

ПОЛТАВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ПОЛТАВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

СІРОБАБА ВІТАЛІЙ ОЛЕКСІЙОВИЧ

УДК 624.046:624.016-022.12

ДИСЕРТАЦІЯ
НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ
СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З ЛЕГКИХ БЕТОНІВ

05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди
19 – архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук.

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело.

_____ В.О. Сіробаба

Науковий керівник Семко Олександр Володимирович д.т.н., професор.

Полтава – 2018

АНОТАЦІЯ

Сіробаба В.О. Несуча здатність та деформативність сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук (доктора філософії) за спеціальністю 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» (19 – архітектура та будівництво). – Полтавський національний технічний університет Юрія Кондратюка, Полтава, 2018.

У представленій роботі виконані експериментальні, чисельні та теоретичні дослідження сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів. Актуальність теми дисертаційної роботи зумовлена ефективністю використання легких сталевих тонкостінних конструкцій (ЛСТК) та легких бетонів у малоповерховому будівництві, використання даного виду конструкцій можливе, як при новому будівництві так і при підсиленні існуючих сталевих конструкцій.

Зміст дисертації. У **вступі** представлена загальна характеристика роботи, обґрунтована актуальність тематики, сформульовані мета та задачі досліджень, описане практичне значення роботи та наукова новизна.

У **першому розділі** наводиться огляд наукової літератури розвитку сталезалізобетонних конструкцій. Велика кількість досліджень сталезалізобетонних конструкцій описують роботу сталеві оболонки товщиною більше 1мм та важкого бетону класу міцності від C8/10. Сталезалізобетонні конструкції з легких бетонів у тонкостінній оболонці на сьогодні досліджені недостатньо [1]. Робота легких бетонів у сталезалізобетонних конструкціях відрізняється від роботи важких бетонів.

Проведений аналіз дозволяє зробити висновок, що алгоритми розрахунку сталезалізобетонних конструкцій у вигляді трубобетонних елементів з легкими бетонами малої міцності досліджені недостатньо як у вітчизняних, так і зарубіжних нормативних документах. Також розглянуті вчення існуючих різних теорій аналітичних розрахунків трубобетонних конструкцій, але всі ці теорії не враховують особливостей роботи запропонованих конструкцій.

У **другому розділі** представлені передумови виконання експериментальних досліджень, а саме визначені основні задачі та методика їх розв'язання при проведенні експерименту. Наведена класифікація експериментальних зразків.

За результатами експериментальних досліджень визначено фізико-механічні характеристики прийнятих матеріалів, несучу здатність кожного із видів експериментальних зразків та описано характер руйнування. Наглядно показано характер деформації кожного зразка.

Виконано підбір з'єднання сталевих оцинкованих конструкцій. Із наведених з'єднань найбільш ефективним визначено поєднання двох видів з'єднань: фальцеве із заклепковим на сталевих заклепках. Даний вид з'єднання є найслабшим місцем у роботі легких сталезалізобетонних конструкцій. Але за рахунок швидкої втрати місцевої стійкості сталевих елементів конструкції, з'єднання не досягає граничних напружень.

За результатами експериментальних досліджень було визначено, що робота полістиролбетону в замкнутому просторі трубного елемента підвищує несучу здатність бетонного ядра у середньому в 2.7 рази.

Сумісна робота замкнутих легких тонкостінних сталевих конструкцій та легкого бетону дозволяє віднести їх до сталезалізобетонних конструкцій, але з відповідним врахуванням особливостей роботи кожного із складових.

Характер деформацій трикомпонентних сталезалізобетонних конструкцій із ЛСТК профілю, трубного елемента та полістиролбетону підтверджують теорію по підсиленню ЛСТК профілю та сталевій обойми легким бетоном, руйнування яких відбувається з явними ознаками втрати не місцевої а вже загальної стійкості.

Дослідження прямокутних складених сталезалізобетонних конструкцій характеризують несучу здатність та деформативність відповідного типу конструкції. Ефективність бетонування полістиролбетоном сталевих стійок та всього перерізу наскрізних стійок підвищує несучу здатність у 1.5 рази.

У **третьому розділі** представлено чисельне моделювання основних трубобетонних конструкцій. Моделювання відбувалося за допомогою програмного комплексу Femap 10.1.1 SC 64bit (Demo), за допомогою вирішувача NASTRAN. Під

час моделювання виконано аналіз геометричних характеристик моделей та розбиття їх на скінченні елементи. Для визначення оптимального розміру скінченних елементів проведено дослідження з урахуванням кількості скінченних елементів, вузлів скінченних елементів, максимальних напружень та необхідного часу для проведення розрахунку. Для визначення фізико-механічних властивостей сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів прийнято рішення по розбивці об'ємної моделі на гексаедри із розміром сторони 10 мм, що складає 2,5% висоти зразка довжиною 400мм.

Після чого були задані фізико-механічні характеристики кожному із матеріалів. Аналіз моделей проводився у відповідності до експериментальних конструкцій. Визначалися відповідні граничні умови, які найбільш точно відповідали дійсній роботі конструкції.

Досліджено чисельним методом напружено-деформативний стан трубобетонних конструкцій, в результаті чого, за допомогою програмного комплексу Femap, отримано графічні зображення головних напружень в елементі. Визначено місця концентрації напружень та їх розподіл у залежності від геометричних особливостей побудови кожного із виду конструкцій.

Наведено графіки деформативності зразків, які свідчать про сумісну роботу сталевोї оболонки та бетонного ядра. Виконано порівняння розрахунків програмного комплексу з експериментальними дослідженнями, розбіжність яких знаходиться у межах до 10%, що дає можливість з достатньою точністю проектувати сталезалізобетонні конструкції з легких бетонів у програмних комплексах.

Отримані результати чисельного моделювання з відповідними особливостями прийнятих граничних умов дозволяє пришвидшити розрахунок даного виду конструкцій, зменшити трудовитрати на рахунок, автоматизувати процес отримання відповідних характеристик міцності та деформативності.

У **четвертому розділі** проведений розрахунок відповідних конструкцій за існуючими аналітичними методиками. Аналіз цих обчислень показав, що загальноприйняті формули обчислення не враховують особливостей роботи тонкостінних сталевих елементів зокрема втрати місцевої стійкості та роботи

легкого бетону у замкнутій сталевій оболонці. Тому результати обчислень не відповідають дійсній умові роботи сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів та потребують уточнень.

Наведені рекомендації, що до уточнення розрахунку сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів за існуючими методиками.

Проведено порівняння інженерних методів розрахунку сталезалізобетонних конструкцій з експериментальними дослідженнями, які показали розбіжність запропонованої методики розрахунку і експериментально отриманими даними міцності конструкцій у межах 5-12%. Прийнято коефіцієнти ефективності роботи сталевих елементу $\gamma_s=1.1$, для легкого бетону в сталевій обіймі $\gamma_c=2.7$ при навантаженні на бетонне ядро.

Отримані результати досліджень сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів були впроваджені у будівництві провідними будівельними організаціями, про що свідчать надані акти впровадження.

Сформульовані загальні висновки по виготовленню, застосуванню, моделюванню та розрахунку сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів.

Ключові слова: сталезалізобетон, полістиролбетон, чисельне моделювання, міцність, стійкість, метод скінченних елементів.

ABSTRACT

Sirobaba V.O. Bearing capacity and deformability of steel reinforced concrete structures made of lightweight concrete.

Dissertation for obtaining a scientific degree of the candidate of technical sciences (doctor of philosophy) in the specialty 05.23.01 "Building constructions, buildings and structures" (19 - architecture and construction). - Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava, 2018.

In the presented paper, experimental, numerical and theoretical research of steel-reinforced constructions made of lightweight concrete have been performed. The relevance of the paper is due to the flimsiness of construction, the possibility of using this type of design both in the new construction and in the reinforcement of existing steel structures.

The content of the thesis. The introduction provides a general description of the work, substantiates the relevance of the subject, formulates the purpose and tasks of research, describes the practical significance of the work and scientific novelty.

The **First Chapter** provides an overview of scientific literature on the history of the development of steel reinforced concrete structures. A large number of studies of steel reinforced concrete structures are based on a combination of a steel shell with a thickness of more than 1mm and heavy concrete of strength class C8 / 10. As for steel reinforced concrete structures made of lightweight concrete in a thin-walled shell, research was conducted in a limited number [3].

The work of lightweight concrete, as one of the components of steel reinforced concrete structures, differs from the work of heavy concrete. Therefore, the determination of the physical and mechanical characteristics of lightweight concrete confirms the relevance of the selected topic.

The conducted analysis allows us to conclude that algorithms for calculating of ultra-lightweight steel reinforced concrete structures in the form of pipe-concrete elements with lightweight concrete of low strength are absent, both in domestic and foreign normative documents. Also, the studying of existing theories of analytical calculations of pipe-concrete structures is considered, but all these theories do not take into account the peculiarities of the work of the proposed constructions.

The **Second Chapter** defines the preconditions for the implementation of experimental research, namely, the main tasks and methods of their solution are determined during the experiment. The classification of experimental samples is carried out.

According to the results of experimental research, the physical and mechanical characteristics of the received materials, the bearing capacity of each of the types of experimental samples and the character of the destruction are described. The diagram of the destruction of each sample is clearly shown.

The choice of connections of steel zinned constructions is done. From the above compounds the most effective combination of two types of connections is defined: folding with rivets on steel rivets (rebated with riveted connection on steel revets). This type of

connection is the weakest place in the work of this construction. But because of the rapid loss of local stability of steel structural elements, this connection does not reach critical values. Deformations due to loss of local stability are critical for these structures.

The work of polystyrene concrete in a closed space of the pipe element increases the bearing capacity of the concrete core by an average of 2 times.

The co-operation of thin-walled steel structures and lightweight concrete allows us to attribute this type of structures to steel reinforced concrete structures, but with the certain consideration of the peculiarities of each component of the construction.

The deformability of three-component steel-reinforced concrete structures with LSTK profile, pipe element and polystyrene concrete confirms the theory of reinforcement of LSTK profile and steel cords with lightweight concrete whose destruction occurs with obvious signs of general stability loss not local one.

Investigations of rectangular composite steel reinforced concrete structures give a description of the deformability and bearing capacity of the corresponding type of construction, both short and long elements. It is also determined the effectiveness of using the appropriate reinforcement by light polystyrene concrete concreting and the whole section of the spatial structure by 1.5 times.

The **Third Chapter** presents a numerical simulation of the basic pipe concrete structures. The simulation was done using the software package in the NASTRAN Femap 10.1.1 SC / 64bit system. During the simulation it was done the analysis of the geometric characteristics of the models and their breakdown into finite elements. To determine the optimal size of finite elements, the research was carried out taking into account the number of finite elements, the number of nodes of finite elements, the maximum stress and the time required for the calculation. To determine the physical and mechanical properties of steel reinforced concrete constructions made of lightweight concrete, it was taken a decision about the development of a volumetric model into hexahedra with a side dimension of 10 mm, which is 2.5% of the height of the short sample.

After that, the physical and mechanical characteristics of each material were given and the boundary conditions were set.

The analysis of models was carried out in accordance with experimental constructions. The certain boundary conditions were determined, which closely corresponded to the actual construction work.

The numerically investigated the stress-strain state of pipe concrete structures, which resulted in graphic representations of main stresses in an element using the Femap software system. The places of concentration of stresses and their distribution depending on the geometrical features of construction of each type of structures are determined.

The graphs of the deformability of samples which testify to the co-operation of the steel shell and the concrete core are presented. Also, there is a comparison of the calculations of the software complex with experimental research, the discrepancy of which is in the range of up to 10%, it gives an opportunity to design steel-reinforced concrete constructions made of lightweight concrete in software complexes with sufficient accuracy.

The obtained results of numerical simulation with the corresponding peculiarities of the accepted boundary conditions can accelerate the calculation of this type of construction, and reduce labor costs by automating the process of obtaining of the corresponding characteristics.

The **Fourth Chapter** contains the calculation of the corresponding constructions according to the existing analytical methods of calculation. The analysis of these calculations proved that the generally accepted calculation formulas do not take into account the peculiarities of the operation of thin-walled steel elements, with the loss of their local stability, and the work of light weight concrete in a closed steel shell. Therefore, the results of the approximate calculations do not correspond to the real condition of the work of ultralight weight steel reinforced concrete structures.

It is proposed to adapt the method of calculation of constructively new designs with the appropriate instructions for use.

A comparison of engineering methods for calculating of theoretical and experimental researches, which showed the discrepancy between the proposed calculation method and experimentally obtained structural strength data in the range of 5-10%.

Accepted coefficients of efficiency of the steel element $\gamma_s = 1.1$, lightweight concrete in a steel shell $\gamma_c = 2.7$.

The obtained results of research of steel reinforced concrete structures made of lightweight concrete have been implemented in the construction by the leading construction organizations, and the given acts evidence about this implementation.

The general conclusions as for production, application, modeling and calculation of steel reinforced concrete structures made of lightweight concrete were formulated.

Key words: steel reinforced concrete, polystyrene concrete, numerical simulation, strength, stability, finite element method.

Список публікацій здобувача:

1. Сіробаба В.О. Порівняння доцільності використання ЛСТК та гнутих профілів для каркаса одноповерхових швидкомонтованих будівель / В.О. Сіробаба, О.П. Новицький, К.А. Зорабян // Металеві конструкції. 2013.–Т.19, №2.–С.129–136.
2. Велитченко С.Г. Моделювання та статистичне випробування сталеві рами легкоатлетичного манежу УАБС НБУ/ С.Г. Велитченко, О.П. Новицький, О.В. Орел, В.В. Піталенко, В.О. Сіробаба // Вісник Сумського національного аграрного університету: серія «БУДІВНИЦТВО». – Суми: СНАУ, 2014. – Вип. 10–С. 72–79.
3. Гудзь С. А. Порівняльна характеристика легких бетонів, які використовуються для підвищення несучої здатності ЛСТК / С.А. Гудзь, Ю.О. Авраменко, В.О. Сіробаба // Збірник наукових праць ПолтНТУ. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво. 2014. – Вип. 1. – С. 202–207.
4. Гудзь С.А. Особливості розрахунку сталезалізобетонних колон на позацентровий стиск / С.А. Гудзь, В.О. Сіробаба // Ресурсоекономні матеріали, конструкції будівлі та споруди: зб. наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2014. – Вип. 29 – С. 129 – 136
5. Семко О.В. Новий напрямок розвитку сталезалізобетону / О.В. Семко, Ю. О. Авраменко, В.О. Сіробаба // Проблеми й перспективи розвитку академічної та університетської науки. Збірник наукових праць за матеріалами IX Міжнародної науково-практичної конференції. – ПолтНТУ, 2016. – С. 316–319.
6. Семко О.В. Експериментальні дослідження з'єднання тонкостінних оцинкованих конструкцій / О.В. Семко, В.О. Сіробаба, Є.О. Загорулько // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури: зб. наукових праць. – Одеса: ОДАБА, 2017. – Вип. 69 – С. 58–63.
7. Oleksandr Semko, Viktor Dariienko, Vitaliy Sirobaba. Deformability of Short Steel Reinforced Concrete Structures on Light Concrete. International Journal of Engineering & Technology. Vol. 7, № 3.2, (2018), pp. 370–375.
8. Семко О.В. Міцність та деформативність сталезалізобетонних конструкцій складеного перерізу на легких бетонах / О.В. Семко, Н.М. Магас, В.О. Сіробаба // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту: зб. наукових праць. Харків: УкрДУЗТ, 2018 – Вип. 178 – С. 123–130.

ЗМІСТ

АНОТАЦІЯ	2
ВСТУП	13
РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З ЛЕГКИХ БЕТОНІВ.....	17
1.1. Історія розвитку сталезалізобетонних конструкцій.....	17
1.2. Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій на тривале навантаження.....	23
1.3. Висновки до першого розділу.....	42
РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ТА РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З ЛЕГКИХ БЕТОНІВ.....	43
2.1. Планування експерименту.....	43
2.2. Метрологічне забезпечення випробувань.....	46
2.3. Класифікація зразків сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів.....	48
2.4. Фізико-механічні характеристики матеріалів зразків.....	57
2.5. Висновки до другого розділу.....	93
РОЗДІЛ 3. ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З ЛЕГКИХ БЕТОНІВ.....	94
3.1 Особливості чисельних досліджень сталезалізобетонних конструкцій з легких сталевих тонкостінних конструкцій та легких бетонів.....	94
3.2 Вибір розмірів скінченних елементів.....	96
3.3 Моделювання фізичної нелінійності при розрахунку.....	101
3.4 Аналіз деформативності зразків.....	112
3.5 Висновки до третього розділу.....	121
РОЗДІЛ 4. ІНЖЕНЕРНІ МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З ЛЕГКИМИ БЕТОНАМИ.....	122
4.1. Розрахунок конструктивно нового з'єднаного матеріалу	122
4.2. Порівняння інженерних методів з теоретичними та експериментальними дослідженнями.....	132

4.3. Впровадження розроблених конструкцій.....	134
4.4 Висновки до четвертого розділу.....	137
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	138
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	140
ДОДАТОК А. АКТИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ.....	161
ДОДАТОК Б. АКТИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ МЕТРОЛОГІЧНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ	166
ДОДАТОК В. ДОДАТКОВІ РОЗРАХУНКИ.....	170
ДОДАТОК Г. СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ ТА ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ.....	173

ВСТУП

Актуальність теми. У світовій будівельній практиці один із найефективніших матеріалів є композит із бетону та сталі – сталезалізобетон. Найпоширеніше використовують стиснуті елементи такі як: колони, стійки та інші, але при їх використанні виникла необхідність врахування нових факторів, які б призвели до поліпшення традиційних характеристик конструкцій. Ці фактори обумовили виникнення і застосування комплексних сталезалізобетонних конструкцій підвищеної легкості при відповідній міцності.

Для вирішення даних задач запропоновано підсилення тонкостінних холодно-формованих металевих профілів легкими бетонами.

Розрахунок міцності та деформативність сталезалізобетонних конструкцій, як і будь-яких інших конструкцій, виконується за загальними методами розрахунку будівельних конструкцій. Однак, враховуючи особливості розрахунку легких холодноформованих сталевих тонкостінних конструкцій та їх сумісну роботу з легким бетоном, це питання потребує детального вивчення.

Чинні нормативні документи України не дозволяють здійснювати достовірну оцінку дійсного напружено-деформованого стану легких сталезалізобетонних конструкцій, тому створення нових і розвиток існуючих методів розрахунку легких сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих профілів, їх апробація і визначення меж застосування є важливим і актуальним завданням, вирішення якого має теоретичне і практичне значення.

Таким чином, актуальною науково-технічною задачею є розробка методів визначення напружено-деформованого стану та визначення дійсної роботи сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема дисертаційної роботи відповідає напрямку вивчення напружено-деформованого стану сталезалізобетонних конструкцій на кафедрі архітектури та міського будівництва Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка. Результати були реалізовані у межах держбюджетних прикладних науково-дослідницьких робіт за темами: «Ресурсоекономні технології відновлення

й реконструкції житлових, громадських і виробничих будівель та захисних споруд цивільної оборони» №97/16 (державний реєстраційний номер 0116U002567). «Комплексні конструктивні рішення забезпечення енергоефективності громадських будівель в умовах євроінтеграції» № 102/18 (державний реєстраційний номер 0118U001097)

Мета роботи: визначити несучу здатність та деформативність сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів.

Визначеній меті відповідають такі основні **задачі дослідження**:

1. Розвинуто методику експериментальних досліджень несучої здатності та деформативності сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів та холодноформованих сталевих профілів.

2. Дослідити напружено-деформативний стан сталезалізобетонних конструкцій з використанням різних холодноформованих профілів та їх з'єднань.

3. Визначити раціональний склад легкого бетону як складова несучого елемента та утеплювача для стінових конструкцій.

4. Провести комп'ютерне моделювання несучої здатності та деформативності з легких сталевих тонкостінних конструкцій на легкому бетоні методом скінченних елементів.

5. Провести порівняльний статистичний аналіз отриманих результатів експериментів і комп'ютерного моделювання.

6. Надати рекомендації щодо інженерних методів розрахунку на міцність та деформативність сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів.

Об'єкт дослідження – стиск сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів.

Предмет дослідження – несуча здатність та деформативність сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів.

Методи дослідження: експериментальні методи дослідження міцності та деформування сталезалізобетонних стійок, чисельні методи розрахунку напружено-деформованого стану методом скінченних елементів.

Наукова новизна одержаних результатів полягає в наступному:

- дістали подальшого розвитку нові конструктивні рішення сталезалізобетонних стійок із використанням легких сталевих тонкостінних конструкцій та легкого полістиролбетону;
- отримано нові дані експериментальних досліджень несучої здатності та деформативності сталезалізобетонних зразків з легких бетонів;
- розвинуто методику чисельного моделювання несучої здатності та деформативності СЗБ конструкцій з легких бетонів та тонкостінних профілів;
- вперше запропоновано систему коефіцієнтів для розрахунку стійкості сталезалізобетонних стійок із використанням легких сталевих тонкостінних конструкцій та легкого бетону;
- розвинуто інженерні методи розрахунку сталезалізобетонних конструкцій з легкими бетонами.

Практичне значення одержаних результатів роботи:

- розроблено методику виготовлення СЗБ конструкцій з легких бетонів із уточненням ефективного розміщення профілю у перерізі сталезалізобетонних конструкцій;
- розроблені нові типи СЗБ конструкцій, які можуть застосовуватись у каркасних промислових та цивільних будівель;
- результати дослідження несучої здатності та деформативності використані для проектування каркасів цивільних будівель зі СЗБ конструкцій, що дозволило підвищити ефективність використання даних конструкцій.

Особистий внесок автора. Результати, подані в дисертації, отримані самостійно та у співавторстві. У співавторстві наукових публікацій здобувачеві належить: огляд літератури, аналіз ефективності використання різного виду сталевих профілів, участь у проведенні чисельного моделювання сталевих каркасів на основі легких сталевих тонкостінних профілів, формулювання висновків [Г.1]; участь у проведенні експериментальних досліджень, дослідження сталевої рами у програмному комплексі, формулювання висновків [Г.2]; підбір та аналіз легких бетонів для підвищення несучої здатності ЛСТК, формулювання висновків [Г.3];

порівняння методів розрахунку сталезалізобетонних колон на позацентровий стиск із визначенням особливостей, формулювання висновків [Г.4]; виготовлення та проведення експериментальних досліджень з'єднань тонкостінних оцинкованих конструкцій, аналіз отриманих експериментальних даних, формулювання висновків [Г.5]; дослідження оптимальних параметрів сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів, формулювання висновків [Г.6]; підготовка експериментальних зразків та експериментальної установки, участь у проведенні експериментальних досліджень сталезалізобетонних конструкцій із ЛСТК та полістиролбетону, аналіз отриманих даних та формулювання висновків [Г. 7]; участь у підготовці зразків та проведення експериментальних досліджень, визначення особливостей роботи сталезалізобетонних конструкцій, формулювання висновків [Г.8].

Апробація результатів дисертації. Основні положення і результати дисертаційної роботи викладено в доповідях на таких конференціях: 66-та наукова конференція професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, м. Полтава, 2014р; восьма науково-технічна конференція «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» м. Рівне 2014р; науково-практична конференція викладачів, аспірантів та студентів СНАУ м. Суми, 2015р; IX Міжнародна науково-практична конференція «Проблеми й перспективи розвитку академічної та університетської науки». м. Полтава, 2016р; I Міжнародна азербайджансько-українська конференція «BUILDING INNOVATIONS – 2018», Баку, Азербайджан, 2018 р.

Публікації. За темою дисертації опубліковано 8 наукових праць, з них 6 у фахових виданнях рекомендованих Міністерством освіти і науки України, в тому числі 4 у виданнях, що включено до міжнародних наукометричних баз. Крім того, 1 наукова праця опублікована за кордоном.

Обсяг та структура роботи. Дисертація складається із вступу, чотирьох розділів, загальних висновків і додатків. Роботу виконано на 175 сторінках, машинописного тексту, з яких 142 сторінки основного тексту, 32 повних сторінок з рисунками та таблицями, 21 сторінка списку використаних джерел.

РОЗДІЛ 1

АНАЛІЗ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З ЛЕГКИХ БЕТОНІВ

1.1. Історія розвитку сталезалізобетонних конструкцій

Науковий прогрес у галузі будівництва зумовлює виникненню нових та удосконалення існуючих будівельних конструкцій. Одним із напрямків розвитку є пошук нових поєднань сталі та бетону у будівельних конструкціях. До таких конструкцій відноситься сталезалізобетон з прокатних або холодноформованих металевих профілів, стержневої арматури та бетону.

У будівельній практиці достатньо широко використовують змішані системи, у яких на сталеві несучі конструкції влаштовують залізобетонні настили, плити та інші конструкції. Об'єднання цих елементів у цілісну сталезалізобетонну конструкцію дає можливість у багатьох випадках більш раціонально використовувати властивості сталі та бетону, зменшити витрати будівельних матеріалів, підвищити економічну ефективність. Сталезалізобетонні конструкції (СЗБК) з'явилися пізніше, ніж металеві та залізобетонні конструкції. У кінці XIX ст. будівельники часто використовували металеві балки, облицьовані бетоном (з метою підвищення їх вогнестійкості і корозійної стійкості або ж з конструктивних міркувань), які мають підвищену жорсткість і міцність. Експериментально це було підтверджено випробуваннями у Англії у 1923р. Вітчизняні мостобудівельники також відмічали, що при наявності монолітної плити, влаштованої на верхніх полицях металевих балок, прогини і напруження виявлялися значно меншими від розрахункових. В 1929р. Каугей і Скотт в Англії і в 1939р. Фрейсине у Франції вперше запропонували застосовувати з'єднувальні деталі для забезпечення сумісної роботи залізобетону і металевих конструкцій.

Одним із видів ефективних конструкцій, що працюють на стиск, є трубобетонні конструкції. Перші спогади про поєднання бетонних та залізобетонних конструкцій з металевими обоймами, розгляд їх сумісної роботи починаються з 1902р. Консідера та Рабю [175]. Саме з цих експериментальних досліджень та чисельних пропозицій залізобетонні конструкції залежності від армування поділяють на дві групи:

1. Конструкції з опосередкованою арматурою, яка не працює на поздовжнє зусилля, але створює об'ємно-напружений стан у бетоні.

2. Конструкції армовані жорсткою арматурою, яка сприймає поздовжні зусилля і створює об'ємно-напружений стан у бетоні.

З цього часу роботу СЗБК відносять до другої групи [48, 80].

Значні досягнення Г.П. Передерія [56] не враховували об'ємно-напруженого стану бетону, міцність бетону відповідала кубиковій міцності, що не відповідає дійсній роботі конструкції.

А.А. Гвоздєв [20] досліджував способи ущільнення бетону для покращення фізико-механічних характеристик та експериментально підтверджено роботи сталевих труби як обойми.

В.А. Росновським [60] отримано, експериментальним методом на більш ніж 200 трубобетонних зразків, висновки, що труба починає працювати у поперечному напрямку після досягнення бетоном граничного стану по міцності.

А.Ф. Ліпатов [44] розглядав трубу у пружній стадії роботи, у вигляді поздовжньої арматури.

В.Ф. Маренін [48] у 1955-1959 роках довів, що система трубобетону у граничному стані працює як обойма незалежно від способу передачі навантажень, на весь переріз, чи окремо на бетонне ядро.

О.Н. Алперіна [3] провела аналіз впливу конструктивних особливостей трубобетонних конструкцій залежно від діаметру та довжини. Також досліджувався процес тріщино утворення бетону у замкнутих системах згідно теорії О.Я. Берга [6].

Думки та висновки кожного із наведених дослідників були різні, враховуючи це, поділялись і теорії розрахунку трубобетонних конструкцій.

Роботи В.А. Трулля та Р.С. Санжировського [64, 64] ґрунтується на теорії Г.А. Генієва. Роботи А.А. Долженка [28] базується на теорії Бельтрамі. В.Ф. Маренін [48] та Л.І. Стороженко [82-112] у переважній більшості використовують теорію О.Я. Берга [6].

Вчені Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка під керівництвом Л.І. Стороженка, який є засновником школи

сталезалізобетону, з 1986 року проводять практичні та теоретичні дослідження. Відомі праці С.Ф. Пічугіна, О.В. Семка, Г.В. Головка, В.І. Маракуци, В.М. Сурдіна, В.І. Барбарського, В.В. Васюти, С.В. Шкіренка, Д.А. Єрмоленка, О.І. Лапенко, В.Ф. Пенца, О.П. Воскобійник, В.О. Семка, А.В. Гасенка, Ю.О. Авраменка, І.О. Пархоменко, К.О. Шумейко, О.В. Демченко, О.В. Скиби, М.В. Лещенко, О.В. Череднікової, П.О. Семка та інші. Основними напрямками досліджень були нові способи врахування сумісної роботи комплексного перерізу, запропоновано методики розрахунку стиснутих армованих трубобетонних елементів, дослідження різних типів оболонок та ядер сталезалізобетонних конструкцій, конструювання нових вузлових з'єднань та інші.

Проаналізувавши всі ці роботи слід зазначити, що недостатня кількість дослідів які б враховували особливості роботи та розрахунок сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів. Тому проведення досліджень цих конструкцій є актуальним питанням сьогодення.

У Полтавському національному університеті імені Юрія Кондратюка з 2009р. під керівництвом д.т.н. професора Семка О.В. проводяться масштабні дослідження з питань несучої здатності, деформативності, сумісної роботи саме сталезалізобетонних конструкцій з легкими бетонами. Досліджуються комплексні конструкції з ЛСТК профілів та легких бетонів [69-79].

Авраменко Ю.О. вивчав питання місцевої стійкості сталевих елементів сталебетонних конструкцій, причому з використанням легких бетонів [1].

Лещенко М.В. займалася тепловою надійністю стін із легких сталевих тонкостінних конструкцій, де розглянуто полістиролбетон, як теплоізоляційний матеріал [43, 161].

Особливої уваги заслуговує робота Семка В.О. [43, 68, 161, 169]. Проведена величезна робота з обробки та узагальнення наукових досліджень надійності несучих та огорожувальних конструкцій із сталевих холодноформованих тонкостінних профілів. Одним із розглянутих питань, було застосування полістиролбетону, як утеплювача в огорожувальних конструкціях.

Чередніковою О.В. [133, 134] проведено дослідження напружено-деформованого стану легкобетонних комбінованих плит з профільним настилом.

Дослідження проведені за останній час охоплювали тільки деякі аспекти роботи сталезалізобетонних конструкцій з використанням легких бетонів, але у той же час дійсної роботи легких бетонів у поєднанні з ЛСТК недостатньо для створення точної моделі розрахунку даного виду конструкцій.

Існуючі вітчизняні нормативні документи [26], які описують, та пропонують алгоритми розрахунків сталезалізобетонних конструкцій, описують роботу важких бетонів, та металевих конструкцій товщиною від 1мм. Тому саме створення та накопичення практичного досвіду роботи сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів є основою для створення нової нормативної бази.

При будівництві та реконструкції будівель та споруд, широко використовують легкі сталеві каркаси утеплених легкими бетонами, які у свою чергу виконують подвійну функцію: несучої конструкції та теплоізоляції. Ці конструкції не створюють великих навантажень на нижчестоящі стіни, фундаменти та основи, мають підвищену міцність у порівнянні із звичайними ЛСТК профілів, а саме підвищується стійкість стійок та прогонів, як наслідок підвищується просторова жорсткість будівлі цілому.

Отже, не зважаючи на проведені дослідження, як зарубіжних так і вітчизняних вчених, дійсна робота сталезалізобетонних конструкцій з легкого бетону має ряд невирішених задач. Однією із таких задач є визначення міцності та деформативності профілів замкнутого перерізу з легких бетонів.

Застосування легких бетонів у світовій практиці є досить поширене явище, але з урахуванням їх деформативності та незначної міцності, використання у несучих конструкціях обмежується. На сьогодні економічна ефективність застосування легких бетонів у різних галузях будівництва не викликає сумнівів. Аналізуючи світовий досвід використання легких бетонів у будівництві можна відмітити тенденцію зростання і досліджень різних видів легких бетонів.

Особливості роботи полістиролбетону розглядало багато вчених. У роботах [5] розглядалися фізико-механічні властивості полістиролбетону. Спільною роботою

полістиролбетону з залізобетонними панелями займалися такі вчені: М.В. Савицький [63, 166, 167], В.І. Большаков [8, 9], А.М. Сопільняк [166] та інші. Взаємна робота елементів каркасів будівель із настилами покрівель та обшивкою стін досліджувалась М.В. Савицьким та О.Г. Зінкевич [63,167], L. Fiorino [152].

Дослідження характеру роботи сталезалізобетонних конструкцій замкнутого прямокутного перерізу з важких бетонів вивчали у своїх роботах Е.Д. Чихладзе [120-123], Г.Л. Ватуля [11-14]. Але дослідження не враховували легкого бетону і тонкостінного холодноформованого сталевого профілю.

При проектуванні комплексних конструкцій: стінових панелей, складеного перерізу колон, сталобетонних балок з використанням легких бетонів та інших конструкцій, сумісною роботою матеріалів нехтують.

На сьогоднішній час дійсна робота та методи розрахунку легкого бетону, а саме полістиролбетону у замкнутих конструкціях, досліджено недостатньо. Отже визначення ефективності сумісної роботи легкого бетону та металевих профілів замкнутого перерізу залишається відкритим питання сьогодення.

Загальні показники міцності легкого бетону, у відповідності до вітчизняних норм [30]], для розрахунку бетонних, залізобетонних та сталезалізобетонних конструкцій вказується мінімальні клас міцності легкого бетону LC8/9 з відповідними характеристиками міцності 8МПа – циліндрична міцність та 9МПа - кубічна міцність. Але для використання даного класу легкого бетону зводить на мінімум його теплотехнічні якості, а інколи і економічний ефект легкості конструкції втрачається за рахунок власної ваги відповідного класу бетону.

Якщо розглядати нормативні документи, які регламентують фізико-механічні характеристики ніздрюватих бетонів [30], спостерігається варіація показників міцності та щільності.

У відповідності до графіка (рисунок 1.1) граничні значення міцності залежать від щільності легких бетонів. Відповідні значення міцності будуть варіюватися залежно від умов виготовлення. Робота легкого бетону в об'ємно-напруженому стані у сталезалізобетонних конструкціях замкнутого перерізу матиме зовсім інші показники ніж у відкритих перерізах.

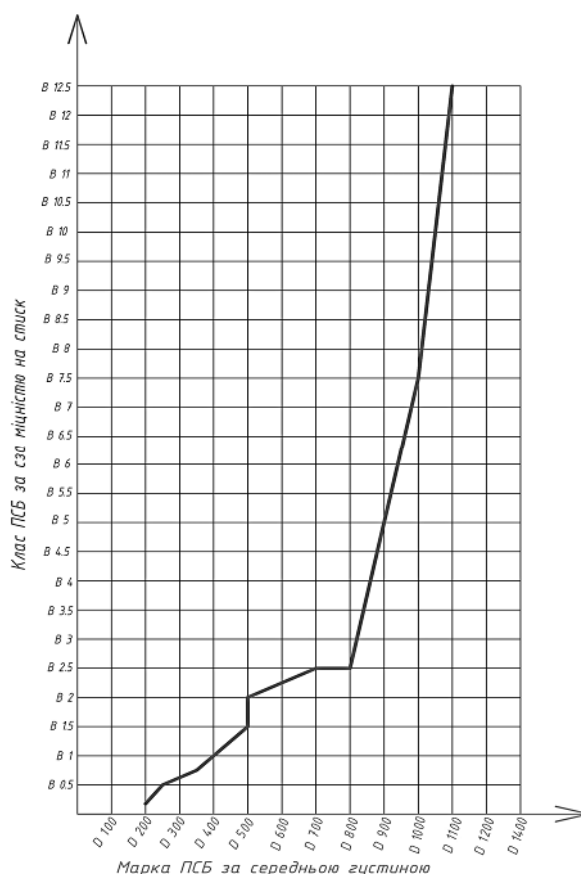


Рисунок 1.1 Графік залежності класу міцності від середньої густини ніздрюватих бетонів за умовами безавтоклавного твердіння за [30]

На сьогоднішній день у конструкціях відкритого перерізу встановлено вплив легкого бетону на втрату місцевої стійкості ЛСТК профілів, визначено ряд позитивних та негативних аспектів проведення такого виду підсилення [1], але ці дослідження не дають повної та обґрунтованої роботи легкого бетону, особливо у замкнутих конструкціях до таких конструкцій відносять трубобетон.

Отже визначення умов роботи у об'ємно-напруженому стані легкого бетону на прикладі полістиролбетону є актуальним відкритим питанням сьогодення, яке потребує ретельного вивчення. Визначення граничних умов при відповідних фізико-механічних характеристиках, підбір та рекомендації застосування відповідних класів міцності дадуть змогу точніше розраховувати СЗБК з легких бетонів, та редагувати роботу легкого бетону при чисельному обчисленні.

При врахуванні роботи легкого бетону у об'ємно-напруженому стані, можна отримати економічний ефект при визначенні геометричних та фізико-механічних характеристик матеріалів.

1.2. Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій на тривале навантаження

Враховуючи більше як 100 літній досвід використання СЗБК у будівництві, досліджується все більше нових факторів та властивостей цих конструкцій.

Виділяють два види сталезалізобетонних конструкцій:

- перший вид характеризується поєднанням конструктивного бетону і сталевих конструкцій, які за рахунок розміщення елементів у конструкції досягають найефективнішого використання характеристик кожного із складових СЗБК;

- другий вид характеризується поєднанням сталевोї оболонки, яка виконує подвійну функцію: незнімної опалубки та конструктивного елементу, з конструктивним бетоном, особливістю роботи якого є врахування об'ємно-напруженого стану.

Сталезалізобетонні конструкції, які відносяться до другої групи, є більш ефективні [94], про що свідчить широке використання у світовому будівництві. Яскравими представниками цього виду є трубобетонні конструкції.

Питанням дослідження трубобетону активно займаються науковці України, Китаю, США, Японії, Росії, Білорусії та європейських країн. Доказом отриманих прогресивних наукових здобутків є проектування та зведення унікальних споруд із застосуванням трубобетонних конструкцій.

Також використання СЗБК у малоповерховому будівництві все частіше зустрічаються полегшені конструкції (рисунки 1.2-1.5). Причому використовуючи легкі бетони не тільки як утеплювач, але як і конструктивний матеріал.

Тому визначенням реальної роботи, алгоритму розрахунку та створення нових комбінованих конструкцій залишається актуальною задачею.

Розвиток СЗБК у сучасному будівництві є одним із провідних напрямків. Безсумнівні переваги цих конструкцій над іншими будівельними конструкціями доводяться популярністю застосувань у світовому будівництві.

Вивчення СЗБК дослідниками у світовому будівництві обумовлює різні підходи до розрахунку, кожна із цих теорій підтверджується багаточисельними експериментальними дослідженнями, які виконувались із метою визначення факторів, які впливають на роботу цих конструкцій.



Рисунок 1.2. Малоповерхова будівля із ЛСТК



Рисунок 1.3. Сталезалізобетонне перекриття із полістиролбетону.



Рисунок 1.4 Заповнення полістиролбетоном зовнішніх огорожуючих конструкцій каркасної будівлі із ЛСТК



Рисунок 1.5. Утеплення каркасної будівлі із ЛСТК полістиролбетоном.

Труبوبетонні конструкції ефективно працюють на стиск. Тому величезна кількість публікацій, наукових робіт по дослідженню цих конструкцій дають загальні поняття про несучу здатність та деформативність труبوبетонних конструкцій за різних умов експлуатації. Всі наведені методики спрямовані на розрахунок комплексних труبوبетонних конструкцій які складаються із високоміцних або нормальної міцності бетонів та сталевих елементів товщина яких перевищує 1мм. Розрахунок комплексних сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів потребує додаткових досліджень.

Незважаючи на всі ці дослідження на сьогоднішній день, залишаються відкриті питання впливу різних факторів на роботу трубобетону. Також відсутні дослідження трубобетонних конструкцій складовими яких є тонкостінні сталеві конструкції товщиною до 1мм та легкий бетону нижче класу LC8/9. На сьогоднішній день проведені дослідження поєднання таких матеріалів для сталезалізобетонних перекрить, дослідження стійкості ЛСТК відкритого перерізу підсиленіх легким бетоном та інші.

Адаптація відомих аналітичних методик розрахунку сталезалізобетонних конструкцій замкнутого перерізу дасть можливість точніше описати роботу цих конструкцій та використовувати ці данні для подальшого розрахунку при зведенні або підсиленні сталезалізобетонних конструкцій.

Розрахунок на центральний та позацентровий стиск трубобетонних конструкцій описаний у вітчизняних нормах ДБН [26], зарубіжних Eurocode 4 [150] та за методиками відомих вчених Санжаровського [64], Трулля [39], Єрмоленка [32-35], Стороженка [82-107] різняться за своєю ідеологією.

За всі ці роки сформовано загальні принципи розрахунку сталезалізобетонних конструкцій. Причому кожна наукова школа мала свої теорії розрахунку виходячи із експериментальних досліджень. Звісно, всі ці теорії досліджували різні граничні умови, різновиди геометричних та фізико-механічних характеристик матеріалів для сталезалізобетонних конструкцій. Всі закономірності зводилися та описувалися за допомогою математичних алгоритмів [33, 40, 41, 64, 107, 134].

Робота стиснутих трубобетонних елементів описуються формулою:

$$N_{pl} = \gamma(\alpha f_c A_c + \beta f_y A_y), \quad (1.1)$$

де γ, α та β – коефіцієнти, що враховують особливості роботи кожного із складових трубобетонного перерізу в цілому;

f_y, f_c – розрахункові опори труби та бетону відповідно у пружній стадії роботи компонентів трубобетону;

A_s, A_c – площа перерізу робочої металевої оболонки та бетонного ядра відповідно.

Виведення аналітичного розрахунку міцності трубобетонних конструкцій охоплює широкий спектр особливостей роботи конструкції.

Різні підходи розрахунку враховують особливості роботи бетону у сталевій оболонці, так званий «ефект обойми», який досягається при обтисненні бетонного ядра під час деформування та виникнення об'ємного напруженого-деформованого стану.

Історично так склалося, що думки науковців розділилися. Одні пропонують методики запозичені із розрахунку залізобетонних конструкцій, які припускають одновісну роботу бетонного ядра і сталеві труби. Такі рекомендації розрахунку надавали Г.П. Передерій [56], В.А. Росновський [60], А.Ф. Ліпатов [44], Н.Ф. Скворцов [81], А.І. Кікін [39], Р.С. Санжировський [64].

Міцність трубобетонного елемента обумовлена міцністю бетонного ядра, а робота сталеві оболонки спрямована лише на створення реактивного бічного тиску і не включається у розрахунок на роботу осьового стиску. Ці твердження у своїх методиках розрахунку описували О.Я. Берг [6], В.Ф. Маренін [48], Я.П. Семоненко [66, 67], В.М. Фонов і А.П. Нестерович [117], особливо актуальні данні наводить О.О. Гвоздев [20] який займався тонкостінними трубами з $\delta/R=0.02-0.05$, за його рекомендаціями для труб із відповідними характеристиками слід приймати $\beta=2$.

Треті ж відстоювали свою думку на допущенні, що в опорі при осьовому стиску приймає участь бетонне ядро, яке має підвищені характеристики міцності за рахунок поперечного тиску оболонки на бетон, та стальва труба, яка виконує подвійну функцію і працює як у трансверсальному, так і в осьовому напрямку.

Відомі два методи О.А. Долженка [28] з відповідними припущеннями: перше припущення ґрунтується на сталому значенні $\alpha=1$ та змінному коефіцієнті $\beta=1,4-3$, залежність має певну функцію від співвідношення несучої здатності N_b/N_{mp} , які отримуються експериментальним шляхом. Другий метод базується на визначенні за теорією міцності Бельтрамі змінних коефіцієнтів, як до бетонного ядра, так і до сталеві оболонки:

$$\alpha = \nu \frac{N_y}{N_c} + \sqrt{(\nu^2 + 0.5\nu - 0.5) \left(\frac{N_y}{N_c} \right) + 1} \approx 1.2 \div 5 \quad (1.2)$$

$$\beta = \nu \left(1 - 2 \frac{\delta}{d} + \sqrt{1 - 4 \left(1 + \frac{1}{\nu} \right) \frac{\delta}{d}} \right) \approx 1 \div 2 \quad (1.3)$$

де ν – коефіцієнт поперечної деформації трубобетону в граничному стані.

$$\nu = 0,55 + 0,1 \left(\frac{N_{mp}}{N_b} \right) \quad (1.4)$$

За теорією Л.К. Лукша [45] розрахунок виконується з відповідними коефіцієнтами:

$$\alpha = \left(1 + \frac{K|\sigma_0|}{f_c} \right) \quad (1.5)$$

$$\beta = \frac{\sigma_z^S}{f_y} \quad (1.6)$$

де σ_0 – бічний тиск сталевий оболонки на бетонне ядро:

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_y + n f_c}{n(K - 2\nu_b) - 1} \left[1 - \frac{\frac{n(K - 2\nu_b) - 1}{1 + \nu_m}}{\beta_m} \right] \quad (1.7)$$

σ_z^S – розрахунковий осьовий опір труби:

$$\sigma_z^S = \sigma_y - \frac{|\sigma_0| \beta_s}{\beta_s - 1} \quad (1.8)$$

β_s – відносна товщина стінки;

K – коефіцієнт ефективності бокового тиску:

$$K = \frac{10 - 100\sigma_0}{f_c + 15\sigma_0} \quad (1.9)$$

Базуючись на експериментальних дослідженнях Стороженка Л.І. [83-112], методики по визначенню міцності трубобетонних елементів круглого перерізу, які працюють на стиск, визначаються з урахуванням таких особливостей:

- опір бетонного ядра, що працює у об'ємно-напруженому стані круглої труби має наступний вигляд:

$$R_b^* = 0.65B(1 + 16.1 \cdot \mu_b \cdot \beta) \quad (1.10)$$

де B – клас бетону за міцністю на стиск;

$\mu_b = \left(\frac{D}{D - 2t} \right)^2 - 1$ – коефіцієнт армування трубобетонного перерізу, що враховує

відношення товщини труби і зовнішнього діаметра труби;

β – коефіцієнт, прийнятий залежно від класу бетону за міцністю на стиск.

- міцність стиснутих трубобетонних конструкцій визначається з урахуванням ефективності роботи при об'ємно-напруженому стані бетону. Враховується коефіцієнт ефективності роботи бетону η та коефіцієнтом ефективності роботи трубобетонного елемента в цілому m .

$$\eta = \frac{\sigma_c}{\sigma_{c,u}}; \quad (1.11)$$

$$m_y = \frac{N_y}{f_{ym} \cdot A_s + f_{cm} \cdot A_c}; \quad (1.12)$$

$$m_u = \frac{N_u}{f_{ym} \cdot A_s + f_{cm} \cdot A_c} \quad (1.13)$$

де $\sigma_{c,u}$ – поздовжні напруження в бетоні при руйнування зразка;

N_y , N_u – зовнішні поздовжні навантаження, які відповідають межі текучості сталевий оболонки та втраті несучої здатності;

m_y , m_u – коефіцієнт ефективності роботи трубобетонної конструкції від навантаження N_y , N_u відповідно.

Пропозиції, що до використання єдиного інтегрального коефіцієнта умов роботи трубобетонного елемента $\gamma = \varphi \gamma_{bs}$, який характеризується підвищенням несучої здатності бетонного ядра та сталевий оболонки, досліджувала О.П. Воскобійник [15, 16].

$\varphi = 0,92$ – коефіцієнт впливу на міцність та стійкість випадкового ексцентриситету e_a та інших факторів;

$\gamma_{bs} = 1,25$ – коефіцієнт умов роботи трубобетону.

Д.А. Єрмоленко [32-35] запропонував методику, яка враховує застосування коефіцієнта підвищення призмової міцності бетону $\alpha = k_b$, визначення цього коефіцієнту в межах $\alpha = 1 \div 2,7$ за графіком підвищення міцності бетонного ядра у трубобетонних конструкціях.

Проведено аналіз провідних відомих методів розрахунку трубобетонних конструкцій, з визначенням особливостей кожної із них.

Запропоновані методики розрахунку на міцність та стійкість трубобетонних конструкцій китайським вченими Min Yu [165], Xiaoxiong Zha [187], Jianqiao Ye та

Yuting Li [17], у яких значення міцності N_0 та стійкості N_{st} визначаються за відповідними формулами:

$$N_0 = (1 + \eta)(f_y A_s + f_c A_{ck}); \quad (1.14)$$

$$N_{st} = \varphi_{st} N_0, \quad (1.15)$$

де η – коефіцієнт збільшення міцності за рахунок обтиснення бетону у трубі, який залежить від кількості граней сталеві оболонки n , властивостей матеріалів та коефіцієнта, який враховує суцільність конструкцій (відсутність пустот) ψ . Слід зазначити, що для круглих суцільних трубобетонних конструкцій коефіцієнт $\eta=0$.

Виникає питання, щодо використання відповідних формул для розрахунку за межами пружної роботи компонентів з використанням тимчасових опорів сталі та бетону, відповідні опори при об'ємно-напруженому бетоні у сталевій трубі.

A_s, A_{ck} – площі поперечного перерізу сталеві труби та бетонного ядра відповідно.

φ_{st} – коефіцієнт поздовжнього згину, величина якого залежить від кількості граней сталеві оболонки n , фізико-механічних характеристик використаних матеріалів, гнучкості λ_{sc} та жорсткості зігнутого трубобетонного перерізу:

$$E_{sc} I_{sc} = E_c I_c + E_s I_s; \quad (1.16)$$

де E_{sc} – модуль пружності трубобетонної конструкції;

I_{sc} – момент інерції трубобетонної конструкції;

E_c, E_s – модулі пружності компонентів трубобетонної конструкції бетону та сталеві труби відповідно;

I_c, I_s – моменти інерції компонентів трубобетонної конструкції бетону та сталеві труби відповідно.

Дана методика базувалася на експериментальних трубобетонних зразках квадратного та восьмикутного поперечного перерізу [18].

Порядок розрахунку на міцність та стійкість круглих трубобетонних конструкцій виконувався з використанням відповідних уточнень:

- визначення межі текучості трубобетону:

$$f_{sc} = \left[1 + \frac{\Omega \cdot \xi_{sc}}{\left[2\Omega + 0.05\xi_{sc} \cdot \Omega \left(0.2 \frac{f_{ck}}{f_y} - 0.05 \right) \right] (\Omega + \xi_{sc})} \right] \quad (1.17)$$

де $\Omega = A_c / (A_c + A_k)$ – відношення бетонного ядра та повної площі трубобетонного елемента, для суцільного трубобетонного перерізу $\Omega = 1$, для пустотного перерізу $\Omega = 1 - \psi$ (ψ – коефіцієнт який враховує пустоти у поперечному перерізі);

$\xi_{sc} = \frac{A_s f_s}{A_c f_{ck}}$ – відношення міцності сталі до міцності бетону;

f_s, f_{ck} – межа текучості сталі та призмova міцність бетону.

- критичне навантаження на елемент:

$$N_o = f_s \cdot A_{sc} \quad (1.18)$$

де A_{sc} – поперечний переріз трубобетонної конструкції.

- визначення коефіцієнта поздовжнього згину:

$$\varphi_{sc} = \frac{1}{2\bar{\lambda}_{sc}^2} \left[\bar{\lambda}_{sc}^2 + 0.25\beta \cdot \bar{\lambda}_{sc}^2 + 1 - \sqrt{(\bar{\lambda}_{sc}^2 + 0.25\beta \cdot \bar{\lambda}_{sc}^2 + 1)^2 - 4\bar{\lambda}_{sc}^2} \right] \quad (1.19)$$

- несуча здатність за умовою стійкості:

$$N_{st} = \varphi_{sc} \cdot f_{sc} \cdot A_{sc} \quad (1.20)$$

Наведені методи перевірені та обґрунтовані шляхом експериментальних досліджень зразків трубобетонних елементів з порожнинами та суцільного перерізу.

Для прикладу при розрахунку за вітчизняними нормативними документами [26] розрахунок трубобетонних конструкцій проводиться за рахунок приведення бетонного ядра до сталі. Ці приведення залежать від відношення модулів пружності кожного із застосованих матеріалів.

Комбіновані конструкції, що працюють на стиск будь-якого поперечного перерізу повинні перевірятись на:

- несучу здатність елемента;
- місцеву втрату стійкості;
- забезпечення відповідного навантаження, яке виключає значне ковзання у місці з'єднання сталевий обійми та бетонного ядра;
- міцність на зсув між сталевими та бетонними складовими.

Причому обов'язковим є виконання умови:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9 \quad (1.21)$$

де коефіцієнт δ знаходиться за формулою:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (1.22)$$

де A_a – площа поперечного перерізу конструкційного сталевго профілю;

f_{yd} - розрахунковий опір конструктивної сталі на границі текучості;

$N_{pl,Rd}$ - розрахункова несуча здатність комбінованого перерізу за нормального зусилля.

Також є обмеження у геометричних параметрах.

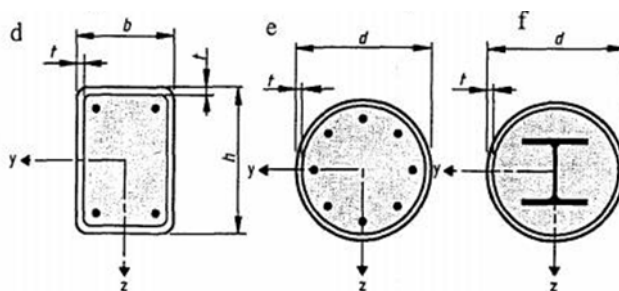


Рисунок 1.6 Перерізи комбінованих колон

Для круглого перерізу при відношенні зовнішнього діаметру сталевго елемента до його товщини:

$$\max\left(\frac{d}{t}\right) = 90 \frac{235}{f_y} \quad (1.23)$$

де d – зовнішній діаметр труби;

t – товщина стінки;

f_y – розрахункове значення межі текучості.

Для прямокутної труби з відношенням висоти до товщини сталевго елемента:

$$\max\left(\frac{h}{t}\right) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}; \quad (1.24)$$

де h – висота прямокутної труби.

Загальна формула міцності поперечного перерізу сталезалізобетонного елемента, що працює на центральний стиск має наступний вигляд:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \quad (1.25)$$

де A_c – площа поперечного перерізу бетону;

f_{cd} - розрахункове значення міцності бетону на стиск;

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{lcc} f_{lck}}{\gamma_c} \quad (1.26)$$

де f_{lck} – нормативна циліндрична міцність на стиск бетону у віці 28 діб;

α_{lcc} – коефіцієнт, для легкого бетону рекомендується 0.85;

γ_c – коефіцієнт надійності для бетону 1.5.

Ця формула описує сумарну роботу двох елементів як окремих складових.

Що ж до труобетонних конструкцій, то ця методика не є коректною, так як не врахована робота бетонного ядра в об'ємно-напруженому стані. Врахування ефекту обтиснення бетонного ядра сталевую оболонкою суттєво підвищує несучу здатність комплексної труобетонної конструкції. Для врахування цієї роботи пропонується наступна формула:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}}\right) \quad (1.27)$$

де f_{ck} - характеристична міцність бетону на стиск у віці 28 діб.

Причому відповідні коефіцієнти ефективності роботи кожного із елементів для випадку із центральним стиском $e=0$ визначаються:

- для сталевого елемента

$$\eta_a = \eta_{a0} = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}) \leq 1 \quad (1.28)$$

- для бетонного ядра

$$\eta_c = \eta_{c0} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \geq 0 \quad (1.29)$$

Для визначення приведеної гнучкості використовують наступний вираз:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (1.30)$$

де $N_{pl,Rk}$ - характеристична несуча здатність комбінованого перерізу за нормального зусилля;

N_{cr} – критична сила за Ейлером.

Перевірка повзучості і усадки:

$$\bar{\lambda}_{lim} = \frac{0.8}{1-\delta} \quad (1.31)$$

Визначення критичного зусилля за Ейлером має наступний вигляд:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{min}}{l_0^2} \quad (1.32)$$

де l_0 – розрахункова довжина елемента;

EI_{min} – характеристичне значення жорсткості.

$$EI_{min} = E_a I_a + K_e E_{cm} I_c \quad (1.33)$$

де I_a – момент інерції сталевого перерізу;

I_c – момент інерції бетонного перерізу;

E_{cm} – січний модуль пружності бетону;

K_e – коригуючий коефіцієнт прийнятий 0.6.

При розрахунку сталобетонних конструкцій прямокутного перерізу із застосуванням ЛСТК профілів критична сила приймає наступний вигляд:

$$N_{cr,eff} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{eff}}{L_c^2} \quad (1.34)$$

Відповідно:

$$(EI)_{eff} = 0.9(E_a \cdot I_a + 0.5 \cdot E_c \cdot I_c) \quad (1.35)$$

Коефіцієнт підсилення при $\beta=1$:

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{ed}}{N_{cr,eff}}} \geq 1.0 \quad (1.36)$$

Несуча здатність сталезалізобетонного прямокутного перерізу на стиск в пластичній стадії [144]:

$$N_{pl,Rd} = A_{a,eff} f_{yd} + 0,85 A_{cf} f_{cd} \quad (1.37)$$

Розрахункове значення поздовжньої сили N_{Ed} при осьовому стиску повинно задовольняти умові:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0, \quad (1.38)$$

де $N_{pl,Rd}$ – несуча здатність сталезалізобетонного перерізу в пластичній стадії;

χ - понижуючий коефіцієнт для відповідної форми втрати стійкості, залежний від відповідної умовної гнучкості.

Визначення несучої здатності поперечного перерізу:

Понижуючий коефіцієнт для відповідної форми втрати стійкості визначається по формулі:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} - \text{при } \chi \leq 1.0, \quad (1.39)$$

$$\text{де } \Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (1.40)$$

де α - коефіцієнт, що враховує початкові недосконалості (таблиця 1.1);

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}, \quad (1.41)$$

L_{cr} – розрахункова довжина;

i – радіус інерції поперечного перерізу бруто відносно відповідній осі;

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon, \quad (1.42)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, \quad (f_y \text{ в Н/мм}^2) \quad (1.43)$$

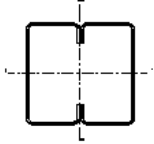
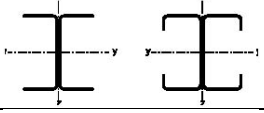
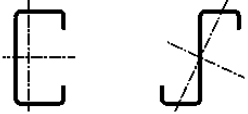
Таблиця 1.1

Коефіцієнти недосконалості для кривих втрати стійкості [144]

Крива втрати стійкості	a_0	a	b	c	d
Коефіцієнт недосконалості α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Таблиця 1.2

Криві втрати стійкості профілів різних типів [144]

Тип профілю		Втрата стійкості відносно осі	Крива втрати стійкості
	при використанні f_{yb}	Будь-яка	b
	при використанні f_{ya}	Будь-яка	c
		y – y z – z	a b
		Будь-яка	b
		Будь-яка	c
	або будь-який поперечний переріз	Будь-яка	c

*) Середня величина границі текучості f_{ya} не дозволяється використовувати крім випадку $A_{eff} = A_g$

Розрахунок трубобетонних конструкцій на позацентровий стиск визначається графічним способом, який характеризує роботу трубобетонного елемента залежно від прикладених поздовжніх зусиль, та максимальних згинаючих моментів.

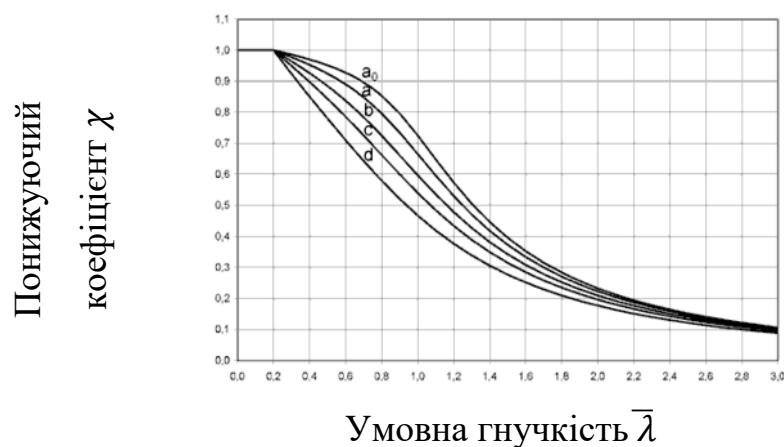


Рисунок 1.7 Криві втрати стійкості [144].

Опір елементів при спільному стиску при одноосному згині:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (1.44)$$

де M_{Ed} – найбільший із кінцевих моментів та максимальний згинальний момент в межах довжини колони;

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot \omega_0}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \quad (1.45)$$

$M_{pl,N,Rd}$ – пластичний момент внутрішньої пари з урахуванням нормальної сили N_{Ed} , що виражена через $\mu_d M_{pl,Rd}$ (рисунок 1.8);

$M_{pl,Rd}$ – пластичний момент внутрішньої пари, визначений точкою В на рисунку 1.8.

$$M_{pl,Rd} = M_{max,Rd} - M_{n,Rd} \quad (1.46)$$

$$M_{n,Rd} = W_{a,n} f_{yd} + W_{c,n} f_{cd} / 2 \quad (1.47)$$

де $W_{a,n}$ – пластичний момент опору сталевій труби-оболонки у межах області 2 (рисунок 1.9);

$W_{c,n}$ – пластичний момент опору бетонного ядра у межах області 2 (рисунок 1.9).

$N_{pm,Rd}$ – розрахункове значення опору бетону на дію нормальної стискуючої сили:

$$N_{pm,Rd} = 2A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \quad (1.48)$$

$M_{max,Rd}$ – максимальне розрахункове значення граничного моменту з урахуваннями нормального стискуючого навантаження.

$$M_{max,Rd} = W_a f_{yd} + W_c f_{cd} / 2 \quad (1.49)$$

де W_a – пластичний момент опору сталевій труби-оболонки;

W_c – пластичний момент опору бетонного ядра.

Для класів сталі між S235 та S355 включно, коефіцієнт α_M повинен прийматись рівним 0,9, а для класів сталі S420 і S460, рівним 0,8.

Значення $\mu_d = \mu_{dy}$, або μ_{dz} , базуються на розрахунковому пластичному моменті внутрішньої пари, $M_{pl,Rd}$, у площині згину, яка розглядається. Значення μ_d більші 1 повинні застосовуватись тільки якщо згинальний момент M_{Ed} залежить безпосередньо від дії нормальної сили N_{Ed} , наприклад, коли момент M_{Ed} виникає внаслідок ексцентриситету нормальної сили N_{Ed} .

Відповідно приведений пластичний момент внутрішньої пари сил з урахуванням сили $N_{Ed} \geq N_{pm,Rd}$:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu M_{pl,Rd} \alpha_M} \leq 1 \quad (1.50)$$

$$M_{ply,N,Rd} = \mu \cdot M_{pl,Rd} \cdot \alpha_M = \left(1 - \frac{N_{Ed} - N_{pm,Rd}}{N_{pl,Rd} - N_{pm,Rd}}\right) \cdot M_{pl,Rd} \quad (1.51)$$

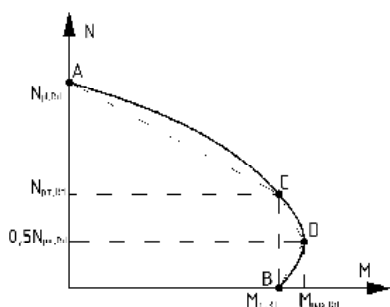


Рисунок 1.8 Крива взаємодії стиску та одновісного згину

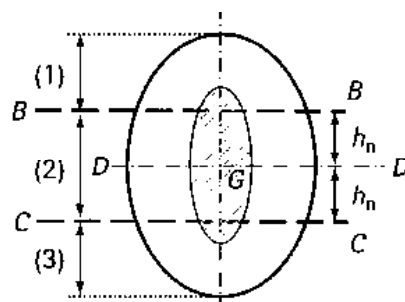


Рисунок 1.9 Сталезалізобетонні перерізи симетричні відносно двох осей

Наступний метод розрахунку базується на перевірці несучої здатності за приведеними перерізами. Сутність цього методу полягає у приведенні комплексного перерізу до одного матеріалу. Зважаючи на чисельні дослідження приведення відбувається до сталі. Враховуючи ці особливості вітчизняні діючі норми описують роботу трубобетонних елементів наступними формулами:

Міцність трубобетонних елементів перевіряється за формулою:

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{I_{xn}} y \leq R_y y_c \quad (1.52)$$

Причому приведена площа має наступний вираз:

$$A_n = A_{red} = A_s + nA_b \quad (1.53)$$

де A_s – площа поперечного перерізу сталі;

A_b – площа поперечного перерізу бетону;

R_y – розрахункова опір сталевій труби оболонки;

n - коефіцієнт приведення визначається за формулою:

- при роботі бетону у пружній стадії:

$$n = \frac{E_b}{E_s} \quad (1.54)$$

- при роботі бетону у пружно-пластичній стадії:

$$n = \nu \frac{E_b}{E_s} \quad (1.55)$$

де ν – коефіцієнт, що характеризує пружно-пластичний стан стиснутої зони бетону;

E_b, E_s – модулі пружності бетонного ядра і сталевій оболонки.

Приведена формула має наступний вираз:

$$N = \frac{\varphi_e A_n R_y y_c}{y_n} \quad (1.56)$$

Де коефіцієнт стійкості при позацентровому стиску φ_e визначають залежно від умовної гнучкості $\bar{\lambda}$ за таблицею Ж.3 [84]]:

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (1.57)$$

та приведенного відносного ексцентриситету m_{ef} , визначається за формулою:

$$m_{ef} = \eta m \quad (1.58)$$

η – коефіцієнт впливу форми перерізу, що визначається за таблицею Ж.2[86];

$$m = \frac{e_0 A_n}{W} \quad (1.59)$$

При перевірці несучої здатності трубобетонних конструкцій, як залізобетонні конструкції з жорсткою арматурою маємо наступні формули розрахунку:

$$N \leq \frac{k N_{np}}{1 + \frac{e_0 \eta h}{2.5 r^2}} \quad (1.60)$$

де k – коефіцієнт 1.1;

N_{np} – несуча здатність перерізу

$$N_{np} = R_b A_b + R_s A_s \quad (1.61)$$

e_0 – випадковий ексцентриситет;

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (1.62)$$

Критичне навантаження на труботонний елемент складає:

$$N_{cr} = \frac{6.4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I_b}{k_{дл}} \left(\frac{0.11}{0.1+t} + 0.1 \right) + \alpha I_s \right] \quad (1.63)$$

$k_{дл}$ – коефіцієнт що враховує вплив довготривалої дії навантаження.

Також слід зазначити інженерну методику розрахунку центрально-стиснутих труботонних конструкцій [86]:

$$N_{sbt} < N_{per} = \gamma_{bs} (R_b^* A_b + \gamma_{s2} R_s A_s) \quad (1.64)$$

де N_{sbt} – поздовжнє зусилля від короткотривалого навантаження;

γ_{s2} – коефіцієнт умов роботи, приймається згідно рис. 4.5 [86];

γ_{bs} – коефіцієнт умов роботи бетону та труби у труботоні приймається 1,1;

R_s – розрахункова опір сталеві труби оболонки;

R_b^* – розрахункова міцність бетону в труботоні:

$$R_b^* = 65,0B (1 + \mu_{pb}\beta) \quad (1.65)$$

де B – клас міцності бетону;

μ_{pb} – коефіцієнт армування труботону, який розраховується за формулою:

$$\mu_{pb} = \left(\frac{d_e}{d_i} \right) - 1 \quad (1.66)$$

де d_e – зовнішній діаметр труби;

d_i – внутрішній діаметр труби труботонного елемента.

β – коефіцієнт за таблиця 1.3

Розрахунок перерізів позацентрово стиснених труботонних елементів при $l_0/i_{red} \leq 5$ рекомендується робити з умови:

$$N_{sht} \leq \frac{d_t}{d_i + 4e_0} (R_b^* A_b + \gamma_{s2} R_s A_s) \quad (1.67)$$

Таблиця 1.3

Значення коефіцієнтів β

Бетон	Коефіцієнт β залежно від класу бетону за міцністю на стиск							
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C35/40	C40/45	C45/50
Важкий	1,00	0,77	0,66	0,52	0,39	0,35	0,31	0,30

Для гнучких трубобетонних елементів $l_0/i_{red} > 5$ необхідно враховувати вплив на їх несучу здатність прогинів у площині ексцентриситету поздовжнього зусилля, що є функцією приведеної гнучкості λ_{red} та приведенного ексцентриситету e_{red} . Розрахунок гнучких елементів повинен виконуватися з урахуванням сумісної роботи бетону і труби з умови:

$$N \leq \varphi N_{red} \quad (1.68)$$

де N_{red} – найбільша несуча здатність трубобетонного елемента при осьовому стиску, визначена з умови при $\lambda_{bs} = 1,0$;

φ – коефіцієнт поздовжнього вигину при позацентровому стисненні, визначений залежно від коефіцієнтів приведеної гнучкості λ_{red} за формулою:

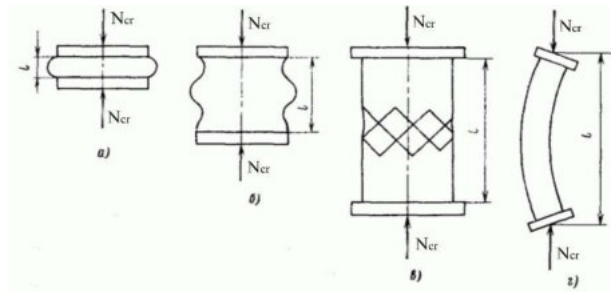
$$\lambda_{red} = \frac{2l_0}{d_i \cdot \sqrt{0.5 - \frac{0.25}{1 + \mu_{pl} \frac{\psi}{\chi}}}} \quad (1.69)$$

де ψ ; χ – коефіцієнти, що враховують співвідношення механічних властивостей бетону і сталі в граничному стані.

$$e_{red} = \frac{2e_0}{d_i \cdot \left(0.5 - \frac{0.25}{1 + \mu_{pl} \frac{\psi}{\chi}} \right)} \quad (1.70)$$

Аналізуючи методики розрахунку СЗБК за своєю суттю, надають загальні рекомендації по визначенню несучої здатності сталевих і бетонних елементів які є загальноприйняті для будівництва. Тобто є чіткі обмеження по товщині і міцності сталевому елементу. Також наведені характеристики для міцності бетонів від С8/10 для важкого бетону і LC8/9 для легкого бетону. Всі інші варіації повинні проходити через натурні випробування для отримання фізико-механічних характеристик. Також особливістю СЗБК з легких бетонів є заповнення легким бетоном легких сталевих тонкостінних циліндричних оболонок. Які за рахунок малої товщини стінки при стику не досягають максимальних пружних властивостей і втрачають місцеву стійкість, тим самим зменшуючи несучу здатність всього елемента.

Вирішенням питання стійкості циліндричних оболонок займався П.Ф. Папкович. За його теорією максимальні критичні зусилля на оболонку визначаються за приведеними формулами у залежності від довжини зразка.



а - коротка оболонка; б, в – оболонка середньої довжини; г – довга оболонка

Рисунок 1.10 Чотири форми втрати стійкості циліндричних оболонок при центральному стиску

Зразки за довжиною поділяють на три види у відповідності за таких умов:

- короткі:

$$\frac{l}{R} < 1.2 \sqrt{\frac{t}{R}} \quad (1.71)$$

- середні:

$$1.2 \sqrt{\frac{t}{R}} < \frac{l}{R} < 3 \sqrt{\frac{R}{t}} \quad (1.72)$$

- довгі:

$$\frac{l}{R} > 3 \sqrt{\frac{R}{t}} \quad (1.73)$$

За відповідним типом по довжині надаються відповідні критичні зусилля та внутрішні напруження при яких починає відбуватися місцева втрата стійкості.

Для коротких:

$$N_{cr} = 0.9 \frac{2\pi E R t^3}{l^2} = 5.652 \frac{E R t^3}{l^2} \quad (1.74)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)l^2} = 0.9 E \frac{t^2}{l^2} \quad (1.75)$$

Для середніх:

$$N_{cr} = \frac{2\pi E t^2}{R \sqrt{3(1-\nu)^2}} = 3.8 E t^2 \quad (1.76)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{E t}{R \sqrt{3(1-\nu)^2}} = 0.605 E \frac{t}{R} \quad (1.77)$$

Для довгих:

$$N_{cr} = \frac{\pi^3 E R^3 t}{l^2} = 31 \frac{E R^3 t}{l^2} \quad (1.78)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{2\pi tR} = \frac{\pi^2}{2} E \frac{R^2}{l^2} = 4.93E \frac{R^2}{l^2} \quad (1.79)$$

Ці приведені формули дають змогу наблизити аналітичні розрахунки до реальної роботи конструкцій з тонкостінним оболонками.

Одним із провідних методів для визначення фізико-механічних характеристик є метод скінченних елементів (МСЕ). Розвиток МСЕ починався із вирішення математичних задач які описували фізичні процеси. За рахунок швидкого обчислення даних вони набувають все більшої і більшої популярності. Згодом рівень комп'ютерного моделювання досяг рівня який допомагає вирішувати питання аналізу міцності, стійкості, жорсткості та динамічних впливів на конструкції та будівель і споруд в цілому [17, 113].

Такі можливості по моделюванні здійснюють за допомогою комерційних програм: ANSYS і DesignSpace фірми ANSYS Corporation; Cosmos/M Designer, Cosmos/DesignStar, Cosmos/Works фірми Structural Research & Analysis Corporation; Design Works фірми CADSI; Femap компанії MacNealSchwendler Software, SCAD, ASAKA, ЛИРА, МОНОМАХ та ін. Ці комплекси адаптовані для вирішувати складних задач міцності та стійкості конструкцій з урахуванням реальних умов їхньої експлуатації.

Але слід відмітити, що відповідні програмні комплекси тільки частково пришвидшують обчислення заданих задач. Повної автоматизації, ще не відбулось, внесення даних, визначення граничних умов та контроль розрахунку з уточненням залишається за проектантами. Причому з урахуванням ідеалізованої роботи матеріалів та врахування особливостей роботи конструкції або її частини на сьогоднішній день неможливо з 100% ймовірністю запроектувати, Програмні комплекси можуть моделювати роботу конструкцій до 80-95% дійсної роботи при правильній задачі вихідних даних. Тому визначення та уточнення факторів, які б більш точно описували роботу конструкції: способи прикладення навантаження, дійсна робота бетону в об'ємно-напруженому стані, визначення сумісної роботи комплексних конструкцій при нелінійних фізико-механічних властивостях матеріалів та інші є актуальними питаннями сьогодення.

1.3 Висновки до першого розділу

1. Наведено дослідження сталезалізобетонних конструкцій, які спрямовані на вивчення фізико-механічних характеристик бетону та сталі. Вивчення роботи елементів велося за звичайних та високоміцних бетонів та сталі товщиною від 1 мм. Але практично не проводилося визначення роботи під навантаженням елементів на основі легких бетонів та тонколистової холодноформованої сталі.

2. Ефективність застосування легких бетонів у сучасному будівництві підтверджується широким застосуванням при виготовленні стінових огорожувальних конструкціях, але досліджень використання легких бетонів у сталезалізобетонних конструкціях досить мало.

3. Обмежена кількість експериментальних та теоретичних досліджень не дають можливості визначити особливостей реальної роботи СЗБК з легких бетонів.

4. Відсутні аналітичні моделі розрахунку та опису роботи легкого бетону в об'ємно-напруженому стані у сталезалізобетонних трубних конструкціях круглого та прямокутного перерізу.

5. Проведені експериментальні дослідження тонкостінних сталевих конструкцій у поєднанні із полістиролбетоном [1] не описують роботу оболонки тонкостінних сталевих елементів у трубобетонних конструкціях.

6. Для коректного моделювання сталезалізобетонних конструкцій за легких бетонів у програмних комплексах потрібно визначити граничні умови.

7. Експериментально не досліджено ефективність використання та умов роботи підсилення ЛСТК конструкцій шляхом утворення сталезалізобетонної конструкції з легких бетонів.

РОЗДІЛ 2

МЕТОДИКА ТА РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З ЛЕГКИХ БЕТОНІВ

2.1. Планування експерименту

Використання сталезалізобетонних конструкцій в сучасному будівництві набирає все більшої популярності завдяки своїм безперечним перевагам. Це зумовлює дослідження аспектів роботи даного виду конструкцій, а саме підбір та сумісну роботу високоефективних компонентів. Здійснюється активна наукова робота за даним напрямком, що підтверджується науковими працями [7, 74,75].

Проведення експериментальних досліджень передбачає виконання умов:

- визначення цілей експерименту на основі існуючих теоретичних концепцій з урахуванням потреб практики та розвитку будівельної галузі;
- теоретичне обґрунтування умов експерименту;
- розробка основних принципів експерименту;
- визначення технічних засобів для проведення експерименту;
- спостереження, вимірювання та фіксація виявлених у ході експерименту властивостей та тенденцій розвитку напружено-деформованого стану (НДС) досліджуваного об'єкту;
- статистична обробка результатів експерименту;
- попередня класифікація та порівняння статистичних даних.

Експериментальні дослідження це найбільш точні результати, наближені до реальної роботи конструкції. Основною задачею експериментальних досліджень є отримання кількісних і якісних даних по: впливу складу бетону на роботу легких сталевих холоднодеформованих профілів, несучої здатності та деформативності, НДС сталезалізобетонних конструкцій при дії статичних навантажень.

Метою проведення експерименту є дослідження напружено-деформативного стану на різних ступенях завантаження зразків із холодноформованих сталевих профілів та трубних елементів заповнених легким полістиролбетоном, для визначення:

- фізико-механічних характеристик конструктивних елементів за певних граничних умов;
- оптимального співвідношення складових легкого бетону;
- оптимальної приведеної площі сталезалізобетонних елементів при різних варіантах форми поперечних перерізів і довжини зразків, що забезпечувало б міцність, місцеву та загальну стійкість подібних конструкцій і зменшувало б їх власну вагу;
- визначення найбільш ефективних типів з'єднань тонкостінних листових сталевих елементів, для утворення замкнутих конструкцій;
- міцність та деформативність трубних елементів утворених із тонкостінного листового матеріалу з'єднаних заклепко-фальцевим з'єднанням;
- виявлення закономірностей при роботі під навантаженням;
- опис характеру руйнування з виявленням найбільш слабких місць перерізу;
- вплив форми прикладення навантаження на міцність та стійкість конструкції;
- ефективність підсилення сталевих профілів легким бетоном у сталевій обоймі;
- ефективність підсилення приопорних ділянок сталевими хомутами;
- визначення дійсної роботи складених просторових конструкцій під навантаженнями.

Ефективність проведення дослідження в значній мірі залежить від:

1. Вдалого вибору геометричних форм і розмірів моделей з холодноформованих сталевих профілів і листової сталі;
2. Конструктивних рішень: використання оптимального за складом і структурою виду заповнювача серцевини сталевих профілів, способів приготування заповнювача та забезпечення потрібних фізико-механічних властивостей прийнятих матеріалів (сталі та бетону);
3. Наявності в достатній кількості та відповідної якості лабораторного обладнання та вимірювальних приладів для забезпечення чистоти експерименту.

Для підвищення ефективності проведення експериментальних досліджень було визначено алгоритм проведення експериментів:

1. Визначення несучої здатності різних С-подібних холодноформованих тонкостінних профілів;
2. Визначення несучої здатності тонкостінних оцинкованих труб;
3. Підбір оптимального складу легкого бетону для заповнення порожнин легких сталевих тонкостінних конструкцій;
4. Конструктивне забезпечення надійного зчеплення легкого бетону зі сталевим профілем;
5. Дослідження міцності та деформативності сталезалізобетонних конструкцій різних класів бетону за міцністю та питомою вагою;
6. Визначення ефективних закріплень експериментальних зразків та способів передачі навантажень, а також місць встановлення вимірювальних приладів;
7. Визначення несучої здатності та закономірностей деформування сталезалізобетонних конструкцій;
8. Визначення закономірностей впливу легкого бетону на роботу холодно-формованого тонкостінного профілю;
9. Визначення ефективності використання сталезалізобетонних конструкцій в порівнянні з незаповненими бетоном сталевих елементів відповідних розмірів;
10. Визначення схем руйнування дослідних зразків.

Отримані експериментальні результати у повній мірі дадуть можливість оцінити особливості роботи елементів сталезалізобетонних конструкцій, на основі яких можна надати або уточнити рекомендації щодо використання та розрахунку конструкцій, що досліджується.

2.2. Метрологічне забезпечення випробувань

Експериментальні дослідження проводились у акредитованій лабораторії ДПАТ «Сумбуд», головній випробувальній будівельній лабораторії в м. Суми. Всі застосовані прилади мають відповідну документацію та дозволи на використання.

Для досягнення поставленої мети особлива увага повинна приділятися як до самих матеріалів зразків, так і до приладів та методів, за допомогою яких визначаються їх характеристики. Тому високі вимоги до лабораторного устаткування і вимірювальних приладів є першорядним питанням.

Враховуючи орієнтовну міцність моделей конструкцій було прийняте рішення використовувати преси на 6т і 10т для підвищення точності вимірів при експериментальних дослідженнях. Враховано також робочу висоту підйому траверси преса на зразки довжиною 400мм та 1500мм та шарнірів з пластинами для рівномірного розподілення навантаження на конструкцію з розмірами торців в межах 100мм. Тому робоча висота пресу повинна бути 500мм та 1600мм відповідно. Вертикальність та центрування зразка у робочій зоні пресу відбувалось за допомогою виска та центруючих заготовок. Після встановлення зразка контрольна перевірка відбувалась лазерним рівнем по попередньо нанесених вертикальних рисках.

Для вимірювання поздовжніх деформацій застосовано два методи визначення деформацій, які мають різну точність вимірів, але дають змогу зменшити вірогідність великої похибки та відстежити локальні, загальні деформації матеріалу на окремих ділянках конструкції на різних етапах випробувань.

Перший метод базується на визначенні деформацій за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0.01мм на базі 200мм, який встановлюється з чотирьох боків конструкції, в двох взаємно перпендикулярних напрямках. Кріплення здійснюється за допомогою кронштейнів, основа яких гайки кріплення приклеєні на основу зразка. Розташування вимірювальних пристроїв обумовлене характером деформування і руйнуванням зразка (див. рисунок 2.1).

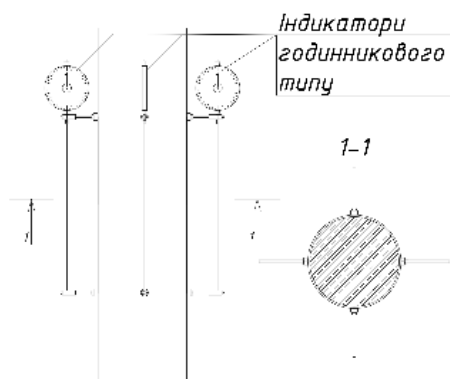


Рисунок 2.1 Схема розташування індикаторів годинникового типу на зразках довжиною 400мм. круглого перерізу.

Другий метод – визначення поздовжніх та поперечних деформацій за допомогою тензометричних вимірювань приладом ИСУ-3, точність вимірювань якого становить 1×10^{-5} мм. Для покращення точності місця розташування тензорезисторів були зачищені, обезжирені ацетоном також на них була нанесена ґрунтова основа клеєм БФ-2, а наклеювання тензорезисторів на зразок виконувалось через 24 години. Після повної полімеризації клею тензорезистори перевірялись на працездатність електричним мультиметром DT838.

З урахуванням вимог техніки безпеки та запобігання коротких замикань з'єднання тензорезисторів та дротів здійснювалось на діелектричному папері та діелектричних пластинах клеєм БФ-2.

Для кожного матеріалу використовувались різні типи тензодатчиків. Для бетонних зразків використано тензодатчики ПКБ 50мм. Для металевих зразків використані тензодатчики 2ПКП-30-200гБ. Прийняті рішення по застосуванню згаданих тензодатчиків зумовлено структурою матеріалів, на яких вони були змонтовані.

Загальні деформації зразків контролювались каліброваною металевою лінійкою з ціною поділки 0.5мм.

Перед випробуванням всі зразки пройшли візуальний та інструментальний контроль з виявлення дефектів. Також виміряні всі геометричні та фізичні показники зразків. Всі зразки випробувались після досягнення бетону проектної міцності, а саме у віці не менше 28 діб.

2.3. Класифікація зразків сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів

Для визначення несучої здатності та деформативності сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів в експерименті застосовані зменшені моделі колон.

Всі зразки поділені на п'ять серій. Кожна з серій призначена охарактеризувати роботу окремої складової конструкції. Розглянуті основні характерні аспекти підбору складових матеріалів, а саме:

- їх сумісна робота;
- особливості розміщення і сприйняття зусиль кожного з підібраних матеріалів;
- визначення їх дійсної роботи до підсилення конструкцій;
- визначення їх дійсної роботи після підсилення конструкцій;
- робота з'єднань частин конструкцій з листової і профільної оцинкованої холодноформованої тонкостінної сталі.

Внаслідок отриманих результатів очікується можливість виявити дійсну роботу відповідних конструкцій, визначити особливості деформування для подальшого виведення алгоритму розрахунку, з уточненням відповідних коефіцієнтів роботи, а також виведення графіків залежності геометричних та фізико-механічних властивостей конструкції, які необхідні для максимально наближеного чисельного моделювання у програмних комплексах.

У класифікації зразків були враховані способи прикладення навантаження, а саме: тільки на бетонне ядро, на бетонне ядро та металевий профіль жорсткого армування, а також на всю поверхню елемента (одночасно на бетон, оболонку та профіль).

На основі проведених теоретичних досліджень були визначені основна мета й завдання дисертаційної роботи. Послідовність досліджень показана на структурно-логічній схемі дисертаційної роботи (рисунок 2.2).

Схема послідовного виконання експериментальних досліджень конструкцій зображена на рисунках 2.3-2.4. Схема побудована за принципом послідовного вивчення поведінки складових частин конструкції з подальшим їх удосконаленням для наступного етапу випробування кожного виду конструкцій.

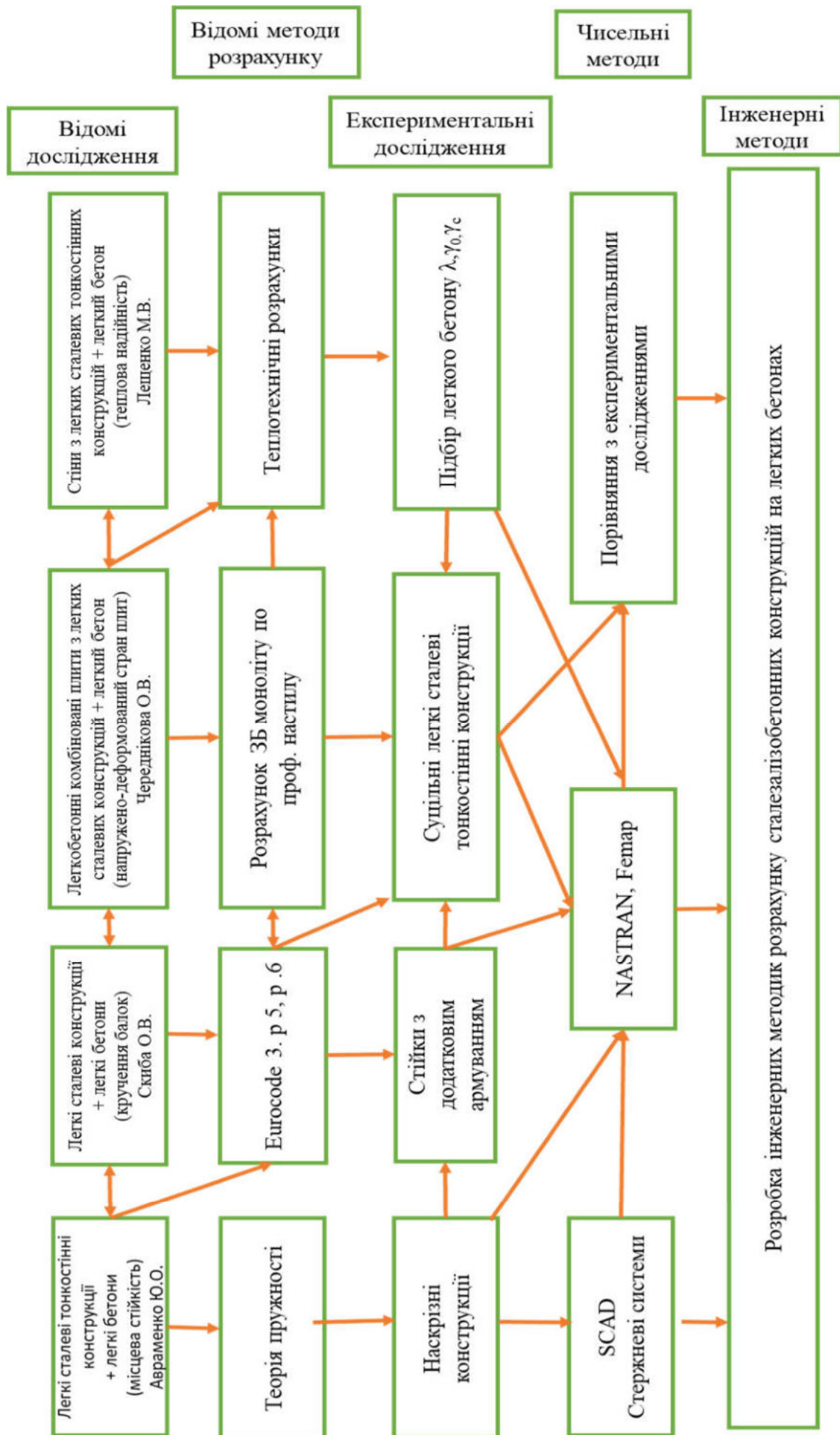


Рисунок 2.2 Структурно-логічна схема дисертаційної роботи

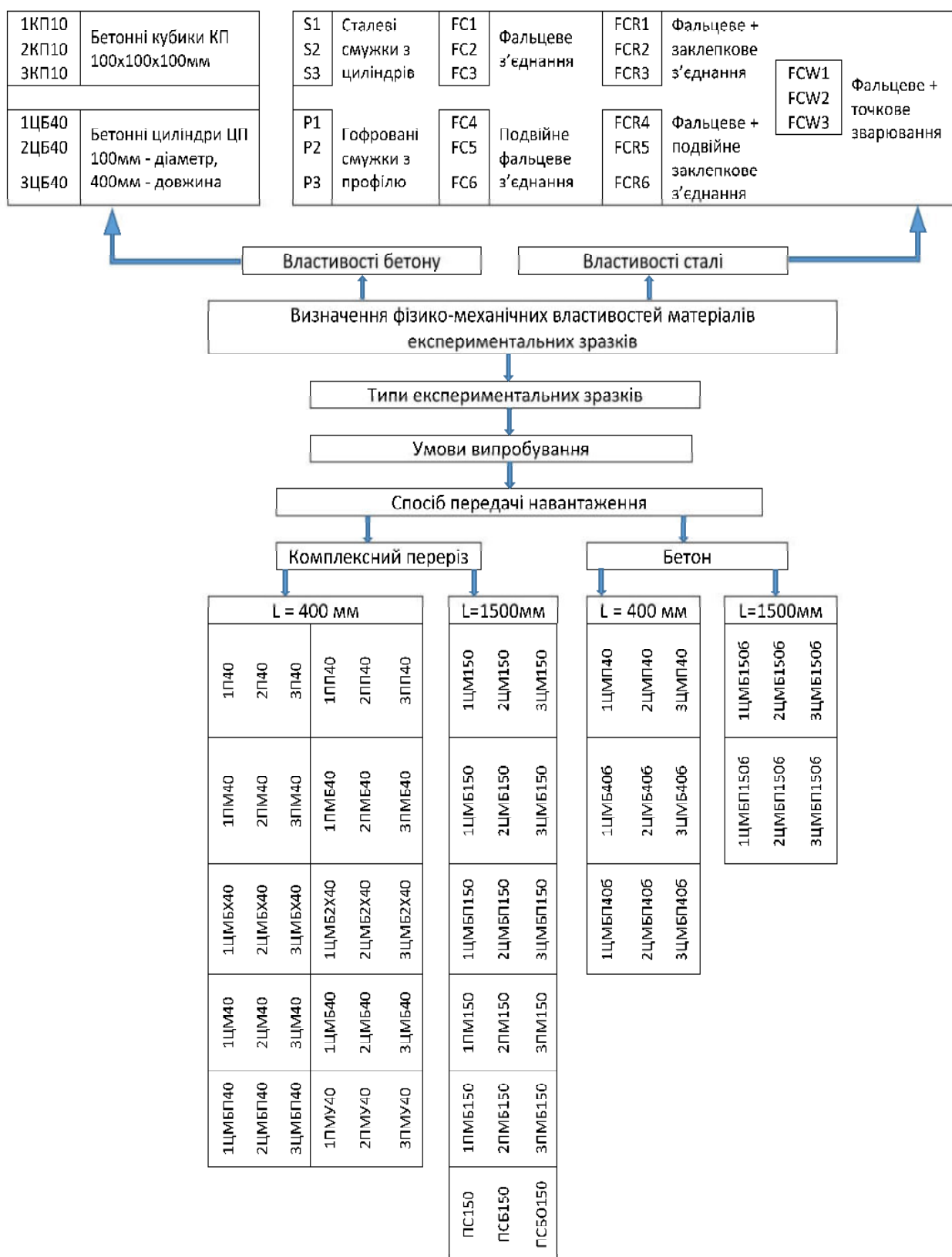


Рисунок 2.4 Програма експериментальних досліджень сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів.

Перша серія зразків обумовлена підбором та перевіркою фізико-механічних характеристик обраного класу полістиролбетону. Характеристики бетонних зразків згідно [29] визначалися за двома способами: випробуванням кубиків 100x100x100мм (рисунок 2.5) та циліндрів висотою 400мм і діаметром 100мм (рисунок 2.6). Враховано перехідний коефіцієнт нестандартних зразків $\gamma=0,95$. Зразки для підбору бетону виготовлялись за різними класами густини - від D-300 до D-1000 у кількості не менше 3 шт. кожного класу. Форми покривались тонким шаром мастила перед влаштуванням бетонної суміші. Це покриття суттєво зменшувало адгезію бетону до форми та не впливало на фізико-механічні властивості зовнішнього шару бетону. Вівся контроль за якістю укладання бетонної суміші.

Перед випробуванням усі зразки проходили візуальне обстеження із зазначенням наявних дефектів (відколи, тріщини, раковини, сторонні вclusions). Зразки із відколами більше 10мм, раковинами діаметром 10мм та глибиною 5мм – бракувалися. Зразкам, які пройшли візуальний огляд, призначався індивідуальний номер, визначалися точні розміри і маса.

Влаштування зразків у траверсі пресу проводилося таким чином, щоб прикладене на зразки зусилля було паралельно шарам укладення бетонної суміші у форми.

За результатами випробування були визначені середні характеристики кожного класу полістиролбетонних зразків. Основними параметрами при підборі бетону були легкість, міцність, легка укладуваність, щоб полістиролбетон було доцільно застосовувати для підсилення новоутворених конструкцій.

Для визначення модуля пружності полістиролбетону виготовлено серію зразків циліндричної форми по ГОСТ 24252-80. Порівняно та перевірено відповідність зразків у відповідності з нормативними значеннями. Навантаження прикладались з ступенем 100кг до руйнівного. Після аналізу експериментальних даних по кожному зразку розраховано середнє значення відносних деформацій зразків при кожному із прикладеному навантаженні, що дало змогу розрахувати модуль пружності прийнятого полістиролбетону.

Одним з головних питань було визначення модуля пружності полістиролбетону відповідного класу та його фактичної міцності.



Рисунок 2.5 Кубики полістиролбетону
100x100x100мм



Рисунок 2.6 Циліндри
полістиролбетону 400x100мм

Друга серія зразків базувалась на конструюванні замкнутих циліндрів з оцинкованої листової сталі (рисунок 2.7). Найслабшим місцем даної конструкції є з'єднання вздовж усього елемента.



Рисунок 2.7 Трубні елементи з одиночним фальцем, які потребують підсилення фальцевого з'єднання.

Для вирішення цього питання було запропоновано виготовити і випробувати елементи цих з'єднань для визначення:

1. Міцності використаної сталі;
2. Міцності з'єднань;
3. Підбір та обґрунтування найбільш ефективних з'єднань.

Геометричні характеристики пластин: товщина $t=0,42\text{мм}$, довжина $L=250\text{мм}$, ширина $b=40\text{мм}$. Для варіації отриманих результатів було взято по три пластини для кожного виду елементу. Всі зразки виконані у відповідності нормативних документів ГОСТ 1497-84.

Визначення експериментальним шляхом фізико-механічних характеристик сталевих елементу дадуть точні данні для створення аналітичної моделі розрахунку даного виду конструкцій, та скорегувати граничні умови при комп'ютерному моделюванні.

Третя серія зразків описує загальну роботу новоутвореної трикомпонентної сталезалізобетонної конструкції з легкого бетону (рисунок 2.8).

У випадках часткової втрати стійкості металевих стійок одним із можливих способів може бути підсилення таких конструкцій легким бетоном у металевій оболонці.

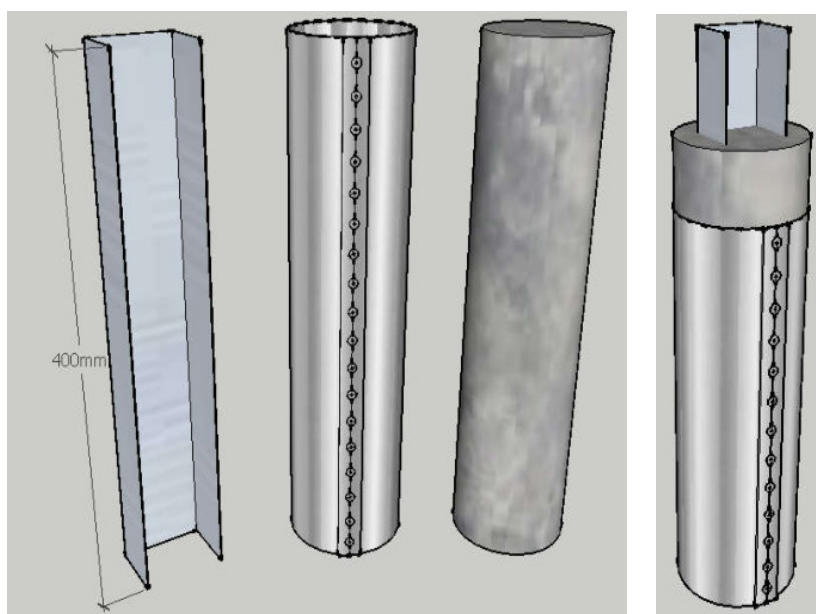


Рисунок 2.8 Утворення трикомпонентної СЗБК з легкого бетону

Металева оболонка – це листовий тонкостінний метал із замкнутим простором, який потім заповнюється бетоном. Випадки таких підсилень зустрічаються при підсиленні залізобетонних колон.

Особливістю даного виду підсилення є:

- підсилення легкої тонкостінної конструкцій легкими матеріалами, що у свою чергу не вимагатиме підсилення основ та фундаментів для подальшої експлуатації;

- легкий бетон та металева обойма включається в роботу всієї конструкції;
- металева обойма в той же час слугує незнімною опалубкою.

Створення четвертої серії зразків було обумовлено висновками дослідження підсилення ЛСТК відкритого профілю легким полістиролбетоном.

При цьому були виявлені такі закономірності:

- при легкому бетоні від 100 кг/м^3 до 400 кг/м^3 суттєвого підсилення металевого профілю не відбувається, про що свідчить характер руйнування (рисунок 2.9 б). Втрата місцевої стійкості та несуча здатність зразка відрізняються від непідсиленого профілю на 3-5%, що не є досить значним показником;
- при легкому бетоні від $500\text{-}900 \text{ кг/м}^3$ відбувається перехід від місцевої втрати стійкості до загальної (рисунок 2.9 в). Несуча здатність збільшилась в межах 10-20%, що є кращим ніж попередній, але у той же час не є економічно вигідним підсиленням;
- при використанні легких бетонів вагою понад 900 кг/м^3 застосування полістиролбетону як конструкційного легкого бетону не є доцільним.



а) руйнування
непідсиленого профілю
П40



б) руйнування підсиленого
полістиролбетоном
профілю, $\rho = 400 \text{ кг/м}^3$
ПП40



в) руйнування підсиленого
полістиролбетоном
профілю, $\rho = 750 \text{ кг/м}^3$
ПП40

Рисунок 2.9 Робота підсиленого полістиролбетоном відкритого сталевго профілю

В результаті цих випробувань маємо підтвердження, що сумісна робота двох матеріалів: сталевих профілів відкритого типу і легкого полістиролбетону, дає малий відсоток збільшення несучої здатності непідсиленого відкритого профілю.

Враховуючи світовий та вітчизняний досвід експериментальних досліджень вчених з підсилення ЛСТК профілів відкритого типу, можна зробити висновок, що підсилювати такі профілі відкритого типу легким полістиролбетоном недоцільно. Тому варто створити закритий контур із двох або більше металевих профілів.

Саме з цих міркувань складався переріз зразків з пустих та заповнених полістиролбетоном профілів «С-подібної» форми розмірами 70мм×40мм, довжиною 400мм, та «U-подібної» форми профілів розмірами 70мм×50мм, довжиною 400мм.

Міцність сталевих профілів і труб визначалась як для пустих профілів «С-подібної» форми, труб діаметром 100мм, товщиною 0.4мм та довжиною по 400мм і 1500мм.

П'ята серія зразків — створення економічно обґрунтованих сталеалюмінізованих конструкцій з легких бетонів враховуючи всіх позитивні і негативні особливості кожного з використаних матеріалів на основі тонкостінної листової оцинкованої сталі та легкого полістиролбетону.

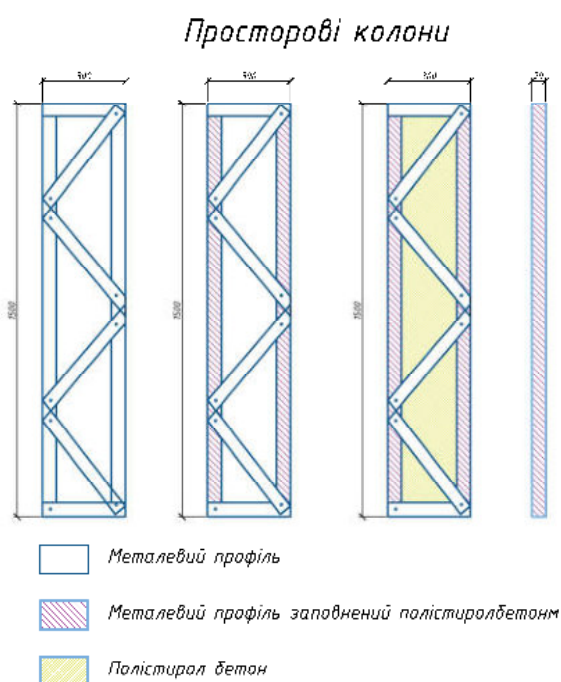


Рисунок 2.10 Схема просторових сталеалюмінізованих конструкцій
ПС150, ПСБ150, ПСБО150

2.4. Фізико-механічні характеристики матеріалів зразків

Випробування першої серії зразків - бетонних кубиків та циліндрів.

Використання легкого бетону для створення СЗБК або підсилення профілів ЛСТК повинні відповідати всім критеріям, які забезпечать нормальну роботу конструкції протягом усього періоду експлуатації.

Для вибору легкого бетону потрібно враховувати наступні критерії:

- призначення конструкції;
- технологію виготовлення;
- умови експлуатації;
- поведінку при аварійних ситуаціях.

Підсилення легкими бетонами доцільне для несучих конструкцій, але можливе бетонування і огорожувальних конструкцій, що підвищує не тільки теплоізоляційні властивості, але й просторову жорсткість конструкції загалом.

Технологічний процес виготовлення легких ніздрюватих бетонів унеможлиблює їх застосування при підсиленні конструкцій на будівельному майданчику. Технологія заповнення холодноформованих профілів легкими бетонами не допускає нагріву конструкції, який може призвести до зміни кристалічної структури металевого профілю. Тому використання бетонів, що утворюються термічним способом, неприпустиме. Також використання бетонів, для утворення яких потрібен складний технологічний процес, не є технічно і економічно доцільним. До таких бетонів належать ніздрюваті бетони, а саме піно- і газобетони.

При виборі легких бетонів потрібно враховувати властивості заповнювачів, особливо органічних. В'яжучими в бетонах на органічних заповнювачах є різні види цементних в'яжучих, гіпс, розчинне скло, каустичний магнезит та ін. Бетони на гіпсових в'яжучих з органічним наповнювачем можна застосовувати тільки в місцях, захищених від зволоження. Залежно від призначення будівлі змінюватимуться і умови експлуатації. Зокрема, такі чинники, як вологість та кислотність повітря, можуть призвести до зниження якісних характеристик органічних заповнювачів і тим самим до непридатності всієї конструкції.

Поведінка легких бетонів при аварійних ситуаціях суттєво впливає на несучу здатність всієї конструкції. На території України аварії виникають внаслідок грубих помилок на стадії проектування, недотримання технології зведення, від механічних пошкоджень, а також аварійних ситуаціях, які можуть виникати при експлуатації будівлі, таких, як пожежа чи підтоплення та інші.

Врахувавши всі фактори, що впливають на конструкцію, підібравши легкі бетони, можна підвищити не тільки характеристики міцності конструкції, але й забезпечити надійну роботу при аварійних ситуаціях, що надасть більше часу на ліквідування аварії.

Для підсилення ЛСТК не рекомендується застосовувати такі легкі бетони:

- ніздрюваті бетони (пінобетон, газобетон) через особливості технології їх виготовлення.

- бетони на легких органічних заповнювачах (арболіт) та на основі пористих в'язучих (перлітобетон, шлакобетон) через їх чутливість до агресивних середовищ.

Домінуюче місце серед рекомендованих для використання легких бетонів посідають полістиролбетон та керамзитобетон. Порівняно з іншими легкими бетонами ці не потребують складної технології укладання, є досить стійкими до агресивних середовищ і в аварійних ситуаціях.

Характеристики основних видів легких бетонів, що використовуються на території України, наведено у таблиці 2.1

Проаналізувавши дані, наведені в таблиці, можна зробити наступні висновки.

Пінобетон хоча і задовольняє основні експлуатаційні вимоги, але через складність технології виготовлення не може застосовуватись при підсиленні ЛСТК.

Арболітобетон і шлакобетон мають достатньо високі показники міцності, вогнестійкості, але при експлуатації конструкцій з підвищеною вологістю характеристики міцності бетонів значно знижуються. Тому використання таких бетонів можливе тільки в сухих експлуатаційних умовах.

Полістиролбетон і керамзитобетон повністю відповідають як експлуатаційним вимогам, так і вимогам при аварійних ситуаціях.

Таблиця 2.1

Порівняльні характеристики легких бетонів

п/п	Найменування показника	Одиниці виміру	Значення				
			Не рекомендовані			Рекомендовані	
			Пінобетон	Арболітобетон	Шлакобетон	Полістирол-бетон	Керамзитобетон
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Міцність	МПа	3,5-6,4	0,35-35	2,5-15	0,73-3,6	0,5-50
2	Середня густина	кг/м ³	600-800	400-850	500-1000	150-600	350 -1800
3	Теплопровідність	Вт/м*К	0,29-0,38	0,07-0,17	0,3-0,5	0,15-0,55	0,14 – 0,66
4	Морозостійкість	Кільк. циклів	15-50	25-50	15-25	100-150	15-500
5	Усадка	мм/м	0,01-0,02	4-5	0	до 1,0	0,3 - 0,5
6	Водопоглинання	%	3,8-6,6	45-80	75	до 4	5-10
7	Паропроникність	мг/(м*год*Па)	0,1-0,12	0,19	0,3-1,4	0,135-0,68	0,3-.0,9
8	Вогнестійкість	год.	2	0,7-1,5	3	> 3	> 3
9	Звукоізоляція	Дб	46-58	48-74	43	37	45-50
10	Максимальна поверховість будівлі	поверхів	1-2	2-3	3	3	12

При аварійних ситуаціях вогнестійкість керамзитобетону, незалежно від класу міцності та об'ємної ваги, залишається сталою величиною. Заповнювач – керамзит витримує більше 3 годин при температурі 1050°C. Чого не можна сказати про полістиролбетон, який при найвищих класах міцності і об'ємній вазі відносять до негорючих матеріалів, але при зменшенні його об'ємної ваги і класу міцності знижується і вогнестійкість, тому що основним заповнювачем є полістирол, який при температурі 200°C починає плавитись, виділяючи шкідливі гази, а при 320°C – горіти. Відсотковий вміст заповнювача полістиролу впливає на вогнестійкість полістиролбетону.

За своїми властивостями керамзитобетон, порівняно з полістиролбетоном, має ширший діапазон класів міцності, що дає більш ефективне підсилення. Зі збільшенням класу міцності зростає і вага конструкції, тому керамзитобетон доцільно застосовувати при підсиленні конструкцій, які працюють на стиск.

Щодо балок, ферм, ригелів, де є згинальні моменти, керамзитобетон буде не таким ефективним. В даному випадку об'ємна вага легкого бетону повинна бути мінімальною при заданих умовах, тому використання полістиролбетону в таких конструкціях є доцільнішим.

Таким чином, не знімаючи питання про актуальність досліджень у галузі вдосконалення технології та збільшення обсягів виробництва традиційних пористих заповнювачів і бетонів із середньою щільністю $500-1800 \text{ кг/м}^3$ на їх основі, необхідно вести пошук альтернативних матеріалів і технологій. У зв'язку з цим увагу дослідників давно акцентовано на можливості розширення сировинної бази й виробництва нових пористих заповнювачів.

У даному випадку розглядається полістиролбетон, який відносяться до легких конструктивно-теплоізоляційних бетонів, з середньою густиною $400-900 \text{ кг/м}^3$. Підбір полістиролбетону з мінімальною об'ємною вагою, повинен задовольняти вимоги сумісної роботи бетону і сталевих елементів, високу міцність та відповідну теплоізоляцію.

Особливістю полістиролбетону у порівнянні з іншими легкими бетонами є величезна різниця (в 20-30 разів) між фізико-механічними властивостями полістирольного і цементно-піщаного заповнювача, тому до розрахунку береться міцність тільки цементно-піщаної матриці.

При сумісній роботі двох елементів, ця умова буде виконуватись, якщо:

- всі проміжки між полістирольним заповнювачем будуть заповнені цементно-піщаним розчином;
- бокова поверхня полістиролбетону буде повністю покрита цементно-піщаним розчином.

Враховуючи ці умови, були проведені лабораторні дослідження щодо підбору потрібного складу бетону. Особлива увага зверталась на максимальну легкість елемента і заповнюваність пор (рисунок 2.11).



Рисунок 2.11 Підбір оптимального складу полістиролбетону зразків розмірами 100x100x100мм

При руйнуванні полістиролбетону виникають надмірні пластичні деформації, обумовлені високою деформативністю спінених полістирольних гранул. Отже, чим менші розміри і густина гранул полістиролу, тим вища міцність бетону.

В залежності від фракції використаного спіненого полістиролу було визначено середнє відсоткове відношення об'єму крупного заповнювача (полістиролу) і розчину: для 3-5мм фракції полістиролу – 60/40% відповідно. Саме враховуючи потрібний об'єм, були підібрані відповідні рецепти для отримання оптимальної мінімальної марки за густиною. Для забезпечення сумісної роботи полістиролбетон повинен бути у межах D700-D800.

Вимоги щодо теплової ізоляції полістиролбетону для огорожуючих конструкцій залишаються досить високими і визначаються в залежності від середньої густини (таблиця 2.2).

Експериментальні дослідження різних видів полістиролбетону показали відповідність теплопровідності бетону відносно марки за середньою густиною. Згідно до таблиці 2.2.

Випробування проводились на «Измеритель теплопроводности строительных материалов» БИ-Т021А.

Кількість дослідних зразків 9шт, по 3шт. кожного виду полістиролбетону. Виміри проводилися не менше чим у 3 місцях зразків, для варіації розрахунків. Зразки мали розмір 100х300х600мм.

Таблиця 2.2

Нормовані показники міцності на стиск полістиролбетону

Найменування показника	Теплоізоляційний		Конструкційно-теплоізоляційний			
	D400	D500	D600	D700	D800	D900
Марки за середньою густиною полістиролбетону	D400	D500	D600	D700	D800	D900
Клас бетону по міцності	B0,75	B1	B1,5	B2	B2,5	B3,5
Середня міцність бетону даного класу f_{lcd} , МПа	1.085	1.447	2.085	2.894	3.274	4.584
Максимальна теплопровідність у сухому стані λ , Вт/м·К)	0,11	0,14	0,16	0,19	0,21	0,24



Рисунок 2.12 Визначення теплопровідності полістиролбетону

Для визначення оптимального класу за середньою густиною побудуємо криві залежності середньої густини, середньої міцності відповідного класу та максимальної теплопровідності полістиролбетону (рисунок.2.13).

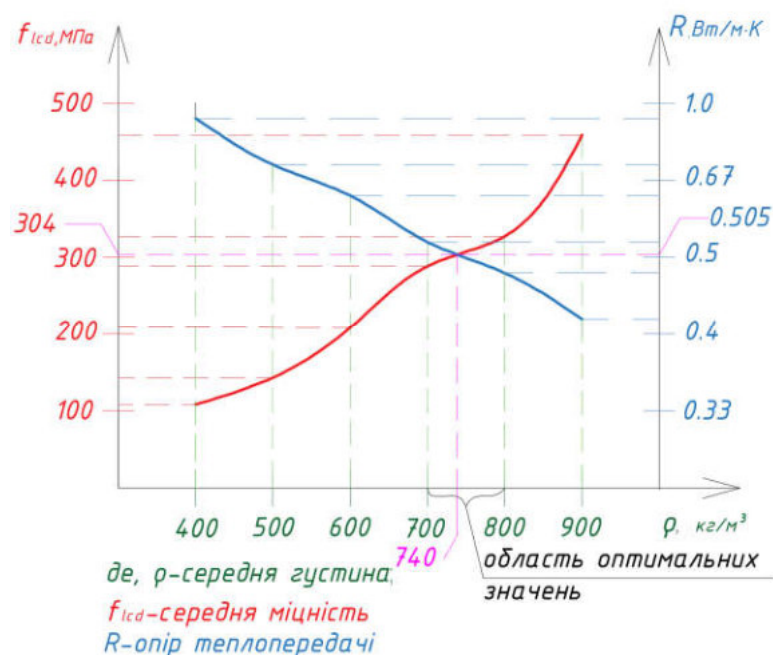


Рисунок 2.13 Зведений графік характеристик полістиролбетону залежності від міцності, щільності та теплопровідності

На перетині двох кривих показано оптимальні значення середньої густини полістиролбетону $\geq 740 \text{ кг/м}^3$, середня міцність $f_{lcd} = 30.4 \text{ кгс/см}^2$ і коефіцієнт теплопровідності $R = 0.505 \text{ Вт/м} \cdot \text{К}$.

Був проведений аналіз по підбору оптимальної густини полістиролбетону для стінової легкої сталезалізобетонної конструкції з визначенням її фізико-механічних властивостей. Усім поставленим вимогам відповідає полістиролбетон із середньою густиною D750.

У відповідності до ДСТУ Б.В.2.7-215:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Правила підбору складу. Було виготовлено зразки полістирольних кубиків та циліндрів на основі цементного в'язучого. Використано цемент м. Балаклея ПЦІ500Н портландцемент загально-будівельного призначення. Характеристики якого $\rho_n = 1300 \text{ кг/м}^3$, істинна густина $\rho_a = 3100 \text{ кг/м}^3$.

Заповнювач полістирол $d = 3\text{--}5 \text{ мм}$ який за лабораторними дослідженнями займає 60% від загального об'єму полістиролбетону.

Для підвищення усадки бетонної суміші було використано пісок, як дрібний заповнювач.

Адгезія між полістирольним заповнювачем та цементним в'язучим,

мікропори, для полегшення бетону утворювалися за рахунок «Смола деревна омилена». Результати визначення міцності та деформування полістиролбетону зображено на рисунку 2.14



Рисунок 2.14 Випробування кубиків та циліндрів із полістиролбетону на міцність

Таблиця 2.3

Фізико-механічні характеристики полістиролбетонних зразків

Найменування зразків	Маса, кг	Об'ємна вага, кг/м ³	Несуча здатність, кН	Середнє напруження, МПа
КП (кубик полістиролбетону)	0,79	790	10,56	1,01
	0,762	762	10,97	
	0,782	782	10,75	
ЦП (циліндр полістиролбетону)	2,39	761	8,56	1,3
	2,23	710	8,43	
	2,32	738	8,92	

Визначення модуля пружності за ДСТУ Б В.2.7-217:2009 для циліндричних зразків визначалося за формулою:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}, \quad (2.1)$$

де σ – збільшення напруження від умовного нуля до рівня зовнішнього навантаження яке дорівнює 30% від руйнівного;

ε – збільшення пружно-миттєвої відносної поздовжньої деформації зразка, що відповідає рівню зовнішнього навантаження у межах 30% від руйнівного.

Під час проведення експериментальних досліджень виконані всі вимоги з

підготовки як самих зразків, так і тепло-вологісний режим приміщення де проводились експериментальні дослідження. Для фіксування деформацій було застосовано два види датчиків: годинникового типу та тензодатчики. Всі прилади центрувалися за допомогою виска.

Фіксуючі опорні гайки для вимірювальних приладів були приклеєні епоксидною смолою у визначених місцях. Бази розміщувались по центральних лініях на зразках і складала у середньому 200мм, що не більше 2/3 довжини елемента.

Навантаження відбувалось поступово до появи тріщини. Всі виміри занесено до Таблиці В.1, де і визначено модуль пружності кожного із зразків.

Загальний модуль пружності полістиролбетону визначається як середнє арифметичне на рівні 30% від руйнуючого навантаження:

$$E = \frac{E_1 + E_2 + E_3}{3} = \frac{416,39 + 416,41 + 374,5}{3} = 402,43 (\text{МПа})$$

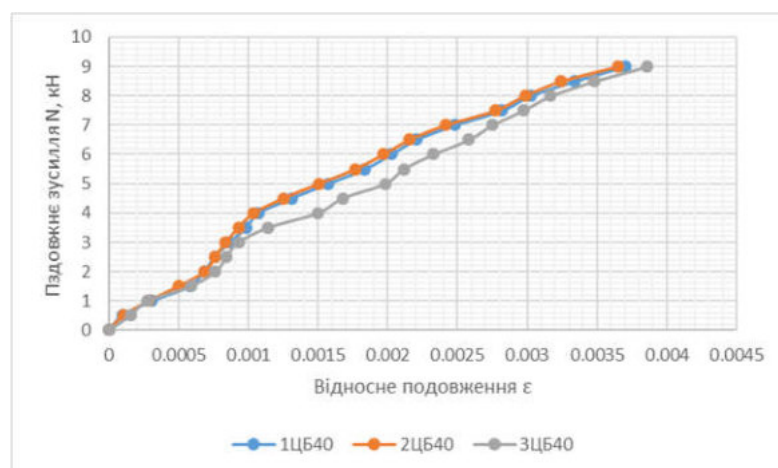


Рисунок 2.15 Графік роботи полістиролбетонних циліндрів довжиною 400мм

Визначення деформацій проводилося як у поздовжньому так і поперечному напрямках, що дає можливість визначити коефіцієнт Пуасона відповідно до ДСТУ Б В,2.7-217:2009. Який знаходимо за формулою:

$$\nu = \frac{\varepsilon'}{\varepsilon}; \quad (2.2)$$

де ε' - прирости поперечних деформацій зразка;

ε – прирости повздовжніх деформації зразка.

Для визначення коефіцієнту Пуасона було використано дані зняті тензодатчиками, які розміщувалися у поздовжньому і поперечному напрямках. Використавши цю формулу отримані данні було визначено коефіцієнт Пуасона для даного виду полістиролбетону, який становить $\nu = 0,22$.

Визначені фізико-механічні характеристики полістиролбетону дають змогу при розрахунку конструкцій використовувати не наближені значення міцності а більш точні підтверджені експериментальним шляхом данні. Особливо це важливо при створенні нових ефективних конструкцій, робота яких малодосліджена.

Випробування другої серії зразків - металевих циліндрів

Для визначення фізико-механічних властивостей зовнішньої сталеві оболонки, у відповідності до ГОСТ 1497-84, шляхом експериментальних випробувань трьох стандартних полос зразків. Виріз зразків здійснювався на високоточному металорізному станку. При виконанні робіт були вжиті заходи з безпечної обробки та температурні режими які б могли змінити властивості сталі. Розміри зразків відповідно до ГОСТ 1497-84 табл.1 дод. 1. Загальна схема навантаження сталевих пластин показані на рисунках 2.16 і 2.18.

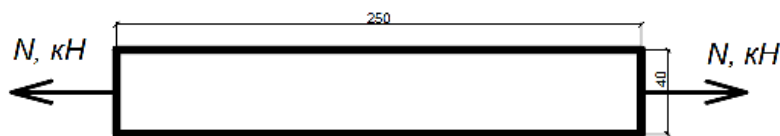


Рисунок 2.16 Навантаження на металеву пластину без з'єднань

Випробування відбувались на випробувальній машині на розтяг МР-500.



Рисунок 2.17 Випробування сталевих смуг на розривній машині МР-500.

Тимчасовий опір σ_u і границя текучості σ_y приймалося як середні значення.

Модуль пружності сталі $E=2.1 \cdot 10^5$ МПа. Фактичні фізико-механічні та геометричні характеристики сталі наведено у табл. 2.4

Таблиця 2.4

Фізико-механічні характеристики сталевих полос

№ п/п	Позначення	Площа поперечного перерізу A_0 , см ²	Зусилля межі текучості N_y , кН	Зусилля тимчасового опору N_u , кН	Межа текучості σ_y , МПа	Тимчасовий опір σ_u , МПа
1	2	3	4	5	6	7
1	S-1	0.168	6.62	7.12	394.05	423.81
2	S-2	0.168	6.58	6.96	391.67	414.29
3	S-3	0.168	6.61	7.03	393.45	418.45
Середнє значення, МПа					393.06	418.85
Середньоквадратичне відхилення, МПа					1.59	1,91
Коефіцієнт варіації, %					0,4	0,5

Визначення міцності з'єднання проводилося на зразках 250x40x0,42мм.

Всі зразки поділені на серії із відповідним позначенням. Загальна розрахункова схема мала наступний вигляд (рисунок 2.18):

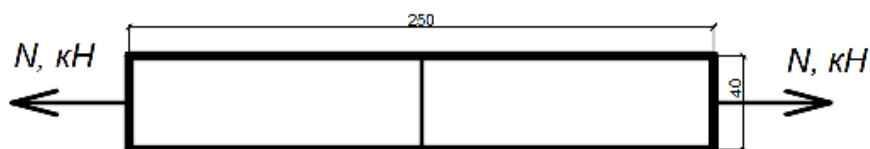


Рисунок 2.18 Навантаження на металеву пластину із з'єднаннями

Використання запропонованих видів з'єднання обмежене технологією монтажу у трубних елементах. Використання нових типів з'єднань, які б могли підвищити міцність даного виду конструкцій залишається відкритим питанням.

Особливості роботи кожного із з'єднань можна спостерігати на рисунок 2.19-2.24. Проте слід зазначити, що руйнування з'єднання повинно відповідати ряду вимог. Тому не завжди найміцніше з'єднання буде найвигідніше і доцільніше.

Характер руйнування кожного із елементів:

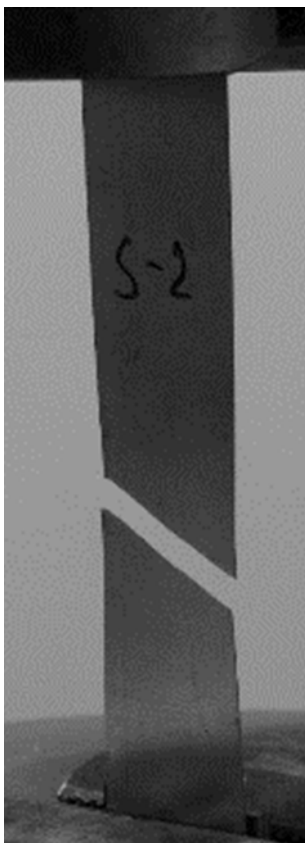


Рисунок 2.19
Випробування
сталевій пластини



Рисунок 2.20 З'єднання
фальцеве
одиначне



Рисунок 2.21 З'єднання
фальцеве подвійне

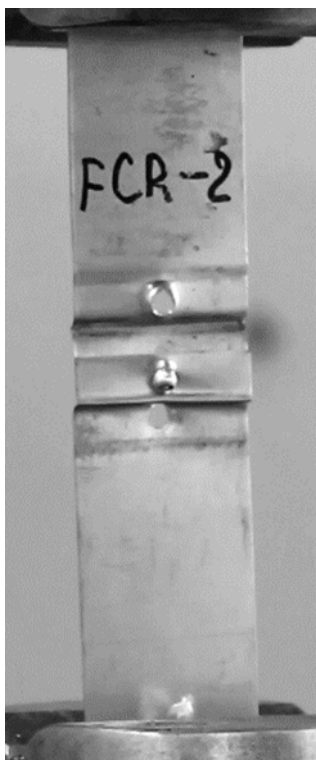


Рисунок 2.22
З'єднання фальцеве +
заклепкове



Рисунок 2.23
З'єднання фальцеве +
заклепкове подвійне

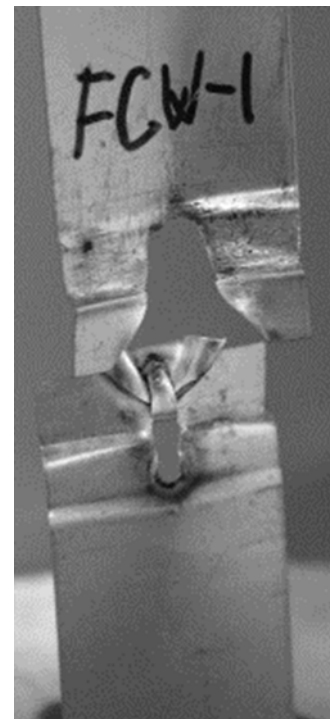
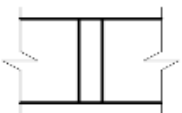
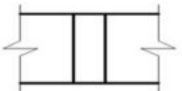
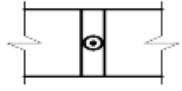
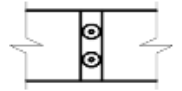
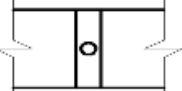


Рисунок 2.24
З'єднання фальцеве +
напівавтоматичне
зварювання

Результати випробування зведені до таблиці 2.5

Таблиця 2.5

Результатів випробування з'єднань тонкостінних сталевих елементів

№ п/п	Тип зразка	Позначення	Зразки	Міцність з'єднання, кН
1	Фальцеве одиночне з'єднання	FC-1		1,1
2		FC-2		0,9
3		FC-3		0,9
4	Фальцеве подвійне з'єднання	FC-4		1,0
5		FC-5		1,0
6		FC-6		1,1
7	Фальцеве + заклепкове з'єднання	FCR-1		1,5
8		FCR-2		1,5
9		FCR-3		1,6
10		FCR-4		2,3
11		FCR-5		2,6
12		FCR-6		2,2
13	Фальцеве + напівавтоматичне зварювання з'єднання	FCW-1		1,7
14		FCW-2		1,8
15		FCW-3		1,8

Характеризуючи роботу підсилених з'єднань можна виділити основні моменти:

1. Одиночне та подвійне фальцеве з'єднання не є конструктивним робочим з'єднанням, кількість фальців підвищує міцність з'єднання, що працює на розтяг, але значення підвищення досить незначні.

2. Зварні з'єднання показали значно кращий результат міцності на розтяг більше в 2 рази ніж фальцеве, але виходячи із умов подальшого захисту цих з'єднань від корозії (так як при зварювання навколо шва вигорає шар цинкування), складність при виготовленні (велика вірогідність пропалу, що значно знижує міцність), концентрація напружень біля зварного шву, надлишкові деформації тонкостінного металу. Враховуючи недоліки зварного з'єднання, застосування для сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів є технологічно непридатним.

3. Заклепкові з'єднання – найбільш доцільні для виготовленні даного типу

конструкцій. Руйнування відбулося за рахунок зрізу заклепки, тому при збільшенні кількості заклепок, або при збільшенні міцності заклепок можна досягти найбільш якісних характеристик даного виду з'єднань.

Враховуючи данні експериментальних досліджень можемо підрахувати міцність найвигіднішого заклепкового з'єднання. Розрахунок ґрунтується на розподілі відповідного навантаження на фальцеве і заклепкове з'єднання.

Міцність 4-ох см фальцевого з'єднання на розтяг $N_{\phi} = 0,9$ МПа (згідно експерименту). Міцність фальцевого з'єднання 3,6 см з однією заклепкою $\varnothing 4$ мм становить $N_{\phi,3} = 1,5$ МПа. Міцність фальцевого з'єднання 3,2 см з двома заклепками $\varnothing 4$ мм становить $N_{\phi,32} = 2,3$ МПа

Склавши пропорційну залежність видів з'єднань та прикладених навантажень можна підрахувати міцність та сумісну роботу фальцевого з'єднання з заклепковим. Міцність на розтяг 1 см фальцевого з'єднання сталі S355 дорівнює 0,225 МПа, міцність однієї заклепки при даному з'єднанні 0,7 МПа.

Виявлення нових ефективних типів з'єднань є відкритим актуальним питанням сьогодення. З розвитком нових технологій також можливе шовне зварювання, але при умові збереження захисного оцинкованого шару.

Визначившись із застосуванням найдоцільнішого з'єднання та визначено міцність сталі, наступним кроком було визначення міцності та деформативності утвореної замкнутої труби із листової тонкостінної сталі.

Під навантаженням сталева труба втратила місцеву стійкість на приопорній ділянці. Подальше руйнування відбувалося шляхом гофрування з кроком 1-1,5см. Характер руйнування зображено на рисунку 2.25-2.26.

Аналізуючи міцність та деформативність сталевих тонкостінних труб можна зробити наступні висновки:

- міцність стикового шва має більшу жорсткість у порівнянні із початковими деформаціями які виникають при втраті місцевої стійкості при опорних ділянках;
- різниця між зусиллями тимчасового опору труб 40см і 150см довжиною пояснюється збільшенням гнучкості у довших зразках.



Рисунок 2.25 Характер руйнування
сталеві труби ЦМ40



Рисунок 2.26 Характер руйнування
сталеві труби ЦМ150

Таблиця 2.6

Фізико-механічні характеристики сталевих труб

Позначення зразка	Довжина зразка, см	Товщина листа, см	Діаметр зразка, см	Площа поперечного перерізу, см ²	Руйнівне навантаження, кН
1ЦМ40	40	0,042	10	1,32	16,30
2ЦМ40	40	0,042	10	1,32	16,75
3ЦМ40	40	0,042	10	1,32	16,15
1ЦМ150	150	0,042	10	1,32	14,25
2ЦМ150	150	0,042	10	1,32	14,35
3ЦМ150	150	0,042	10	1,32	14,05

Використання даних конструкцій не є доцільним, як показують експериментальні дослідження. Занадто тонка стінка труби швидко втрачає місцеву стійкість, показуючи низькі показники міцності та стійкості. Продовження руйнування: послідовне зминання приопорних ділянок з кроком розташування заклепкових з'єднань. Звичайно характер руйнування відрізняється від руйнування звичайного листового матеріалу, який втрачає загальну стійкість. Але відсоток використання площі поперечного перерізу тонкостінних трубних елементів занадто малі у порівнянні із трубами товщиною стінки 3мм і більше.

Для поліпшення отриманих результатів пропонується підвищити несучу здатність трубної конструкції шляхом бетонування полістиролбетоном.

Випробування третьої серії зразків – трубобетонних конструкцій.

Метою дослідження даних конструкцій було визначення роботи легких трубобетонних конструкцій. Особлива увага приділялася:

- визначення ефективності роботи легкого полістиролбетону у об'ємно-напруженому стані;
- визначення дійсної роботи сталеві оболонки підсиленої легким полістиролбетоном;
- сумісній роботі двох компонуючих елементів трубобетонної конструкції;
- визначення ефективності підсилення сталевих профілю бетонованого легким бетоном у нероз'ємній опалубці;
- визначення фізико-механічних характеристик новоутворених конструкцій.

Для визначення роботи полістиролбетону у сталевій обоймі, проведено експериментальні дослідження із відповідними передумовами.

Полістиролбетон влаштовувався за нормального температурно-вологісного режиму. Зразки установлювалися на рівну поверхню для формування горизонтальної торцевої поверхні. Сталобетонний зразок наповнювався ручним методом без використання механічних насосів та ущільнювачів. Верхня частина вирівнювалася кельмою для надання горизонтальної поверхні. Верхня поверхня полістиролбетону на 1 мм для зразків висотою 400мм та на 2 мм для зразків висотою 1500мм влаштовувалась вище зрізу сталеві труби. Такі заходи проведені для нівелювання усадки бетонної суміші під час твердіння. Після твердіння бетонної суміші, напилком знімалися усі нерівності та вирівнювалися під одну поверхню із сталеві оболонкою.

Саме для визначення роботи полістиролбетону у сталеві обоймі все прикладене навантаження передавалося за допомогою спеціально виготовлених шайб, які повністю покривали бетонний переріз зразків. Монтаж шайб здійснювався як у верхній зоні зразків, так і у нижній зоні зразків. Шайби виготовлені із високоміцної сталі і мали розміри $t = 30\text{мм}$, $d = 98\text{мм}$. Діаметр сталеві шайби зменшено на 2мм. для нівелювання нерівності круглого перерізу сталеві оболонки із-за стикового шва.

Навантаження на сталеву оболонку не прикладалося. Металева оболонка слугувала тільки для створення об'ємно-напруженого стіну у полістиролбетоні.

Вимірювання проводилися двома методами:

- за допомогою тензорезисторів, які розміщувалися по середині довжини з чотирьох протилежних сторін круглого перерізу зразка;
- за допомогою прогиномірів годинникового типу, з базою 200 мм. Розміщення відбувалося з чотирьох сторін зразка.

Перед випробуванням всі зразки перевірялись на вертикальність встановлення та центрування шайб, для запобігання позацентрового стиску елементів.

Навантаження прикладалося на шайби, які передавали це навантаження на бетонне ядро (рисунк 2.27). Враховуючи високу деформативність полістиролбетону деформування відбувалося до межі повного занурення підставних шайб до трубобетонного елементу. Руйнівне навантаження вважається максимальне зусилля, яке витримало бетонне ядро з відповідними деформаціям.

Величина стиску бетонного ядра контролювалася за спеціальними насічками на шайбах, а також за допомогою лазерної та смужкової рулеток, для зменшення похибок при розрахунку.

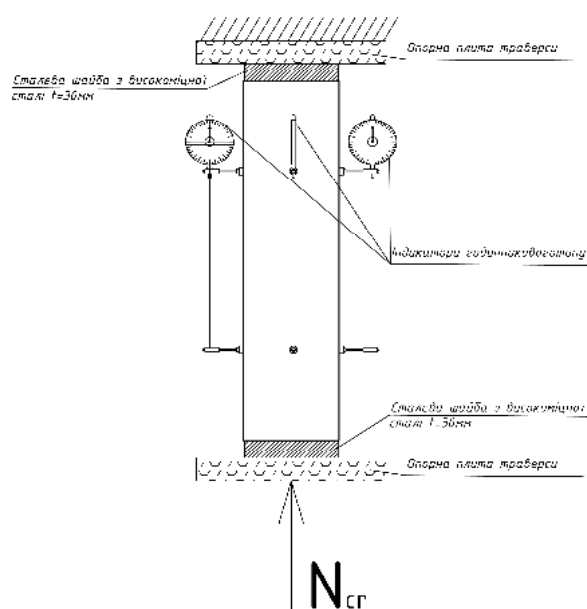


Рисунок 2.27 Схема передачі навантаження на бетонне ядро

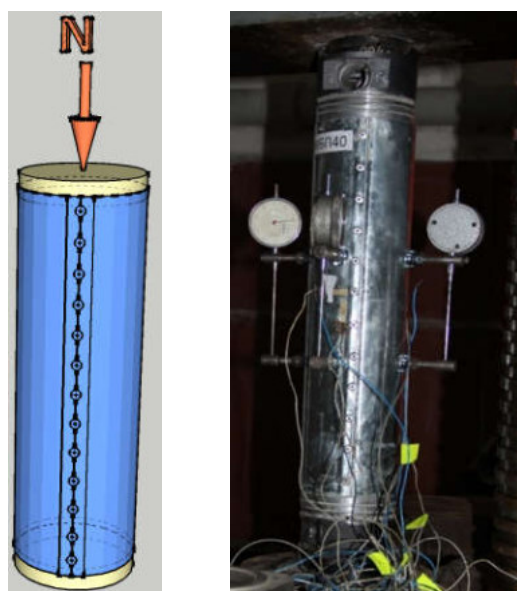


Рисунок 2.28 Випробування полістиролбетону у сталевій оболонці

Завантажувались зразки з кроком по 50 кг кожен, у відповідності до яких знімалися показники з вимірювальних пристроїв.

При деформації бетонного ядра на 12.5мм, почалося деформування сталеві оболонки. Спочатку спостерігалось розкриття фальцевого з'єднання на 1мм. При стисненні більше ніж 15мм. бетонного ядра, у верхній частині зразків почалося розкривання та деформування фальцевих з'єднань, деформації яких склали 7мм по вигину вільного кінця сталеві оболонки. Починаючи з першої заклепки поступово відбувалося розкриття по з'єднуючому шву. Руйнування заклепкового з'єднання відбувалося у формі зрізу заклепки. У верхня і нижній частині зразка, що приблизно становить 2/3 довжини короткого зразка, помітна робота сталеві оболонки як обойми, з'єднання на цих ділянках візуально перебували під тиском бетонного розширення. Крім коротких зразків довжиною 400мм. випробовувалися зразки довжиною 1500мм (рисунок 2.30).



Рисунок 2.29 Характер деформування бетонного ядра у трубобетонних конструкціях ЦМБ40б

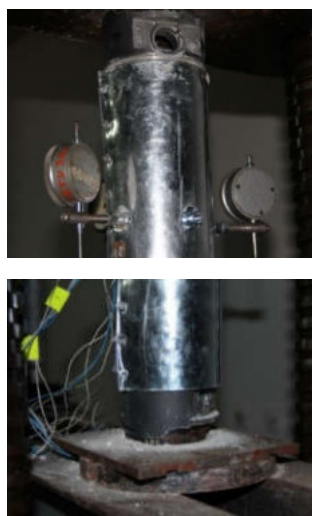


Рисунок 2.30 Розміщення прогиномірів на трубобетонних зразках ЦМБ150б

Аналізуючи роботу зразків довжиною 1500мм, можна зробити такі висновки:

- робота полістиролбетону у сталевій обоймі аналогічна із короткими зразками.

Робота пояснюється концентрацією внутрішніх напружень у полістиролбетоні на приопорних ділянках, та зменшення напружень у напрямку середини зразка;

- підвищення несучої здатності бетону відбувається за рахунок об'ємно-напруженого стану полістиролбетону у сталевій обоймі.

Отже, для легкого полістиролбетону умова підвищення міцності при врахуванні роботи бетону в напружено-деформативному стані виконується. Бетон працює при навантаженнях у середньому у 2.5 рази більше ніж при звичайній роботі.

Середнє максимальне значення стискуючих зусиль для зразків довжиною 400мм становить довжиною -26,11кН. 1500мм становить – 23,27кН,

Використовуючи отримані дані із прогиномірів годинникового типу, можна визначити деформації сталевій обоймі при стиску бетонного ядра.

Максимальні деформації досить незначні, так як при стиск бетонного ядра передає рівномірно навантаження на бокові стінки сталевій труби, загальних форм втрати стійкості не спостерігалось.

Зусиль, лінійного розширення полістиролбетону при центральному стиску, не достатньо для руйнування шляхом місцевої втрати стійкості та руйнування стикового з'єднання сталевій оболонки.

Для перевірки теорії міцності фальцево-заклепкового з'єднання металевих труб та визначення міцності відповідного трубного перерізу виготовлено та випробувано сталеві труби заповнені кварцовим піском із вологість 6%, як відомо коефіцієнт Пуассона для даного виду водо насиченого піску $\nu_{\pi}=0,3$.

Пісок у сталевій обоймі рівномірно перерозподіляє навантаження на бічні сторони сталевій труби. Цим самим демонструє ідеальну роботу сталевій оболонки під рівномірним навантаженням. Як і передбачалося найслабкішим місцем даної конструкції є з'єднуючий шов. Саме по ньому можна спостерігати рівномірний розподіл навантажень (характер руйнування з'єднання).

Аналізуючи Рисунок 2.31 можна цілком впевнено охарактеризувати роботу даної конструкції. Роботу можна поділити на дві стадії руйнування:

1. Створення критичних напружень між заклепками;
2. Поступова руйнація заклепкових з'єднань від місць прикладення навантаження.

Максимальні напруження верхнього шару піску при досягнення другої стадії руйнування були $\sigma_{cr}=0,45\text{кН/см}^2$ при деформаціях $\Delta l=20\text{мм}$.

Середні максимальні прикладені зусилля на зразки становила 35,20кН.



Рисунок 2.31 Характер руйнування сталевій тонкостінній труби заповненої кварцовим піском ЦМП40

Відповідно до експериментальних натурних даних та попередніх висновків руйнування зразків відбувалося за одним алгоритмом, розкриття з'єднуючого шва починаючи від місця прикладення навантаження. Ця закономірність враховує максимальні напруження бетонного елементу у місці прикладення зусиль.

При зведенні такого виду конструкцій, безумовно бази і оголовки будуть підсилені іншими конструкціями: балками, з'єднуючими вузлами для нарощення висоти конструкцій та інші.

Для моделювання такого роду підсилення пропонується підсилити при опорні ділянки трубобетонних конструкцій сталевими хомутами. На базі та оголовку встановлено по 3 хомути загальною шириною підсилення 30мм. Хомути виготовлені із сталі товщиною 1мм. Розміщення хомутів відбувалося із різнобічним розміщенням болта-затяжки.

Передача навантаження на конструкцію відбувалося двома способами:

1. Низ конструкції опирався на нерухому пластину повним перерізом конструкції, у верхній частині за допомогою шайб навантаження передавалося виключно на сам бетон;

2. На нижню та на верхню частину опорних ділянок конструкції навантаження передавалось, через допоміжні шайби, виключно на бетон.

Саме використання різних способів прикладення навантаження, дає змогу більш точно описати роботу полістиролбетону у сталевій обоймі.

Навантаження проводилось ступенями по 50 кг, з визначеннями відповідних поздовжніх деформації бетонного ядра.

Стиск бетонного ядра доводилися за межі підсилення хомутами, тобто $\Delta l > 30\text{мм}$, для визначення міцності та деформативності як бетонного ядра так і сталевій обойми при максимальних внутрішніх напруженнях елементу.

Особливістю проведення експерименту за другим способом є збільшення Δl до 60мм і більше, з урахуванням хомутів, як на базі, так і на оголовку конструкції.

Результати експериментальних досліджень виправдали прогнозовані сподівання, про це свідчить характер руйнування зразків.

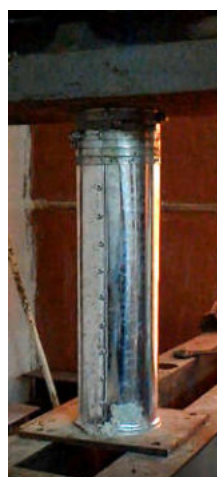


а) одиночне
підкріплення

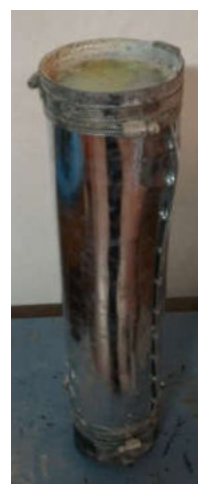


б) подвійне
підкріплення

Рисунок 2.32 Види підкріплення при
опорних зон сталезалізобетонних
конструкцій сталевими хомутами
ЦМБХ40 та ЦМБ2Х40



а) одиночне
підсилення



б) подвійне підсилення

Рисунок 2.33 Характер руйнування
сталезалізобетонних зразків підкріплених
хомутами ЦМБХ40 та ЦМБ2Х40

Руйнування за першим способом передачі навантаження мало наступний вигляд (рисунк 2.32 а). Початкові деформації відбувалися у вигляді стиску бетонного ядра, максимальні значення якого $\Delta l_{\max} = 12\text{мм}$, після чого почалося руйнування бази конструкції. Критичні значення навантаження у цей момент зафіксовано 40,50кН. Руйнування описувалось втратою місцевої стійкості сталевій обійми та стиску полістиролбетону. Всі інші деформації продовжувалися на базі конструкції. Відбувалося гофрування сталевих елементів з кроком 7-15мм. Максимальні значення поздовжньої сили що витримав елемент становили 44,3кН.

Руйнування за другим способом передачі навантаження відбувалось у вигляді поздовжніх деформацій полістиролбетонного ядра рівномірно з обох кінців конструкції. Причому деформування стикового з'єднання відбулося відразу після стиснення бетонного ядра більше рівня підсилення хомутів тобто при $\Delta l_{\max} = 60\text{мм}$. Відповідні деформації сталевих оболонок почали з'являтися при стискуючих зусиллях 43,50кН. До цієї межі критичних деформацій в елементі не було. Максимальні значення поздовжнього зусилля були у межах 48,2кН.

Наступним етапом визначення фізико-механічних характеристик трубобетонних конструкцій з полістиролбетоном було визначення роботи елементів при навантаженні на весь переріз.

Відповідні дослідження проводилися на двох видів зразках різною довжиною 400мм та 1500мм.

Характер руйнування довгих і коротких зразків однаковий. Відбувається втрата місцевої стійкості сталевих оболонок та стиск бетонного ядра. Втрата стійкості трубного елемента за рахунок випучування сталі так зване «гофрування» на при опорних ділянках, відбувається з кроком 8-10мм.

Граничні значення руйнування таких конструкцій приймається таким, при якому починають утворюватися гофрові випучування.

Робота сталевих труб обмежується місцевою втратою стійкості.

Середнє максимальне значення поздовжнього стискуючого зусилля при максимальних руйнівних навантаженнях для коротких зразків відповідає 47,3кН.

Зусилля при початку утворення гофр 41,2кН. Після досягнення максимальних руйнуючих зусиль, навантаження зменшується в середньому на 20% від максимальних, а позовжні деформації збільшуються.

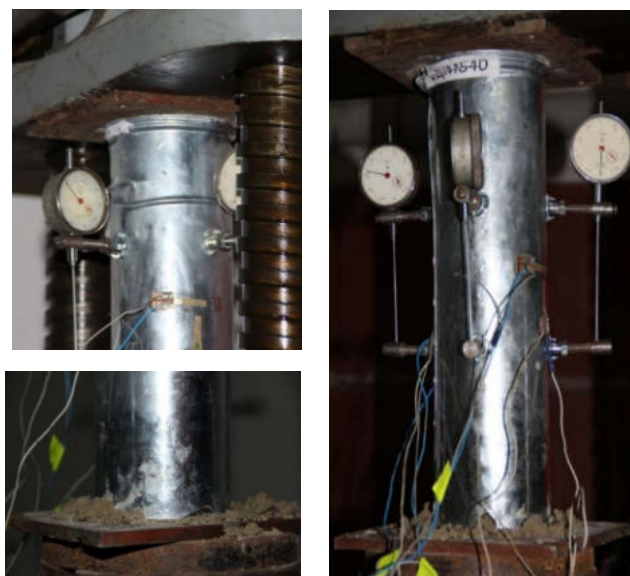


Рисунок 2.34 Характер руйнування трубобетонних конструкцій з навантаженням на весь переріз ЦМБ40



Рисунок 2.35 Характер руйнування трубобетонних конструкцій з навантаженням на весь переріз ЦМБ150

Середнє максимальне значення позовжнього стискуючого зусилля при максимальних руйнівних навантаженнях для довгих зразків відповідає 41,8кН. Зусилля при початку утворення гофр 36,2кН.

Робота трикомпонентних конструкцій. Яка складається із сталевго оцинкованого «С» профілю, бетонного заповнювача із полістиролбетону та сталевї оболонки яка виконує подвійну функцію, як незнімної опалубки так і робочого елемнту. Зразки виконано довжиною 400мм та 1500мм. Профіль використано 50х30мм товщиною стінки 0.3мм.

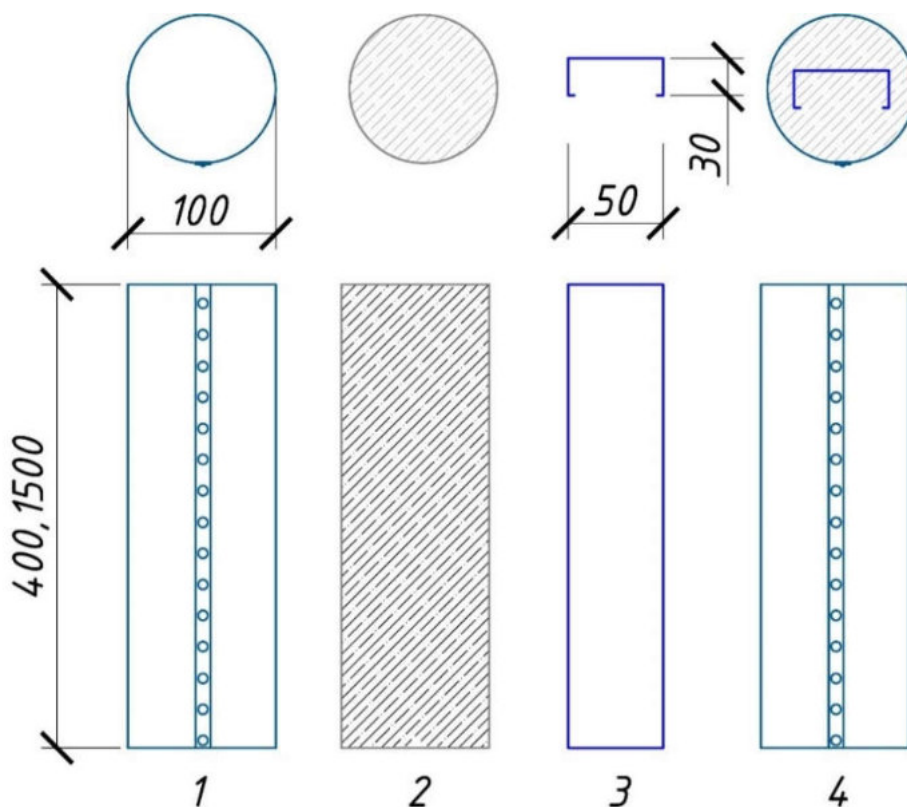


Рисунок 2.36 Схема утворення трикомпонентного трубобетонного зразка.

1- сталева обойма, 2 – полістиролбетонне ядро, 3 - сталевий профіль,
4 – сталезалізобетонна конструкція

Профіль підбирався у два рази менший за діаметр сталевї труби з урахуванням повного бетонування профілю у трубному перерізі. Профіль розміщувався з врахуванням таких вимог:

- всі використані елементи профілю, труби і бетону, влаштовувались таким чином, щоб вісь центру ваги елемента співпадала з осевим центром всього перерізу;
- бетон повинен заповнити рівномірно весь внутрішній простір трубного елемнту та весь переріз профілю;
- стінка профілю розміщується на протилежній стороні з'єднання сталевї оболонки.



Рисунок 2.37 Характер руйнування сталезалізобетонних конструкцій з навантаженням на бетонне ядро і профіль ЦМБП40б

Деформації конструкцій залежали від виду навантаження. Характер руйнування сталезалізобетонних зразків, які навантажувались на бетонне ядро та профіль, мали загальний вигин конструкції, який відбувся із-за втрат загальної стійкості сталевго профілю. Максимальне значення поздовжніх зусиль даного виду конструкції у середньому був 44.3кН. Розкриття шву сталевго обойми відбулося при зусиллі 32.5кН

Зусилля, при яких відбувалося руйнування сталезалізобетонних конструкцій, навантажених на весь переріз мало такі характеристики:

- максимальне значення поздовжніх зусиль даного виду конструкції був 67,5кН;
- розкриття шва сталевго обойми відбулося при зусиллі 45,8кН.

Руйнування комплексного перерізу сталезалізобетонних зразків відбувалося з урахуванням сумісної роботи кожного із елементів.

Сталевий профіль зруйнувався, втративши загальну стійкість, завдяки підсилення полістиролбетоном.



Рисунок 2.38 Характер руйнування сталезалізобетонних конструкцій з навантаженням на весь переріз ЦМБП40

Полістиролбетонне ядро, завдяки сталевій обоймі, працює у об'ємно-напруженому стані тим самим підвищуючи несучу здатність.

Сталева труба створює ефект «обойми» для бетонного ядра, бетонне ядро, у свою чергу, виключає можливість втрати стійкості сталевій обоймі усередину трубобетонного зразка.

Саме таке поєднання матеріалів і правильне їх розміщення дає ефект відповідної підвищеної несучої здатності.

Використання підсилюючого профілю показали вищі показники міцності та втрата загальної стійкості сталезалізобетонного елемента.

Перевірка цих тверджень виконувалась і на зразках довжиною 1500мм.

Руйнування зразків навантажених на бетонне ядро і профіль відбувалось за рахунок втрати місцевої стійкості з гофруванням. На відстані 10-15см від оголовку конструкцій відбувались критичні деформації зразків. Відбувся вигин конструкції із подальшим гофруванням сталеві оболонки. Після чого було руйнування стикового шва оболонки у вигляді розкриття фальцевого з'єднання та зрізу заклепок. Даний вид руйнування характеризує роботу трьох компонентів конструкції сталеві з урахуванням їх сумісної роботи.



Рисунок 2.39 Характер руйнування сталезалізобетонних конструкцій з навантаженням на бетонне ядро і профіль ЦМБП1506

Особливості бокового руйнування даних зразків відбулася за рахунок зміни розміщення профіля. Якщо на коротких зразках профіль розміщувався відкритою стороною до стикового шва сталеві оболонки, то у довгих зразках профіль було розміщено на 90° повернуто, стінкою до стикового шва оболонки. Максимальне

навантаження, яке сприйняли зразки було 44.8кН. Критичні деформації для даного виду зразків спостерігались при 38,4кН.

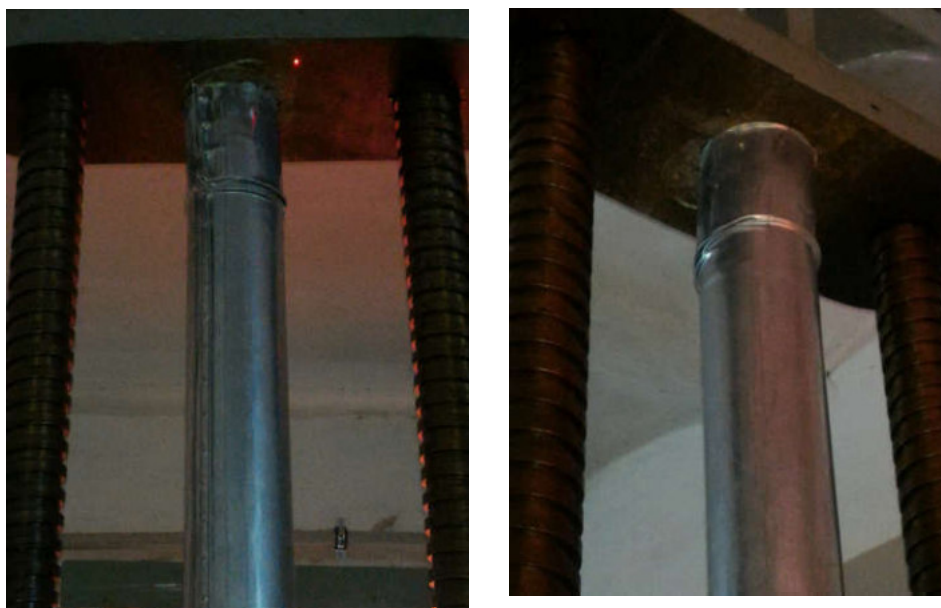


Рисунок 2.40 Характер руйнування сталезалізобетонних конструкцій з навантаженням на весь переріз ЦМБП150

При руйнуванні сталезалізобетонних зразків навантажених на весь переріз збережені загальні принципи руйнування у порівнянні із рисунком 2.38. Зміна положення профілю значно впливає на характер руйнування зразка. Максимальне навантаження, яке сприйняли зразки 51,1кН. Критичні деформації для даного виду зразків спостерігались при 45,5кН.

Комплексний переріз із профілю, легкого бетону і сталевий обійми є актуальний не тільки для новобудов, а й підсилення існуючих каркасних будівель, які потребують збільшення несучої здатності стійок із тонкостінних профілів при відносно малому збільшенні ваги самої конструкції. Причому велику роль відіграє розміщення профілю у складеному перерізі, від цього залежить характер руйнування, і відповідно, несуча здатність новоутворених конструкцій.

Експериментальні випробування проводилися з тонкостінними конструкціями товщиною до 0.5мм і полістиролбетоном міцності 0,83МПа. Отримані показники міцності і стійкості дають змогу описати роботу конструкцій при найнижчих геометричних та фізико-механічних характеристик використаних матеріалів.

Випробування четвертої серії зразків – сталезалізобетонних конструкцій прямокутного складеного перерізу

За довжиною конструкції поділялись на короткі та довгі довжиною 400мм та 1500мм відповідно.

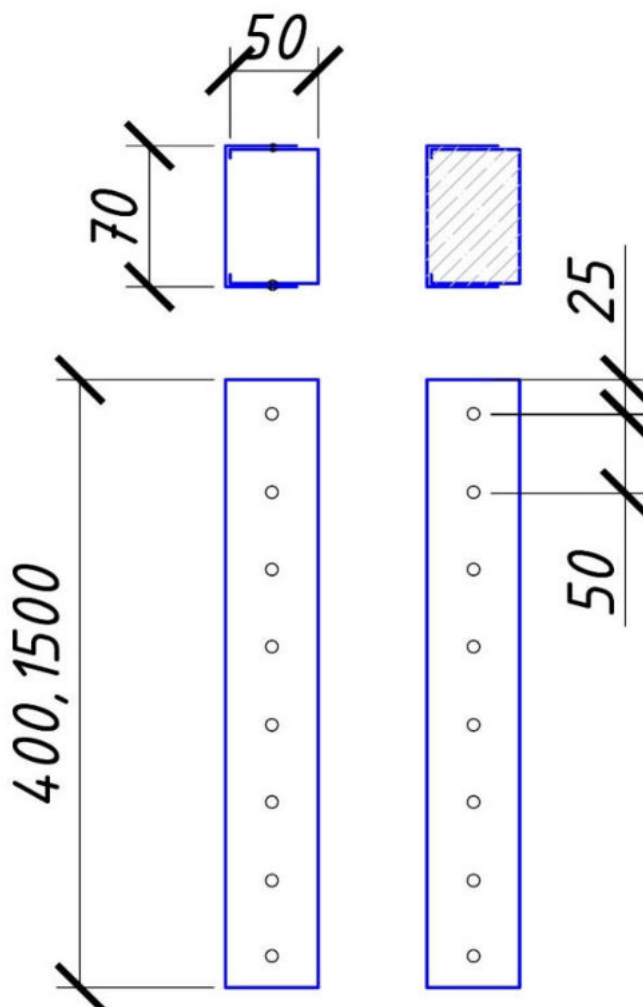


Рисунок 2.41 Схема виготовлення складеного перерізу сталезалізобетонної конструкції з легких бетонів

Поздовжнє стискуjące навантаження передавалось на весь переріз.

Метою дослідження такого виду конструкцій є визначення міцності, сумісної роботи елементів конструкції, характер руйнування, розміщення слабких місць та причини їх виникнення.

Виготовлення складеного перерізу із сталевих профілів закритого типу обґрунтоване використанням бетонного ядра для підсилення та створення об'ємно-напруженого стану у ньому.



Рисунок 2.42 Характер руйнування сталевих конструкцій складеного прямокутного перерізу ПМ40 та ПМ150.

Максимальні поздовжні стискуючі зусилля сталевих профілів довжиною 400мм - 12.7кН, 1500мм - 7.8кН.

Деформації описують втрату місцевої стійкості стінок і полиць. Робота і розрахунок таких конструкцій визначається уже за відомими формулами, які

виключають із роботи певні ділянки елементів, тим самим зменшуючи ефективну площу поперечного перерізу, яка включається у роботу при стиску елемента.

Для підсилення сталевих профілів використано полістиролбетон. Як і у трубних конструкціях складений переріз являє собою замкнутий переріз із двох профілів, який заповнюється легким бетоном.



Рисунок 2.43 Характер руйнування коротких сталезалізобетонних конструкцій складеного перерізу ПМБ40

Руйнування коротких зразків відбувалося шляхом місцевої втрати стійкості сталевих профілів на при опорних ділянках верхньої частини зразків. Вигин сталевих профілів виник по середині відстані між заклепкою та вільним кінцем. Тому зменшивши відстань між розміщення крайньої заклепки і вільним кінцем конструкції, можна підвищити місцеву стійкість оголовка конструкції.

Максимальні стискуючі поздовжні навантаження прикладені на елементи 400мм довжиною були 34.8кН.

Наступним типом експериментальних зразків були сталезалізобетонні стійки складеного прямокутного перерізу довжиною 1500мм.



Рисунок 2.44 Характер руйнування довгих сталезалізобетонних конструкцій складеного перерізу ПМБ150

Деформації зразків відбувалися на приопорних ділянках, як у верхній частині, так і у нижній частині зразків. Утворення гофр сталевго профілю відбувається у між заклепкових з'єднаннях. Враховуючи ці руйнування можна регулювати втрату місцевої стійкості кроком заклепкових з'єднань.

Максимальні значення стиску сталезалізобетонних конструкцій довжиною 1500мм становили 27,4кН.

Визначені характеристики дають змогу описати роботу СЗБК.

П'ята серія зразків

У реальному житті сталезалізобетонні конструкції з легких бетонів можуть використовуватись, як самостійні колони-стійки, так і частиною складених конструкцій. Одним із видів плоских конструкцій є плоскі сталезалізобетонні стійки.

Для визначення ефективності бетонування полістиролбетоном, як окремих елементів так і всієї конструкції. Виготовлено три типи конструкцій:

Перший тип – сталева решітчаста стійка, без бетонування. Виготовлено для порівняння ефективності підсилення легким бетоном ПС150 (стійка сталева довжиною 150см).

Другий тип – сталева решітчаста стійка з частковим бетонуванням ПСБ150 (стійка сталезалізобетонна довжиною 150см).

Третій тип – сталезалізобетонна стійка із повним бетонуванням ПСБ0150 (стійка сталезалізобетонна повністю обетонована довжиною 150см).

Саме порівняння цих трьох типів стійок дають оцінку ефективності застосування полістиролбетону, як конструкційного матеріалу для сталезалізобетонних конструкцій.

Експериментальним методом визначено міцність та деформативність трьох типів стійок.



Рисунок 2.45 Характер руйнування решітчастої стійки ПС150

Руйнування даного зразка відбулося з наступними деформаціями. З'явилися вигини полиць профілів у місцях заклепок при зусиллі 15кН, після чого відбулася втрата стійкості полиць горизонтального профілю у верхній частині стійок при навантаженні 16.8кН, стиснуті розкоси першочергово втратили стійкість при 17,2кН. Потім відбулась втрата стійкості стінки стійок у при опорній ділянці при максимальних стискуючих навантаженнях 25,8кН.



Рисунок 2.46 Характер руйнування решітчастої сталезалізобетонної стійки ПСБ150

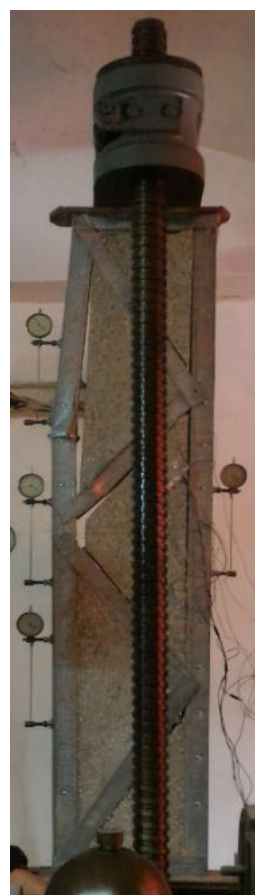
Наступний тип із забетонованими стійками полістиролбетоном має наступну послідовність руйнування: відбулася втрата стійкості полиць горизонтального профілю у нижній частині пілону при навантаженні 18.8кН. Стиснуті розкоси, у місцях, де полиці не пов'язані стінкою, відбулись вигини полиць при навантаженні

26,4кН. З'явився вигини полиць профілів у між заклепковому просторі при зусиллі 5кН. Відбулась втрата стійкості стінки стійок з подальшим гофруванням елемента у приопорній ділянці при максимальних стискуючих навантаженнях 41,5кН. Загальна робота забетонованих стійок не відрізнялася від результатів експериментальних окремо стоячих стійок довжиною 1500мм. прикладене навантаження рівномірно перерозподілялось на дві сталезалізобетонні стійки.

Бетонування решітчастої стійки позитивно відзначилося на роботі конструкції, а саме слід відмітити про те, що втрата стійкості розкосів спостерігалася вже після втрати стійкості сталезалізобетонної стійки, відбувся зріз заклепок, які з'єднували ці розкоси. Деформації стійок відбулися з урахуванням загальної стійкості елемента. Деформацій на горизонтальних приопорних ділянках не відбувалися у порівнянні із іншими типами конструкцій.



а) до руйнування



б) після руйнування

Рисунок 2.47 Характер руйнування решітчастої сталезалізобетонної стійки повністю обетонованої ПСБО150

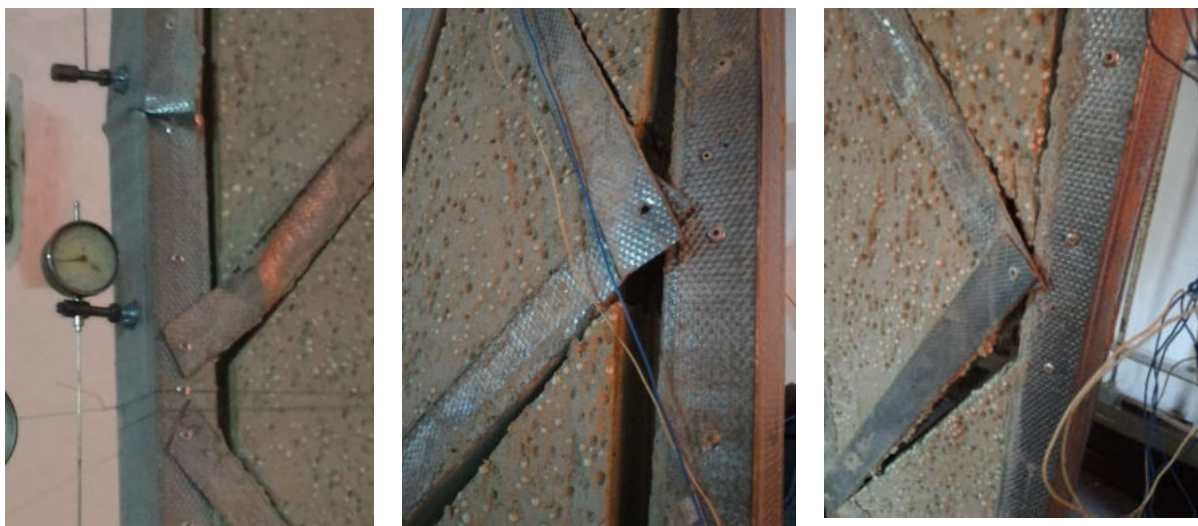


Рисунок 2.48 Місця деформування та руйнування решітчастої сталезалізобетонної стійки повністю обетоненої ПСБО150.

Поява тріщин вздовж сталезалізобетонних стійок виникли при навантаженні 35,8кН. При 37,3кН відбулося розкриття тріщин та відділення від сталевих профілів бетонного заповнювача, відбувся поділ на сегменти. При 50,2кН - загальна втрата стійкості стійок. При 51,9кН відбулося руйнування лівої стійки.

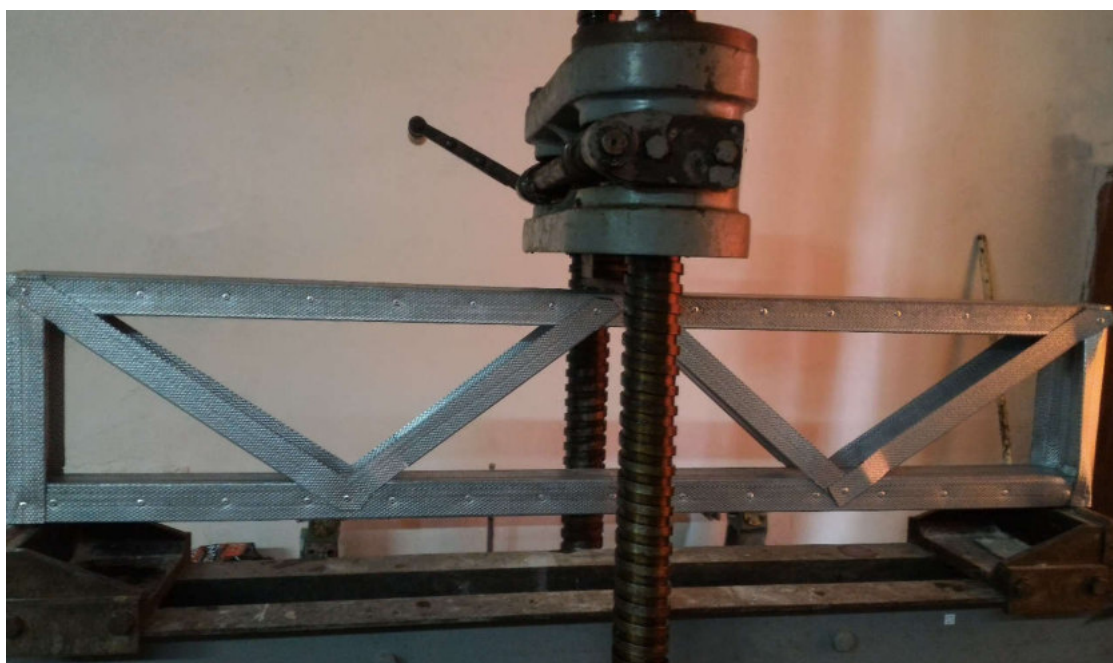


Рисунок 2.49 Випробування сталезалізобетонних ферм ПСБ150 на згин

Руйнування зігнутих елементів відбувалося у стиснутій верхній зоні сталезалізобетонних конструкцій. Відбулася втрата місцевої стійкості верхнього поясу у місці прикладення зусиль. Руйнівне навантаження 4,3кН.

2.5 Висновки до другого розділу

1. Проведено аналіз та підбір матеріалів комплексних сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів.
2. Підібрано та описано метрологічне забезпечення експериментальних випробувань сталезалізобетонних конструкцій.
3. Визначено конструктивні особливості виготовлення експериментальних зразків, зокрема підібране фальцево-заклепкове з'єднання сталевोї оболонки, як найбільш доцільне.
4. Виконано експериментальні дослідження різного виду сталезалізобетонних конструкцій з полістиролбетону для визначення особливостей роботи даного виду конструкцій.
5. Визначені основні фізико-механічні властивості кожного із матеріалів та конструкцій в цілому. Підібраний склад полістиролбетону з оптимальним значенням середньої густини $\geq 740 \text{ кг/м}^3$, середньою міцністю $f_{\text{lcd}} = 30.4 \text{ кгс/см}^2$ і коефіцієнтом теплопровідності $R = 0.505 \text{ Вт/м} \cdot \text{К}$.
6. Визначені критичні навантаження кожного із запропонованих конструкцій.

РОЗДІЛ 3

ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З ЛЕГКИМИ БЕТОНАМИ

3.1. 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:

- 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 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 диференціальних рівнянь чисельним методом.

Чисельне моделювання напружено-деформованого стану 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.

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

Невирішені задачі моделювання СЗБК з легких бетонів:

- 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 полістиролбетону при різних граничних умовах, визначення особливостей розподілу внутрішніх напружень;
- складний напружено-деформативний стан двокомпонентних сталезалізобетонних 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.

Основні принципи вирішення цих задач продемонстровано у цьому розділі.

3.2. Вибір розмірів скінченних елементів

Визначення розмірів та кількості скінченних елементів при моделювання конструкцій відіграє важливу роль. 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 сталезалізобетонних конструкцій повинні відповідати дійсній роботі конструкції для визначення напружень в елементах.

Враховуючи можливості NASTRAN що до 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 можливості 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 діаметром 100 мм на тетраедри та гексаедри продемонстровано на рисунку 3.1. До таблиці 3.1 внесені результати кількісного порівняння скінченних елементів.

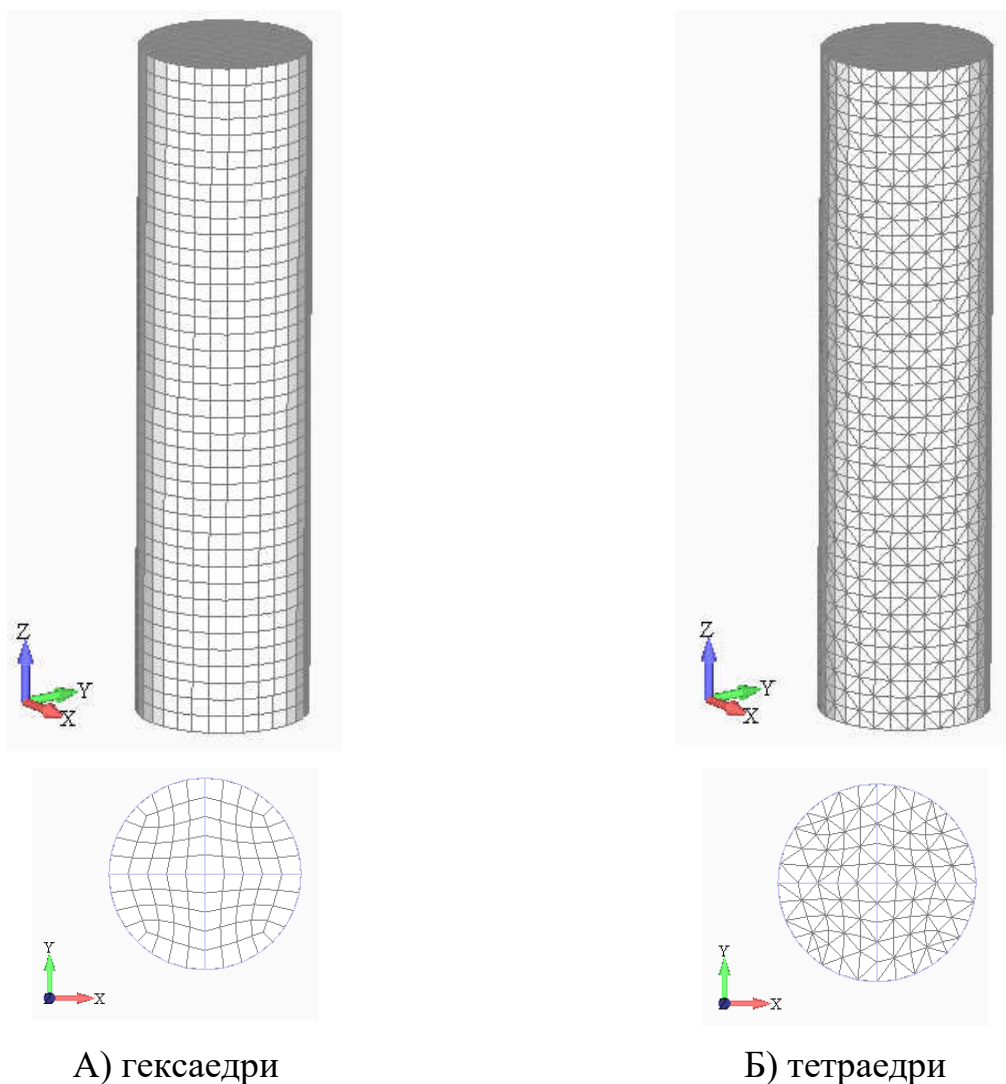


Рисунок 3.1 Різні варіанти підбору геометричної форми СЕ бетонного циліндра

Таблиця 3.1

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 3.2

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

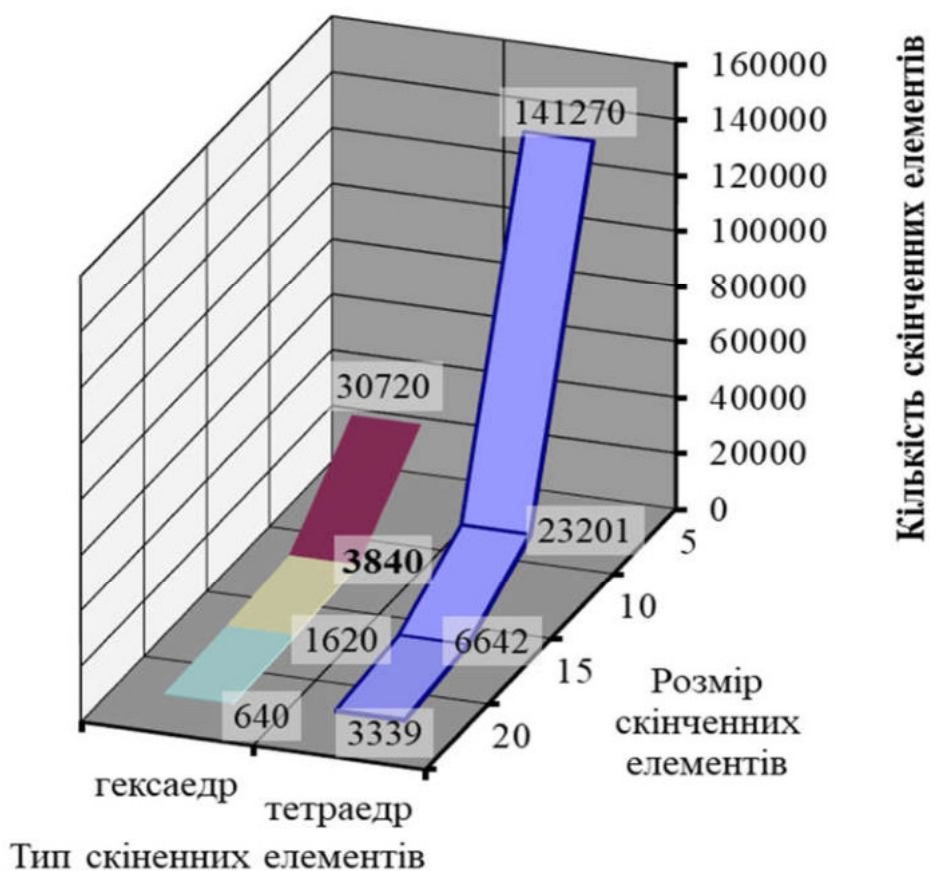


Рисунок 3.2. Діаграма підбору типу та розмірів скінченних елементів у залежності від кількості скінченних елементів

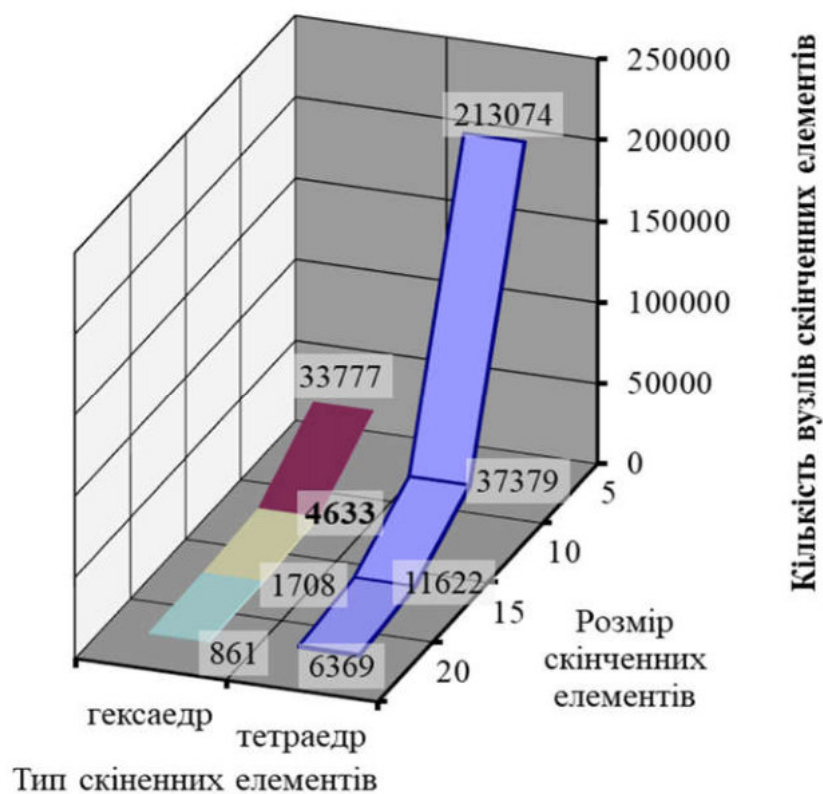


Рисунок 3.3. Діаграма підбору типу та розмірів скінченних елементів у залежності від кількості вузлів скінченних елементів

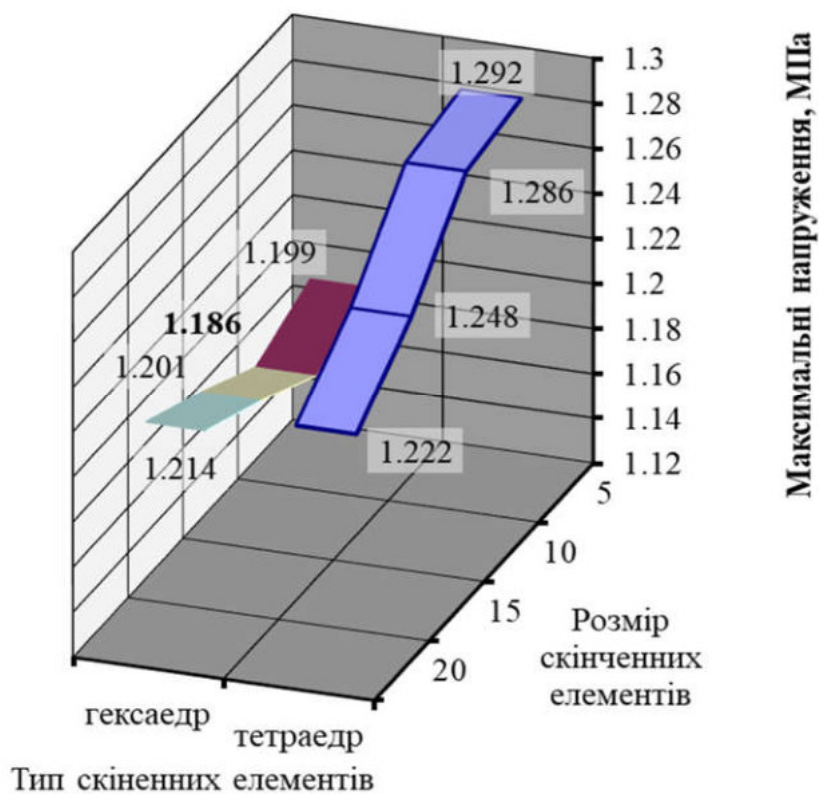


Рисунок 3.4. Діаграма підбору типу та розмірів скінченних елементів у залежності від максимальних напружень

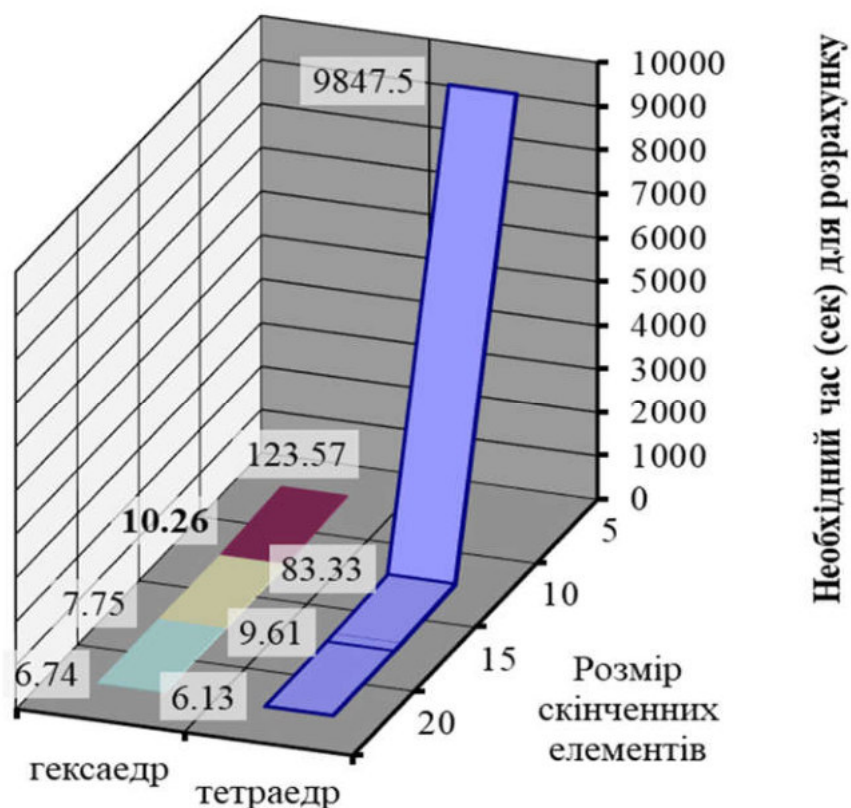


Рисунок 3.5. Діаграма підбору типу та розмірів скінченних елементів у залежності від необхідного часу для розрахунку

Наведений вище аналіз дає можливість оцінити ефективність автоматичного поділу на скінченні елементи та підібрати найефективніший вид скінченного елемента. 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.

3.3. Моделювання фізичної нелінійності при розрахунку

Всі побудови геометрії досліджуваних моделей виконувалися в ортогональній системі глобальній декартовій прямокутній системі координат програми NASTRAN.

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.

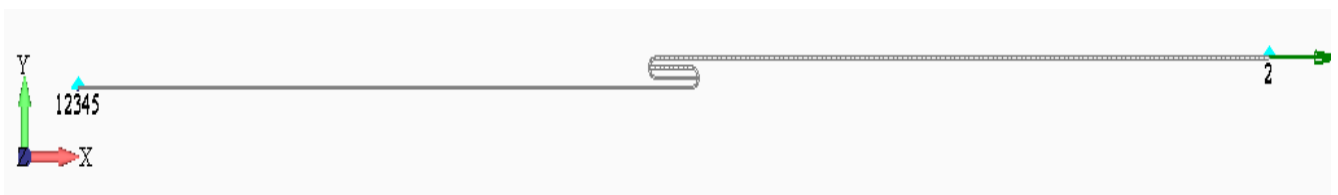


Рисунок 3.6. Розрахункова схема з'єднання сталевих смуг.

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

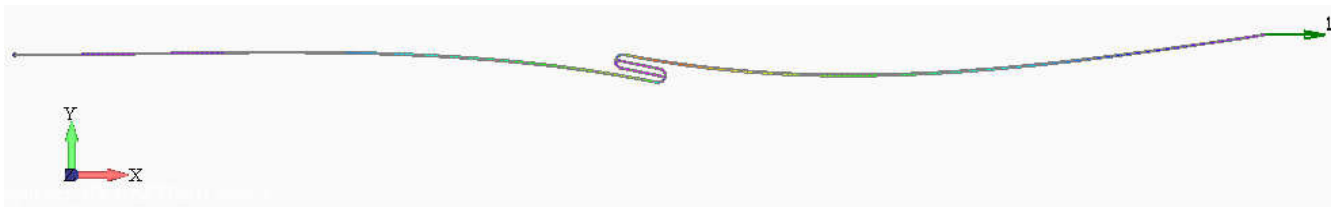


Рисунок 3.7. Загальна схема деформацій з'єднання сталевих смуг

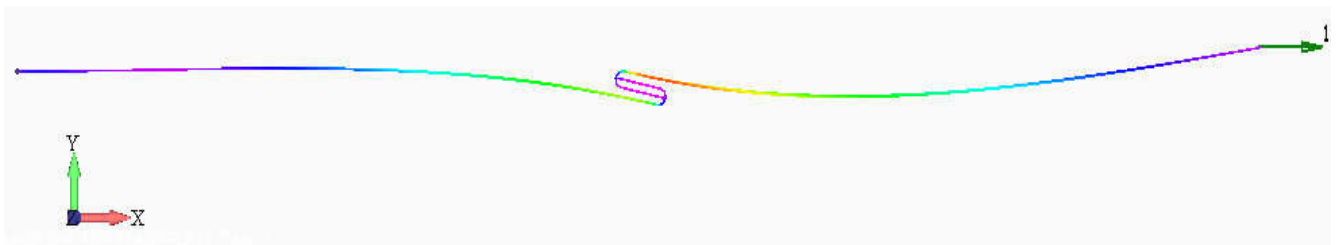


Рисунок 3.8. Розподіл головних напружень з'єднання сталевих смуг

Загальна форма геометрії трубних елементів задавалася спочатку плоским поперечним кільцевим перерізом із зовнішнім діаметром $d=100\text{мм}$, товщина сталевих елементів $t=0,42\text{мм}$.

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 легких 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 сталевий оболонки та бетонного ядра.

Таблиця 3.3

Фізико-механічні характеристики матеріалів

Діаметр труб	Фізико-механічні характеристики сталевих труб			
	E, МПа	$\sigma_{\max}$, МПа	$\varepsilon_{\sigma} \times 10^{-5}$	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.

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.

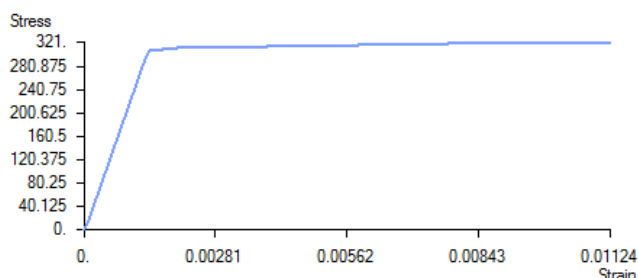


Рисунок 3.9 Діаграма роботи сталі S355

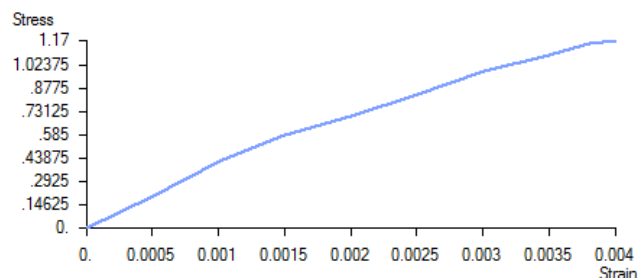


Рисунок 3.10 Діаграма роботи

полістиролбетону за

експериментальними дослідженнями

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.

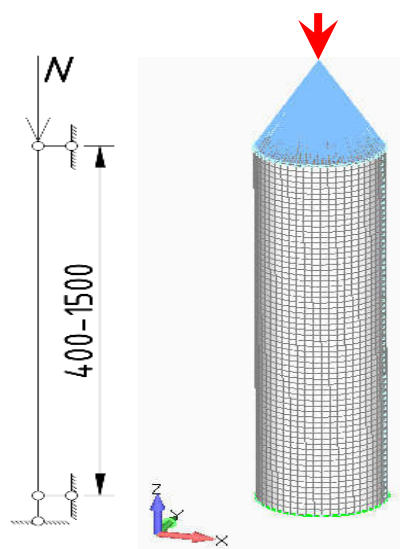


Рисунок 3.11 Загальноприйнята розрахункова модель на прикладі трубобетонних елементів з легкого бетону

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

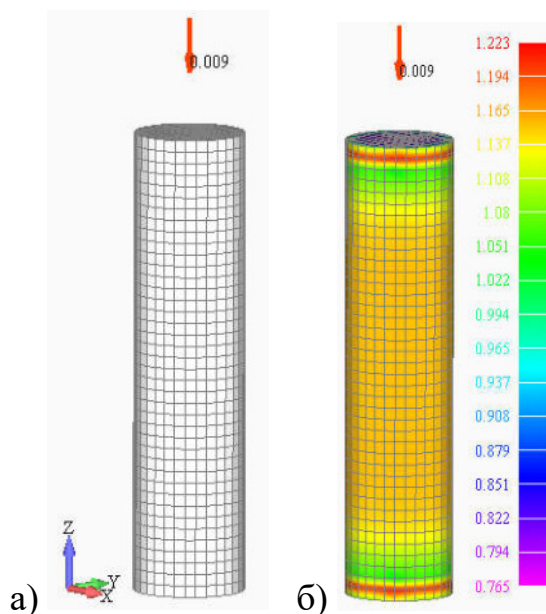


Рисунок 3.12 Модель полістиролбетонного циліндра ЦБ40: а) розрахункова модель; б) розподіл головних напружень (МПа) по поверхні моделі

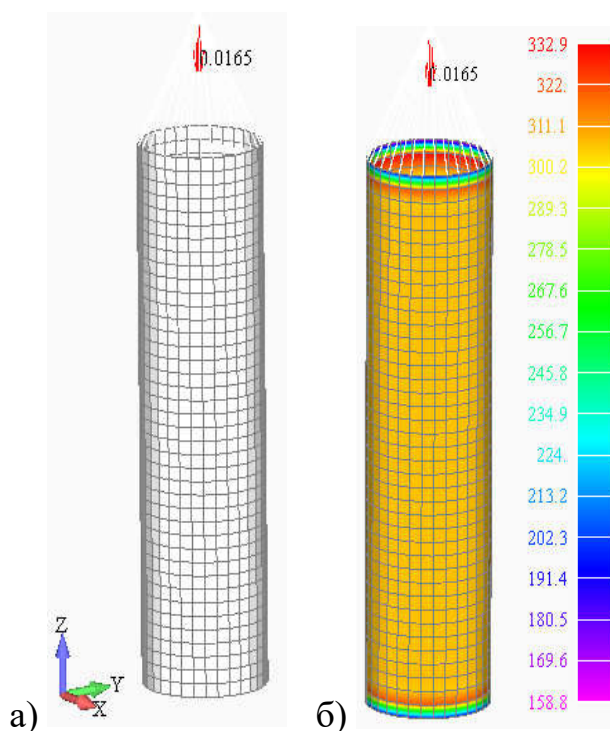


Рисунок 3.13 Модель сталевій обійми ЦМ40: а) розрахункова модель; б) розподіл головних напружень (МПа) по поверхні моделі

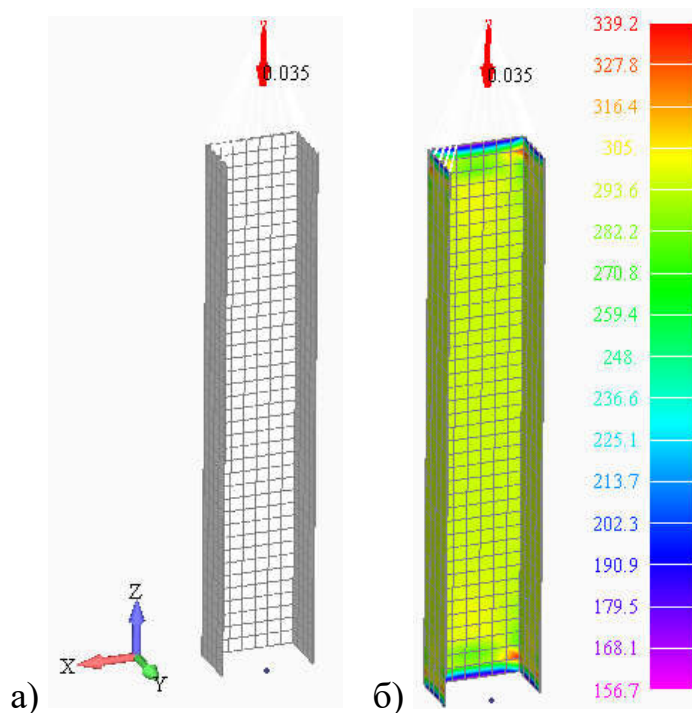


Рисунок 3.14 Модель сталевго профілю ПМО40: а) розрахункова модель;
б) розподіл головних напружень (МПа) по поверхні моделі

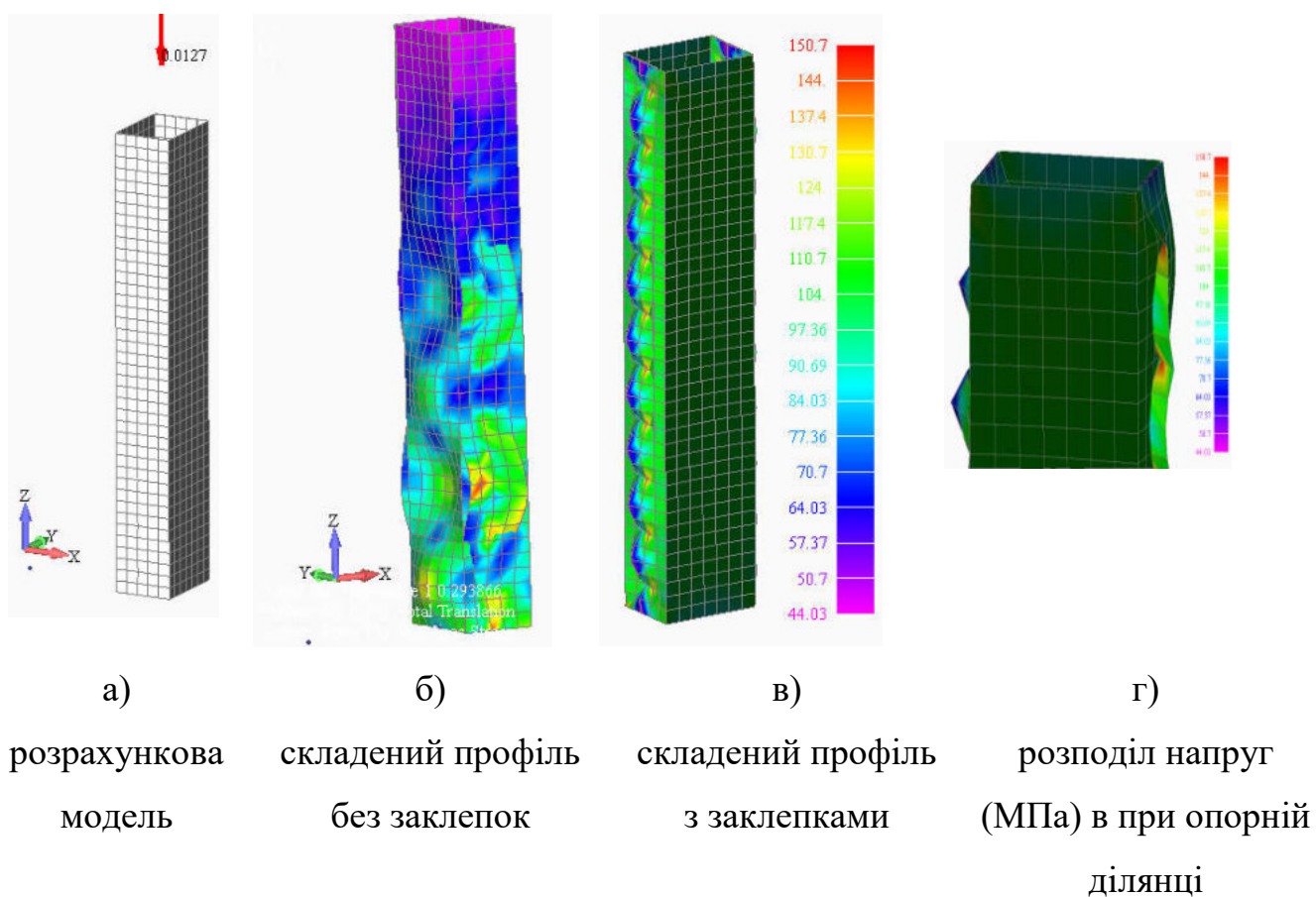


Рисунок 3.15 Розподіл напружень у складеному сталевому профілю ПМ40

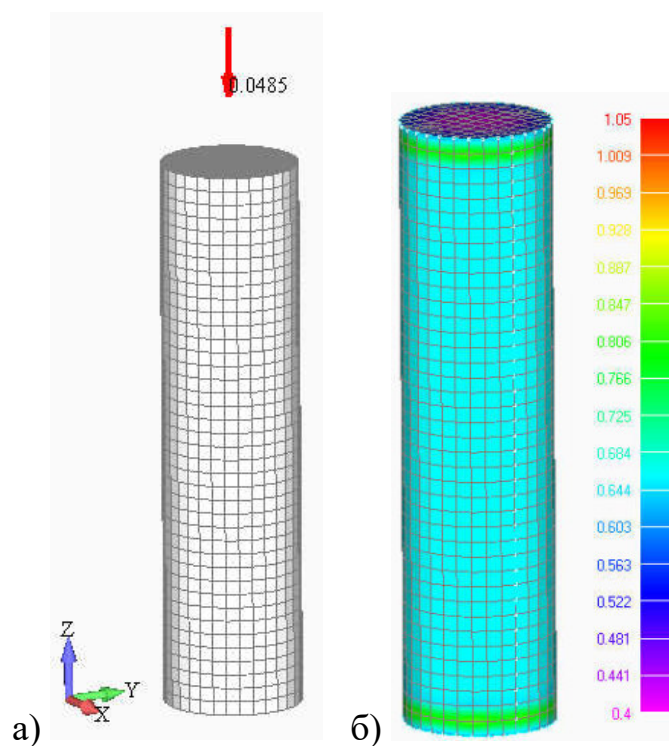


Рисунок 3.16 Модель двокомпонентної сталезалізобетонної конструкції ЦМБ406 завантаженої на бетонне ядро: а) розрахункова модель; б) розподіл головних напружень (МПа) по поверхні моделі

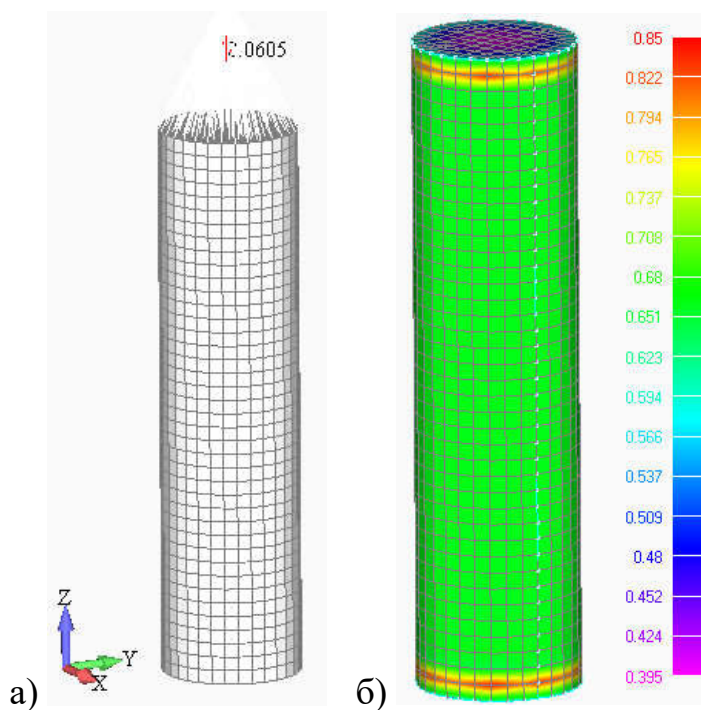
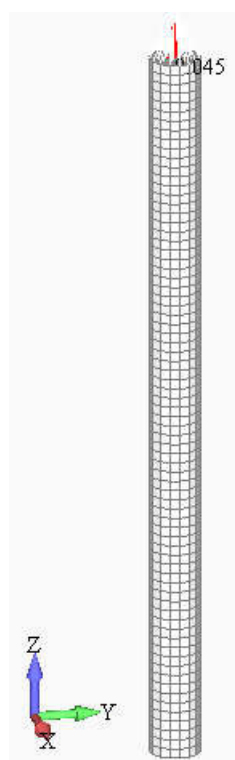
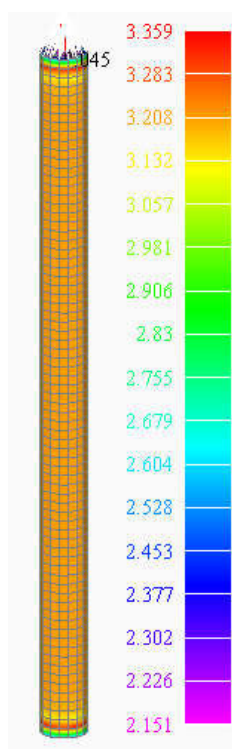


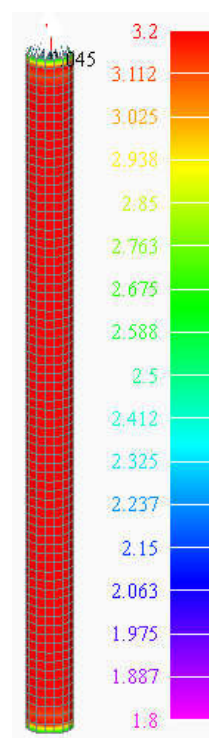
Рисунок 3.17 Модель сталезалізобетонної конструкції ЦМБ40 завантаженої на весь переріз: а) розрахункова модель; б) розподіл головних напружень (МПа) по поверхні моделі



Розрахункова
схема

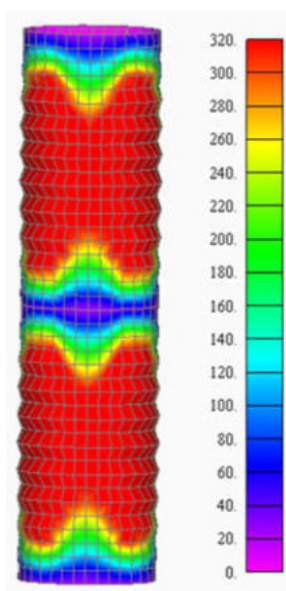


Напруження у
бетонному ядрі

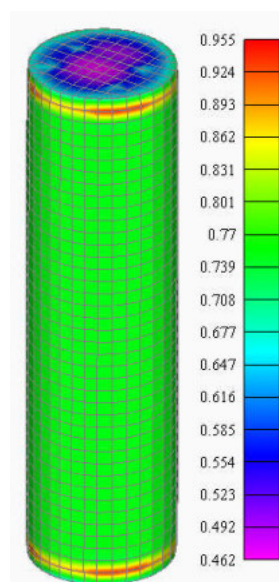


Напруження у сталевій оболонці

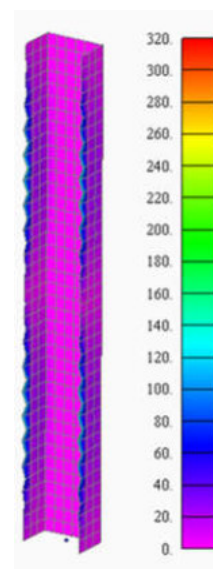
Рисунок 3.18 Моделі двокомпонентної сталезалізобетонної конструкції ЦМБ150, навантаження на весь переріз.



а) сталевій трубі-оболонці

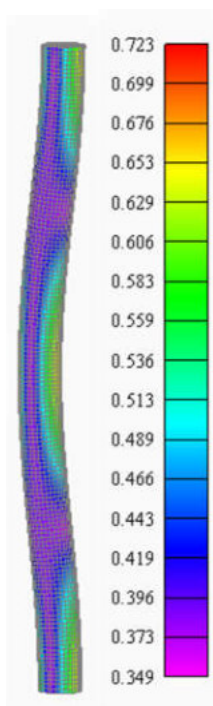


б) полістиролбетонному
ядрі

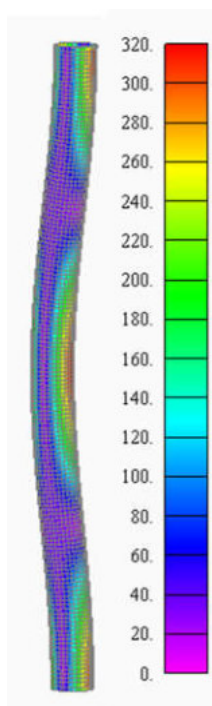


в) сталевому профілю
внутрішнього армування

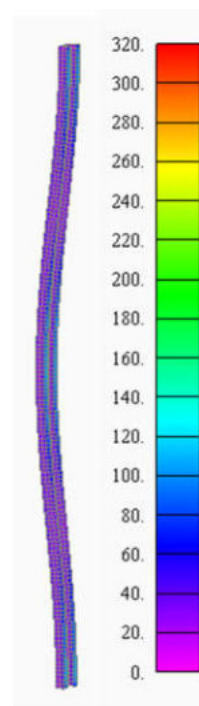
Рисунок 3.19 Головні напруження трикомпонентної сталезалізобетонної конструкції (МПа) та загальний вигляд деформування елементів моделі ЦМБП40



а) полістиролбетонного
ядра

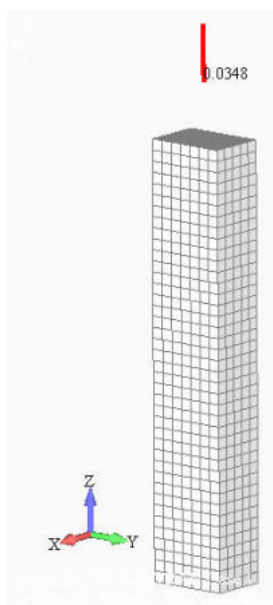


б) сталевій труби-
оболонки

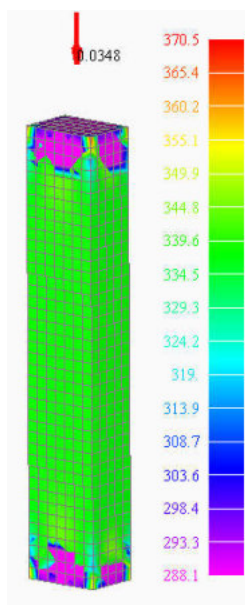


в) сталевий профіль
внутрішнього армування

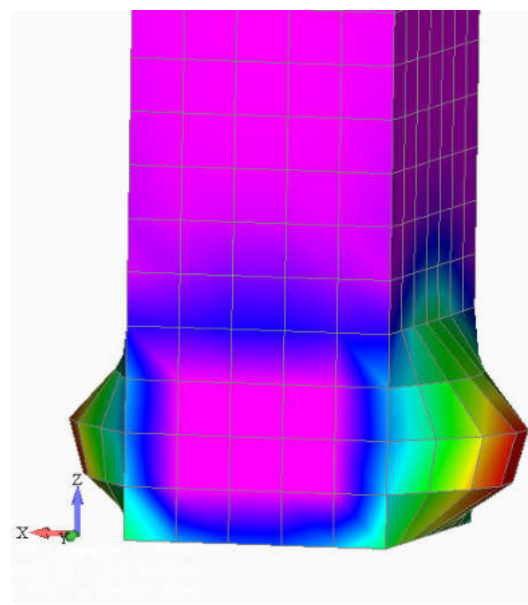
Рисунок 3.20 Головні напруження (МПа) та загальний вигляд деформування елементів моделі ЦМБП15



Розрахункова модель

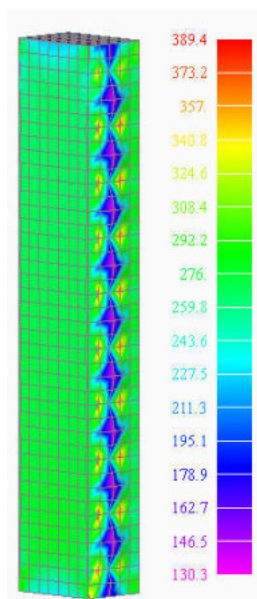


Розподіл напруг
(МПа)

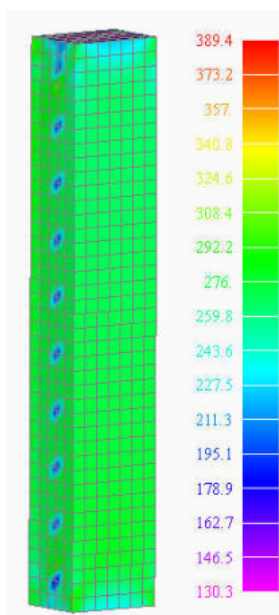


Розподіл напруг (МПа) в при
опорній ділянці

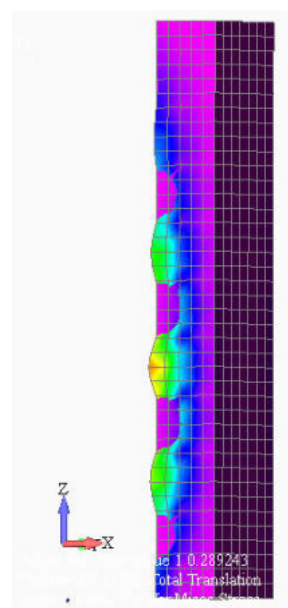
Рисунок 3.21 Головні напруження (МПа) сталезалізобетонної конструкції ПМБ40 у суцільній сталевій прямокутній обоймі



Напруження на поверхні
сталевій оболонки

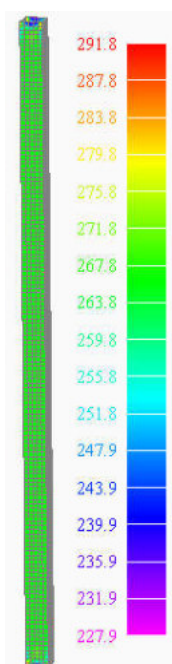


Напруження на поверхні
бетону

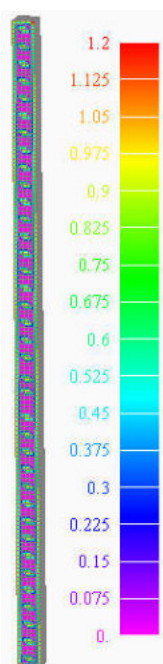


Втрата стійкості

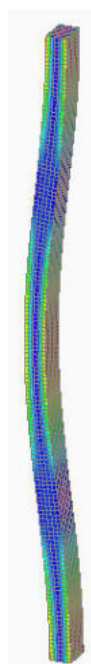
Рисунок 3.22 Головні напруження (МПа) сталезалізобетонної конструкції ПМБ40



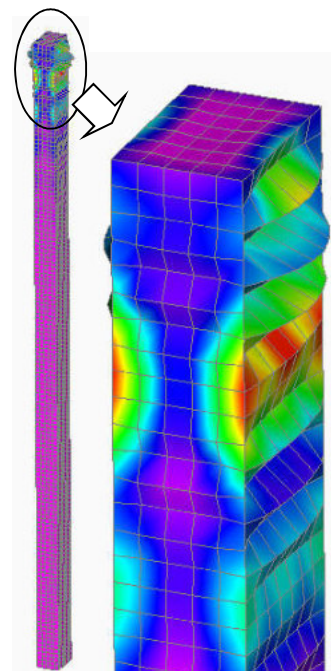
Напруження на
поверхні
сталевій
оболонки



Напруження на
поверхні
бетонного ядра



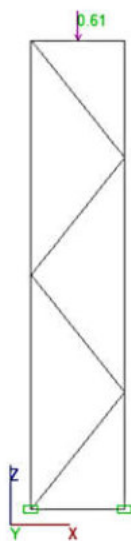
Можлива форма
загальної втрати
стійкості



Можлива форма місцевої
втрати стійкості

Рисунок 3.23 Головні напруження (МПа) сталезалізобетонної
конструкції ПМБ150

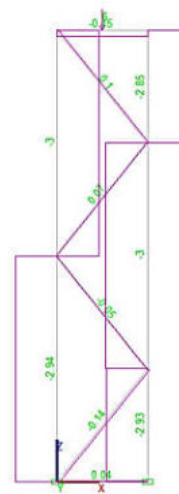
Передумовами розрахунку плоских стійок було створено модель стержневої конструкції у програмному комплексі SCAD



а) розрахункова схема



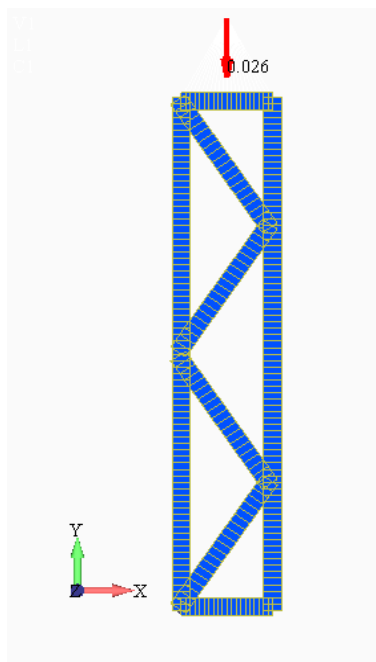
б) напружено-деформативний стан



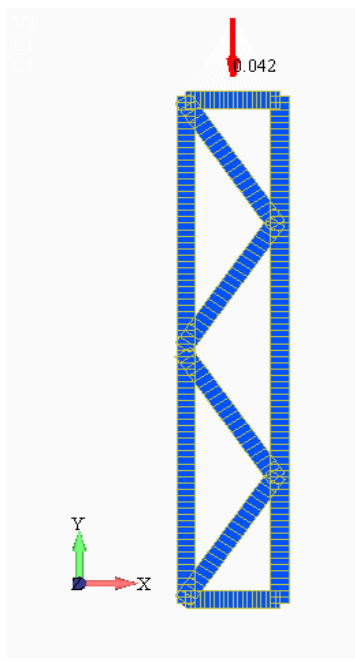
в) епюри поздовжніх зусиль (кН)

Рисунок 3.24 Визначення характеру руйнування плоских стійок
Скінченно-елементна модель

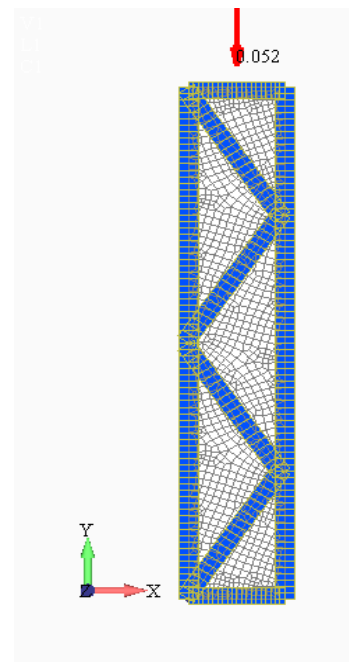
ПС150



ПСБ150



ПСБО150



Загальна деформована схема
(не враховано можливу місцеву втрату стійкості полиць чи стінки С-профіля)

постійне зчеплення
бетону з профілем

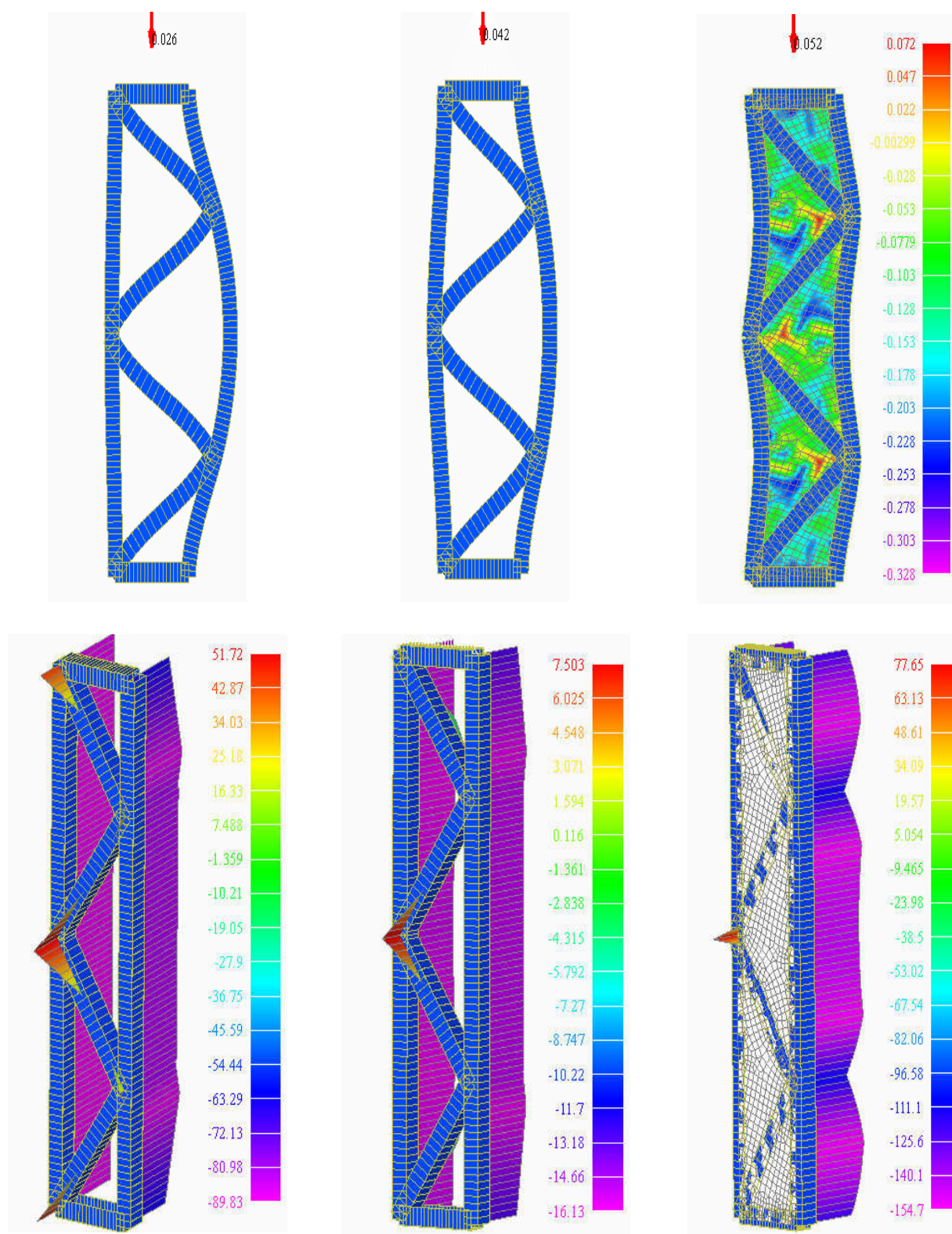


Рисунок 3.25 Розподіл головних напружень в сталевих профілях, МПа

3.4. Аналіз деформативності зразків

Результати експериментальних досліджень кожної серії зразків подані як графіки залежності поздовжніх зусиль до відносних деформацій у поздовжньому напрямку елементів.

На рисунку 3.26 зображено залежність деформацій від навантаження двокомпонентних сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів довжиною 400мм та 1500мм. Навантаження прикладене на бетонне ядро.

На рисунку 3.27 зображено залежність деформацій від навантаження двокомпонентних сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів довжиною 400мм та 1500мм. Навантаження прикладене на весь переріз.

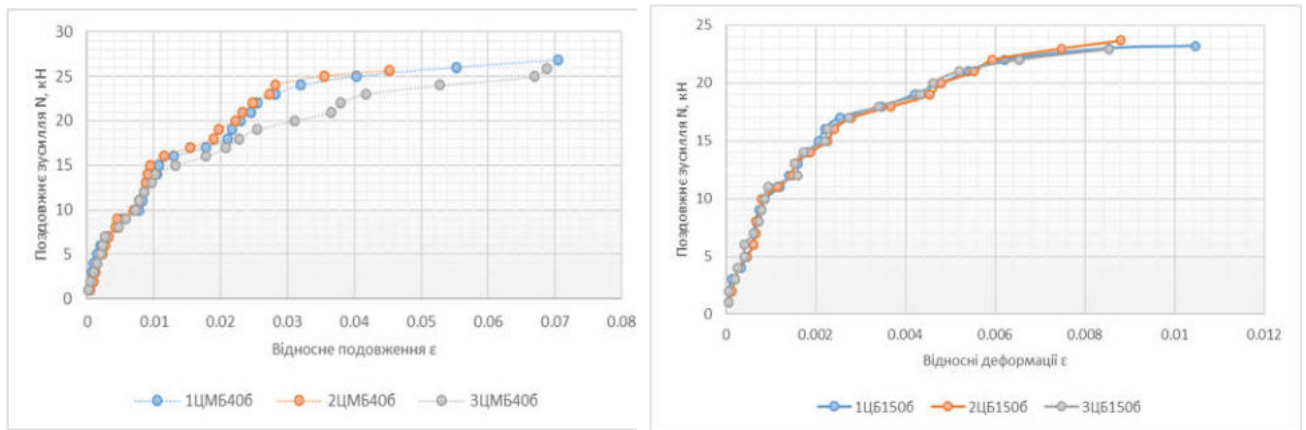


Рисунок 3.26 Графік залежності деформацій від навантаження на бетонне ядро двокомпонентних конструкцій довжиною 400мм та 1500мм

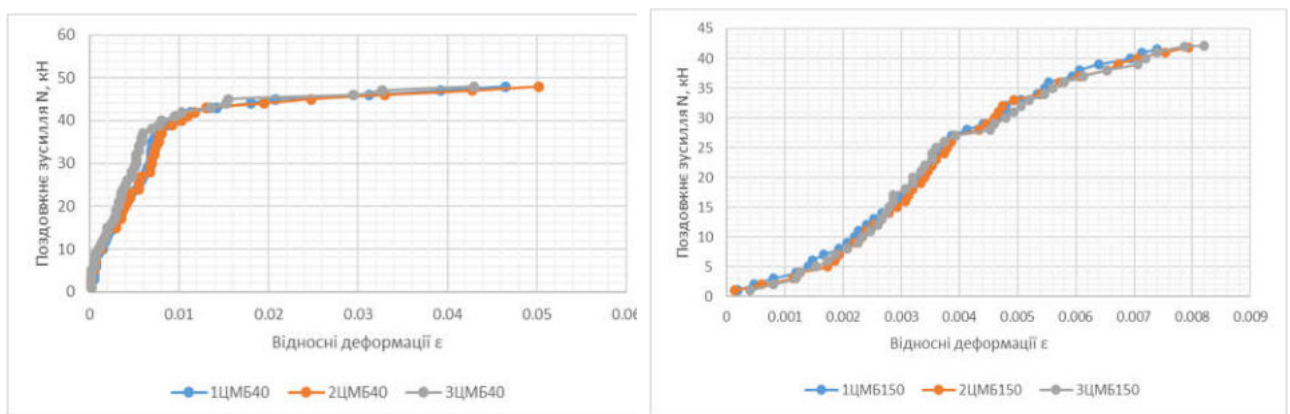


Рисунок 3.27 Графік залежності деформацій від навантаження конструкцій довжиною 400мм та 1500мм

На рисунку 3.28 зображено залежність деформацій від навантаження трикомпонентних сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів довжиною 400мм та 1500мм. Навантаження прикладене на бетонне ядро з профілем.

На рисунку 3.29 зображено залежність деформацій від навантаження трикомпонентних сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів довжиною 400мм та 1500мм. Навантаження прикладене на весь переріз.

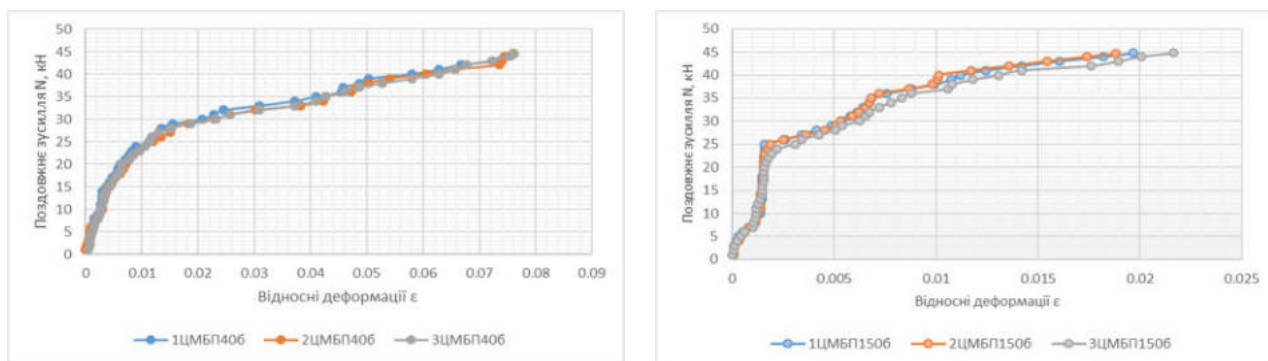


Рисунок 3.28 Графік залежності деформацій від навантаження на бетонне ядро та профіль трикомпонентних конструкцій довжиною 400мм та 1500мм

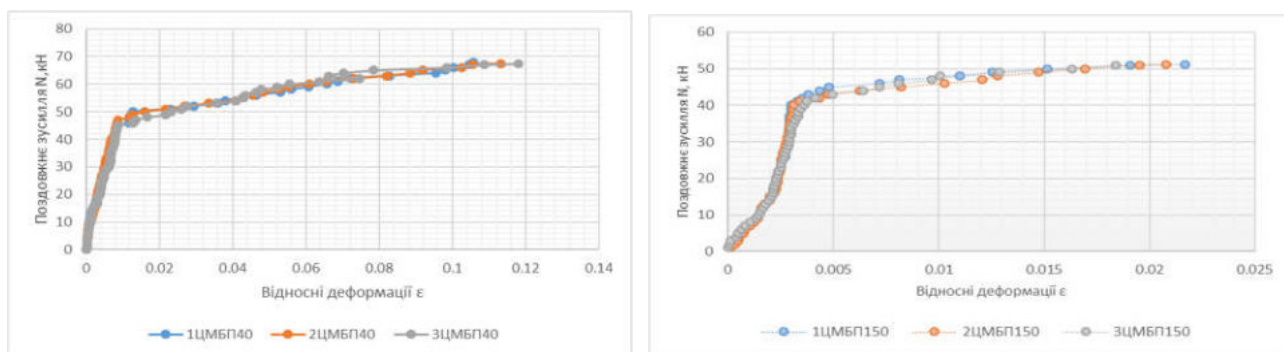


Рисунок 3.29 Графік залежності деформацій від навантаження трикомпонентних конструкцій довжиною 400мм та 1500мм

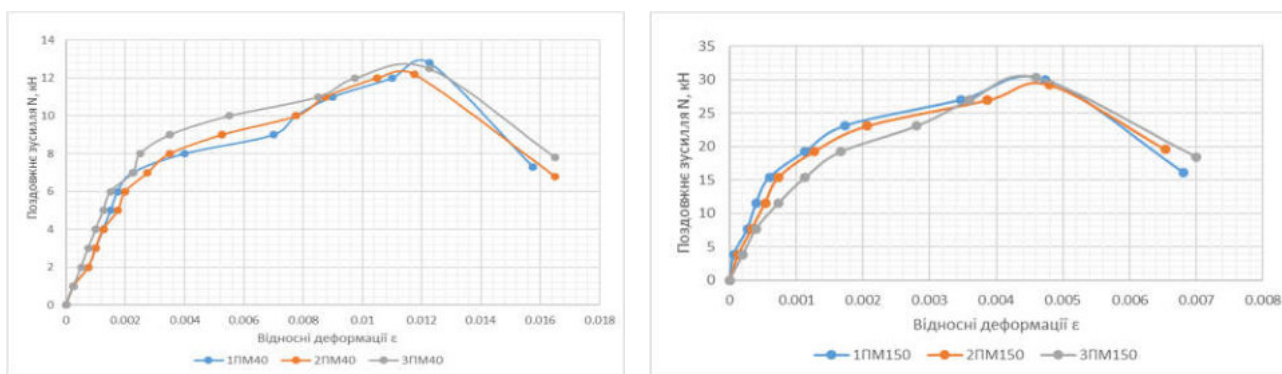


Рисунок 3.30 Графік залежності деформацій від навантаження сталевих складених прямокутного перерізу труб довжиною 400мм та 1500мм

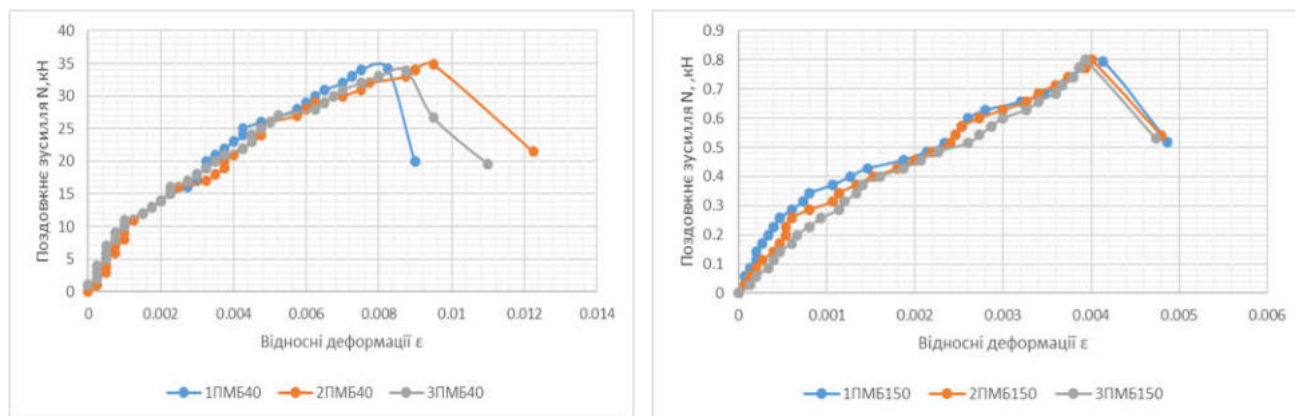


Рисунок 3.31 Графік залежності деформацій від навантаження

сталезалізобетонних конструкцій з легкого бетону довжиною 400мм та 1500мм

На рисунку 3.30 зображено залежність деформацій від навантаження на складену прямокутного перерізу сталеву обойму довжиною 400мм та 1500мм.

На рисунку 3.31 зображено залежність деформацій від навантаження на прямокутного перерізу сталезалізобетонні конструкції з легких бетонів довжиною 400мм та 1500мм. Навантаження прикладене на весь переріз.

На рисунках 3.32-3.34 зображено графіки залежності деформацій від навантаження центрального стиску трьох наскрізних стійок різних за своєю структурою. Навантаження на всі типи зразків прикладалося вздовж осі що проходить через центр ваги конструкції.

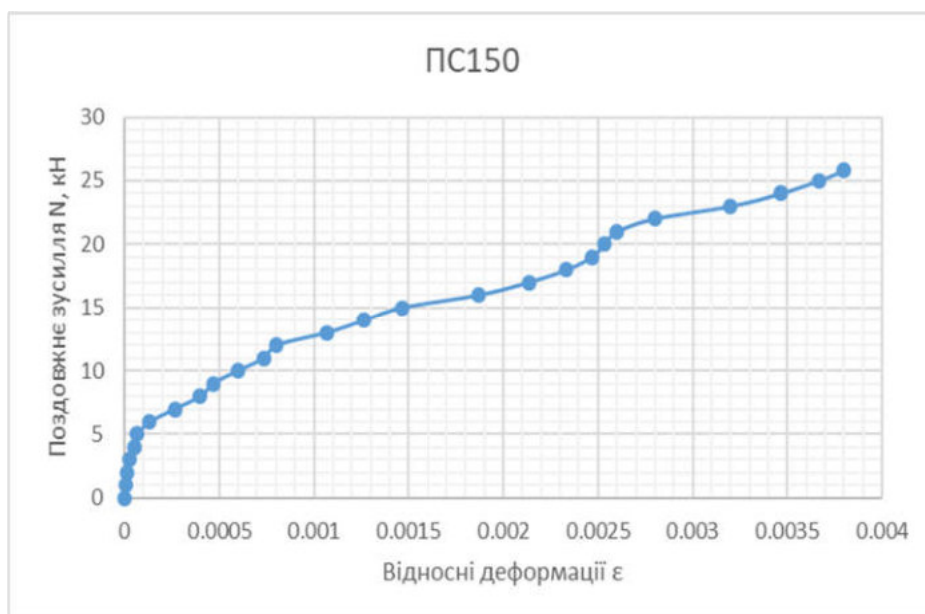


Рисунок 3.32 Графік залежності деформацій від навантаження решітчастої сталевій стійки

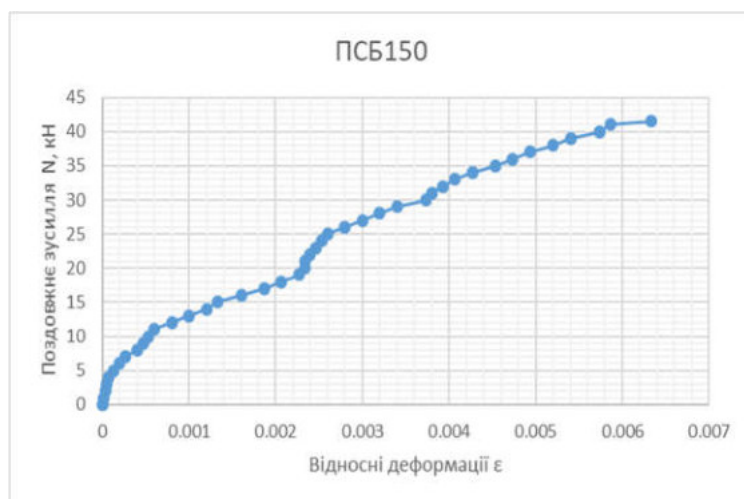


Рисунок 3.33 Графік залежності деформацій від навантаження решітчастої сталезалізобетонної стійки



Рисунок 3.34 Графік залежності деформацій від навантаження сталезалізобетонної стійки повністю обетонованої

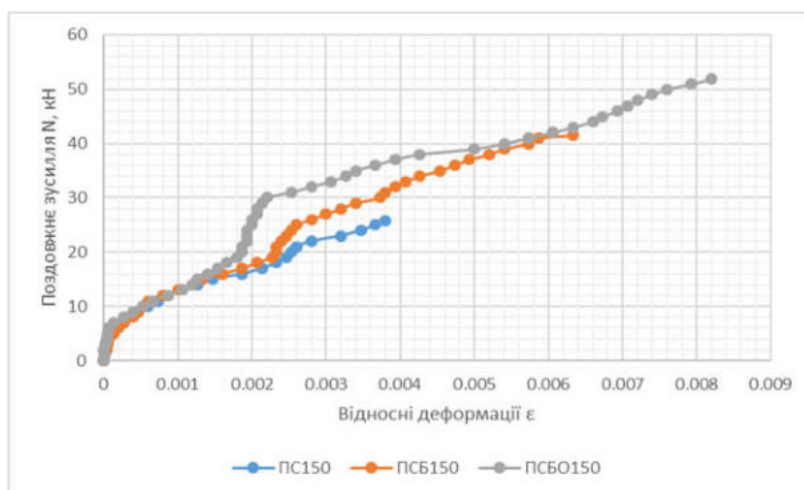


Рисунок 3.35 Графік залежності деформацій від навантаження сталезалізобетонних решітчастих стійок

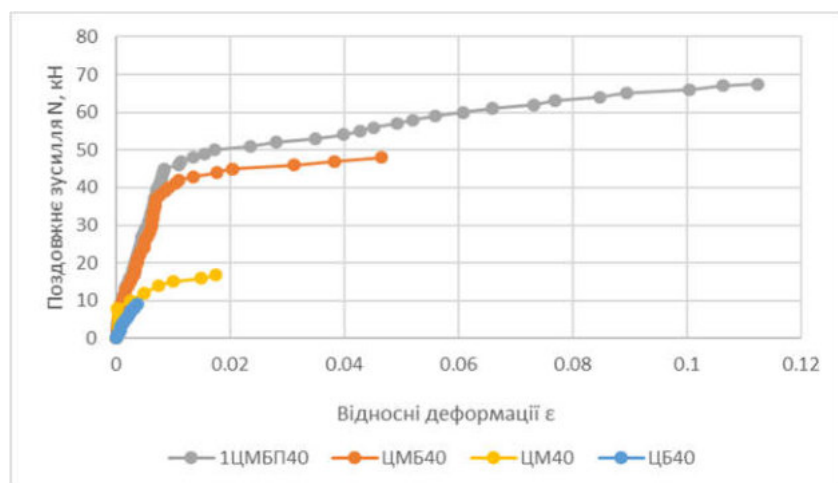


Рисунок 3.36 Зведені графіки залежності деформацій від навантаження СЗБК з легкого бетону довжиною 400мм

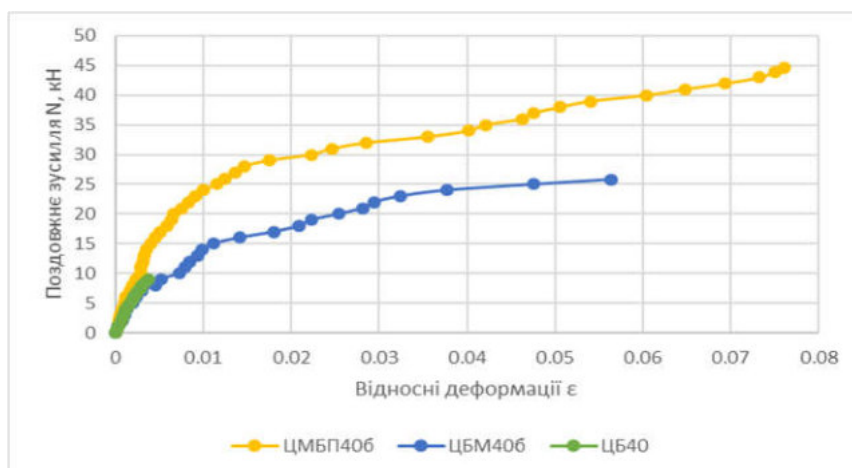


Рисунок 3.37 Зведені графіки залежності деформацій від навантаження бетонного ядра у СЗБК з легкого бетону довжиною 400мм

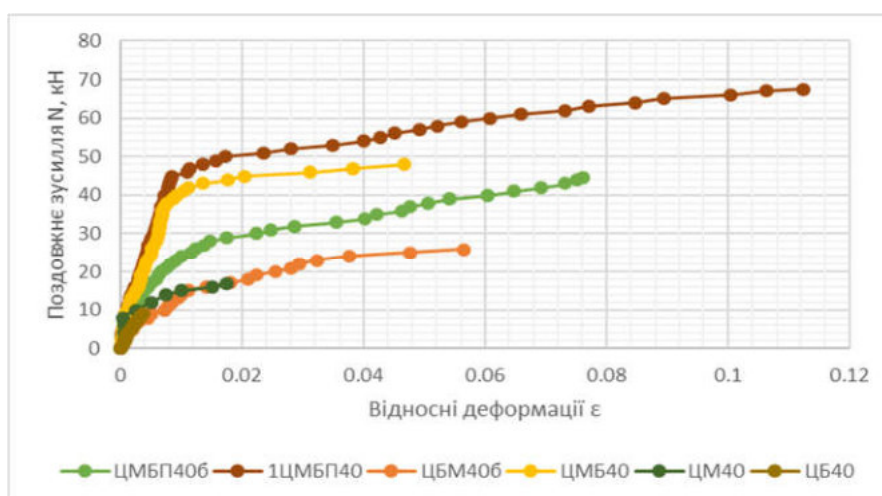


Рисунок 3.38 Графіки залежності деформацій від навантаження СЗБК з легкого бетону круглого перерізу довжиною 400мм

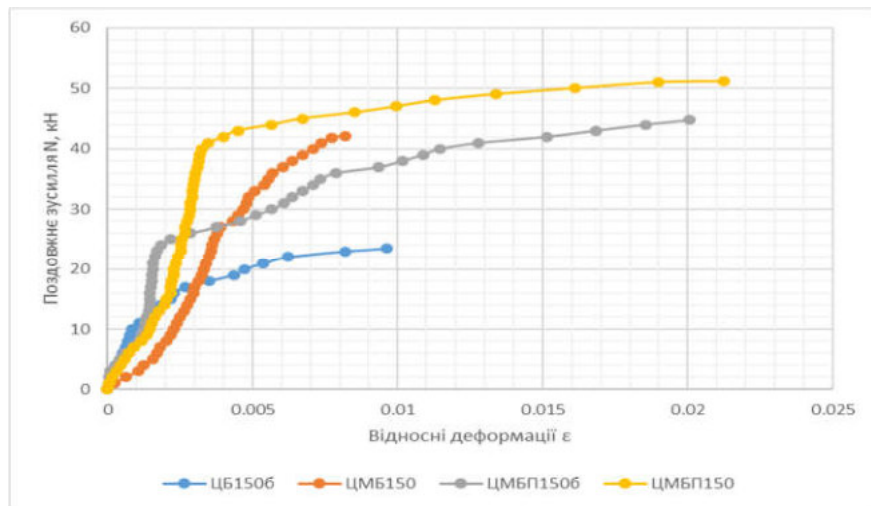


Рисунок 3.39 Графіки залежності деформацій від навантаження СЗБК з легкого бетону круглого перерізу довжиною 1500мм

На рисунку 3.36 наведено ефективність сумісної роботи труботонної конструкції довжиною 400мм. У даному випадку навантаження передавалося на весь переріз елемента. Графіки характеризують залежність деформацій від навантаження бетонного ядра (ЦБ40), сталевій оболонки (ЦБ40), двокомпонентної сталезалізобетонної конструкції (ЦМБ40) та трикомпонентної сталезалізобетонної конструкції (ЦМБП40).

На рисунку 3.37 наведено графік роботи бетонного ядра у труботонних конструкціях як окремий елемент так і у поєднанні із сталевим профілем, що знаходиться у середині зразка. Довжина зразків 400мм. У даному випадку навантаження передавалося тільки на ядро труботонних зразків, на сталеву оболонку поздовжнє стискує навантаження не передавалося. Графіки характеризують роботу бетонного циліндра (ЦБ40), роботу бетонного ядра у сталевій обоймі (ЦБМ40Б) та робота комбінованого ядра з бетону та сталевий профілю у сталевій обоймі (ЦМБП40).

На рисунку 3.28 наведено результати випробувань сталезалізобетонних конструкцій круглого перерізу довжиною 400мм.

Робота сталезалізобетонних конструкцій довжиною 1500мм представлена на рисунку 3.39. Для зразків ЦБ150Б навантаження передавалося тільки на бетонне ядро на ЦБП150Б на бетону з сталевим профілем, зразки ЦМБ150 та ЦМБП150 були завантажені на весь переріз.

Всі результати експериментальних випробувань зведені до таблиці 3.4.
Визначено коефіцієнт ефективності роботи труботетонного елемента m :

$$m_y = \frac{N_y}{f_{ym} \cdot A_s + f_{cm} \cdot A_c}; \quad (3.1)$$

$$m_u = \frac{N_u}{f_{ym} \cdot A_s + f_{cm} \cdot A_c} \quad (3.2)$$

де N_y , N_u – зовнішні поздовжні навантаження, які відповідають межі текучості сталевий оболонки та втраті несучої здатності;

m_y , m_u – коефіцієнт ефективності роботи труботетонної конструкції від навантаження N_y , N_u відповідно.

Таблиця 3.4

Несуча здатність експериментальних зразків

Серія зразків	Несуча здатність		N_u/N_y	Коефіцієнти ефективності роботи	
	N_y	N_u		m_y	m_u
ЦМ40	13.8	16.5	1.20	-	-
ЦМ150	11.3	14.25	1.26	-	-
ЦМБ40б	21.2	26.11	1.23	0.19	0.29
ЦМБ150б	18.3	23.27	1.27	0.17	0.26
ЦМП40	29.8	35.2	1.18	0.27	0.39
ЦМБХ40	40.5	44.3	1.09	0.37	0.49
ЦМБ2Х40	43.5	48.2	1.11	0.39	0.53
ЦМБ40	41.2	47.5	1.15	0.37	0.52
ЦМБ150	36.2	41.8	1.15	0.33	0.46
ЦМБП40б	32.5	44.3	1.36	0.30	0.49
ЦМБП40	45.8	67.3	1.47	0.42	0.74
ЦМБП150б	38.4	44.8	1.17	0.35	0.49
ЦМБП150	45.5	51.1	1.12	0.41	0.56
ПМ40	11.3	12.7	1.12	-	-
ПМ150	6.3	7.8	1.24	-	-
ПМБ40	29.1	34.8	1.20	0.26	0.38
ПМБ150	23.4	27.4	1.17	0.21	0.30
ПС150	15	25.8	1.72	-	-
ПСБ150	23.8	41.5	1.74	0.17	0.46
ПСБО150	35.8	51.9	1.45	0.33	0.57

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

Рисунок 3.40 характеризує залежності деформацій від навантаження сталезалізобетонних конструкцій круглого перерізу довжиною 400мм та 1500мм. Навантаження прикладене на весь переріз.

Рисунок 3.41 характеризує залежності деформацій від навантаження сталезалізобетонних конструкцій прямокутного перерізу довжиною 400мм та 1500мм. Навантаження прикладене на весь переріз.

На рисунках 3.40-3.41 показана різниця кожного із методу визначення деформацій. Причому різниця обчислення міцності сталезалізобетонних конструкцій та результати експериментальних досліджень не перевищує 10%, що знаходиться у допустимих межах.

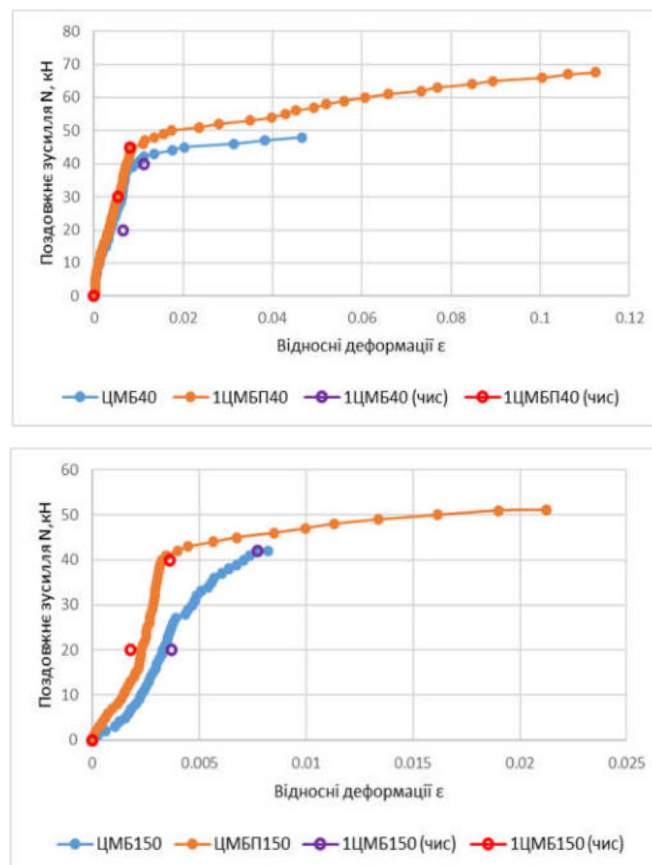


Рисунок 3.40 Графіки залежності деформацій від навантаження СЗБК довжиною 400мм та 1500мм за результатами експериментальних випробувань та чисельного моделювання.

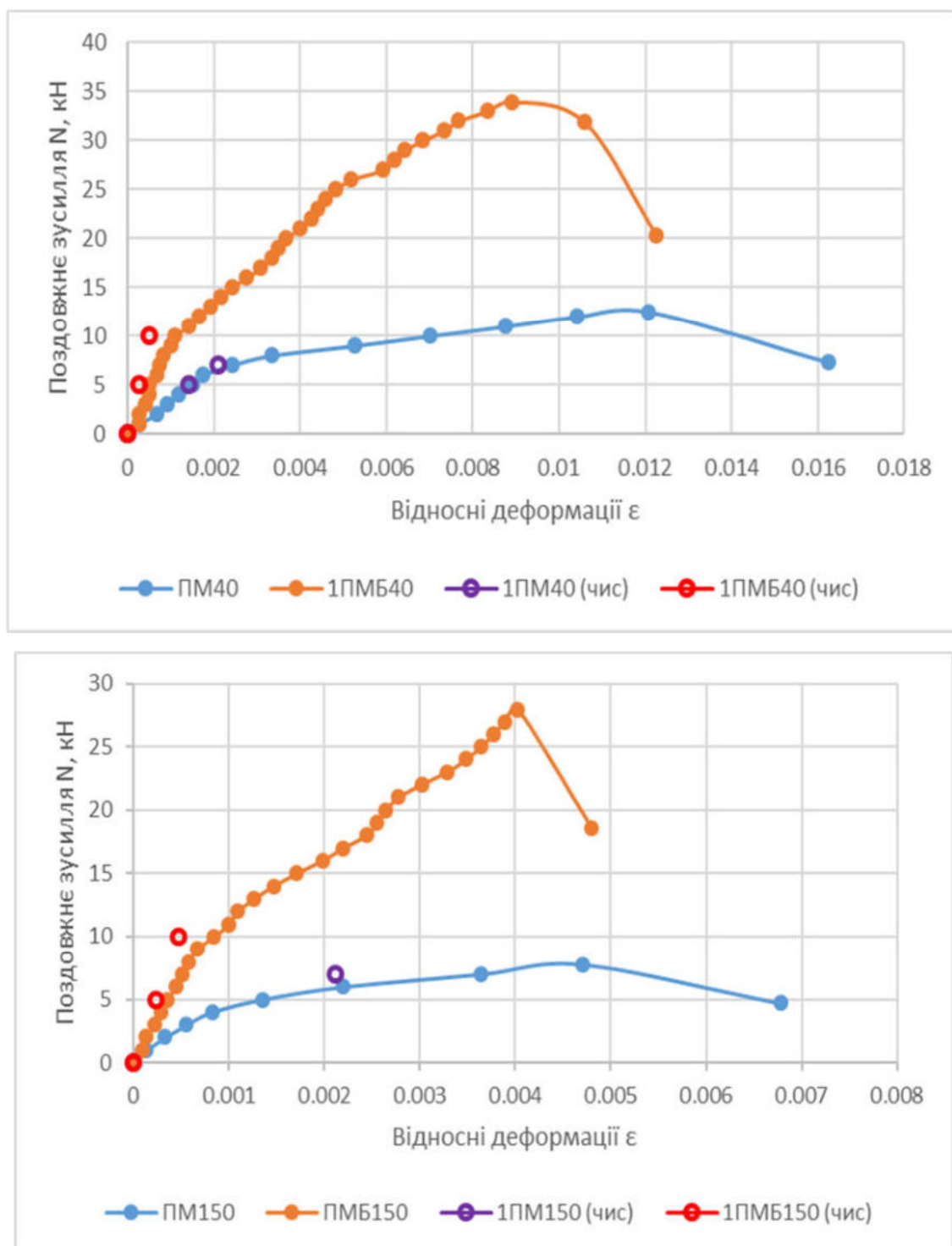


Рисунок 3.41 Графіки залежності деформацій від навантаження СЗБК довжиною 400мм та 1500мм прямокутного перерізу за результатами експериментальних випробувань та чисельного моделювання.

Розбіжність визначена за результатами статичного аналізу отриманих результатів, не перевищує 9,5%, що вказують на достовірність уточненої теоретичної методики розрахунку та можливість використання чисельного моделювання при дослідженні легких сталезалізобетонних конструкцій.

3.5 Висновки до третього розділу

1. 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 складало 0.7-2.5% від максимальної довжини зразка. Такий розмір скінченних елементів обумовлений факторами виявлення концентрації напружень та можливостями обчислювальної техніки.

2. Виконано моделювання основних зразків сталезалізобетонних конструкцій, які підлягали експериментальним випробуванням. Визначено головні напруження, що виникають під час роботи сталезалізобетонних конструкціях з легкого бетону при критичних навантаженнях.

3. Проведений аналіз деформативності експериментальних зразків, які демонструють дійну роботу конструкцій. Побудовані зведені графіки (рисунки 3.41-3.41) напружено-деформованого стану зразків у залежності від прикладення навантаження та конструкції зразків. Розбіжність визначена за результатами статичного аналізу отриманих результатів, не перевищує 9,5%, що вказують на достовірність уточненої теоретичної методики розрахунку та можливість використання чисельного моделювання при дослідженні сталезалізобетонних конструкцій.

РОЗДІЛ 4

ІНЖЕНЕРНІ МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З ЛЕГКИМИ БЕТОНАМИ

4.1. Розрахунок конструктивно нового зіставного матеріалу

Аналітичні методи розрахунку запропоновані у розділі 1. спрямовані на важкі бетони та сталь товщиною більше 1мм. Тому проведено розрахунки, які дадуть можливість оцінити ефективність використання запропонованих методики розрахунку.

Нормативні документи, які регламентують розрахунок такого виду конструкції є вітчизняний ДБН[31] та зарубіжні Eurocode[150]. Особливостями цих норм є відсутність алгоритмів розрахунку конструкцій у яких використані низькомодульні легкі бетони та оцинкована сталь до 1 мм. Замість цього є посилання на експериментальні дослідження які покажуть фактичні значення роботи кожного із елементів конструкції.

Новизна новоутвореного матеріалу полягає у тонкій оцинкованій сталевій оболонці, яка виконує декілька функцій одночасно, тому і знаходиться у складному напруженому стані, та використання полістиролбетону з середніми показниками, як по теплопровідності, так і по міцності. Розрахунок тонкостінних циліндричних оболонок описується у європейських нормах [146, 146], що ж до вітчизняних норм, то дані розрахунки відсутні. Наближеними розрахунками є теорія пружних циліндричних оболонок, розглянута у розділі опору матеріалів.

Дослідження полістиролбетону густиною від 500 до 1500кг/м³ у об'ємно-напруженому стані на сьогоднішній день не досліджені для надання статистичних даних. Інші методики поширюються на легкі бетони міцність, яких вищі за клас LC8/9.

Як продемонстрували експериментальні досліди, втрата місцевої стійкості сталевій оболонки замкнутих перерізів настає швидше, ніж втрата загальної стійкості. Причому сталева оболонка включена у роботу, як на центральний стиск, так і на роботу обійми для бетонного ядра.

Пропонується наступні формули розрахунку сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів круглого та прямокутного поперечного перерізу з врахуванням [146].

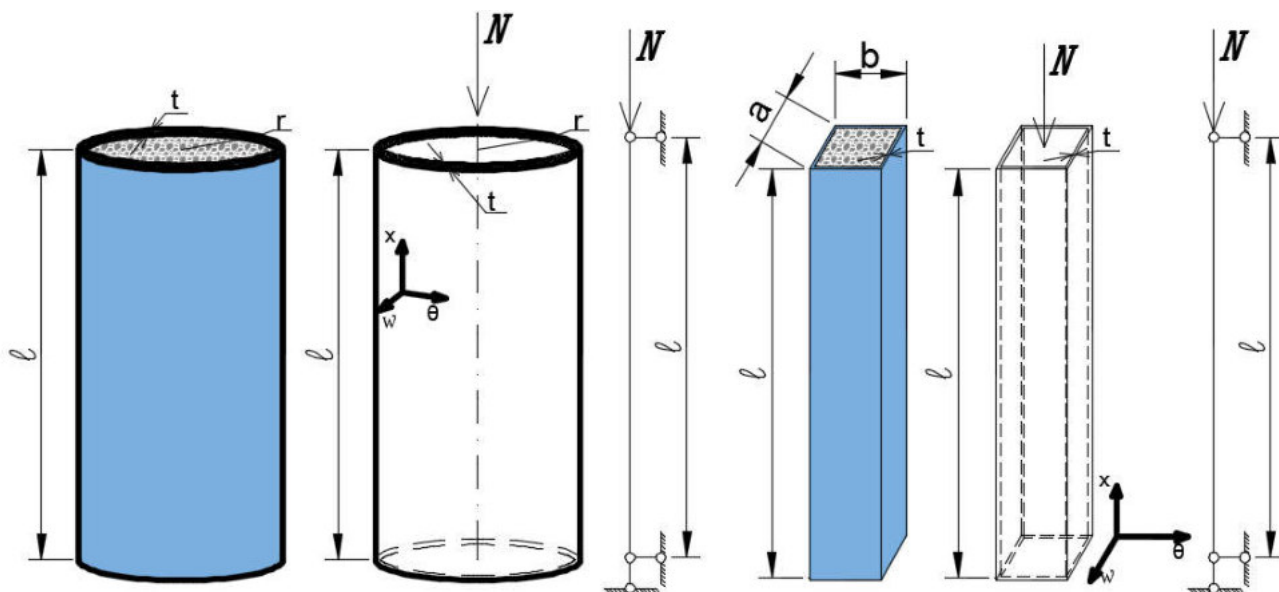


Рисунок 4.1 Розрахункові схеми трубних конструкцій

Загальна формула міцності на центральний стиск:

$$N_{Rd}^{cls} = N_{ls} + N_{lc} + N_{lp}, \quad (4.1)$$

де N_{Rd}^{cls} – характеристика несучої здатності легкого комбінованого перерізу сталезалізобетонної конструкції;

N_{ls} – характеристика несучої здатності тонкостінної сталеві оболонки:

$$N_{ls} = \alpha_s f_{yd} A_s, \quad (4.2)$$

де α – коефіцієнт, що враховує роботу сталеві оболонки з урахуванням її стійкості:

$$\alpha_s = \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \quad (4.3)$$

де A_s – площа поперечного перерізу сталеві обойми;

f_{yd} – розрахунковий опір сталі;

σ_s – напруження сталеві оболонки при центральному стиску:

$$\sigma_s = \sigma_{x,Rd} \quad (4.4)$$

де $\sigma_{x,Rd}$ – критичне меридіональне напруження сталеві оболонки при поздовжньому згині.

$$\sigma_{x,Rd} = \chi f_{yk}, \quad (4.5)$$

де f_{yk} - характеристична межа текучості сталі:

$$f_{yk} = \frac{f_{yd}}{\gamma_{M0}}, \quad (4.6)$$

де $\gamma_{M0} = 1,00$

χ - коефіцієнти послаблення втрати загальної стійкості

$$\chi = 1 \text{ при } \bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_0 \quad (4.7)$$

$$\chi = 1 - \beta \left(\frac{\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_0} \right)^n \text{ при } \bar{\lambda}_0 < \bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_p \quad (4.8)$$

$$\chi = \frac{\alpha}{\bar{\lambda}^2} \text{ при } \bar{\lambda}_p \leq \bar{\lambda} \quad (4.9)$$

Значення відносної гнучкості $\bar{\lambda}_p$ за межею пружності слід визначати за формулою:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha}{1 - \beta}} \quad (4.10)$$

Параметри відносної гнучкості оболонки для різних складових напружень визначаються за формулами:

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{f_{yk} / \sigma_{x,Rcr}}, \quad (4.11)$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{f_{yk} / \sigma_{\theta,Rcr}}, \quad (4.12)$$

Пружне критичне меридіональне напруження при поздовжньому згині:

$$\sigma_{x,Rcr} = 0,605 E C_x \frac{t}{r} \quad (4.13)$$

Підставивши у загальну формулу (4.3) ці значення було отримано наступний вираз:

$$\alpha_s = \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = \frac{\chi f_{yk}}{f_{yd}} = \chi \quad (4.14)$$

N_{lc} – характеристика несучої здатності легкого бетону працюючого в об'ємно-напруженому стані:

$$N_{lc} = \beta_c f_{cd} A_c \quad (4.15)$$

де β – коефіцієнт, який враховує роботу бетону в об'ємно-напруженому стані:

$$\beta = \frac{\sigma_{b,\tau}}{f_{cd}} \quad (4.16)$$

q – тільки сталеві оболонки, причому $q_{\max} = f_{yd}$

$\sigma_{b,\tau}$ – напруження у бетонному ядрі:

$$\sigma_{b,\tau} = f_{cd} + n\sigma_{\theta,Rd} \quad (4.17)$$

n – коефіцієнт бокового обтиску:

$$n = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (4.18)$$

Зведена формула коефіцієнту β_c :

$$\beta_c = \frac{f_{cd} + \frac{\nu}{1-\nu}\sigma_{\theta,Rd}}{f_{cd}} \quad (4.19)$$

ν – коефіцієнт Пуассона бетону;

$$\frac{\sigma_{b,\tau}}{\sigma_{\theta,Rd}} \leq 1 \quad (4.20)$$

$\sigma_{\theta,Rd}$ - пружне критичне напруження колового стиску при поздовжньому згині;

A_c – площа поперечного перерізу бетонного ядра;

f_{cd} – розрахунковий опір бетону;

$$\sigma_z = \frac{dF}{dA}; \quad (4.21)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_r; \quad (4.22)$$

Узагальнений закон Гука в полярній системі координат:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_\theta + \sigma_r)]; \quad (4.23)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{E} [\sigma_\theta - \nu(\sigma_z + \sigma_r)]; \quad (4.24)$$

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E} [\sigma_r - \nu(\sigma_z + \sigma_\theta)]; \quad (4.25)$$

якщо $\varepsilon_\theta = 0$, $\varepsilon_r = 0$ то

$$0 = \frac{1}{E} [\sigma_\theta - \nu(\sigma_z + \sigma_r)] \rightarrow \sigma_\theta = \nu\sigma_z + \nu\sigma_r; \quad (4.26)$$

$$0 = \frac{1}{E} [\sigma_r - \nu(\sigma_z + \sigma_\theta)] \rightarrow \sigma_r = \nu\sigma_z + \nu\sigma_\theta; \quad (4.27)$$

$$\nu\sigma_z = \sigma_\theta - \nu\sigma_r \rightarrow \sigma_z = \sigma_r \cdot \frac{1-\nu}{\nu}; \quad (4.28)$$

$$\nu\sigma_z = \sigma_r - \nu\sigma_\theta \rightarrow \sigma_z = \sigma_r \cdot \frac{1-\nu}{\nu}; \quad (4.29)$$

Тоді:

$$\sigma_z = \frac{t}{r} \cdot \frac{1-\nu}{\nu}; \quad (4.30)$$

На рисунку 4.2 зображена розрахункова схема бетонного осердя під стискуючим навантаженням.

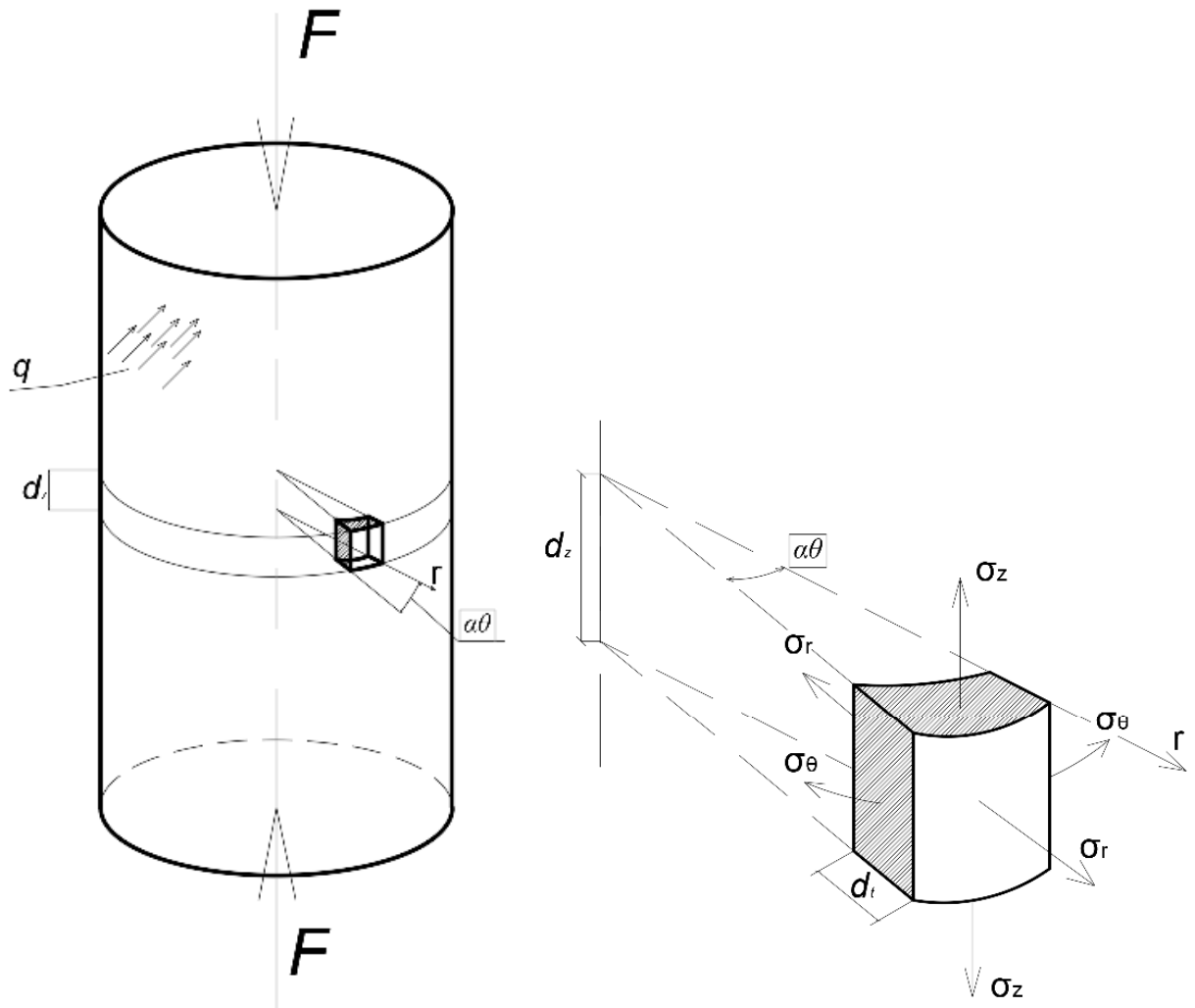


Рисунок 4.2 Розрахункова схема бетонного осердя

Формула Лапласа:

$$\frac{\sigma_0}{r_0} + \frac{\sigma_m}{r_m} = \frac{q}{t}; \quad (4.31)$$

Для циліндричних елементів:

$$\frac{\sigma_m}{r_m} = 0, \quad (4.32)$$

так як $r_m = \infty$, тоді

$$\frac{\sigma_0}{r_0} = \frac{q}{t} \rightarrow \sigma_0 = \frac{q \cdot r_0}{t} \quad (4.33)$$

N_{lp} – характеристика несучої здатності ЛСТК профілю:

$$N_{lp} = f_{ydp} A_{sp} \quad (4.34)$$

де A_{sp} – площа поперечного перерізу сталевго профілю;

f_{ydp} – розрахунковий опір сталевго профілю у пружній стадії роботи.

Розрахунок сталевго оболонки із листової сталі циліндричної форми повинен враховувати втрату стійкості циліндричної оболонки до досягнення межі текучості сталі, що суттєво знижує міцність таких елементів. Для звичайних сталевих трубних конструкцій, які працюють як труобетонні конструкції, понижуючий коефіцієнт $\alpha_s=0.66$ зразків довжиною 400мм, $\alpha_s=0.56$ - для зразків довжиною 1500мм.

Несуча здатність бетонного ядра залежить від об'ємно-напруженого стану, який виникає при тиску у сталевій циліндричній обоймі. Причому легкий бетон виконує потрібну функцію:

- сприймає зовнішні навантаження;
- забезпечує загальну стійкість додаткового сталевго профілю;
- підсилює сталеву обойму обмежуючи втрату місцевої стійкості у середину перерізу конструкції.

У відповідності до експериментальних досліджень максимальні значення стику зростали разом із деформаціями описуючи об'ємно-напружений стан у сталевій обоймі.

Розглянемо характеристику N_{lp} профілю, який знаходиться у середині сталевго обойми та легкого бетону. Враховуючи характер руйнування трикомпонентних легких сталезалізобетонних зразків, які описують втрату загальної стійкості профілю, можна вважати, що тонкостінний профіль включається у роботу всім перерізом. Експериментальні дослідження свідчать, що підсилення полістиролбетоном при повному бетонуванні виключає втрату місцевої стійкості навіть найтоншого профілю, тому визначення A_{eff} не потребується.

Подальший розрахунок проводиться у відповідності з [146].

Слід зазначити, що залежність понижуючого коефіцієнту χ (див. формулу 4.7-4.9) має однакову відповідність до відносної гнучкості для циліндричних обойм довжиною до 400см радіусом до 20см з товщиною сталі від 0,4 мм до 1мм. Ця

залежність зображена у вигляді діаграми (рисунок 4.3). Дана діаграма побудована за теоретичними розрахунками для меридіонального осьового стиску.

Також особливістю підрахунку даних конструкцій є врахування міцності з'єднання сталевих елементів. Причому залежність між максимальними напруженнями з'єднання та бетонного ядра пов'язані між собою, так як бетон працює у об'ємно-напруженому стані.

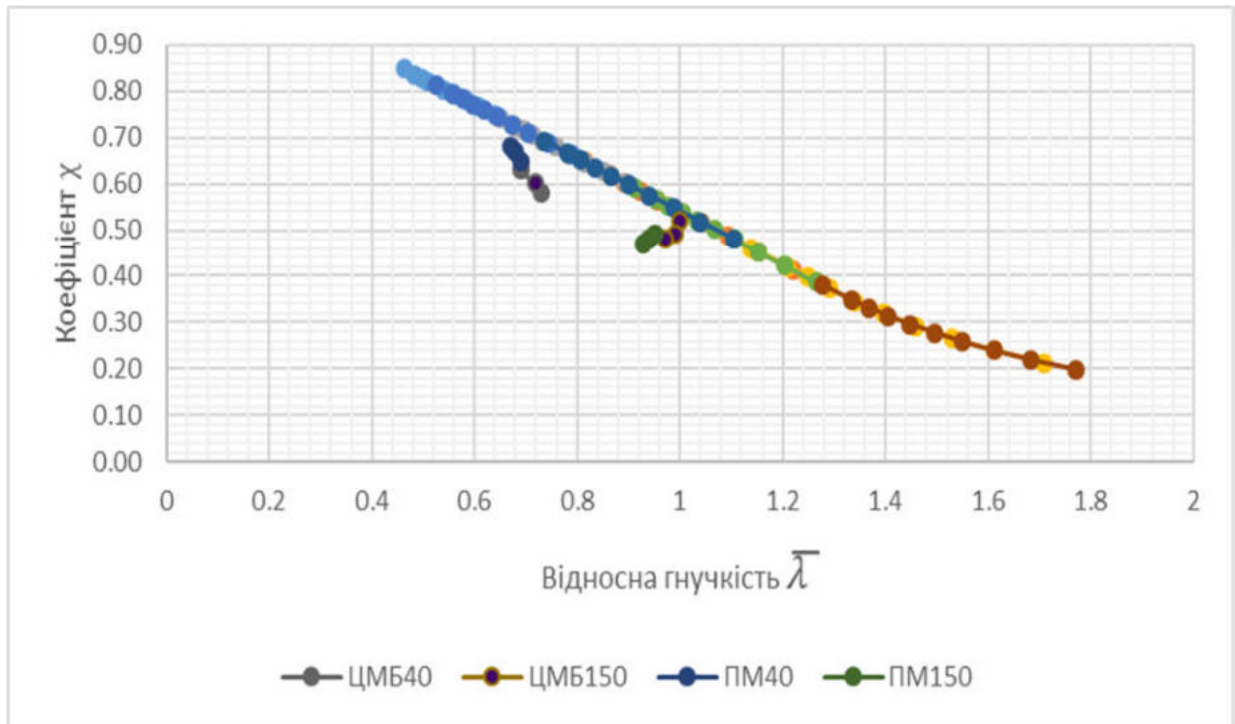


Рисунок 4.3 Діаграма залежності коефіцієнту χ від відносної гнучкості $\bar{\lambda}$.

Пропонується встановити відповідну залежність між цими напруженнями:

- якщо напруження у бетонному ядрі вздовж усього елемента або у найнапруженішому місці будуть меншими за максимальні напруження у з'єднанні, то розрахунок приймається без врахування міцності з'єднання сталевих оболонок.

- якщо напруження у бетонному ядрі вздовж усього елемента або у найнапруженішому місці будуть більші за максимальні напруження у з'єднанні, то розрахунок сталевих оболонок включатиме зміцнення існуючого, або заміна на більш міцне з'єднання.

Всі зразки, які представлені при експериментальних дослідженнях, відповідали до випадку, коли напруження у шву оболонки менші за максимальні напруження у бетонному ядрі.

При розрахунку з'єднань сталевोї оболонки найбільш доцільно використовувати напруження, які виникають від дії бетонного ядра при об'ємно-напруженому стані.

Напруження, які виникають у з'єднанні оболонки круглого перерізу, мають наступний вигляд:

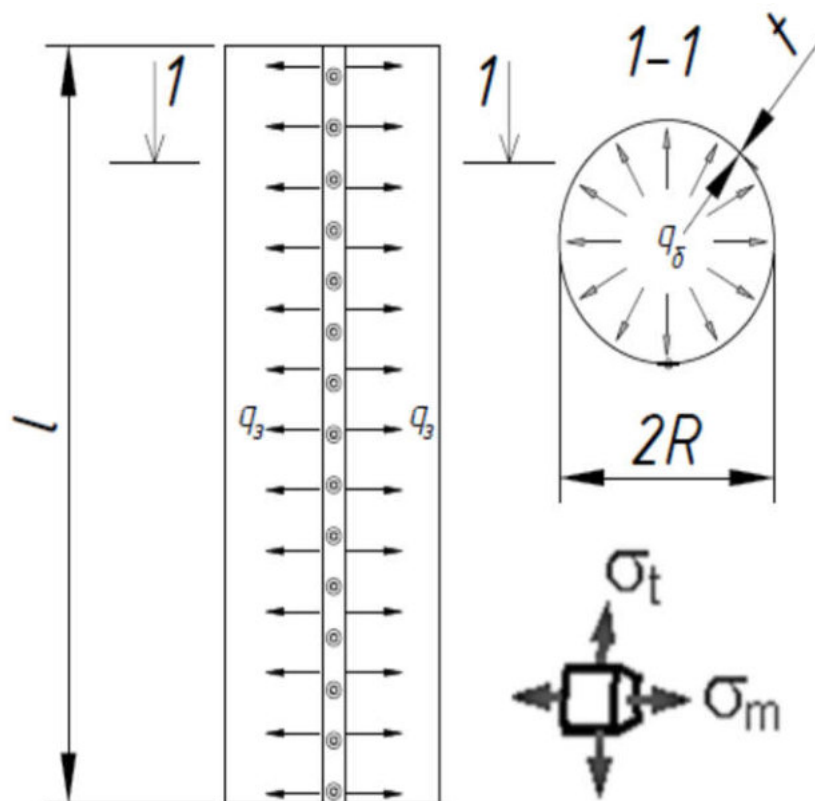


Рисунок 4.4 Розподіл напружень у циліндричних трубних елементах
Максимальні напруження відносно кожної осі мають наступний вигляд:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{b,\tau} R}{2t}, \quad (4.35)$$

У даному випадку $\sigma_{b,\tau} = q_6$.

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{\theta,Rd}} \leq 1 \quad (4.36)$$

де σ_m – критичні напруження у поперечному напрямку відносно з'єднання сталевोї оболонки;

q_6 – рівномірно розподілене навантаження на сталеву оболонку у поперечному перерізі від дії бетонного ядра у об'ємно-напруженому стані;

R – радіус сталевोї оболонки;

t – товщина сталевої оболонки;

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{b,\tau} R}{t}, \quad (4.37)$$

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{\theta,Rd}} \leq 1 \quad (4.38)$$

де σ_t – критичні напруження у поздовжньому напрямку відносно з'єднання сталеві оболонки.

Визначивши всі залежності, які впливатимуть на роботу легких трубних конструкцій, можна визначити значення безвідмовної роботи комплексної конструкції.

Напруження, які виникають у з'єднанні оболонки прямокутного перерізу, мають наступний вигляд:

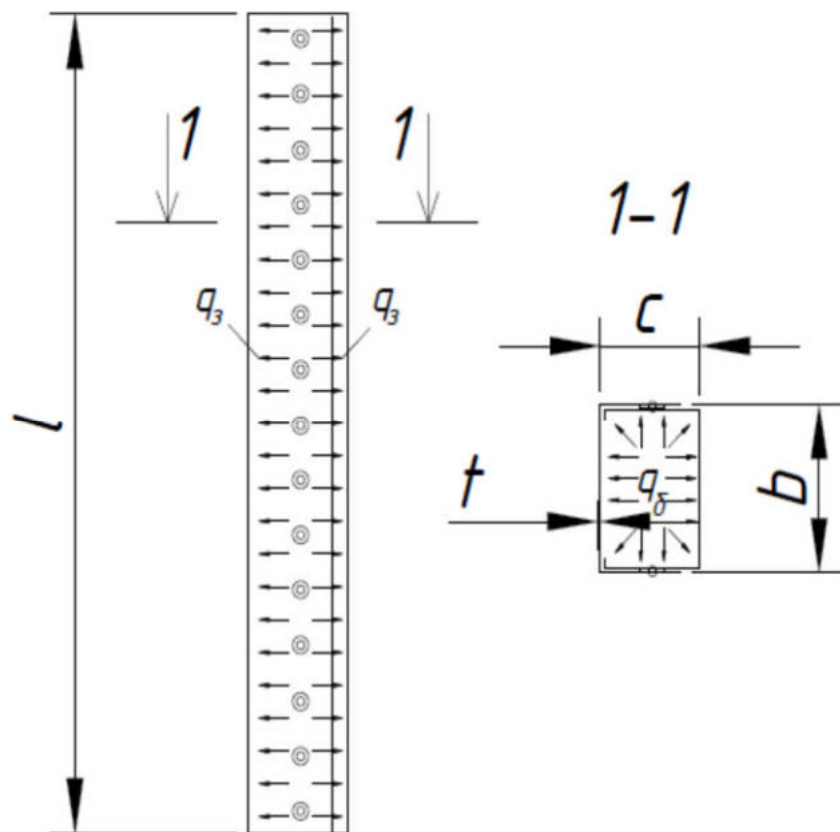


Рисунок 4.5 Розподіл напружень у прямокутних трубних елементах

З'єднання прямокутних конструкцій відбувається за допомогою заклепок без фальцювання. Таке з'єднання при роботі на центральний стик розраховується на зріз заклепок.

Максимальні напруження відносно кожної осі має наступний вигляд:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{b,\tau} c}{2t}, \quad (4.39)$$

У даному випадку $\sigma_{b,\tau} = q_6$.

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{\theta,Rd}} \leq 1 \quad (4.40)$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{b,\tau}^c}{t}, \quad (4.41)$$

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{\theta,Rd}} \leq 1 \quad (4.42)$$

де s – товщина стійки.

σ_c – критичні напруження у з'єднанні сталеві оболонки;

Зусилля розтягу у заклепкових з'єднаннях не повинно перевищувати максимальні напруження бетонного ядра. Алгоритм визначення несучої здатності заклепкових з'єднань описаний у вітчизняних нормах.

Підвищення міцності бетонного ядра відбувається тільки в обоймі, тому γ_c – для бетону за результатами випробувань труботонних конструкцій становить 2,7.

У відкритих перерізах «С» профілях та інших $\gamma_s = 1$ і підвищення міцності відбувається за рахунок збільшення стійкості сталевих профілів як $\gamma_s \chi$:

$$\gamma_s = \frac{N_{\text{експ}} - A_c \cdot f_{cd}}{\chi \cdot A_s \cdot f_{yd}} \quad (4.43)$$

Для запропонованих конструкцій коефіцієнт $\gamma_s = 1,1$.

Алгоритм розрахунку сталеві оболонки для прямокутного перерізу за [144] корегується посиланнями на [146], де враховується тонкостінних використаних конструкцій. Всі залежності зберігаються так, як і для замкнутого типу перерізу. Розрахунок бетонного ядра проводився за допомогою формули 4.15. Наведені адаптовані розрахунки враховують всі особливості роботи сталебетонних конструкцій з легких бетонів.

4.2. Порівняння інженерних методів з теоретичними та з експериментальними дослідженнями

Для порівняння результатів розрахунку несучої здатності сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів використані такі методики:

- розрахунок залізобетонних конструкцій як приведений переріз;
- результати розрахунку у програмних комплексах;
- розрахунок за Єврокодом 4;
- експериментальні дослідження;
- адаптована методика розрахунку сталезалізобетонних конструкцій.

Порівняння результатів розрахунку за цими теоріями покаже ефективність використання кожної із них.

Всі розрахунки представлено у вигляді зведеної таблиці 4.1

Таблиця 4.1

Результати розрахунку несучої здатності N_y за різними методиками

Найменування зразка	Довжина	Експериментальні випробування	Програмний комплекс Nastran	Приведений переріз за теор. пружності	Запропоновані розрахунки (формула 3).
	L, см	N_{T1} , кН	N_{T2} , кН	N_1 , кН	N_{Rd}^{cls} , кН
ЦМБ40	40	41,2	39,83	47,25	40,74
ЦМБП40	40	45,8	71,89	60,03	43,78
ЦМБ150	150	36,2	44,63	47,25	34,12
ЦМБП150	150	45,5	54,21	60,03	43,32
ПМБ40	40	34,8	38,61	57,27	31,37
ПМБ150	150	27,4	32,46	40,25	25,68

Результати чисельного моделювання підтверджують експериментальні дослідження та теоретичні розрахунки (розбіжність визначена за результатами статистичного аналізу отриманих результатів, не перевищує 12%, середнє квадратичне відхилення 5%)

Результати різних методик підрахунку наведені у таблиці 4.1 у повній мірі дають оцінку ефективності і правильності тієї чи іншої методики. Прирівнявши всі запропоновані методики з експериментальними значеннями, крім адаптованої,

мають завищені значення міцності експериментальних зразків. Якщо прийняти ці методики для розрахунку легких конструкцій руйнування відбудеться за рахунок критичних деформацій.

Побудовано діаграми несучої здатності основних видів сталезалізобетонних конструкцій за різними методиками обчислення.

N1 – розрахунок за приведеними перерізом до одного із використаних матеріалів;

N2 – розрахунок програмним комплексом Nastran;

N3 – експериментальні дослідження;

N4 – розрахунок за запропонованою, адаптованою методикою (пункт 4.1).

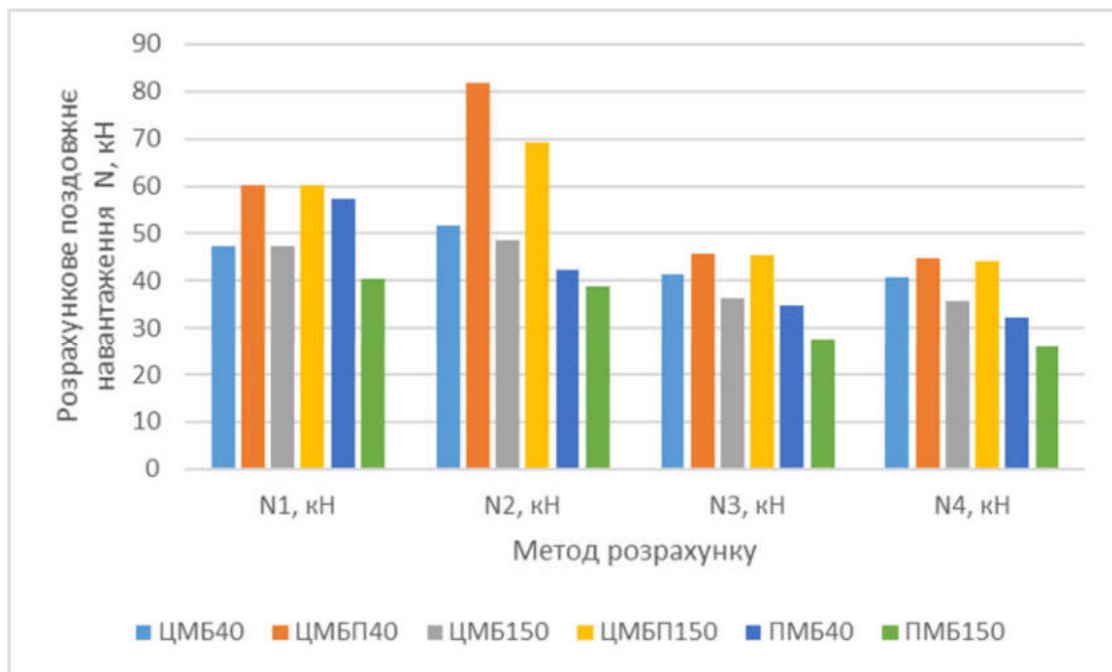


Рисунок 4.6 Зведена діаграма розрахунку сталезалізобетонних конструкцій за різними методиками.

Адаптована методика враховує особливості роботи сталезалізобетонних конструкцій. Результати наведеної адаптованої методики у межах 28-50% від максимальних експериментальних значень кожного із запропонованих зразків.

Пропонується застосовувати дану методику для розрахунку сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів, що працюють у об'ємно-напруженому стані та тонкостінної сталеві оболонки товщиною до 1мм прямокутного та круглого перерізу з несучим тонкостінним профілем.

4.3. Впровадження розроблених конструкцій

Для вирішення поставлених задач були виконані теоретичні розрахунки, які перевірені експериментально. Проміжні результати при вирішенні основних задач дисертаційної роботи можна використовувати для аналогічних потреб при будівництві та реконструкції будівель та споруд.

У сучасному будівництві при зведенні чи реконструкції існуючих каркасних будівель застосування відповідних наукових напрацювань є актуальним питанням сьогодення. Тому деякі частини та головні результати були запропоновані будівельним організаціям для впровадження у будівництво.

Впровадження результатів досліджень даної дисертаційної роботи відбувалося за рахунок співпраці з провідними будівельними організаціями м. Суми в Сумській області, про що свідчать відповідні акти (додаток А).

Об'єкт впровадження 1. Приватним акціонерним товариством «СУМБУД», при будівництві багатоповерхових житлових будівель по району Еспланада, в м. Суми, використано рекомендації, що до підбору полістиролбетонної суміші відповідного класу міцності та теплопровідності для влаштування конструкції покриття. Особливої уваги потребувала технологія виготовлення полістиролбетону із відповідними фізико-механічними характеристиками.

Об'єкт впровадження 2. Приватним акціонерним товариством «Сумський Промпроект», при розробці проектних рішень об'єкта будівництва: «Реконструкція бурякопереробного відділення потужністю 7000 тон на добу в м. Луцьк, вул. Ранкова, 1» використана методика розрахунку міцності та стійкості циліндричних тонкостінних металевих оболонок при дії сил стиску. Дана методика використана для перевірки міцності як для існуючих конструкцій, так і перевірці проектуємих нових тонкостінних циліндричних конструкцій.

Об'єкт впровадження 3. Науково-виробниче підприємство «Будівельна наука» Академії будівництва України використали методику обчислення тонкостінних циліндричних оболонок з бетонним ядром для підсилення несучих конструкцій у Торгівельно-сервісному центрі по вул. Героїв Крут, 15 в м. Суми.



Рисунок 4.7 Сталевий каркас будівлі який потребує підсилення.

Об'єкт впровадження 4. Науково-виробниче підприємство «Будівельна наука» Академії будівництва України використали підбір оптимальної міцності та теплопровідності полістиролбетону для підсилення сталевих конструкцій і утворення сталезалізобетонних конструкцій відкритої тераси торговельного центру «Київ», що розташований по вул. Кооперативна, 1 в м. Суми.



Рисунок 4.8 Конструкцій, які потребують підсилення.

Об'єкт впровадження 5. Товариство з обмеженою відповідальністю науково-виробниче підприємство «АРХБУДПЕМ» при проектуванні каркасу Студентського культурного центру на 500 місць Сумського національного аграрного університету по вул. Г. Кондратьєва в м. Суми запропоновано використання сталезалізобетонних стійок з легкими бетонами. Також враховані

пропозиції щодо уточнення розрахунку трубобетонних елементів на легких бетонах.

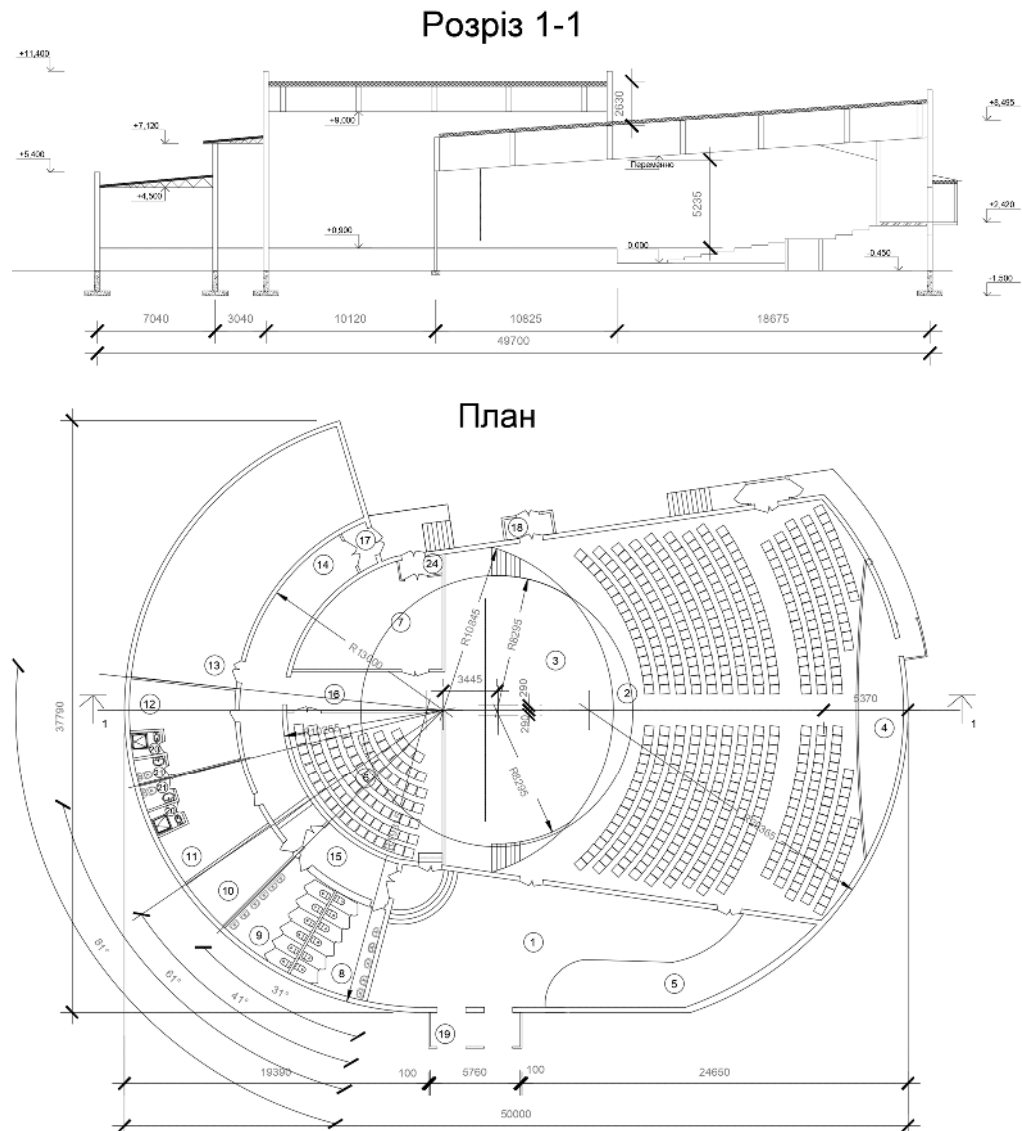


Рисунок 4.9 Об'ємно-планувальне рішення Студентського культурного центру на 500 місць Сумського національного аграрного університету.

Відповідні впровадження свідчать про потребу збору уточненої інформації реальної роботи тонкостінних сталевих конструкцій та полістиролбетону за різних граничних станах оснований на експериментальних випробуваннях.

Напрацьований матеріал даної дисертаційної роботи допомагає вирішувати питання щодо уточнення загальновідомих понять при розрахунку сталезалізобетонних конструкцій. Особливо для конструкцій геометричні та фізико-механічні параметри яких не враховані у вітчизняних та зарубіжних нормах.

4.4. Висновки до четвертого розділу

1. На основі алгоритмів наведених у [146], адаптовано розрахунок сталевій оболонки сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів під навантаженням, який враховує втрату місцевої стійкості тонкостінної оболонки за допомогою понижуючого коефіцієнта α . Для циліндричних експериментальних зразків довжиною 400мм коефіцієнт $\alpha=0,66$, довжиною 1500мм $\alpha=0,56$.

2. Побудована стала залежність коефіцієнту χ від відносної гнучкості $\bar{\lambda}$ (рисунок 4.3). характерна для циліндрів діаметром 100мм-400мм з товщиною стінки 0,4-1мм.

3. Виведено коефіцієнт γ_c для сталезалізобетонних конструкцій, який враховує роботу бетону у обіймі із сталевій оболонки. Для наведених експериментальних зразків $\gamma_c=2,7$.

4. Виконано порівняння інженерних методів розрахунку сталезалізобетонних конструкцій з експериментальними дослідженнями результатом яких є підтвердження ефективності запропонованого адаптованого розрахунку, який відрізняється від експериментальних випробувань у межах 5-9%.

5. Актуальність обраної тематики дисертаційної роботи підтверджується актами про впровадження будівельними організаціями із застосуваннями як окремих частин, так і цілих конструкцій описаних у дисертації.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У результаті дослідження несучої здатності та деформативності легких СЗБ конструкцій із сталевих тонкостінних холодноформованих конструкцій та легкого бетону визначені науково-технічні задачі:

1. Розвинено методику виконання експериментальних несучої здатності та деформативності досліджені шляхом врахування особливостей роботи тонкостінної оболонки, легкого бетону та комбінованого з'єднання для визначення несучої здатності та деформативності СЗБ конструкцій з легких бетонів. Відхилення від експериментальних досліджень у середньому становить 12%, середнє квадратичне відхилення 5%.

2. За результатами підбору з'єднань оболонки легких трубобетонних елементів із холодноформованих тонкостінних сталевих оцинкованих конструкцій визначено комплексне з'єднання з фальцю і заклепок, як найефективніше та технологічно придатне. В результаті дослідження сталевої обойми легких сталевих тонкостінних конструкцій виявлено утворення гофр при 60-70% від максимальних руйнуючих зусиль, що змушує розраховувати критичне значення несучої здатності за деформативністю сталі.

3. Виконано підбір раціонального складу легкого полістиролбетону як несучого та утеплюючого елементу для СЗБ стінових конструкцій. Прийнято бетон щільністю D750. В результаті експериментальних досліджень п'яти серій експериментальних зразків сталезалізобетонних конструкцій з легких сталевих тонкостінних конструкцій та легких бетонів загальною кількістю 96 штук виявлено суттєве до 70% збільшення їх несучої здатності за рахунок сумісної роботи складових матеріалів.

4. Проведено чисельне дослідження методом скінченних елементів напружено-деформованого стану експериментальних зразків. Скінченно-елементні моделі елементів відповідають реальним експериментальним дослідженням. Для створення скінченно-елементної сітки використовувалися скінченні елементи у формі гексаедра із розміром сторін 10мм, що складало 0.7-2.5% від максимальної довжини зразка. Такий розмір скінченних елементів обумовлений факторами виявлення концентрації напружень та можливостями обчислювальної техніки.

5. Результати чисельного моделювання підтверджують експериментальні дослідження (розбіжність, визначена за результатами статистичного аналізу отриманих результатів, не перевищує 9,5%), що вказують на достовірність уточненої теоретичної методики розрахунку та можливість використання чисельного моделювання при дослідженні легких сталезалізобетонних конструкцій.

6. На основі алгоритмів наведених у Eurocode 3, розвинено розрахунок сталевій оболонки сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів під навантаженням, який враховує втрату місцевої стійкості тонкостінної оболонки за допомогою понижуючого коефіцієнта α . Для циліндричних експериментальних зразків довжиною 400мм коефіцієнт $\alpha=0,66$, довжиною 1500мм $\alpha=0,56$. Для прямокутного профілю $\alpha=0,7$ Прийнята стала залежність коефіцієнту χ від відносної гнучкості $\bar{\lambda}$. Характерна для циліндрів діаметром 100мм-400мм з товщиною стінки 0,4-1мм. Виведено коефіцієнт $\beta_c=1,6$ для сталезалізобетонних конструкцій, який ураховує роботу бетону у обіймі із сталевій оболонки. Коефіцієнт умов роботи легких сталезалізобетонних конструкцій для сталевій оболонки $\gamma_s=1.1$, для бетонного ядра $\gamma_c=2,7$ при навантаженні на бетонне ядро.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Авраменко Ю.О. Місцева стійкість сталевих елементів сталезалізобетонних конструкцій : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди / Ю.О. Авраменко. – Полтава : ПолтНТУ, 2012. – 22 с.
2. Азизов Т.Н. Эффективные сталежелезобетонные конструкции / Т.Н. Азизов // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація. – К. : НДІБК, 2008. – Вип. 70. – С. 254 – 259.
3. Алперина О.Н. Исследование сжатых железобетонных элементов с поперечным армированием: Дис...канд. техн. наук: 05.23.01. – М., 1960. – 197 с.
4. Бахвалов Н.С. Численные методы / Н.С. Бахвалов, Н.П. Жидков, Г.М. Кобельков - М.: Лаборатория базовых знаний, 2002. - 632 с.
5. Беляков В.А. Перспективы развития исследований конструкционных и теплотехнических свойств полистеролбетона / В.А. Беляков, А.С. Носков // Материалы докладов Всероссийской научной конференции молодых ученых “Наука. Технологии. Инновации”.– Новосибирск, 2003.–Ч.2 – С.74-75.
6. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. – М.: Гостехиздат, 1961. – 96 с.
7. Биба В.В. Стиснені сталезалізобетонні елементи з листовим армуванням. Автореф. дис.. канд. техн. наук. / В.В. Биба – Полтава, 2006. – 23 с.
8. Большаков В. И. Сопротивление теплопередаче трехслойных железобетонных панелей [Текст] / В.И. Большаков, А.М. Сопильняк, Е.Л. Юрченко, Н.В. Панченко// Строительство, материаловедение, машиностроение : сб. науч. тр. – Днепропетровск: ПГАСА, 2015. – Вып. 82. – С. 50–54.
9. Большаков В.И. Сопротивление теплопередаче трехслойных железобетонных панелей / В.И. Большаков, А.М. Сопильняк, Е.Л. Юрченко, Н.В. Панченко // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. тр. – Днепропетровск: ПГАСА, 2015. – Вып. 82. – С. 50–54.

10. Бронзова М.К. Конструкция каркасных зданий с применением монолитного пенобетона / М.К. Бронзова, Н.И. Ватин, М.Р. Гарифуллин // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. № 1(28). С. 74–90
11. Ватуля Г. Л. Исследование деформативности бетонных колонн методом глубинной тензометрии / Г.Л. Ватуля, Е.И. Галагуря, Д.Г. Петренко, И.В. Быченко // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво. - 2014. - Вип. 3(2). - С. 30-36.
12. Ватуля Г.Л. Моделирование работы трубобетонных элементов при кратковременном и длительном нагружении / Г.Л. Ватуля, А.В. Лобяк, В.Б. Черногиль // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. - 2017. - Вип. 170. - С. 32-41.
13. Ватуля Г.Л. Определение механических характеристик конструкций с помощью глубинных датчиков / Г.Л. Ватуля, Е.И. Галагуря, Д.Г. Петренко // Збірник наукових праць Української державної академії залізничного транспорту. - 2013. - Вип. 138. - С. 231-235.
14. Ватуля Г.Л. Экспериментальные исследования сталебетонных колонн в гофрированной обойме / Ватуля Г.Л., Игнатенко Е.В., Петренко Д.Г. // Строительство, материаловедение, машиностроение. - Сб. научн. тр. – Вып. 65. – Дн–вск: ГВУЗ «ПГАСА», 2012. – С.123-126.
15. Воскобійник О.П. Імовірнісний аналіз роботи стиснутих трубобетонних елементів // Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. – Полтава, 2006. – 289с.
16. Воскобійник О.П. Особливості роботи трубобетонних стійок з корозійними пошкодженнями сталеві оболонки / О.П. Воскобійник, І.О. Пархоменко, Я.В. Томілін // Галузеве машинобудування, будівництво: зб. наук. праць. – Полтава: ПолтНТУ, 2011. – Вип.1 (29). – С. 93-98.
17. Галлагер Р. Метод конечных элементов. Основы / Р. Галлагер //пер. с англ. М.: Мир, 1984. - 428 с.
18. Гаранжа І.М. Напружено деформований стан металевих багатогранних стояків з урахуванням особливостей вітрового впливу [Text]: автореф. дис. На здобуття

- наук. ступеня к.т.н.: спец. 05.23.01 / Гаранжа Ігор Михайлович; М-во освіти і науки, молоді та спорту України, Донбас. нац. акад. Буд-ва і архітектури. - Макіївка, 2012. - 20 с.
19. Гвоздев А.А. и др. Прочность, структурные изменения и деформации бетона. – М: Госстройиздат, 1978. – 296с.
 20. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкции по методу предельного равновесия. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
 21. Горшков, А.С. Моделирование процессов нестационарного переноса тепла в стеновых конструкциях из газобетонных блоков [Текст] / А.С. Горшков, П.П. Рымкевич, Н.И. Ватин // Инженерно-строительный журнал. – 2014. – № 8 (52). – С. 38–48.
 22. ГОСТ Р 51263-99. Полистиролбетон. Технические условия. – М.: – Госстрой России, 1999. – 10 с.
 23. Гудзь С.А., В.В. Дарієнко // Зб. наук. пр. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – ПОЛТАВА: ПолтНТУ, 2007. – Випуск № 20. – С. 89 – 94.
 24. ДБН В. 2.6 – 198: 2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с.
 25. ДБН В.1.2-14-2009 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ / Міненергобуд України. – К., 2011. – 49 с.
 26. ДБН В.2.6-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення / Міненергобуд України. – К., 2011 – 55 с.
 27. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – На заміну СНиП 2.03.01 - 84*. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
 28. Долженко А.А. Исследование сопротивления трубобетона осевому сжатию // Сб. научных трудов ВИСИ. – Воронеж, 1964. - №10. – С. 3-24.
 29. ДСТУ Б В.2.7-21 4:2009. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками: ДСТУ Б В.2.7-21 4:2009. – [Чинний від 2010-09-01.] – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 43 с.

30. ДСТУ Б В.2.7-45-2010. Бетони ніздрюваті. Загальні технічні умови. – К.: Мінбуд. України, 2010. – 41 с.
31. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010 Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1994-1-1:2004, IDN) [Текст]: чинний з 2013-06-01 – К.: мінрегіонбуд України, 2012. – 159с.
32. Єрмоленко Д.А. Трубобетонные конструкции со стержневым армированием: Дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01. – Полтава, 1998. – 180с.
33. Єрмоленко Д.А. Об'ємний напружено-деформативний стан трубобетонних елементів: монографія [Текст] / Д.А. Єрмоленко. – Полтава: Видавець Шевченко Р.В., 2012.-316с.
34. Єрмоленко Д.А. Об'ємний напружено-деформований стан трубобетонних елементів [Текст] : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.01 / Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. - Полтава, 2012. - 40 с.
35. Єрмоленко Д.А. Оцінка напружено-деформованого стану розрахункового елементу трубобетонного стрижня методом кінцевих елементів / Д.А. Єрмоленко // Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво) «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону». Зб. наук. праць у двох книгах. – Київ: НДІБК, 2011. – Вип.74, кн.1. – С.451-457.
36. Зінкевич О.Г. Раціональне проектування каркасів малоповерхових будівель та надбудов з легких сталевих тонкостінних конструкцій [Текст] : автореф. дис. На здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 "Будівельні конструкції, будівлі та споруди" / Зінкевич Оксана Григорівна ; Держ. ВНЗ «Придніпровська держ. акад. буд. та арх.». – Дніпропетровськ, 2013. – 20 с.
37. Исправников Л.Р. Экспериментальное исследование устойчивости цилиндрической оболочки при осевом сжатии, кручении и поперечном давлении // Труды Краснознаменной ордена Ленина Военно-воздушной инженерной академии им. Профессора Н.Е. Жуковского; Выпуск 535. Под. Ред. А.С. Вольмира. – М.: Академия, 1955. – 38с

38. Катарнов И.Г. Несущая способность винтовых и заклепочных соединений стальных тонкостенных конструкций: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Катранов Иван Георгиевич. – М., 2011. – 202 с.
39. Кикин А.И., Санжаровский Р.С., Трулль В.А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. – М.: Стройиздат, 1974. – 145 с.
40. Климов Ю.А. К расчету прочности сжатых железобетонных элементов, усиленных металлической обоймой / Ю.А. Климов, Р.А. Пискун // Будівельні конструкції: Зб.наук.праць. – К.: НДІБк. – 2001. – Вип. 54. – С.306-309.
41. Кришан А.Л. Новый подход к оценки прочности сжатых трубобетонных элементов / А.Л. Кришан // Бетон и железобетон - №3, 2008. – С.2-5.
42. Лапенко О.І. Поперечні рами сільськогосподарських виробничих будов із трубобетону: Дис. ...канд. Техн. Наук. – Полтава, 1996. – 183с.
43. Лещенко М.В. Теплотехнические свойства стеновых ограждающих конструкций из стальных тонкостенных профилей и полистиролбетона / М.В. Лещенко, В.О. Семко // Инженерно-строительный журнал. – 2015. –№ 8. – С. 44 – 55.
44. Липатов А.Ф. Исследование прочности трубобетонных элементов мостовых конструкций // Автореф. дис. ... канд. Тех. Наук. – М.: МИСИ, 1954. – 20с.
45. Лукша Л.К. Основы расчета прочности трубобетона / Лукша Л.К., Ефименко В.И. // Сталезалізобетонні конструкції. Зб. наук. праць. – Кривий Ріг. – 2000. – Вип. 4. – С. 12-13.
46. Мануйлов Г.А, Косицын С.Б., Бегичев М.М. О явлении потери устойчивости продольно сжатой круговой цилиндрической оболочки. Часть 1: О послекритическом равновесии оболочки // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2016. – Vol. 12(3). – Pp. 58-72.
47. Мануйлов Г.А., Бегичев М.М. О механизме потери устойчивости круговой продольно сжатой цилиндрической оболочки // Труды семинара «Современные проблемы механики, энергоэффективность сооружений и ресурсосберегающие технологии». – Москва: РУДН, 15 – 17 сентября 2015 г. – М.: Изд-во РУДН, 2015. – С. 82-92

48. Маренин А.Ф. Исследование прочности стальных труб, заполненных бетоном, при осевом сжатии: Дисертація 05.23.01. – МИСИ, 1959. – 20 с.
49. Немчинов Ю.И. Метод пространственных конечных элементов (с приложениями к расчету зданий и сооружений) / Ю.И. Немчинов. – К.: НИИСК, 1995. – 368 с.
50. Несин А.А. Расчет ограждающей стеновой панели с применением каркаса из гнутых оцинкованных профилей / Несин А.А., Рутштейн В.М., Савицкий Н.В. // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. научн. трудов. №65. –Днепропетровск: ГВУЗ «ПГАСА», 2012. – С.410-414.
51. Нехаев Г. А. Легкие металлические конструкции / Г. А. Нехаев. – Тула : ООО «ПрофСтальПроект», 2012. – 90 с.
52. НТП РК 03-01-3.1 - 2011. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-4. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов. –Астана, 2015.– 320 с.
53. Овчинников И.И., Овчинников И.Г., Чесноков Г.В., Михалдыкин Е.С. О проблеме расчета трубобетонных конструкций с оболочкой из разных материалов. Часть 2. Расчет трубобетонных конструкций с металлической оболочкой // Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ» Том 7, №4 (2015). Загл. с экрана. Яз. рус., англ.
54. Попов И.Г. Цилиндрические стержневые системы / И. Г. Попов. – Л. ; М. : Гос. изд-во лит. По стр-ву и арх-ре, 1952. – 112 с.
55. Постнов В.А. Использование метода конечных элементов в расчетах устойчивости подкрепленных оболочек / В.А. Постнов, В.С. Корнеев // Прикладная механика. – 1976 - №5. - С. 44 - 49.
56. Предерий Г.П. Трубчатая арматура.- М.: Трансжелдориздат, 1954.-90с.
57. Расчет элементов из стальных холодноформованных профилей в соответствии с Еврокодом 3. [Текст] / Э. Уэй, М. Хэйвуд, Н.А. Беляев, С.И. Билык, А.С. Билык. – Киев: ООО «НПП «Интерсервис», 2015. – 99 с.

58. Рекомендации по определению геометрических параметров кубов и поверке форм для контрольных образцов бетона. – М. : Стройиздат, 1 987. – 40 с.
59. Рекомендации по применению методики оценки качества поверхности железобетонных изделий. – М. : 1980. – 37 с.
60. Росновский В.А. Трубобетон в мостостроении. – М.: Трансжелдориздат, 1963. – 110с.
61. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 4: Проектирование сталежелезобетонных конструкций. EN 1 994-1 -1/ Роджер П. Джонсон; [науч. ред. пер. В.О. Алмазов, А.Н. Томилин. 2-е изд.]. – М.: МГСУ, 2013. – 414 с.
62. Рычков С.П. Моделирование конструкций в среде MSC visual NASTRAN for Windows / С.П. Рычков - М.: ДМК Пресс, 2004. – 552 с.
63. Савицкий Н.В. Совместная работа профилей ЛСТК с обшивкой / Н.В. Савицкий, О.Г. Зинкевич // Строительство. Материаловедение. Машиностроение : сб. науч. тр. – Днепропетровск : ПГАСА, 2009. – Вып. 50. – С. 462–466.
64. Санжаровський Р.С. Несущая способность сжатых трубобетонных стержней // Бето и железобетон. – 1917. -№11. – С. 27-29.
65. Санжатовський Р.С. Теория и расчет прочности и устойчивости элементов конструкций из стальных труб, заполненных бетоном // Автореф. дис. ... д-ра техн. наук. – Ленинград : ЛИСИ, 1977. – 43 с.
66. Семененко Я.П. Исследование несущей способности ядра, заключенного в сплошную стальную обойму // Бето и железобетон. – 1960. - №3. – С.125-129.
67. Семененко, Я.П. Определение несущей способности бетонного ядра, заключенного в сплошную стальную обойму [Текст] / Я.П. Семененко // Бетон и железобетон. – 1960. – № 3. – С. 126 – 129.
68. Семко В.О. Сталеві холодноформовані тонкостінні конструкції [Текст]: монографія / В. О. Семко. – Полтава: ТОВ “АСМІ”, 2017. – 325 с.
69. Семко О.В. Стійкість тонкостінних сталевих елементів, підкріплених легким полімер бетоном / О.В. Семко, О.П. Воскобійник, Ю.О. Авраменко // Збірник

- наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2012. – Вип. 10 – С. 52 – 64.
70. Семко О.В. Експериментальні дослідження теплотехнічних та фізико-механічних властивостей несучих та огорожуючих конструкцій з полістеролбетону/ О.В. Семко, Ю.О. Авраменко, М.В. Лещенко, А.М. Фисун // Тези 67-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету. Том 1. (Полтава, 2 квітня – 22 травня 2015 р.) – Полтава: ПолтНТУ, 2015. – С. 72–73.
 71. Семко О.В. Експериментально-теоретичне дослідження роботи коротких стійок із холоднокатаних сталевих профілів / О.В. Семко, В.О. Семко, Ю.О. Авраменко, Д.А. Прохоренко // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського/ Відп. ред. О.В. Шимановський.– Випуск 6. –К.: Видавництво «Сталь», 2010. С.74–82.
 72. Семко О.В. Експериментально-теоретичні дослідження нерозрізних сталезалізобетонних балок з гнучкими анкерами / О.В. Семко, С.А. Гудзь, В.В. Дарієнко // Зб. наук. пр. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Випуск №16. – С. 344 – 351.
 73. Семко О.В. Імовірнісні передумови розрахунку сталезалізобетонних конструкцій / О.В. Семко //Будівельні конструкції. Зб. наук. праць. –К.: НДІБК, 2003.– Вип. 59. - С.183 - 189.
 74. Семко О.В. Легкий бетон для заповнення порожнин сталевих тонкостінних конструкцій / О.В. Семко, Д.М. Лазарєв, Ю.О. Авраменко // Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: міжвід. наук.-техн. зб. – К.: ДП НДБІК, 2011. – Вип. 74 – С. 659 - 666.
 75. Семко О.В. Надлегкі сталезалізобетонні конструкції / О.В. Семко, Ю.О. Авраменко // Каталог наук. розроблень Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2011. – С. 30.

76. Семко О.В. Стійкість тонкостінних сталевих елементів, підкріплених легким полімер бетоном / О.В. Семко, О.П. Воскобійник, Ю.О. Авраменко // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2012. – Вип. 10 – С. 52 – 64.
77. Семко О.В. Теоретичне моделювання напружено-деформованого стану гнучких анкерів / О.В. Семко, А.В. Гасенко, В.В. Дарієнко // Вісник ОДАБА. Серія : Будівельні конструкції, будівлі та споруди. Сейсмостійкість будівель та споруд. – Одеса: ОДАБА, 2009. – Вип. 33. – С. 140 – 145.
78. Семко О.В. Теоретичні дослідження місцевої стійкості сталевих пластин / О.В. Семко, Ю.О. Авраменко // Тези 64-ї наук. конф. професорів, викладачів, наук. працівників, асп. та студ. ун-ту. Том 2. – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – С. 203 – 204.
79. Семко О.В. Чисельний аналіз напружено-деформованого стану тонкостінних сталевих елементів сталезалізобетонних конструкцій / О.В. Семко, Ю.О. Авраменко, О.В. Череднікова // Зб. наук. праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – ПОЛТАВА: ПолтНТУ, 2012. – Випуск 3 (33). – С. 212 – 217.
80. Сіянов О.І. Металеві циліндричні стержневі покриття: конструювання та розрахунок : монографія / О. І. Сіянов. – Вінниця : ВНТУ, 2012. – 140 с.
81. Скворцов Н.Ф. Применение сталетрубобетона в мостостроении. – М.: Автотрансиздат, 1955. – 88с.
82. Стороженко Л.І. Високоєфективні бетони для заповнення труботонних конструкцій з використанням місцевих матеріалів / Л.І. Стороженко, Д.А. Єрмоленко, О.В. Демченко, // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). - Полтава: ПолтНТУ, 2014, - Вип. 1(40).- С. 104 - 108.
83. Стороженко Л.І. Експериментальні дослідження високоміцних бетонів для ядер труботонних елементів / Л.І. Стороженко, Д.А. Єрмоленко, О.В. Демченко. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. - Вип. 27 - Рівне , 2013. - С. 228 - 234.

84. Стороженко Л.І. Труبوبетон із високоміцним бетоном / Л.І. Стороженко, Д.А. Ермоленко, О.В. Демченко // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). - Полтава: ПолтНТУ, 2012,-Вип. 3(33).- С.240-243.
85. Стороженко Л.И. Напряженно-деформированное состояние сжатых труبوبетонных элементов / Л.И. Стороженко. Д.А. Ермоленко, А.В. Назаров // Збірник наукових праць (Галузеве машинобудування, будівництво) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Ю.Кондратюка. – Полтава, 2004. – Вип.14. – С.33-37.
86. Стороженко Л.И. Объемное напряженно-деформированное состояние железобетона с косвенным армированием // Дис. ... д-ра техн. наук. - Кривой Рог, 1982. - 503 с.
87. Стороженко Л.И. Определение несущей способности центрально сжатых труبوبетонных элементов с различными типами оболочек и ядер / Л.И. Стороженко, В.Б. Васюта // Комунальне господарство міст: Науч.-тех. сб., Вып. 38 – Харків: ХНАМГ, 2002. – С.50-52.
88. Стороженко Л.И. Работа под нагрузкой сжатых труبوبетонных элементов с усиленными ядрами / Л.И. Стороженко, Д.А. Ермоленко, О.В. Демченко // Сборник трудов - Брест: БрГТУ, 2014, - С. 231 - 236.
89. Стороженко Л.И. Сравнение методик расчета труبوبетонных конструкций / Л.И. Стороженко, А.В. Семко // Комунальне господарство міст: Науч.-тех. сб., Вып. 63 – Харків: ХНАМГ, 2005. – С.59-67.
90. Стороженко Л.И. Труبوبетонные конструкции. - К.:Будівельник,1978.-80 с.
91. Стороженко Л.И., Ефименко В.И., Пенц В.Ф. Строительные конструкции из стальных труб, заполненных центрифугированным бетоном -К.: "Четверта хвиля", 2001. - 158 с.
92. Стороженко Л.И., Пахотный П.И., Черный А.Я. Расчёт труبوبетонных конструкций. - К.: Будівельник, 1991. - 120 с.
93. Стороженко Л.І Особливості роботи високоміцних бетонів в труبوبетонних конструкціях / Л.І. Стороженко, Д.А. Ермоленко, О.В. Демченко //

- Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. наук, трудов. - Дніпропетровськ: ПГАСА, 2012. - Вип. 65. - С. 577 - 580.
94. Стороженко Л.І. Вплив способу передачі навантаження на роботу коротких трубобетонних елементів заповнених високоміцним бетоном / Л.І. Стороженко, Д.А. Єрмоленко, О. В. Демченко // Збірник наукових праць Української державної академії залізничного транспорту. - 2014. - Вип. 149, Т.1 - С. 101 - 106.
 95. Стороженко Л.І. Вплив типу контактної взаємодії між компонентами на міцність стиснутих трубобетонних елементів / Л.І. Стороженко, О.І. Лапенко, Д.А. Єрмоленко // Строительство, материаловедение, машиностроение. Сб. науч. трудов. Вип.№50.- Дн-вск., ПГАСА, 2009. – С.544-549.
 96. Стороженко Л.І. Досвід застосування трубобетону при будівництві / Л.І. Стороженко, Д.А. Єрмоленко, П.Г. Кортусов // Збірник наукових праць (галузеве машинобудівництво) / Полт. держ. техн. ун-т ім. Ю. Кондратюка. – Полтава. 1998. – Вип.1. – С.63-72.
 97. Стороженко Л.І. Експериментальне дослідження напруженого стану трубобетону залежно від виду контактної взаємодії компонентів / Л.І. Стороженко, Д.А. Єрмоленко, Ю.В. Третьякова // «Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури» Збірник наукових праць «Будівництво конструкцій будівель та споруд: проектування, виготовлення, реконструкція та обслуговування», випуск 2011-4(90). – Макіївка, ДНАБА, 2011 – С. 166-170.
 98. Стороженко Л.І. Експериментальні дослідження коротких центрально стиснутих трубобетонних елементів / Л.І. Стороженко, Д.А. Єрмоленко, Ю.В. Третьякова // Тези доповідей 63-ї наук. конф. Професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів ПолтНТУ. – Полтава, ПолтНТУ, 2011, том 2. – С.204-205.
 99. Стороженко Л.І. Експериментальні дослідження коротких центрально-стиснутих трубобетонних елементів із високоміцними ядрами /

- Л.І. Стороженко, Д.А.Єрмоленко, О.В. Демченко. // Збірник тез наук.-техн. конференції ПолтНТУ. - Том. 3 - Полтава: ПолтНТУ, 2013. С. 109 - 110.
100. Стороженко Л.І. Напружено-деформований стан осердя трубобетонних елементів / Л.І. Стороженко, Д.А. Єрмоленко // Строительство, материаловедение, машиностроение. Сб. Науч. Трудов. Вып№56. – Дн-вск., ПГАСА, 2010.- С.504-509.
 101. Стороженко Л.І. Напружено-деформований стан стиснутих трубобетонних елементів / Л.І. Стороженко, В.М. Тимошенко, Л.А. Єрмоленко // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). Полт. держ. дех. ун-т ім. Ю. Кондратюка. – Полтава, 1999. – Вип. 4. – С. 68-73.
 102. Стороженко Л.І. Несуча здатність коротких сталезалізобетонних труб заповнених високоміцним бетоном / Л.І. Стороженко. Д.А. Єрмоленко, О.В. Демченко. // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов. Вып.№69. – Дн-вск., 2013. С. 492-496.
 103. Стороженко Л.І. Проектування й будівництво сталезалізобетонних конструкцій в незнімній опалубці / Л.І. Стороженко, О.І. Лапенко // Міжвідомчий науково-технічний збірник «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» – вип. 67. – Київ, НДІБК, 2007. – С. 750 - 758.
 104. Стороженко Л.І. Розрахунок стиснутих трубобетонних елементів на дію особливих навантажень / Л.І. Стороженко, О.В. Семко, О.П. Воскобійник // Міжвідомчий наук.-техн. збірник «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація». Збірник наук. праць. – Київ: НДІБК, 2006. – Вип.65. – С.127-132.
 105. Стороженко Л.І. Розрахунок стиснутих трубобетонних елементів та порівняння результатів із експериментальними даними / Л.І. Стороженко, Ю.О. Авраменко, П.О. Семко // Современные строительные конструкции из металла и древесины: сборник научных трудов. – Выпуск №20. – Одесса, 2016. – С.134 –140.
 106. Стороженко Л.І. Сумісна робота компонентів в трубобетонному конструктивному елементі / Л.І. Стороженко, Д.А. Єрмоленко // "Вісник

- національного університету "Львівська політехніка". Теорія і практика будівництва. Вип.№662 - Львів, "Львівська політехніка, 2010. - С.350 - 354.
107. Стороженко Л.І. Труبوبетон: Монографія / Л.І. Стороженко, О.І. Лапенко, Д.А. Єрмоленко – Полтава: ПолтНТУ, 2009. -306с.
 108. Стороженко Л.І., Пенц В.Ф., Коршун С.Г. Труبوبетонні конструкції промислових будівель. - Полтава: ПолтНТУ, 2008. - 202 с.
 109. Стороженко Л.І., Семко О.В. Пенц В.Ф. Сталезалізобетонні конструкції. - Полтава: ПолтНТУ, 2005. - 182 с.
 110. Стороженко Л.І., Сурдін В.М., Єфіменко В.І., Вербицький В.І. Сталезалізобетонні конструкції. Дослідження, проектування, будівництво, експлуатація. - Кривий Ріг: КТУ, 2007. - 448 с.
 111. Стороженко Л.І., Сурдін В.М. Розрахунок труبوبетонних конструкцій при короткочасній і довготривалій дії навантаження.-Київ: Будівельник,1972.-132 с.
 112. Стороженко Л.І. Напружено-деформований стан стиснутих труبوبетонних елементів / Л.І. Стороженко, В.М. Тимошенко, Д.А. Єрмоленко // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 1999. – Вип. 4, Частина 2. –С. 68-73.
 113. Стренг Г. Теория метода конечных элементов / Г. Стренг, Дж. Фикс – М.: Мир, 1977. - 349 с.
 114. Тагойбеков Ш.С. Экспериментальные исследования прочности и теплофизических характеристик материалов для теплотехнических расчетов ограждающих конструкций на их основе / Ш.С. Тагойбеков, З.В. Кобулиев, Ф.Х. Саидов // Инженерный вестник Дона.– 2013. – №4.– Режим доступа. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n4y2013/2170
 115. Тимошенко С.П., Гудьер Дж. Теория упругости. Пер. с англ. М.И. Рейтмана – М.: Наука, 1975. – 576 с.
 116. Туснин А.Р. Численный расчет конструкций из тонкостенных стержней открытого профиля: Монография: – М: Издательство АСВ, 2009 – 144 с.

117. Фонов В.М. Прочность и деформативность трубобетонных элементов при осевом сжатии / В.М. Фонов, И.Т. Лютковский, А.П. Несторович // Бетон и железобетон. – 1989. – №1 –С.4-6.
118. Цан Шаухай. Новейший опыт применения трубобетона в КНР / Ц. Шаухай // Бетон и железобетон. - 2001. - Вип. № 3. - С. 20-24.
119. Чихладзе Э.Д. Несущая способность сталебетонной квадратной колонны при осевом сжатии / Э.Д. Чихладзе, А.М. Веревичева, Л.Б. Кравцов // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия : Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. - 2009. - Вып. 50. - С. 604-607.
120. Чихладзе Э.Д. Оценка несущей способности сталебетонных колонн различного поперечного сечения при действии нагрузки и температуры, включающей пожар / Э.Д. Чихладзе, М.А. Веревичева // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия : Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. - 2008. - Вып. 47. - С. 685-691.
121. Чихладзе Э.Д., Веревичева М.А. Исследование напряженно - деформированного состояния сталебетонных колонн с учетом пространственной работы бетонного ядра // Строительная механика и расчет сооружений. – 2007. – № 1. – С. 24-28.
122. Чихладзе Э.Д. Расчет бетонных цилиндрических колонн в стальной обойме на силовые и температурные воздействия [Текст] / Э.Д. Чихладзе, М.А. Веревичева, И.А. Жакин: зб. наук. праць. – Харків: УкрДАЗТ. – Вип. 59. – 2003. – С. 318 – 325
123. Чихладзе Э.Д. Расчет сталебетонных элементов прямоугольного сечения на прочность при осевом сжатии [Текст] / Э.Д. Чихладзе, А.Д. Арсланханов // Бетон и железобетон. – 1993. – № 3. – С. 13 – 15.
124. Шимкович Д.Г. Расчет конструкций в MSC/NASTRAN for Windows / Д.Г. Шимкович. – М.: ДМК, 2003. – 448 с.

125. Экспериментальные исследования поведения тонкостенных холодногнутых профилей под нагрузкой / Ю.И. Лагун, О.Н. Лешкевич, В.Е. Новиков, А. Чубрик // Современные металлические и деревянные конструкции (нормирование, проектирование и строительство): сб. науч. тр. Междунар. симпоз., г. Брест, 15–18 июня 2009 г. – Брест : ОАО «Брестская типография», 2009. – С. 148–153.
126. Юрченко В.В. Проектирование каркасов зданий из тонкостенных холодногнутых профилей в среде SCAD Office // Инженерно-строительный журнал. – 2010. – №8(18). – С. 38-46.
127. Юрченко В.В. Розробка аналітичних залежностей для оцінки значень критичних сил втрати місцевої стійкості та втрати стійкості форми перерізу тонкостінних стержнів відкритого профілю / В.В. Юрченко // Металеві конструкції. – 2012. – Том 18, №3. – С. 185–196.
128. Яшин А.В. Теория деформирования бетона при простом и сложном нагружении [Текст]/А.В. Яшин//Бетон и железобетон. – 1986.–№8. – С.39 – 42.
129. Beicha D., Kanit T., Brunet Y., Imad A., Moumen A.E., Khelifaoui Y. «Effective transverse elastic properties of unidirectional fiber reinforced composites», *Mechanics of Materials* Vol. 102, (2016), pp. 47-53. DOI: 10.1016/j.mechmat.2016.08.010.
130. Bishnu P.G., Daman K.P. «A new method of applying long-term multiaxial stresses in concrete specimens undergoing ASR, and their triaxial expansions», *Materials and Structures*, Vol. 49 (9), (2016), pp. 3409-3508. DOI: 10.1617/s11527-015-0734-z.
131. Carrera E. Refined beam theories based on unified formulation / E. Carrera, G. Giunta // *Int J Appl Mech*. – 2010. – № 2(1). – P. 117 – 143.
132. Cherednikov V. Evaluation of the warping model for analysis of polystyrene concrete slabs with profiled steel sheeting / V. Cherednikov, O. Voskobiinyk, O. Cherednikova // *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. – 2017. – 61 (3). – P. 483 – 490.
133. Cherednikov V., Voskobiinyk O., Cherednikova O. Evaluation of the warping model for analysis of polystyrene concrete slabs with profiled steel sheeting. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. №61(3), (2017), pp. 483–490. <https://doi.org/10.3311/PPci.8717>.

134. Complex experimental investigation into light steel and steel-concrete composite structures made of Z-shaped sections under compound stress / V. Semko, O. Voskobiinyk, A. Skyba, K. Shumeiko, D. Prokhorenko // *Metal constructions*. – 2014. – Vol. 20. – №1. – P. 65–76.
135. Computational assessment of thermal performance of contemporary ceramic blocks with complex internal geometry in building envelopes / J. Kočí, J. Maděra, M. Jerman, R. Černý // *Energy and buildings*. – 2015. – №99. – P. 61–66.
136. Cui H. Development, mechanical properties and numerical simulation of macro encapsulated thermal energy storage concrete / H. Cui, S.A. Memon, R. Liu // *Energy and buildings*. – 2015. – №96. – P. 162–174.
137. Dębski H., Koszałka G., Ferdynus M. // *Eksploracja i Niezawodność*, «Application of fem in the analysis of the structure of a trailer supporting frame with variable operation parameters», *Maintenance and Reliability*, Vol. 14, No 2, (2012) pp. 107 – 114. dx.doi.org/10.17531/ein.
138. Demasi L. 13 hierarchy plate theories for thick and thin composite plates: the generalized unified formulation / L. Demasi // *Compos Struct*. – 2008. – № 84. – P.256 – 270.
139. Dubatovka A. Fire tests of cold-formed steel structures. Wall slab with magnesium oxide assembled cladding / A. Dubatovka, R. Tverdokhlebov, S. Starovoi'tov // *Proc. 7th European Conference on Steel and Composite Structures "EUROSTEEL 2014"*, 10–12 Sept. 2014. – Naples, Italy, 2014. – 11/41 -395. – P. 1 –6.
140. Dubina D. Structural analysis and design assisted by testing of cold-formed steel structures / D. Dubina // *Thin-Walled Structures*. – 2008. – №46. – P. 741–764.
141. Dunn K. G. *Process Improvement Using Data* / Kevin G. Dunn. – Version: 378-5d0b. – McMaster University, 2016. – 369 p.
142. Economic feasibility evaluation of building passive / I. Iurchenko, O. Koval, M. Savytskyi, K. Limam // *Journal of Energy and Power Engineering Houses*. – 2014. – Vol. 8. – №6 (Serial Number 79). – P. 1047–1053.
143. EN 10162:2003. Cold rolled steel sections. Technical delivery conditions. Dimensional and cross-sectional tolerances. – Brussels : CEN, 2003. – 21 p.

144. EN 1993-1-3:2006. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting.–Brussels: CEN, 2006. –130 p.
145. EN 1993-1-5:2006. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-5: General rules. Plated structural elements. – Brussels : CEN, 2006. – 53 p.
146. EN 1993-1-6: 2007. Eurocode 3 Design of steel structures. Strength and Stability of Shell Structures, 2007. – 172 p.
147. EN 1994-1-1. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings, 2004. – 127 p.
148. EN 1994-2. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 2: Bridges, 2003. – 103 p.
149. EN 300:1997 (2006). Oriented Strand Boards (OSB). Definitions classification and specifications. – Brussels : CEN, 2006. – 19 p.
150. Eurocode 4. Common Unified Rules for Composite Steel and concrete Structures European Committee for Standardization (CEN) ENV. 1994 - 1 -1: 1992.
151. Experimental study on the fatigue behaviour of honeycomb sandwich panels with artificial defects / A. Abbadi, C. Tixier, J. Gilgert, Z. Azari // Composite Structures, 2015. – Vol. 120. – P. 394–405.
152. Fiorino L. Sheathed cold-formed steel housing: A seismic design procedure L. Fiorino, O. Iuorio, R. Landolfo // Thin-Walled Structures. – 2009. – №47. – P. 919–930.
153. Hasenko A.V., Yurko I.A., Fenko O.G., Yurko P.A. «Causes of the eccentric compression reinforced concrete elements fixed joint stanchion and rafter gable frame of agricultural buildings», The International Scientific Periodical Journal "Modern Technology and Innovative Technologies", Issue №2, Vol.2, (2017), pp. 126 – 129. DOI: 10.21893/2567-5273.2017-02-02-033.
154. Gasii G., Hasii O., and Zabolotskyi O. “Estimate of technical and economic benefits of a new space composite structure”, MATEC Web of Conferences, Vol. 116, (2017), pp. 02014, <https://doi.org/10.1051/matecconf/201711602014>.

155. Gasii G.M. “Technological and design features of flat-rod elements with usage of composite reinforced concrete”, *Metallurgical and Mining Industry*, No. 4, (2014), pp. 23-25.
156. Goncalves B.R. Buckling and free vibration of shear-flexible sandwich beams using a couple-stress-based finite element / Bruno Reinaldo Goncalves, Anssi Karttunen, Jani Romanoff, J. N. Reddy // *Composite Structures*. – 2017. – № 165. – P. 233 – 241.
157. Khalili S.M.R. A finite element based global–local theory for static analysis of rectangular sandwich and laminated composite plates / S.M.R. Khalili, M. Shariyat, I. Rajabi // *Compos Struct*. – 2014. – № 107. – P. 177 – 189.
158. Kumari P. Three-dimensional extended Kantorovich solution for Levy-type rectangular laminated plates with edge effects / P. Kumari, S. Kapuria, R.K.N.D. Rajapakse // *Compos Struct*. – 2014. – № 107. – P. 167 – 176.
159. Laim L. Experimental and numerical analysis on the structural behaviour of coldformed steel beams / L. Laim, J.P.C. Rodrigues, L.S. da Silva // *Thin-Walled Structures*. – 2013. – № 72. – P. 1 – 13.
160. Lecompte T. Mechanical and thermo-physical behaviour of concretes and mortars containing phase change material / T. Lecompte, P. Le Bideau, P. Glouannec [and other] // *Energy and buildings*. – 2015. – №94. – P. 52–60.
161. Leshchenko M. V., Semko V. O. Thermal characteristics of the external walling made of cold-formed steel studs and polystyrene concrete. *Magazine of Civil Engineering*. № 8, (2015), pp. 44–55. <https://doi.org/10.5862/MCE.60.6>
162. Makelainen P. Static and Cyclic Shear Behavior Analysis of the Rosette-Joint / P. Makelainen, J. Kosti, W. Lu, H. Pastemak // *Proceedings of the Fourth Conference on Light-Weight Steel and Aluminium Structures (ICSAS'99)*, Espoo, Finland, p.585-592.
163. Martins A.D. Local-distortional interaction in web-stiffened LC columns: postbuckling behaviour, strength and DSM design / A.D. Martins, P.B. Dinis, D. Camotimet al. // *European conference on steel and composite structures*, Eurosteel, 10–12 September, Naples. – 2014.

164. Mashat D.S. Axiomatic/asymptotic evaluation of multilayered plate theories by using single and multi-points error criteria / D. S. Mashat, E. Carrera, A.M. Zenkour, S.A. Al Khateeb. // Compos Struct. – 2013. – № 106. – P. 393 – 406.
165. Min Yu A unified formulation for circle and polygon concretefilled steel tube columns under axial compression / Min Yu, Xiaoxiong Zha, Jianqiao Ye, Yuting Li // Engineering Structures.- 2013. - 49. - p.1-10.
166. Savitskiy N.V. Strength and Crack Resistance of Three-Layer Concrete Beams / N.V. Savitskiy, A.M. Sopilnyak // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов. – Днепропетровск: ПГАСА, 2013. – Вып68. – С. 363–367.
167. Savytsky M.V. Influence of constructional feachures on shear walls' stiffness in a lightweight steel framing buildings / M. V. Savytsky, O. G. Zinkevych, A.M. Zinkevych // Techniczne nauki. Fizyka. Budownictwo i architektura. – Przemysl: Nauka i studia, 2013. – No 21. – С. 77–83.
168. Semko A.V. Experimental program of steel defects research in concrete filled tubes / A. V. Semko, O. P. Voskobiinyk, I.O. Parhomenko, O.A. Burtsailo // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе : Междунар. науч.-практ. конф. : сб. статей – Пермь : ПНИПУ, 2013 – С.406–414.
169. Semko V. O. Experimental Study of Variability of Thermal Conductivity of Insulation Materials / V.O. Semko, M.V. Leshchenko, A.G. Rud // Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – ПолтНТУ, 2016. – Вип. 1 (46). – С. 60–67.
170. Sprengard C. Numerical examination of thermal bridging effects at the edges of vacuum-insulation-panels (VIP) in various constructions / C. Sprengard, A. Holm // Energy and buildings. – 2014. – №86. – Pp. 638–643.
171. Stankevičius V. The Effect of Stochastically Dependent Physical Parameters on the Materials' Thermal Receptivity Coefficient / Vytautas Stankevičius, Liutauras Kairys // Materials science (Medžiagotyra). – 2005. – Vol. 11. – No. 2. – P.188–192.

172. Structure, energy and cost efficiency evaluation of three different lightweight construction systems used in low-rise residential buildings / S. Naji, O.C. Çelik, U.J. Alengaram [and other] // *Energy and buildings*. – 2014. – №84. – Pp. 727–739.
173. Study of shell for energy efficient sustainable low-rise building / Mykola Savytskyi, Vladislav Danishevskyi, Maryna Babenko, Yuevgen Yurchenko // *Bulliten of PSACEA*. – Vol. 3, 2016. – Pp. 10–17.
174. Tenpierik M.J. Analytical Model for Computing Thermal Bridge Effects in High Performance Building Panels [Электронный ресурс] / M.J. Tenpierik, W.H. Van der Spoel, J.M. Cauber Johannes. – Режим доступа. URL: http://www.researchgate.net/publication/242269808_Analytical_Model_for_Computing_Thermal_Bridge_Effects_in_High_Performance_Building_Panels
175. Tests on steel roof joints for Toronto Sky Dome // Master of Applied Science thesis. – University of Toronto, Canada. – 1988.
176. The brickwork joints effect on the thermotechnical uniformity of the exterior walls from gas-concrete blocks / A. Gorshkov, N. Vatin, D. Nemova, D. Tarasova // *Applied Mechanics and Materials*. – 2015. – Vols. 725–726. – P. 3–8.
177. Theoretical and Numerical Analyses of Thermal-Load Behaviour of Steel Concrete and Steel-Fiber-Concrete Slabs / Glib Vatulia, Svetlana Berestianskaya, Elen Opanasenko and Anastasiya Berestianskaya // *Journal of Civil Engineering and Construction*. – Vol. 5:2, 2016. – Pp.98–104.
178. Tornabene F. Stress and strain recovery for functionally graded free-form and doubly-curved sandwich shells using higher-order equivalent single layer theory / F. Tornabene, N. Fantuzzi, E. Viola, C. B. Romesh // *Compos Struct*. – 2015. – № 119. – P. 67 – 89.
179. Uncertainty in the Thermal Conductivity of Insulation Materials / F. Domínguez-Muñoz, B. Anderson, J.M. Cejudo-López, A. Carrillo-Andrés // *Eleventh International IBPSA Conference, July 27-30, 2009. – Glasgow, Scotland. – 2009. – P. 1008–1013.*
180. Uncertainty in the thermal conductivity of insulation materials / Fernando Domínguez-Muñoz, Brian Anderson, José M. Cejudo-López, Antonio Carrillo-

- Andrés // *Energy and Buildings*. – November 2010. – Volume 42. – Issue 11. – P. 2159–2168.
181. Vatulia G. Carrying capacity definition of steel-concrete beams with external reinforcement under the fire impact / G. Vatulia, E. Orel, M. Kovalov. // *Applied Mechanics and Materials*. – Vol. 617 (2014). – P. 167–170.
 182. Veljkovic M. Light steel framing for residential buildings / M. Veljkovic, B. Johansson // *Thin-Walled Structures*. – 2006. – №44. – P. 1272–1279.
 183. Vogdt F. Conceptual and structural design of building made of lightweight and infra-lightweight concrete / F. Vogdt, M. Schlaich, B. Hillemeir. – Berlin, 2010. – 105 p.
 184. Wan D. A linear smoothed quadratic finite element for the analysis of laminated composite Reissner-Mindlin plates / Detao Wan, Dean Hu, Sundararajan Natarajan, Stéphane P. A. Bordas, Ting Long // *Composite Structures*. – 2017. – № 180. – P. 395 – 411.
 185. Wang X. A simple and accurate sandwich plate theory accounting for transverse normal strain and interfacial stress continuity / X. Wang, G. Shi // *Compos Struct*. – 2014 – № 107 – P. 620 – 628
 186. Wright H. D. The Use of Profiled Steel Sheeting in Floor Construction / H. D. Wright, H. R. Evans, P. W. Harding // *Journal of Constructional Steel Research*. – 1987. – №7. – P. 279–295.
 187. Xiangyang Li. Vibration and acoustic responses of composite and sandwich panels under thermal environment / Li Xiangyang, Yu Kaiping // *Composite Structures*, 2015. – Vol. 131. – P. 1040–1049.
 188. Yu W.-W. Cold-formed steel design : fourth edition / Wei-Wen Yu, R.A. LaBoube. – New York : John Wiley & Sons Inc., 2010. – 491 p.

ДОДАТОК А
АКТИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ

УКРАЇНА
ПРИВАТНЕ АКЦІОНЕРНЕ
ТОВАРИСТВО
„СУМБУД”

вул.Петропавлівська, 86
м. Суми, 40000,
тел./факс +380542655370
<http://sumbud.sumy.ua/>
E-mail: info@sumbud.sumy.ua



UKRAINE
PRIVATE JOINT-STOCK COMPANY
SUMBUD

Petropavlivs'ka str., 86
Sumy, 40000,
tel/fax +380542655370
<http://sumbud.sumy.ua/>
E-mail: info@sumbud.sumy.ua

№ 347/01-2 від « 02 » 08 2018 р.

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи на здобуття
наукового ступеня кандидата технічних наук
аспіранта Полтавського національного
технічного університету ім. Юрія Кондратюка
Сіробаби Віталія Олексійовича

Результати дисертаційної роботи «Несуча здатність та деформативність сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів» аспіранта кафедри архітектури та міського будівництва Полтавського національного університету імені Юрія Кондратюка Сіробаби Віталія Олексійовича були використані ПрАТ «СУМБУД» при розробці проектних рішень будівель та споруд житлового мікрорайону Еспланада в м. Суми.

Розроблені аспірантом рекомендації, що до підбору полістиролбетону відповідного класу міцності та теплопровідності у конструкціях покриття.

Голова наглядової ради
ПрАТ «СУМБУД»



П.Л. Новицький



Приватне Акціонерне Товариство (ПрАТ)
«Сумський Промпроект»
40004, Україна, м. Суми, пл. Привокзальна, 9
т./факс (0542) 25-13-94, (0542) 78-77-46
E-mail: office@spp.net.ua

№ 01/584 від 03.08 2018 р.

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи на здобуття
наукового ступеня кандидата технічних наук
аспіранта Полтавського національного
технічного університету ім. Юрія Кондратюка
Сіробаби Віталія Олексійовича

Результати дисертаційної роботи «Несуча здатність та деформативність сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів» аспіранта кафедри архітектури та міського будівництва Полтавського національного університету імені Юрія Кондратюка Сіробаби Віталія Олексійовича були використані ПрАТ «Сумський Промпроект» при розробці проектних рішень об'єкта будівництва: «Реконструкція бурякопереробного відділення потужністю 7000 тон на добу в м. Луцьк, вул. Ранкова, 1».

Розроблена аспірантом методика використовувалась при розрахунку міцності та стійкості циліндричних тонкостінних металевих оболонок при дії сил стиску.

Директор

ПрАТ «Сумський Промпроект»



М.М. Гречаниченко





**Науково-виробниче підприємство „Будівельна наука”
Академії будівництва України**

40021 Україна м.Суми вул. Малиновського, 12, оф. 406.
Сертифікат АЕ №000900 тел. (050) 752-46-09

№ 15 від 17.04.18

Довідка про впровадження

Матеріали дисертації «Несуча здатність та деформативність сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів» аспіранта кафедри архітектури та міського будівництва Полтавського національного технічного університету ім. Ю.Кондратюка Сіробаби Віталія Олексійовича використані при розробленні проектів підсилення об'єктів:

1. Торгівельно-сервісний центр по вул. Героїв Крут, 15 в м. Суми.
2. Відкрита тераса торговельного центру «Київ», що розташований по вул. Кооперативна, 1 в м. Суми.

Директор



Шпота В. В.



**ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ
ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ
НАУКОВО-ВИРОБНИЧЕ ПІДПРИЄМСТВО
"АРХБУДПЕМ"**

40021, м. Суми, Петропавлівська, 53/1,
р/р 26005060042111 в. СФ «Приватбанку» МФО 337546
код 34592601
e-mail arhbudpem@mail.ru

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи на здобуття
наукового ступеня кандидата технічних наук
аспіранта Полтавського національного
технічного університету ім. Юрія Кондратюка
Сіробаби Віталія Олексійовича

Результати дисертаційної роботи «Несуча здатність та деформативність сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів» аспіранта кафедри архітектури та міського будівництва Полтавського національного університету імені Юрія Кондратюка Сіробаби Віталія Олексійовича були використані ТОВ «АРХБУДПЕМ» при проектуванні каркасу Студентського культурного центру на 500 місць Сумського національного аграрного університету по вул. Г.Кондратьєва в м. Суми.

Також враховані пропозиції щодо уточнення розрахунків трубобетонних елементів на легких бетонах.

Директор ТОВ
„НВП ”АрхбудПЕМ”



В.М. Душин

ДОДАТОК Б
АКТИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ МЕТРОЛОГІЧНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ

УКРАЇНА

**ДП «ПАТ «СУМБУД»
«ГОЛОВНА ВИПРОБУВАЛЬНА
ЛАБОРАТОРІЯ У БУДІВНИЦТВІ»
СВІДОЦТВО ПРО АТЕСТАЦІЮ № РУ – 0115/18
40000 м. Суми вул. Петропавлівська, 86 тел: (0542)-67-92-26,
e-mail: sumystroylab@gmail.com**

вих. № 16
01.08.2018р.

ДОВІДКА

**про відповідальність засобів вимірювальної техніки та
випробувального обладнання вимогам метрологічного забезпечення**

Вимірювальні прилади та обладнання, що використовувалося при проведенні лабораторних експериментальних досліджень у 2016-2018 роках в ДП ПАТ «СУМБУД» Головна випробувальна лабораторія в будівництві у процесі виконання дисертаційної роботи аспіранта Полтавського національного технічного університету ім. Юрія Кондратюка Сіробаби В.О. «Несуча здатність та деформативність сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів», проходили перевірку в ДП «Сумський регіональний науково-виробничий центр стандартизації, метрології та сертифікації». При цьому встановлено, що прилади і обладнання (прес П-125; прес ПСУ-10; ваги лабораторні ВТУ-2100; ваги лабораторні ВНЦ-10; лінійка металева; штангенциркуль; індикатори годинникового типу, мікропроцесорний прилад для визначення теплопровідності будівельних матеріалів БИ-Т021А2) використані аспірантом методично вірно та відповідають вимогам чинних нормативних документів, зокрема:

- ДСТУ Б В.2.7-18-95 Бетони легкі. Загальні технічні умови.
- ДСТУ Б В.2.7-278:2011 (ГОСТ 27005-86, MOD) Бетони легкі та ніздрюваті. Правила контролю середньої густини.
- ДСТУ Б В.2.7-96-2000 (ГОСТ 7473-94) Суміші бетонні. Технічні умови
- ДСТУ Б В.2.7-170:2008 Бетони. Методи визначення середньої густини, вологості, водопоглинання, пористості і водо-непроникності
- ДСТУ Б В.2.7-176:2008 (EN 206-1:2000, NEQ) Суміші бетонні та бетон. Загальні технічні умови.
- ДСТУ Б В.2.7-214:2009 Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками
- ДСТУ Б В.2.7-217:2009 Бетони. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуасона.
- ДСТУ Б В.2.7-224:2009 Бетони. Правила контролю міцності.
- ДСТУ Б В.2.7-41-95 (ГОСТ 30290-94) Метод визначення теплопровідності поверхневим перетворювачем».

Начальник лабораторії,
експерт



В.В. Піталенко



МІНЕКОНОМРОЗВИТКУ УКРАЇНИ

ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО
“СУМСЬКИЙ РЕГІОНАЛЬНИЙ НАУКОВО-ВИРОБНИЧИЙ ЦЕНТР
СТАНДАРТИЗАЦІЇ, МЕТРОЛОГІЇ ТА СЕРТИФІКАЦІЇ”

СВІДОЦТВО ПРО АТЕСТАЦІЮ

№ РУ – 0115/18

Видане 28 березня 2018 року

Чинне до 28 березня 2023 року

*Це свідоцтво засвідчує, що
ДП “ПАТ “Сумбуд” “Головна випробувальна
лабораторія в будівництві”*

Адреса: 40000, м. Суми, вул. Петропавлівська, 86

Телефон: (0542) 67–92–26

Код: 30267843

*відповідає критеріям атестації і атестована на проведення вимірювань
у сфері законодавчо регульованої метрології за видами діяльності:
забезпечення захисту життя та охорони здоров'я громадян, контроль
безпеки умов праці та поза сферою*

*Галузь атестації наведена в додатку до цього свідоцтва і є його
невід'ємною частинною.*

Керівник органу з атестації
ДП “Сумистандартметрологія”



В.М. Одноралов



УКРАЇНА
ТОВ «БУДІВЕЛЬНА ВИРОБНИЧО-КОМЕРЦІЙНА
КОМПАНІЯ «ФЕДОРЧЕНКО»

40022, м. Суми, вул. Тополянська, 26/1

Тел.: Генеральний директор	70-07-70	Код підприємства 14005202
Головний інженер	70-07-74	р/р 26002205990 в АБ «Укргазбанк»
Бухгалтерія	70-07-72	МФО 320478
ЖЕД	70-07-75	№ св. 100259084
Факс	70-07-70	Інд. п/н 140052018190
e-mail: office@fmail.ua		

Вих.№ 01/836
 від 26.09.2018р.

ДОВІДКА
про відповідальність засобів вимірювальної техніки та
випробувального обладнання вимогам метрологічного забезпечення

Вимірювальні прилади та обладнання, що використовувалося при проведенні лабораторних експериментальних досліджень у 2018-ому році в будівельній лабораторії ТОВ «Будівельна Виробничо-Комерційна Компанія «Федорченко» у процесі виконання дисертаційної роботи аспіранта Полтавського національного технічного університету ім. Юрія Кондратюка Сіробаби В.О. «Несуча здатність та деформативність сталезалізобетонних конструкцій з легких бетонів», проходили калібрування в ДП «Чернігівський науково-виробничий центр стандартизації, метрології та сертифікації» та повірку в ДП «Сумський регіональний науково-виробничий центр стандартизації, метрології та сертифікації». При цьому встановлено, що прилади і обладнання (машина випробувальна МР-500; лінійка вимірювальна металева; штангенциркуль) використані аспірантом методично вірно та відповідають вимогам чинних нормативних документів, зокрема:

- ДСТУ EN 10002-1:2006 (EN 10002-1:2001, IDT) Матеріали металеві. Випробування на розтяг. Частина 1. Метод випробування за кімнатної температури.

Начальник лабораторії

М.В. Майборода

ДОДАТОК В
ДОДАТКОВІ РОЗРАХУНКИ

Таблиця В.1

Експериментальні значення для визначення модуля пружності

1ЦБ40									
№ завантаження	Ступені навантаження	Середні показники датчиків, мм	Навантаження ΔF , Н	Абсолютне подовження зразка Δl , мм	Довжина бази вимірювання, мм	Площа поперечного перерізу зразка, м^2	Напруження, МПа	Відносне подовження $\varepsilon = \Delta l / l$	Модуль пружності E , МПа
1ЦБ40									
0	0	0	0	0	200	0,0079	0	0	0
1	50	0,02	500	0,02	200	0,0079	0,063	0,0001	632,91
2	100	0,062	500	0,042	200	0,0079	0,127	0,00031	408,33
3	150	0,116	500	0,054	200	0,0079	0,19	0,00058	327,37
4	200	0,137	500	0,021	200	0,0079	0,253	0,000685	369,58
5	250	0,152	500	0,015	200	0,0079	0,316	0,00076	416,39
6	300	0,173	500	0,021	200	0,0079	0,38	0,000865	439,01
7	350	0,197	500	0,024	200	0,0079	0,443	0,000985	449,78
8	400	0,215	500	0,018	200	0,0079	0,506	0,001075	471
9	450	0,262	500	0,047	200	0,0079	0,57	0,00131	434,82
10	500	0,314	500	0,052	200	0,0079	0,633	0,00157	403,13
11	550	0,367	500	0,053	200	0,0079	0,696	0,001835	379,4
12	600	0,405	500	0,038	200	0,0079	0,759	0,002025	375,06
13	650	0,441	500	0,036	200	0,0079	0,823	0,002205	373,15
14	700	0,496	500	0,055	200	0,0079	0,886	0,00248	357,29
15	750	0,564	500	0,068	200	0,0079	0,949	0,00282	336,65
16	800	0,605	500	0,041	200	0,0079	1,013	0,003025	334,76
17	850	0,668	500	0,063	200	0,0079	1,076	0,00334	322,14
18	900	0,74	500	0,072	200	0,0079	1,139	0,0037	307,9
2ЦБ40									
0	0	0	0	0	200	0,0079	0	0	0
1	50	0,02	500	0,021	200	0,0079	0,063	0,000105	602,77
2	100	0,057	500	0,036	200	0,0079	0,127	0,000285	444,15
3	150	0,1	500	0,043	200	0,0079	0,19	0,0005	379,75
4	200	0,138	500	0,038	200	0,0079	0,253	0,00069	366,91
5	250	0,152	500	0,014	200	0,0079	0,316	0,00076	416,41
6	300	0,168	500	0,016	200	0,0079	0,38	0,00084	452,08

7	350	0,186	500	0,018	200	0,0079	0,443	0,00093	476,38
8	400	0,208	500	0,022	200	0,0079	0,506	0,00104	486,85
9	450	0,25	500	0,042	200	0,0079	0,57	0,00125	455,7
10	500	0,301	500	0,051	200	0,0079	0,633	0,001505	420,54
11	550	0,353	500	0,052	200	0,0079	0,696	0,001765	394,45
12	600	0,394	500	0,041	200	0,0079	0,759	0,00197	385,53
13	650	0,431	500	0,037	200	0,0079	0,823	0,002155	381,8
14	700	0,483	500	0,052	200	0,0079	0,886	0,002415	366,91
15	750	0,554	500	0,071	200	0,0079	0,949	0,00277	342,73
16	800	0,597	500	0,043	200	0,0079	1,013	0,002985	339,25
17	850	0,649	500	0,052	200	0,0079	1,076	0,003245	331,57
18	900	0,73	500	0,081	200	0,0079	1,139	0,00365	312,12
3ЦБ40									
0	0	0	0	0	200	0,0079	0	0	0
1	50	0,02	500	0,031	200	0,0079	0,063	0,000155	408,33
2	100	0,056	500	0,025	200	0,0079	0,127	0,00028	452,08
3	150	0,118	500	0,062	200	0,0079	0,19	0,00059	321,82
4	200	0,153	500	0,035	200	0,0079	0,253	0,000765	330,93
5	250	0,169	500	0,016	200	0,0079	0,316	0,000845	374,5
6	300	0,186	500	0,017	200	0,0079	0,38	0,00093	408,33
7	350	0,228	500	0,042	200	0,0079	0,443	0,00114	388,63
8	400	0,3	500	0,072	200	0,0079	0,506	0,0015	337,55
9	450	0,335	500	0,035	200	0,0079	0,57	0,001675	340,07
10	500	0,396	500	0,061	200	0,0079	0,633	0,00198	319,65
11	550	0,423	500	0,027	200	0,0079	0,696	0,002115	329,17
12	600	0,465	500	0,042	200	0,0079	0,759	0,002325	326,66
13	650	0,516	500	0,051	200	0,0079	0,823	0,00258	318,91
14	700	0,55	500	0,034	200	0,0079	0,886	0,00275	322,21
15	750	0,594	500	0,044	200	0,0079	0,949	0,00297	319,65
16	800	0,634	500	0,04	200	0,0079	1,013	0,00317	319,45
17	850	0,696	500	0,062	200	0,0079	1,076	0,00348	309,18
18	900	0,772	500	0,076	200	0,0079	1,139	0,00386	295,14

ДОДАТОК Г
СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ ТА ВІДОМОСТІ ПРО
АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ

Список публікацій здобувача:

1. Сіробаба В.О. Порівняння доцільності використання ЛСТК та гнутих профілів для каркаса одноповерхових швидкокомтованих будівель / В.О. Сіробаба, О.П. Новицький, К.А. Зорабян // Металеві конструкції. 2013.—Т.19, №2.—С.129–136.
2. Велитченко С.Г. Моделювання та статистичне випробування сталеві рами легкоатлетичного манежу УАБС НБУ/ С.Г. Велитченко, О.П. Новицький, О.В. Орел, В.В. Піталенко, В.О. Сіробаба // Вісник Сумського національного аграрного університету: серія «БУДІВНИЦТВО». – Суми: СНАУ, 2014. – Вип. 10—С. 72–79.
3. Гудзь С.А. Порівняльна характеристика легких бетонів, які використовуються для підвищення несучої здатності ЛСТК / С.А. Гудзь, Ю.О. Авраменко, В.О. Сіробаба // Збірник наукових праць ПолтНТУ. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво. 2014. – Вип. 1. – С. 202–207.
4. Гудзь С.А. Особливості розрахунку сталезалізобетонних колон на позацентровий стиск / С.А. Гудзь, В.О. Сіробаба // Ресурсоекономні матеріали, конструкції будівлі та споруди: зб. наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2014. – Вип. 29 – С. 129 – 136
5. Семко О.В. Новий напрямок розвитку сталезалізобетону / О.В. Семко, Ю. О. Авраменко, В.О. Сіробаба // Проблеми й перспективи розвитку академічної та університетської науки. Збірник наукових праць за матеріалами ІХ Міжнародної науково-практичної конференції. – ПолтНТУ, 2016. – С. 316–319.
6. Семко О.В. Експериментальні дослідження з'єднання тонкостінних оцинкованих конструкцій / О.В. Семко, В.О. Сіробаба, Є.О. Загорулько // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури: зб. наукових праць. – Одеса: ОДАБА, 2017. – Вип. 69 – С. 58–63.
7. Oleksandr Semko, Viktor Dariienko, Vitaliy Sirobaba. Deformability of Short Steel Reinforced Concrete Structures on Light Concrete. International Journal of Engineering & Technology. Vol. 7, № 3.2, (2018), pp. 370–375.
8. Семко О.В. Міцність та деформативність сталезалізобетонних конструкцій складеного перерізу на легких бетонах / О.В. Семко, Н.М. Магас, В.О. Сіробаба // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту: зб. наукових праць. Харків: УкрДУЗТ, 2018 – Вип. 178 – С. 123–130.

Апробація результатів дисертації. Основні положення і результати дисертаційної роботи викладено в доповідях на таких конференціях: 66-та наукова конференція професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, м. Полтава, 15 квітня – 15 травня 2014р (очна участь); восьма науково-технічна конференція «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» м. Рівне 14 жовтня 2014р. (заочна участь); науково-практична конференція викладачів, аспірантів та студентів СНАУ м. Суми, 21-24 квітня 2015р. (очна участь); IX Міжнародна науково-практична конференція «Проблеми й перспективи розвитку академічної та університетської науки». м. Полтава, 7-9 грудня 2016р. (очна участь); I Міжнародна азербайджансько-українська конференція «BUILDING INNOVATIONS – 2018», Баку, Азербайджан, 24-25 травня 2018 р. (заочна участь).