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

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

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

ГАСІЙ ГРИГОРІЙ МИХАЙЛОВИЧ

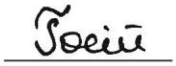
УДК 624.016.04:[624.072 /.074]

ДИСЕРТАЦІЯ
ПРОСТОРОВІ СТРУКТУРНО-ВАНТОВІ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ

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

Подається на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук

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


Г. М. Гасій

Науковий консультант Стороженко Леонід Іванович, д.т.н., професор

Полтава — 2019

АНОТАЦІЯ

Гасій Г. М. Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції. — Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук зі спеціальності 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» (19 — архітектура та будівництво). — Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, Полтава, 2019.

У **вступі** обґрунтовано актуальність теми дослідження, сформульовано мету та задачі дослідження, наведено методи дослідження, аргументовано наукову новизну та практичне значення роботи, зазначено відомості про апробацію матеріалів дисертації та представлено її загальну характеристику.

У **розділі 1** усебічно досліджено сучасний стан будівельних конструкцій покриття, зокрема вивчено світовий досвід проектування, конструювання та будівництва різноманітних оболонок, структурних конструкцій, вантових систем, виготовлених із різних матеріалів, у тому числі з композитних. Виконано ґрунтовний аналіз результатів теоретичних досліджень та експериментальних випробувань щодо визначення ефективності конструктивних рішень покриття, проведених вітчизняними та зарубіжними вченими. Проаналізовано новітні підходи щодо розрахунку зазначених конструкцій. На підставі отриманих відомостей про особливості будови й технологічних рішень, переваги та недоліки існуючих будівельних конструкцій визначено перспективні напрями їх розвитку. У результаті проведеного аналізу актуальної науково-технічної літератури сформульовано основні задачі дослідження.

У **розділі 2** описані процес створення, сфера застосування, конструктивні та технологічні рішення нових просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій, їх елементів і вузлів з'єднання. Суть концепції нової конструкції полягає у набутті нею високих міцнісних характеристик і техніко-економічних показників за рахунок реалізації

принципу ефективного використання матеріалів і конструктивних елементів. Відповідно до положень розробленої концепції створено новий тип двопоясної конструкції — просторову структурно-вантову сталезалізобетонну конструкцію. Особливість створеної конструкції, яка виокремлює її з-поміж інших типів, полягає у її будові. Складовими елементами створеної конструкції є жорсткі плитно-стрижневі просторові сталезалізобетонні модулі та гнучкі лінійні сталеві елементи, що об'єднуються між собою у площині верхнього та нижнього поясів. Гнучкі лінійні елементи при об'єднанні формують нижній пояс конструкції. Для об'єднання складових елементів просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції в єдину систему було розроблено низку вузлових болтових з'єднань. Завдяки універсальній будові створені конструкції можуть застосовуватися для зведення різноманітних покриттів, зокрема криволінійних поверхонь. Кривизна створеної конструкції покриття досягається шляхом варіювання довжини гнучких елементів нижнього пояса. З урахуванням особливостей створених конструкцій було розроблено технологічні рішення щодо їх виготовлення. Основна технологічна особливість створених конструкцій полягає у тому, що просторові модулі бетонуються у перевернутому положенні, а цілісність модуля досягається без застосування анкерних засобів.

У розділі також наведено загальний метод розрахунку просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій, основні припущення та аналіз геометрії будови, розглянуто елементарні стани рівноваги створених конструкцій та розв'язано системи визначальних рівнянь.

У **розділі 3** наведено методику та результати експериментальних досліджень деформативності створеного конструктивного рішення на геометрично подібних моделях. Для цього було запроектовано та виготовлено три серії дослідних зразків, які розділили на дві групи: окремі лінійні елементи та конструкції покриття. Випробування

експериментальних моделей здійснювалося при дії статичного тимчасового навантаження за різними схемами. У результаті проведених випробувань установлено, що конструктивна схема, суть якої полягає в об'єднанні жорстких просторових модулів і гнучких елементів болтовими з'єднаннями, забезпечує їх сумісну та просторову роботу, причому деформативність конструкції більшою мірою залежить від деформативності нижнього пояса та меншою — від деформативності просторових модулів чи податливості болтових з'єднань.

У **розділі 4** експериментально досліджено напружено-деформований стан просторових сталезалізобетонних модулів шляхом їх випробування на дію статичного ступінчастого навантаження. Для цього були запроектовані та виготовлені дві групи дослідних зразків. До зразків першої групи віднесені плоскі зразки — плити, що є частиною просторових модулів; до другої групи — просторові модулі, що виготовлялися як чотиригранна наскрізна піраміда з плитою в основі. У межах кожної групи дослідні зразки поділялися на дві серії, які відрізнялися одна від одної способом армування плити. Дослідні зразки зміцнювалися дротяною арматурою різного діаметра. Випробування плит було спрямоване на визначення впливу способу армування на несучу здатність. При випробуванні зразків другої групи досліджувалася доцільність застосування способу об'єднання сталевих і бетонних складових при виготовленні створених конструкцій.

Упродовж випробування дослідні зразки працювали як одне ціле та демонстрували сумісну роботу сталевих і бетонних елементів. На перших стадіях випробовування спостерігалася пружна робота, однак при поступовому збільшенні навантаження починався розвиток тріщин у плиті. З досягненням критичного рівня завантаження виникала текучість арматури та руйнування плит. У пластичній стадії спостерігалося інтенсивне зростання деформацій та прогинів. Руйнування зразків різних серій і груп мали різний характер.

У цілому, результати досліджень свідчать про те, що створені конструкції модулів мають високу несучу здатність, а прийняті способи бетонування та забезпечення сумісної роботи плит і стрижнів є ефективними.

У **розділі 5** наведено експериментальні дані, що характеризують напружено-деформований стан створених конструкцій з урахуванням сумісної роботи всіх складових. Дані отримані шляхом випробування повнорозмірної просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції прольотом 5,36 м на дію тимчасового навантаження. Експериментальний зразок повнорозмірної конструкції виготовлений із семи просторових сталезалізобетонних модулів розмірами 0,8×0,8×0,5 м та шести гнучких елементів нижнього пояса, кожен з яких довжиною 0,728 м, з'єднаних між собою у площині верхнього і нижнього поясів за допомогою болтів.

На підставі спостережень за конструкцією під навантаженням установлено, що схема її деформування цілком відповідає теоретично прогнозованій. Максимальні деформації виникли в елементах нижнього і верхнього поясів центральної частини конструкції та в опорних стрижнях решітки, до того ж розбіжність між експериментальними та теоретичними даними не перевищила 9 %. Результати експерименту свідчать про просторову сумісну роботу складових елементів, підтвердженням цьому є незначна розбіжність деформацій у дзеркально розташованих перерізах, яка дорівнює 8 %.

У **розділі 6** наведено результати чисельних експериментів, які спрямовані на дослідження напружено-деформованого стану створеної конструкції та її окремих елементів під дією зовнішнього навантаження шляхом комп'ютерного моделювання їх роботи. Відповідно до поставленої мети, моделювання виконувалося у пружній постановці або за діаграмами деформування матеріалів. Дослідження створених конструкцій виконувалося за допомогою методу скінченних елементів як на плоских, так

і на об'ємних моделях. З метою отримання достовірних чисельних даних було проведено додаткові дослідження, суть яких полягала у пошуку параметрів і граничних умов при яких досягається збіжність результатів для кожної комп'ютерної моделі, а також у проведенні чисельних досліджень, аналогічних експериментальним. З урахуванням отриманих даних було проведено низку чисельних досліджень, які дозволили встановити додаткові відомості про напружено-деформований стан створених конструкцій, зокрема моделювалася робота розроблених вузлових з'єднань. Порівняння отриманих чисельних та експериментальних даних показало їх високу збіжність.

У **розділі 7** наведено готові проектні пропозиції для будівництва та реконструкції різних будівель, а також техніко-економічне обґрунтування ефективності створених конструкцій. Оцінено ефективність створених просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій шляхом визначення техніко-економічних показників і порівняння їх із показниками існуючих конструктивних рішень. У результаті техніко-економічного порівняння створених конструкцій з існуючими аналогами, зокрема структурними болтовими конструкціями підтверджено їх перевагу. Ефективність створених конструкцій над суцільно сталевими структурами виражена меншою у 2,5 раза потребою у сталевих виробах. Це досягається завдяки прийнятим конструктивним рішенням — заміною верхнього сталевого пояса на армоцементні або залізобетонні плити, виготовленні з мілкого чи мілкозернистого бетону, а також заміною нижнього пояса, виготовленого з жорстких сталевих профілів на легкі гнучкі елементи, виготовлені зі сталевого канату чи круглої сталі. Також, на досягнення економічного ефекту значно впливає відмова від складних і трудомістких у виготовлені вузлових з'єднань.

Ключові слова: структура, решітка, стрижень, модуль, ванта, плита, оболонка, вузол, болт, напруження, деформація, прогин, переміщення, моделювання.

ABSTRACT

Gasii G. M. The steel and concrete composite cable space frames. — Qualifying scientific work as manuscript.

The thesis for the degree of Doctor of Technical Sciences on specialty 05.23.01 «Building constructions, buildings and structures» (19 — Architecture and construction). — Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava, 2019.

The content of the thesis. The **Introduction** substantiates the relevance of the research topic, formulates the purpose and objectives of the research, presents the methods of research, raises the scientific novelty and practical significance of the paper, provides information about testing the paper materials and presents its general characteristic.

In **section 1**, the current state of building covering structures is thoroughly investigated, in particular, the world experience in the construction and building of various shells, engineering structures, cable systems, made of various materials, including composites, has been studied. A thorough analysis of the results of theoretical studies and experimental tests on the determination of the effectiveness of constructive covering solutions conducted by domestic and foreign scientists has been carried out. The newest approaches to calculating these structures are analyzed. Based on the received information about the features of the construction and technological solutions, there were determined the advantages and disadvantages of existing construction structures, the perspective directions of their development. Basing on the result of the analysis of actual scientific and technical literature, the main objectives of the research are formulated.

Section 2 describes the process of creation, scope, construction and technological solutions of new steel and concrete composite cable space frames, their elements and connection nodes. The aim of the created structure is to acquire its high strength characteristics and technical and economic indicators due to the implementation of the principle of effective use of materials and structural

elements. The peculiarity of the created structure, which distinguishes it from other types, lies in its structure. The constituent elements of the created structure are rigid slab-rod spatial steel-reinforced concrete modules and flexible linear steel elements, which are joined together in the plane of the upper and lower band. Flexible linear elements, when combined, form the lower structure band. To consolidate the constituent elements of the created structure into a single system, a series of nodal bolted joints was developed. Due to the universal structure, the created structures can be used for construction of various coverings, in particular for curvilinear surfaces. The curvature of the created structure of the covering is achieved by varying the length of the flexible elements of the lower band. Taking into account the peculiarities of the created structures, technological solutions for their production were developed. The main technological feature of the created structures is that the spatial modules are made in an inverted position, and the solidity of the module are achieve without the use of anchors.

The section also gives a general method for calculating steel and concrete composite cable space frames, basic assumptions and analysis of the geometry of the structure; there were considered the elementary states of equilibrium of created structures and solved the systems of constitutive equations.

Section 3 presents the methodology and results of experimental studies of the deformability of created structures on geometrically similar models. For this purpose, three series of prototypes were designed and manufactured, which were divided into two groups: individual linear elements and covering structures. Testing of experimental models was carried out under the influence of static temporal load according to different schemes. As a result of the tests, it was established that the constructive scheme, the aim of which is to combine rigid spatial modules and flexible elements with bolted joints, ensures their joint and spatial work, and the deformability of the structure to a greater extent depends on the deformability of the lower band and less on deformability of spatial modules or pliability of bolted joints.

In **Section 4**, the stress-strain state of spatial steel-reinforced concrete modules is experimentally investigated by their testing on the effect of static step load. To do this, two groups of prototypes were designed and manufactured. Examples of the first group include flat samples - boards that are part of spatial modules; the second group - spatial modules, which were made as a quadrilateral through-pass pyramid with a base board. Within each group, experimental samples were divided into two series, which differed from each other by the board reinforcement method. Experimental samples were strengthened with wire reinforcement. Testing of boards was aimed at determining the influence of the method of reinforcement on the bearing capacity. While testing of samples of the second group, the expediency application of a method of joining of metal and concrete components for the created structures production were investigated.

During the test, the prototype samples worked as a unit and demonstrated the consistent operation of steel and concrete elements. At the first stages of the test elasticity was observed, however, with gradual increase in load, the development of cracks in the board began. With the achievement of a critical loading level, the yielding of the steel reinforcement and the destruction of the boards occurred. In the yielding stage, there was an intense growth of deformations and deflections. Destruction of samples of different series and groups was of a different nature.

In general, the results of the research indicate that the construction of the modules have a high bearing capacity, and the accepted methods of concreting and ensuring the consistent operation of boards and rods are effective.

Section 5 presents experimental data describing the stress-strain state of the created structures, taking into account the co-operation of all components. The data obtained by testing a full-length steel and concrete composite cable space frame with a span of 5.36 m showed the influence of a temporary load. The experimental sample of the full size construction is made of seven spatial steel reinforced concrete modules of 0.8×0.8×0.5 m and six flexible elements of the lower band,

each of which is 0.728 m in length, connected together in the area of the upper and lower bands by means of bolts.

On the basis of observations of the structure under load, it was established that the scheme of its deformation is fully consistent with the theoretically predicted. Maximal deformations arose in the elements of the lower and upper belt of the central part of the structure and in the supporting rod bars, moreover, the difference between the experimental and theoretical data did not exceed 9%. The results of the experiment testify to the spatial joint operation of the constituent elements, confirmation of this is a slight variation of the deformations in mirrored sections, which is equal to 8%.

Section 6 presents the results of numerical experiments aimed at studying the stress-deformed state of the created structure and its individual elements under the influence of external loading by computer simulation of their work. In accordance with the set goal, the simulation was carried out in an elastic setting or in deformation diagrams of materials. The study of created structures was carried out using the finite element method on both flat and volumetric models. In order to obtain reliable numerical data, additional research was carried out, the essence of which was to find parameters and boundary conditions to achieving the convergence of the results for each computer model, as well as to carry out numerical studies similar to experimental ones. Taking into account the received data, a number of numerical studies were conducted, which allowed to establish additional information about the stress-deformed state of the created structures, in particular, the work of the developed nodal connections was modeled. Comparison of the obtained numerical and experimental data showed their high convergence.

Section 7 provides ready-made project proposals for the construction and reconstruction of various buildings, as well as a feasibility study on the effectiveness of the created structures. The effectiveness of the created spatial structural and steel reinforced concrete structures by means of the determination of

technical and economic indicators and their comparison with the indicators of existing constructive solutions were estimated. As a result of the technical and economic comparison of the created structures with existing analogues, in particular structural bolted structures, their superiority is confirmed. The effectiveness of created structures over entire steel structures is expressed in the need for steel products, which is less than 2.5 times. This is achieved by adopting a constructive solution - the replacement of the upper steel band for reinforcement cement or reinforced concrete boards made of shallow or fine-grained concrete, as well as the replacement of the lower band, made of rigid steel profiles for lightweight flexible elements made of steel rope or round steel. In addition, the achievement of the economic effect is significantly influenced by the refusal from the complex and production time-consuming nodal connections.

Keywords: structure, grid, rod, unit, cable, slab, shell, node, bolt, stress, strain, deflection, displacement, simulation.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА

1. Стороженко Л. І. Просторові сталезалізобетонні структурно-вантові покриття: монографія / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко — Полтава: ТОВ «АСМІ», 2015. — 218 с.

2. Гасій Г. М. Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції: монографія / Г. М. Гасій — Полтава: ТОВ «АСМІ», 2018. — 347 с.

3. Патент на винахід 117420 Україна, МПК E04B 1/18. Просторова композитна комбінована модульно-вантова несуча система / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № a201704298; заявл. 03.05.2017; опубл. 25.07.2018, Бюл. № 14/2018. — 5 с.

4. Гасій Г. М. Рекомендації до проектування просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій / Г. М. Гасій. — Полтава: ТОВ «АСМІ», 2018. — 69 с.

5. Стороженко Л. І. Структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції покриттів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2012. — № 3 (33). — С. 230–234.

6. Гасій Г. М. Експериментальні дослідження структурно-вантових покриттів / Г. М. Гасій // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2014. — № 3 (42). — С. 47–51.

7. Гасий Г. М. Трудоемкость монтажа сталежелезобетонных конструкций / Г. М. Гасий // Сучасне промислове та цивільне будівництво. — Макіївка, 2014. — Т. 10. — № 2. — С. 141–146.

8. Gasii G. M. Installation technology of composite steel and concrete grid-cable coverings / G. M. Gasii // Вісник Сумського національного аграрного університету. Серія: Будівництво. — Суми, 2014. — № 10 (18). — С. 204–207.

9. Стороженко Л. І. Визначення геометричних параметрів сталезалізобетонних структурно-вантових елементів циліндричних покриттів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. — Рівне, 2015. — № 31. — С. 511–516.

10. Стороженко Л. І. Експериментальне дослідження деформативності окремих несучих елементів сталезалізобетонного структурно-вантового покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. — Днепропетровск, 2015. — № 82. — С. 219–225.

11. Гасій Г. М. Аналіз напружено-деформованого стану трапецієподібної сталевої пластини вузла з’єднання елементів нижнього пояса експериментальної структурно-вантової сталезалізобетонної циліндричної оболонки / Г. М. Гасій // Збірник наукових праць Українського державного

університету залізничного транспорту. — Харків, 2016. — № 162. — С. 41–47. DOI: 10.18664/1994-7852.162.2016.78287.

12. Стороженко Л. І. Особливості конструктивного рішення та проектування повнорозмірного експериментального зразка структурно-вантового сталезалізобетонного покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2016. — № 1 (46). — С. 51–59.

13. Storozhenko L. I. Analysis of stress-strain state of the steel-concrete composite ribbed slab as a part of the spatial grid-cable suspended structure / L. I. Storozhenko, G. M. Gasii // Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering. — Poltava, 2016. — № 2 (47). — P. 81–86.

14. Gasii G. M. Comparative characteristics of the spatial grid-cable steel-concrete composite slab / G. M. Gasii // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва. — Львів, 2016. — № 844. — С. 260–265.

15. Гасій Г. М. Проектування опорного вузла структурно-вантової сталезалізобетонної вигнутої плити / Г. М. Гасій // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. — Рівне, 2016. — № 32. — С. 129–136.

16. Гасій Г. М. Основи формотворення і проектування просторових покриттів із структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій / Г. М. Гасій // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Создание высокотехнологических экокомплексов в Украине на основе концепции сбалансированного (устойчивого) развития. — Днепропетровск, 2016. — № 87. — С. 48–53.

17. Стороженко Л. І. Особливості будови та базові положення щодо проектування й виробництва просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Промислове будівництво та інженерні споруди. — Київ, 2017. — № 2. — С. 29–33.

18. Gasii G. M. Connections systems of the composite cable space frame / G. M. Gasii // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. — Вінниця, 2017. — Т. 22. — № 1. — С. 5–10.

19. Gasii G. M. Study of behavior of flexible rods as a part of the steel and concrete composite cable space frame / G. M. Gasii // Construction, materials science, mechanical engineering. Series: Innovative lifecycle technology of housing and civil, industrial and transportation purposes. — Dnipro, 2017. — № 100. — P. 64–69.

20. Стороженко Л. І. Визначення переміщень вузлів просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції експериментальним шляхом / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. — Харків, 2017. — № 169. — С. 118–128. DOI: 10.18664/1994-7852.169.2017.111092.

21. Гасій Г. М. Експериментально-теоретичні дослідження напружено-деформованого стану плити структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції / Г. М. Гасій // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. — Харків, 2017. — № 170. — С. 72–78. DOI: 10.18664/1994-7852.170.2017.111286.

22. Гасій Г. М. Скінченно-елементний аналіз НДС вузла з'єднання елементів верхнього пояса структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції / Г. М. Гасій // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. — Харків, 2017. — № 171. — С. 69–76. DOI: 10.18664/1994-7852.171.2017.111429.

23. Стороженко Л. І. Випробування експериментальних зразків пологої структурно-вантової оболонки з суцільним нижнім поясом / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Вісник Львівського національного аграрного університету: архітектура і сільськогосподарське будівництво. — Львів, 2017. — № 18. — С. 109–115.

24. Стороженко Л. І. Методика експериментального дослідження великогабаритного зразка просторової структурно-вантової сталезалізобетонної

конструкції / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2017. — № 2 (49). — С. 270–276. DOI: 10.26906/znp.2017.49.854.

25. Стороженко Л. І. Розрахунок напружено-деформованого стану структурно-вантової конструкції / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, Г. М. Гасій // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. — Харків, 2017. — № 174. — С. 33–42. DOI: 10.18664/1994-7852.174.2017.127581.

26. Стороженко Л. І. Статичний розрахунок просторових конструкцій, складених з жорстких дисків / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, Г. М. Гасій // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. — Вінниця, 2017. — Т. 23. — № 2. — С. 6–12.

27. Gasii G. M. The methodology and results of experimental investigations of steel and concrete composite cable space frame on effect short-term loading / G. M. Gasii / Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва. — Львів, 2017. — № 877. — С. 241–246.

28. Стороженко Л. І. Дослідження просторової роботи та напружено-деформованого стану нової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Промислове будівництво та інженерні споруди. — Київ, 2018. — № 1. — С. 19–22.

29. Гасий Г. М. Эффективные конструктивные решения для пространственных сталежелезобетонных несущих элементов / Г. М. Гасий, О. С. Заболотский // ҚазБСҚА Хабаршысы. — Алматы: Казахская головная архитектурно-строительная академия, 2016. — № 3 (61). — С. 94–103.

30. Gasii G. Constructive concept of composite structures for construction including geological specifics / G. Gasii, O. Zabolotskyi // Budownictwo o zoptymalizowanym potencjale energetycznym. — Częstochowa: Politechnika

Częstochowska, 2017. — Vol. 20. — № 2. — P. 37–42. DOI: 10.17512/bozpe.2017.2.05.

31. Gasii G. M. Production of full-scale experimental modular specimens of the steel and concrete composite cable space frame / G. M. Gasii // Inżynieria Bezpieczeństwa Obiektów Antropogenicznych. — Warszawa: Centrum Rzeczoznawstwa Budowlanego, 2017. — № 3–4. — P. 13–17.

32. Gasii G. M. Structural and design specifics of space grid systems / G. M. Gasii // Science and Technique. — Minsk: Belarusian National Technical University, 2017. — № 16 (6). — P. 475–484. DOI: 10.21122/2227-1031-2017-16-6-475-484.

33. Гасий Г. М. К выбору формы пространственных сталежелезобетонных структурно-вантовых конструкций / Г. М. Гасий // Вестник Национальной инженерной академии Республики Казахстан. — Алматы, 2017. — № 2 (64). — С. 152–156.

34. Гасий Г. М. Исследование НДС элементов пространственной решетки работающей в составе композитной структурно-вантовой системы / Г. М. Гасий // Вестник Национальной инженерной академии Республики Казахстан. — Алматы, 2017. — № 3 (65). — С. 96–101.

35. Гасий Г. М. К проектированию пологих структурно-вантовых сталежелезобетонных оболочек / Г. М. Гасий // Вестник Восточно-Казахстанского государственного технического университета им. Д. Серикбаева. — Усть-Каменогорск, 2017. — № 3. — С. 81–86.

36. Гасий Г. М. Особенности проектирования современных пространственных композитных стержневых систем / Г. М. Гасий, О. С. Заболотский // ҚазБСҚА Хабаршысы. — Алматы: Казахская головная архитектурно-строительная академия, 2017. — № 3 (65). — С. 135–144.

37. Gasii G. M. The steel and concrete composite cable space frames / G. M. Gasii // Annual of The University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy. — Sofia, 2018. — Vol. 51. — № 4. — P. 67–75.

38. Storozhenko L. I. Development methodology of the new space combined designs for building construction / L. I. Storozhenko, G. M. Gasii, D. M. Gasii // ҚазБСҚА Хабаршысы. — Алматы: Казахская головная архитектурно-строительная академия, 2017. — № 4 (66). — С. 46–51.

39. Gasii G. M. Technological and design features of flat-rod elements with usage of composite reinforced concrete [Electronic resource] / G. M. Gasii // Metallurgical and Mining Industry. — 2014. — № 4. — P. 23–25. — Access mode: http://www.metaljournal.com.ua/assets/Journal/5.2014.pdf.

40. Storozhenko L. I. Experimental research of strain-stress state of ferrocement slabs of composite reinforced concrete structure elements [Electronic resource] / L. I. Storozhenko, G. M. Gasii // Metallurgical and Mining Industry. — 2014. — № 6. — P. 40–42. — Access mode: http://www.metaljournal.com.ua/assets/MMI_2014_6/8-Gasii.pdf.

41. Storozhenko L. I. The new composite designs for mine tunnel support / L. I. Storozhenko, H. M. Hasii // Scientific Bulletin of National Mining University. — Dnipro, 2015. — № 4. — С. 28–34.

42. Gasii G. Estimate of technical and economic benefits of a new space composite structure / G. Gasii, O. Hasii, O. Zabolotskyi // MATEC Web of Conferences. — 2017. — № 116. — 02014. DOI: 10.1051/matecconf/201711602014.

43. Hudz S. The problem of consideration torsion emergence in beams / S. Hudz, G. Gasii, V. Pents // International Journal of Engineering and Technology. — 2018. — Vol. 7. — № 3.2. — P. 141–148. DOI: 10.14419/ijet.v7i3.2.14392.

44. Storozhenko L. Investigation of the deformation state of a composite cable space frame structures with a photogrammetric method / L. Storozhenko, D. Yermolenko, G. Gasii // International Journal of Engineering and Technology. — 2018. — Vol. 7. — № 3.2. — P. 442–446. DOI: 10.14419/ijet.v7i3.2.14568.

45. Gasii G. M. The flat double-layer grid-cable steel-concrete composite structure / G. M. Gasii // Proceedings of the METNET Seminar 2016 in Castellon (11–

12 October 2016, Castellon, Spain). — Hämeenlinna, Finland: HAMK University of Applied Sciences, 2016. — P. 56–62.

46. Gasii G. Experimental investigation of displacement of the support nodes of the steel and concrete composite cable space frames / Grygorii Gasii // Proceedings XVII International scientific conference VSU 2017 (8–9 June 2017, Sofia, Bulgaria). — Sofia: University of Structural Engineering and Architecture (VSU) «Lyuben Karavelov», 2017. — Vol. 1. — P. 197–201.

47. Storozhenko L. I. Numerical studies of behavior of a curved steel and concrete composite cable space frame / L. I. Storozhenko, G. M. Gasii // Proceedings of the METNET Seminar 2017 in Cottbus (11–12 October 2017, Cottbus, Germany). — Hämeenlinna, Finland: HAMK University of Applied Sciences, 2017. — P. 105–111.

48. Стороженко Л. И. Особенности конструкции и технологии монтажа новых пространственных сталежелезобетонных структурно-вантовых покрытий / Л. И. Стороженко, Г. М. Гасий, С. А. Гапченко // Восточно-европейский журнал передовых технологий. — Харьков, 2014. — № 1 (70). — Т. 4. — С. 67–72. DOI: 10.15587/1729-4061.2014.26041.

49. Структурно-вантова положиста оболонка / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко, В. В. Волошин // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2014. — № 3 (42). — С. 178–182.

50. Gasii G. M. Types of steel and concrete composite cable space frames / G. M. Gasii // Science and Transport Progress. Bulletin of Dnipropetrovsk National University of Railway Transport. — Dnipro, 2016. — № 6 (66). — P. 158–165. DOI: 10.15802/stp2016/90514.

51. Експериментальне дослідження моделей структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, Г. М. Гасій, Ю. Л. Гладченко // Збірник наукових праць [Полтавського національного

технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2012. — № 3 (33). — С. 243–249.

52. Стороженко Л. І. Особливості роботи структурно-вантових покриттів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. — Днепропетровск, 2013. — № 69. — С. 488–491.

53. Стороженко Л. І. Структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко // Будівельні конструкції. — Київ, 2013. — № 78 (2). — С. 195–200.

54. Стороженко Л. І. Великопролітні структурно-вантові сталезалізобетонні покриття для будівель і споруд аеропортів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Проблеми розвитку міського середовища. — Київ, 2016. — № 2 (16). — С. 72–79.

55. Патент на корисну модель 59293 Україна, МПК E04B 1/04. Структурно-вантова сталезалізобетонна вигнута конструкція / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201012539; заявл. 25.10.2010; опубл. 10.05.2011, Бюл. № 9/2011. — 2 с.

56. Патент на корисну модель 59296 Україна, МПК E04B 1/04. Структурно-вантова висяча система / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201012545; заявл. 25.10.2010; опубл. 10.05.2011, Бюл. № 9/2011. — 2 с.

57. Патент на корисну модель 59299 Україна, МПК E04B 1/04. Структурно-вантова сталезалізобетонна балкова конструкція / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201012550; заявл. 25.10.2010; опубл. 10.05.2011, Бюл. № 9/2011. — 2 с.

58. Патент на корисну модель 59300 Україна, МПК E04B 1/04. Полегшений елемент структури конструкцій покриття споруд /

Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201012551; заявл. 25.10.2010; опубл. 10.05.2011, Бюл. № 9/2011. — 2 с.

59. Патент на корисну модель 69182 Україна, МПК E04B 1/00. Структурно-вантове склепіння / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201110922; заявл. 12.09.2011; опубл. 25.04.2012, Бюл. № 8/2012. — 5 с.

60. Патент на корисну модель 69620 Україна, МПК E04B 1/04. Структурно-вантове купольне покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201111574; заявл. 30.09.2011; опубл. 10.05.2012, Бюл. № 9/2012. — 4 с.

61. Патент на корисну модель 70340 Україна, МПК E04B 1/04. Полегшена структурна сталезалізобетонна положиста оболонка / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201112978; заявл. 04.11.2011; опубл. 11.06.2012, Бюл. № 11/2012. — 4 с.

62. Патент на корисну модель 83702 Україна, МПК E04B 1/00. Нижній пояс структурно-вантового покриття з модульних елементів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201303823; заявл. 28.03.2013; опубл. 25.09.2013, Бюл. № 18/2013. — 4 с.

63. Патент на корисну модель 90806 Україна, МПК E04B 1/00. Плита зі сталевим обрамленням сталезалізобетонного структурно-вантового покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201400229; заявл. 13.01.2014; опубл. 10.06.2014, Бюл. № 11/2014. — 4 с.

64. Патент на корисну модель 92877 Україна, МПК E04B 1/61. З'єднання плит сталезалізобетонного структурно-вантового покриття на поличках / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко; власник ПолтНТУ. — № u201403144; заявл. 28.03.2014; опубл. 10.09.2014, Бюл. № 17/2014. — 4 с.

65. Патент на корисну модель 108410 Україна, МПК E04B 1/00. Нижній пояс просторового структурно-вантового сталезалізобетонного покриття з

гнучких елементів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201601306; заявл. 15.02.2016; опубл. 11.07.2016, Бюл. № 13/2016. — 4 с.

66. Патент на корисну модель 119590 Україна, МПК E04G 1/00. Модульний спосіб виготовлення просторових сталезалізобетонних конструкцій / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201704289; заявл. 13.05.2017; опубл. 25.09.2017, Бюл. № 18/2017. — 6 с.

ЗМІСТ

ВСТУП 27
РОЗДІЛ 1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННІ І ПРОСТОРОВІ КОНСТРУКЦІЇ ТА ЇХ ДОСЛІДЖЕННЯ 37
1.1. Сталезалізобетонні конструкції та їх дослідження 37
1.1.1. Загальні відомості про сталезалізобетонні конструкції 37
1.1.2. Основи проектування та особливості експлуатації сталезалізобетонних конструкцій 40
1.1.3. Огляд ефективних конструктивних рішень сталезалізобетонних несучих елементів конструкцій покриття 45
1.2. Формоутворення просторових конструкцій 58
1.3. Структурні конструкції та їх дослідження 66
1.3.1. Загальні відомості про структурні конструкції 67
1.3.2. Основи проектування і конструювання структурних конструкцій та їх дослідження 70
1.3.3. Огляд існуючих вузлових з'єднань та їх досліджень 72
1.3.4. Основи теорії розрахунку структурних конструкцій 79
1.4. Просторові сталезалізобетонні конструкції та їх дослідження 80
1.4.1. Огляд існуючих конструктивних рішень та їх досліджень 80
1.4.2. Теорія та розрахунок 86
1.5. Висячі конструктивні системи та їх дослідження 89
1.5.1. Загальні відомості про висячі конструкції 90
1.5.2. Дослідження, теорія та розрахунок висячих систем 96
1.6. Висновки за першим розділом та напрями подальших досліджень .. 101
РОЗДІЛ 2. СТВОРЕННЯ ПРОСТОРОВИХ СТРУКТУРНО-ВАНТОВИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ 109
2.1. Передумови розроблення, ціль, сутність, концепція та галузь застосування просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій 109

2.2. Створення, типи та конструктивні особливості просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій 110
2.3. Різновиди просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструктивних рішень та їх елементів 119
2.4. Вузлові з'єднання просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій 127
2.5. Особливості виробництва складових елементів просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій 131
2.6. Розрахунок напружено-деформованого стану структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій 134
2.6.1. Передумови, положення та припущення 134
2.6.2. Розрахунок структурно-вантових елементів 136
2.6.3. Розрахунок структурно-вантових циліндричних оболонок 146
2.6.4. Напружено-деформований стан просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій 162
2.7. Визначення геометричних параметрів структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій та області застосування 172
2.8. Висновки за другим розділом 178
РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ГЕОМЕТРИЧНО ПОДІБНИХ МОДЕЛЕЙ ПРОСТОРОВИХ СТРУКТУРНО-ВАНТОВИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ 182
3.1. Конструкції та виготовлення експериментальних зразків 182
3.2. Методика експерименту та його проведення 186
3.3. Результати експериментальних досліджень та їх аналіз 195
3.4. Висновки за третім розділом 206
РОЗДІЛ 4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ОКРЕМИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПРОСТОРОВИХ СТРУКТУРНО-ВАНТОВИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ 208
4.1. Конструкції та виготовлення експериментальних зразків 208
4.2. Матеріали та їх фізико-механічні властивості 215

4.3. Методика проведення експерименту 217
4.4. Результати експериментальних досліджень та їх аналіз..... 223
4.5. Висновки за четвертим розділом 238
РОЗДІЛ 5. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ СТРУКТУРНО-ВАНТОВОЇ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОНСТРУКЦІЇ 240
5.1. Проектування експериментального зразка просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції 240
5.2. Конструкція та виготовлення елементів експериментального зразка248
5.3. Матеріали та їх фізико-механічні властивості 264
5.4. Методика та проведення експерименту..... 268
5.5. Результати експериментальних досліджень просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції та їх аналіз 282
5.6. Висновки за п’ятим розділом..... 310
РОЗДІЛ 6. ЧИСЕЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОСТОРОВИХ СТРУКТУРНО-ВАНТОВИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА ЇХ КОМПОНЕНТІВ 313
6.1. Загальні відомості про чисельні дослідження..... 313
6.2. Особливості побудови скінченноелементної моделі 315
6.3. Чисельні дослідження моделей просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій..... 319
6.3.1. Загальні дані та постановка задачі 319
6.3.2. Чисельні дослідження моделі вигнутої конструкції структурно-вантового сталезалізобетонного покриття..... 320
6.3.3. Чисельні дослідження моделі балкової конструкції структурно-вантового сталезалізобетонного покриття..... 324
6.3.4. Чисельні дослідження моделі просторового циліндричного структурно-вантового сталезалізобетонного покриття..... 328
6.4. Чисельні дослідження напружено-деформованого стану компонентів просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції..... 332
6.4.1. Дослідження елементів нижнього пояса 338

6.4.2. Дослідження залізобетонних плит просторових сталезалізобетонних модулів 342
6.4.3. Дослідження армоцементних плит просторових сталезалізобетонних модулів 348
6.4.4. Дослідження просторових сталезалізобетонних модулів 351
6.5. Чисельні дослідження просторової роботи структурно-вантового вигнутого елемента 354
6.6. Комп'ютерне моделювання роботи вузлових з'єднань просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції 360
6.6.1. Скінченноелементний аналіз напружено-деформованого стану вузла з'єднання стрижневих елементів нижнього пояса 360
6.6.2. Скінченноелементний аналіз напружено-деформованого стану деталей вузла з'єднання плитних елементів верхнього пояса 365
6.7. Висновки за шостим розділом 373
РОЗДІЛ 7. ПРОЕКТУВАННЯ, ВПРОВАДЖЕННЯ ТА ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ОБҐРУНТУВАННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ ПРОСТОРОВИХ СТРУКТУРНО-ВАНТОВИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ .. 375
7.1. Проектування структурно-вантового сталезалізобетонного покриття головного корпусу автотранспортного підприємства 376
7.2. Проект несучої конструкції покриття літньої сцени для масових культурно-мистецьких заходів 381
7.3. Проект структурно-вантового сталезалізобетонного покриття виробничого корпусу адміністративно-виробничої будівлі 387
7.4. Проект пологої циліндричної оболонки з просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій 393
7.5. Інші проекти просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій 395
7.6. Техніко-економічне обґрунтування просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій 399
7.7. Висновки за сьомим розділом 404

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ 407
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ 410
ДОДАТОК А. СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ 457
ДОДАТОК Б. ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ 467
ДОДАТОК В. АКТИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ 469
ДОДАТОК Г. ЗАЛЕЖНОСТІ «НАПРУЖЕННЯ — ДЕФОРМАЦІЇ» МАТЕРІАЛІВ, ЩО ВИКОРИСТАННІ ПРИ МОДЕЛЮВАННІ 484

ВСТУП

Актуальність теми. Останнім часом у будівництві нових, реконструкції існуючих чи відновленні пошкоджених будівель та споруд існує проблема, яка пов'язана з надмірною складністю і трудомісткістю будівельних процесів, а також нераціональним використанням трудових і матеріальних ресурсів. Такі обставини спричинені низкою факторів, у тому числі застосування складних технологій та важкої будівельної техніки, а також невідповідність сучасним вимогам галузі існуючих технологій та конструктивних рішень, які на сьогодні фізично та морально застаріли. Зазначенні чинники спричинюють підвищення витрат, а також порушення термінів будівництва.

Вказана проблема стосується багатьох напрямів будівництва, однак надзвичайно гостро виражається при зведенні покриттів, через те що такі конструкції мусять відповідати одночасно низці параметрів: жорсткість, легкість, несуча здатність, ресурсоекономність, енергоощадність, естетичність, виразність тощо. Ефективність конструкцій покриття, окрім зазначеного, ще визначається поєднанням якісних техніко-економічних показників і міцнісних характеристик, чого застосуванням існуючих технологій та конструктивних рішень досягти надзвичайно складно. Наприклад, залізобетонні покриття є жорсткими з високою несучою здатністю конструкціями, проте мають вони і велику масу, спричинену застосуванням бетону в зонах де діють зусилля розтягу, а також мають значну висоту поперечних перерізів, велику кількість закладних деталей, арматури тощо. Знизити масу покриття можна завдяки структурним конструкціям, які легші, ніж залізобетонні. Крім цього, вони мають широку галузь застосування та є стійкими до локальних пошкоджень, проте мають вони і технологічно та конструктивно складні вузли з'єднання, вимагають улаштування покрівлі тощо. Найбільш легкі та матеріалоощадні є вантові системи, хоча вони мають суттєвий недолік — підвищену деформативність, через що їх застосування значно обмежується. До того ж зведення таких конструкцій покриття вимагає вартісних і складних технологічних процесів.

Ураховуючи вищезазначене, виникла необхідність у створенні просторових конструкцій покриття, використання яких сприятиме досягненню техніко-економічного ефекту завдяки зменшенню витрат матеріалів, зниженню трудомісткості основних технологічних процесів виготовлення, монтажу тощо.

Для вирішення проблеми енергоощадного й ресурсоекономного будівництва важливим є врахування світового досвіду проектування комбінованих і композитних систем, котрі суміщають переваги та позбавлені недоліків існуючих конструкцій. Високої популярності у світовому будівництві дістали сталезалізобетонні конструкції, у яких досягається ефективне використання матеріалів та їх міцнісних властивостей. Слід зазначити, що підвищена увага до таких конструкцій викликана відносно недавнім упровадженням національних норм. З іншого боку, альтернативою таким конструкціям є комбіновані системи, які поєднують різні конструктивні елементи, зокрема плити та стрижні.

Популярність комбінованих і сталезалізобетонних конструкцій серед інженерів та науковців, а також низка проведених унікальних та оригінальних експериментальних досліджень вказують на їх перевагу порівняно з іншими рішеннями. Загалом, переваги таких конструкцій проти інших полягають у більшій несучій здатності та кращих техніко-економічних показниках. Проте сталезалізобетонні та комбіновані конструкції непозбавлені недоліків. Передусім це складність забезпечення сумісної роботи бетону та сталі. Для цього застосовуються анкерні засоби, а це призводить до збільшення ваги та складності конструкції, а в підсумку і її вартості. Також частим випадком є коли виготовлення бетонної та сталевої частини конструкції здійснюється окремо, що обумовлює необхідність застосовування додаткових елементів, наприклад, сталевих балок, складних вузлів з'єднання тощо. Зазначене звужує галузь застосування та варіативність форм таких конструкцій.

Отож, враховуючи вищезазначене, що обгрунтовує потребу у нових, високоефективних, технологічно та конструктивно нескладних технічних

рішеннях дисертаційна робота присвячена розв'язанню **актуальної** науково-технічної проблеми — створенню та дослідженню нових типів конструкцій з високими техніко-економічними показниками — просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема дисертаційної роботи відповідає напряму науково-технічної політики держави в галузі оцінювання технічного стану будівель і споруд відповідно до Постанови Кабінету Міністрів України від 5 травня 1997 року № 409 «Про забезпечення надійності і безпечної експлуатації будівель, споруд та мереж».

Дисертація виконувалася в Полтавському національному технічному університеті імені Юрія Кондратюка відповідно до Закону України «Про пріоритетні напрями розвитку науки і техніки» як наукова робота молодих учених за темою № 100/17 «Нові універсальні ресурсоекономні конструктивні рішення покриттів великопролітних будівель і споруд та енергоощадна технологія їх зведення» (державний реєстраційний номер 0117U003907), яка внесена до затвердженого наказом Міністерства освіти і науки України від 03.10.2017 року № 1333 переліку проектів, котрі пройшли конкурсний відбір проектів науково-технічних (експериментальних) розробок та наукових робіт молодих учених. Окрім цього, дисертація виконувалася у межах наукової програми держбюджетних дослідних тем кафедри конструкцій з металу, дерева та пластмас № 95/15 «Високоефективні сталезалізобетонні несучі конструкції каркасів багатоповерхових будівель» (державний реєстраційний номер 0115U002418) та № 98/17 «Високоефективні сталезалізобетонні каркаси одноповерхових будівель універсального призначення» (державний реєстраційний номер 0117U003085).

Метою роботи розв'язання проблеми створення, дослідження та розрахунку нових ефективних просторових комбінованих конструкцій.

Задачі дослідження:

1. Створити раціональні несучі просторові конструкції та розробити теорію розрахунку їх напружено-деформованого стану.

2. Установити прийнятність та доцільність застосування створеного рішення просторової конструкції у будівництві будівель і споруд.

3. Експериментально дослідити напружено-деформований стан складових елементів створених конструкцій та визначити їх несучу здатність.

4. Провести випробування створеної просторової конструкції та виявити особливості її поведінки під навантаженням.

5. Виконати скінченноелементний аналіз напружено-деформованого стану створених просторових конструкцій та їх складових елементів.

6. Установити ефективність створених конструкцій, визначити їх техніко-економічні показники, розробити та запропонувати для впровадження у будівництво конкретні проекти.

Об'єкт дослідження — просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції.

Предмет дослідження — напружено-деформований стан та несуча здатність просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій.

Методи дослідження:

- ✔ методи опору матеріалів і будівельної механіки для аналізу напружено-деформованого стану просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій;
- ✔ методи експериментальних досліджень для вивчення напружено-деформованого стану і встановлення характеру руйнування просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій;
- ✔ методи математичної статистики для аналізу результатів експериментальних і чисельних досліджень.

Набір прийнятих методів при розв'язанні поставлених задач дозволяє ґрунтовно та всебічно вивчити й оцінити предмет дослідження.

Наукова новизна отриманих результатів:

1. Уперше створено та запатентовано раціональні типи конструкцій — просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції, а також розроблено теорію розрахунку їх напружено-деформованого стану.

2. Уперше за результатами експериментальних випробувань установлена ефективність створеної конструкції та доцільність її використання як покриття будівель і споруд.

3. Уперше за результатами експериментальних випробувань складових елементів створених конструкцій досліджено специфіку їх напружено-деформованого стану та руйнування, а також установлено прийнятність запропонованих способів армування плит та об'єднання їх зі стрижневими елементами.

4. Уперше за результатами випробування створеної конструкції встановлено схему її деформування, а також підтверджена коректність розробленої теорії розрахунку.

5. Уперше для скінченноелементного аналізу напружено-деформованого стану створених конструкцій розроблено їх моделі та отримано параметри скінченних елементів.

6. Уперше встановлено та обґрунтовано техніко-економічну перевагу створених конструкцій порівняно з використовуваними у будівництві аналогами.

Достовірність та обґрунтованість отриманих результатів забезпечено використанням методів дослідження, заснованих на загальноприйнятих положеннях і фундаментальних закономірностях механіки деформівного твердого тіла; збіжністю теоретичних, експериментальних і чисельних даних.

Практичне значення отриманих результатів полягає у створенні збірно-розбірних несучих систем просторового покриття, що суміщають захисну функцію; розробленні рекомендацій щодо проектування створених просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій покриттів та їх складових елементів; в окресленні сфери застосування створених конструкцій та визначенні співвідношень геометричних розмірів їх складових

елементів; розробленні низки болтових вузлів з'єднання для стрижневих і плитних елементів; отриманні патентів на корисні моделі та винахід України.

Результати дисертаційної роботи використані при розробленні проектів низки об'єктів, зокрема:

- будівлі літньої сцени для масових культурно-мистецьких заходів та покриття гончарського етнопарку (експозиція просто неба) в смт Опішне Полтавської області на замовлення Національного музею-заповідника українського гончарства;
- покриття будівлі виробничого корпусу в м. Київ на замовлення ТОВ «Стілтек Інжиніринг»;
- промислової будівлі у м. Камянське Дніпропетровської області на замовлення ПП «Інженерні рішення»;
- промислової будівлі у м. Харків на замовлення ТОВ «БК Креатив»;
- виробничої будівлі у м. Полтава на замовлення ТОВ «Гранд-Омега-Трейд»;
- покриттів виробничого цеху, одноповерхової складської будівлі та складського майданчика заводу «Полтавський завод залізобетонних виробів» у м. Полтава на замовлення ТОВ «Євробуд СМ»;
- покриття виробничої будівлі у м. Полтава на замовлення ТОВ «АКБІ-Полтава»;
- офісної будівлі у м. Полтава на замовлення ПП «Лідер»;
- покриття промислової будівлі у м. Охтирка Сумської області на замовлення ФОП «Дробязко В. В.».

Результати дисертаційної роботи впроваджено в освітній процес Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка при викладанні дисципліни «Прогресивні будівельні конструкції», а також при виконанні кваліфікаційних магістерських робіт студентами зі спеціальності 192 — будівництво та цивільна інженерія.

Особистий внесок здобувача. Усі основні результати дисертаційної роботи одержані самостійно. У публікації у співавторстві [35] внесок здобувача

полягає в огляді існуючих конструктивних рішень, аналізі їх переваг і недоліків, узагальненні отриманих даних і виділенні перспективних напрямів розвитку будівельних конструкцій; у працях [128, 129, 132, 136–141, 143, 147, 149, 151, 386] — у розробленні несучих систем, вузлових з'єднань та конструктивних елементів просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій; у працях [204, 205, 210, 211, 213, 291, 315, 389] — в окресленні галузі раціонального застосування просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій; у роботах [33, 184, 201, 202, 203, 207, 209] — в дослідженні особливостей роботи, визначенні геометричних параметрів та формулюванні основних положень щодо проектування просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій; у публікаціях [68, 185, 186, 189, 191, 197, 383, 387] — у розробленні, проектуванні та виготовленні експериментальних моделей, окремих елементів та великомасштабних зразків просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій, а також у розробленні методики дослідження напружено-деформованого стану, проведенні випробувань, обробленні й аналізі отриманих даних; у роботах [384, 388] — у виконанні чисельних розрахунків та скінченноелементному аналізі напружено-деформованого стану просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій; у працях [182, 292] — у розробленні основних положень щодо технології виготовлення та монтажу, а також визначенні техніко-економічних показників просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій.

У дисертації не використовувались матеріали кандидатської дисертації.

Апробація результатів роботи. Основні положення і результати дисертаційної роботи презентувалися й обговорювалися на міжнародних, всеукраїнських та закордонних наукових конференціях, семінарах, конгресах тощо, зокрема на:

- ✔ VI Всеукраїнській науково-технічній конференції «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону», Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса, 24–27 травня, 2011 рік;

- всеукраїнських Інтернет-конференціях молодих учених і студентів «Проблеми сучасного будівництва», Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, м. Полтава, 2012, 2014 та 2016 роки;
- VII Всеукраїнській науково-технічній конференції «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону», Національний університет водного господарства, м. Рівне, 27–31 травня, 2013 рік;
- XIV Міжнародній науковій конференції «Актуальні проблеми будівництва та інженерії довкілля «Львів — Кошице — Жешув», Національний університет «Львівська політехніка», м. Львів, 3–5 вересня, 2013 рік;
- Всеукраїнській конференції молодих учених і студентів «Перспективи розвитку будівельної галузі», Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, м. Полтава, 10–11 жовтня, 2013 рік;
- Міжнародній науково-практичній конференції «Сучасні проблеми в будівництві», Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, м. Полтава, 12–15 листопада, 2013 рік;
- міжнародних науково-технічних конференціях «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація», Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, м. Полтава, 2014, 2016 та 2018 роки;
- XIII Міжнародній науково-практичній конференції «Інноваційні технології життєвого циклу об'єктів житлово-цивільного, промислового і транспортного призначення», Придніпровська державна академія будівництва та архітектури, Полтавська обл., смт Світлогірське, 7–11 вересня, 2015 рік;
- Науково-практичній конференції «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції», Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ, 2–3 червня, 2016 рік;
- XI International Metnet Seminar in Castellon, Universitat Jaume I, Castellon, Spain, October 11–12, 2016;
- XIII Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna «Budownictwo o zoptymalizowanym potencjale energetycznym», Politechnika Częstochowska, Częstochowa — Bielsko — Biała — Kęty, Polska, 7–9 grudnia, 2016 rok;

- VI Міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті», Український державний університет залізничного транспорту, м. Харків, 19–21 квітня, 2017 рік;
- XVII International Scientific Conference VSU 2017, University of Structural Engineering and Architecture «Lyuben Karavelov», Sofia, Bulgaria, June 8–9, 2017;
- XII International Metnet Seminar in Cottbus, Brandenburg University of Technology, Gottbus, Germany, October 11–12, 2017;
- Міжнародній науково-технічній конференції «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону», Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій, м. Полтава, 18–20 жовтня, 2017 рік.

Дисертація в цілому доповідалась на:

- Розширеному засіданні кафедри будівельних конструкцій Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова, 30 березня, 2018 рік;
- Засіданні спеціалізованого наукового міжкафедрального наукового семінару «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» Інституту аеропортів Національного авіаційного університету, м. Київ, 10 квітня, 2018 рік;
- Міжнародній науково-практичній конференції «Стійке житло і людські поселення», Словацький технологічний університет в Братиславі, Словаччина, 21–25 травня, 2018 рік;
- Розширеному засіданні кафедри будівельних конструкцій та мостів Інституту будівництва та інженерії довкілля Національного університету «Львівська політехніка», 22 червня 2018 року.

Публікації. За темою дисертації опубліковано 66 наукових праць, з них 2 монографії, 1 патент України на винахід, 1 рекомендації до проектування, 24 статті у наукових фахових виданнях, рекомендованих МОН України, 10 праць у наукових періодичних виданнях інших держав із напряму, з якого підготовлено дисертацію, 6 публікацій у зарубіжних збірниках і журналах за матеріалами

міжнародних науково-практичних конференцій та 12 патентів України на корисну модель. З них 25 праць опубліковано у наукових виданнях, котрі включені до міжнародних наукометричних баз даних, зокрема 6 — у Scopus і одна — у Web of Science Core Collection.

Структура та обсяг роботи. Дисертаційна робота складається з анотації, вступу, семи розділів, загальних висновків, списку використаних джерел (416 найменувань) і чотирьох додатків. Роботу викладено на 484 сторінках машинописного тексту, з яких 383 сторінки основного тексту, котрий включає 23 таблиць та 355 рисунків, а також 47 сторінок списку використаних джерел і 28 сторінок додатків.

РОЗДІЛ 1
ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННІ І ПРОСТОРОВІ КОНСТРУКЦІЇ ТА ЇХ ДОСЛІДЖЕННЯ

1.1. Сталезалізобетонні конструкції та їх дослідження

Сталезалізобетонні конструкції — це конструкції, які мають довгу історію розвитку, широку галузь застосування, переваги та недоліки по відношенню до інших типів конструкцій. Галузь застосування та темп розвитку таких конструкцій пов'язані із значною кількістю їх особливостей та викликаними ними труднощами. Значна частина проблемних питань стосується проектування, будівництва та подальшої експлуатації сталезалізобетонних конструкцій, інша частина пов'язана із особливостями їх конструктивних рішень. Усе це вимагає детального та ґрунтовного аналізу результатів експериментальних і теоретичних досліджень, а також узагальнення отриманих даних з метою формування чіткої картини про особливості роботи сталезалізобетонних конструкцій та виділення напрямів подальших досліджень.

1.1.1. Загальні відомості про сталезалізобетонні конструкції

Сталезалізобетон — широко розповсюджений композитний матеріал, який виготовляється із бетонної суміші, наповнювача та включає сталеві елементи й арматуру [64, 180, 321]. Сталезалізобетонні конструкції можуть зміцнюватися стрижневою, жорсткою і зовнішньою арматурою та підсилюватися різноманітними сталевими профілями: труби, листи, кутики, профільований настил тощо [355]. Нерідко сталевий профіль виконує роль незнімної опалубки [195]. Сталезалізобетон матеріал не новий і те, що він має високі техніко-економічні показники відомо досить давно, тому він не втратив своєї актуальності і у наш час та інтенсивно досліджується у всьому світі [72, 289, 319, 324]. Основними напрямами досліджень сталезалізобетонних

конструкцій є вивчення напружено-деформованого стану, пошук ефективних способів забезпечення сумісної роботи сталі і бетону, оптимізація й удосконалення конструктивних рішень з урахуванням останніх досягнень у галузі науки і техніки [124, 331, 333, 346, 354, 369, 370, 373, 376, 381, 392, 393, 403, 405].

Головною перевагою сталезалізобетонних конструкцій є суміщення позитивних фізико-механічних властивостей залізобетонних і сталевих конструкцій з одночасним позбавленням їх недоліків. Найвагоміші недоліки мають сталеві конструкції: насамперед це втрата стійкості стиснутих елементів та необхідність проведення антикорозійних заходів. До недоліків залізобетонних конструкцій прийнято відносити: значну масу унаслідок нераціонального та неефективного використання бетону в перерізах, де діють зусилля розтягу; технологічно обумовлену необхідність використання дорогої опалубки, що є типовим для монолітного будівництва. Для збірного залізобетонного будівництва актуальною є проблема улаштування стиків, які потребують значної кількості сталевих закладних виробів і деталей.

Сталезалізобетонні конструкції частково позбавлені вищенаведених недоліків. До переваг сталезалізобетонних конструкцій відносять підвищену жорсткість і несучу здатність на відміну від інших конструкцій. У більшості випадків сталезалізобетонні конструкції мають вищий техніко-економічний ефект порівняно з іншими конструкціями.

Критерієм, що визначає ефективність конструкції, є набуття власних позитивних характеристик. Так, у сталезалізобетонних конструкціях вдається досягти вигідного компонування міцнісних показників сталі при роботі на розтяг та бетону на стиск завдяки їх сумісній роботі. Ефективність такого поєднання відома, а доцільність його застосування у будівництві давно обґрунтована та визнана. Завдяки такому сполученню сталезалізобетонні конструкції характеризуються зниженою чутливістю до пошкоджень та дефектів порівняно із залізобетонними чи

сталевими [27]. Окрім цього, встановлено факт, що вони здатні сприймати значні навантаження, навіть після досягнення арматурою межі текучості. Також до переваг сталезалізобетонних конструкцій належать: висока несуча здатність; низька будівельна висота; стійкість до динамічних впливів; технологічність.

Будова і рішення сталезалізобетонних конструкцій надзвичайно різноманітні, тому їх можна класифікувати за різними ознаками: наприклад, за характером роботи, способом виготовлення або зведення. Також сталезалізобетонні конструкції можна класифікувати за типом конструктивного елемента:

- опори або колони із бічними порожнинами, заповненими бетоном, та із зовнішнім і внутрішнім жорстким армуванням [71, 212, 246];
- балки або ригелі із бічними порожнинами, заповненими бетоном, та із зовнішнім стрічковим і внутрішнім жорстким армуванням, у тому числі залізобетонні конструкції із незнімною опалубкою [112, 114];
- збірні та монолітні сталебетонні плити, у тому числі плити, укладені по сталевому профільованому настилу й ортотропних листах, або зі сталевим обрамленням [4, 11, 70, 101, 103, 113, 188, 230, 243];
- залізобетонні комбіновані конструкції, зміцнені або підсилені шпренгельними, стрижневими або іншими сталевими елементами [20, 22, 160];
- кроквяні комбіновані сталеві конструкції із включеними у роботу залізобетонними елементами [1, 214, 394];
- елементи просторових та комбінованих конструкцій [8, 116, 363];
- елементи висотних будівель і споруд [123, 161, 175, 179];
- елементи пролітних споруд, мостів, естакад тощо [107, 224, 244];
- інші спеціальні та інженерні споруди та елементи.

Результати досліджень сталезалізобетонних конструкцій з певною періодичністю висвітлювалися на спеціалізованих міжнародних конференціях у різних частинах світу: Харбін, Китайська Народна Республіка (1985,1988,2006); Фукуока, Японія (1991); Кошице, Словаччина (1994); Інсбрук, Австрія (1997);

Лос-Анджелес, США (2000); Сідней, Австралія (2003); Лідс, Англія (2009); Сінгапур (2012); Пекін, Китайська Народна Республіка (2015); Валенсія, Іспанія (2018). Значну кількість конференцій, симпозіумів та семінарів, присвячених дослідженню, проектуванню, будівництву та експлуатації сталезалізобетонних конструкцій, було проведено в Україні. За останні роки конференції відбулися у м. Кривий Ріг (2011), м. Полтава (2014). У 2016 та 2018 роках відбулися XII та XIII конференції у м. Полтава, які мали статус міжнародних.

Ураховуючи те, що сталезалізобетонні конструкції зазнають бурхливого розвитку, модифікуються й удосконалюються, то надзвичайно актуальною залишається проблема дослідження їх ефективності на всіх етапах життєвого циклу [25], а також визначення проектного ресурсу [91]. Крім того, сталезалізобетон має широку галузь застосування. Найбільшого розповсюдження він зазнав у мостобудуванні [406] і промисловому та цивільному будівництві [260, 372]. Сталезалізобетон у будівництві будівель і споруд ефективно використовується як колони, плити, балки, ригелі тощо [18, 261, 272, 274, 276, 284, 287, 318, 325, 352, 391, 407]. Більшою мірою галузь застосування сталезалізобетонних конструкцій визначається їх конструктивними особливостями, експлуатаційними властивостями та стійкістю до пошкоджень і дефектів. Агресивне середовище дещо обмежує галузь застосування, оскільки згідно з джерелом [26] корозія відкритих і незахищених сталевих частин та поверхонь сталезалізобетонних конструкцій є однією з найбільш частих причин пошкоджень, які суттєво знижують несучу здатність та впливають на експлуатаційну придатність і довговічність конструкції.

1.1.2. Основи проектування та особливості експлуатації сталезалізобетонних конструкцій

Сталезалізобетонні конструкції — окремий клас будівельних конструкцій, що знайшов місце у сучасному будівництві. Відмінною ознакою, яка вирізняє такі конструкції з-поміж залізобетонних, сталевих або

комбінованих, є відношення несучої здатності незабетонованої N_s до забетонованої сталевої частини конструкції N_{sb} [174, 279]

$$\delta = \frac{N_s}{N_{sb}}, \tag{1.1}$$

де для сталезалізобетонних конструкцій $0{,}2 \le \delta \le 0{,}9$.

Вираз (1.1) застосовують для виокремлення певного типу центрально стиснутих елементів з-поміж усього різноманіття, але за певних умов його можна застосовувати і до позацентрово стиснутих або згинаних елементів [24].

В Україні ще донедавна вирішення питань, пов'язаних із конструюванням і проектуванням сталезалізобетонних конструкцій, здійснювалося шляхом експериментальних та теоретичних досліджень, використанням нормативних документів з проектування сталевих або залізобетонних конструкцій, а також окремих рекомендацій, наприклад «Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой» та «Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом». Нині процес проектування сталезалізобетонних конструкцій регламентується державними будівельними нормами [57], які були введені в дію у 2011 році. При проектуванні сталезалізобетонних конструкцій очевидним є те, що їх напружено-деформований стан залежить від фізико-механічних властивостей матеріалів, що входять до їх складу, а саме сталі та бетону. Сталь — однорідний матеріал, тому має постійні, у межах класу, фізико-механічні властивості [309, 396, 411], що стосується бетонів, то вони дуже різноманітні за своїми фізико-механічними властивостями [7, 339]. Фізико-механічні властивості бетонів залежать від їх структури, яка має здатність змінюється із часом, що у сукупності з дією зовнішнього навантаження викликає у бетоні деформації повзучості [257]. Також на структуру бетону впливає зміна напружень і утворення їх концентрацій, у наслідок чого зв'язки між частками бетону руйнуються. При стисненні виникають поздовжні напруження стиску та поперечні напруження розтягу, від дії яких бетон руйнується.

Окрім вибору матеріалів з необхідними фізико-механічними властивостями, додатковою складністю при проектуванні сталезалізобетонних конструкцій є проблема забезпечення сумісної роботи бетону і сталі. Сумісна робота цих матеріалів забезпечується їх зчепленням між собою, тільки у такому випадку матеріали будуть деформуватися та працювати спільно. Найбільш вигідними умовами, при яких вдається досягти необхідного зчеплення між бетоном і сталевими елементами, є наявність об'ємно-напруженого стану. Такий стан характерний для добре відомих трубобетонних елементів, де бетон знаходиться в сталевій обоймі [71, 212]. На відміну від трубобетонних елементів для більшості сталезалізобетонних конструкцій класичним вирішенням проблеми сумісної роботи сталі і бетону є застосування спеціальних анкерних засобів. Розв'язанням цієї проблеми займалися вітчизняні вчені Ф. Є. Клименко [93], О. В. Семко [176], Л. І. Стороженко [194], Е. Д. Чихладзе [230] та ін. За кордоном проблемою анкерів займалися J. C. Badoux [255], J. C. Chapman [264], J. B. Menzies [344] та ін.

Узагалі вивченню цього питання присвячена значна кількість досліджень вітчизняних та закордонних вчених [56, 102, 176, 222, 263, 268, 282, 310, 357, 366, 378, 408, 409]. Різноманіття анкерних засобів надзвичайно велике [404], але найбільш типовим і сучасним рішенням серед інших анкерних засобів є сталеві короткі стрижні з шапкою (рис. 1.1, а) [367].

Слід зазначити, що анкери можуть мати різну конфігурацію і виготовлятися практично з будь-якого сталевого фрагмента, деталі чи пластини (рис. 1.1, б) [378]. Крім класичного вигляду, анкери можуть бути: у вигляді упорів (рис. 1.1, в, г); у вигляді петель (рис. 1.1, д, е); з арматурних стрижнів (рис. 1.1, ж, к). Залежно від умов роботи конструкції і зусиль, які виникають від дії навантаження, залежить спосіб розміщення анкерів. Щоб анкер працював на згин, його необхідно розташовувати перпендикулярно, а якщо його розмістити під кутом 45° у напрямку зсувної сили, то він працюватиме на розтяг.

Вибір виду і форми анкерів залежать від їх простоти, можливості їх з'єднання зі сталевими деталями й елементами за допомогою зварювання та умов роботи конструкції. Як уже зазначалося, найпоширеніші типи анкерних засобів — спеціальні анкери (рис. 1.1, а) й анкери із коротких окремих арматурних стрижнів (рис. 1.1, ж, к). Крім основного призначення — об'єднувати сталь і бетон, такі анкери можуть виконувати роль поперечного армування в конструкціях із зовнішнім армуванням [177].

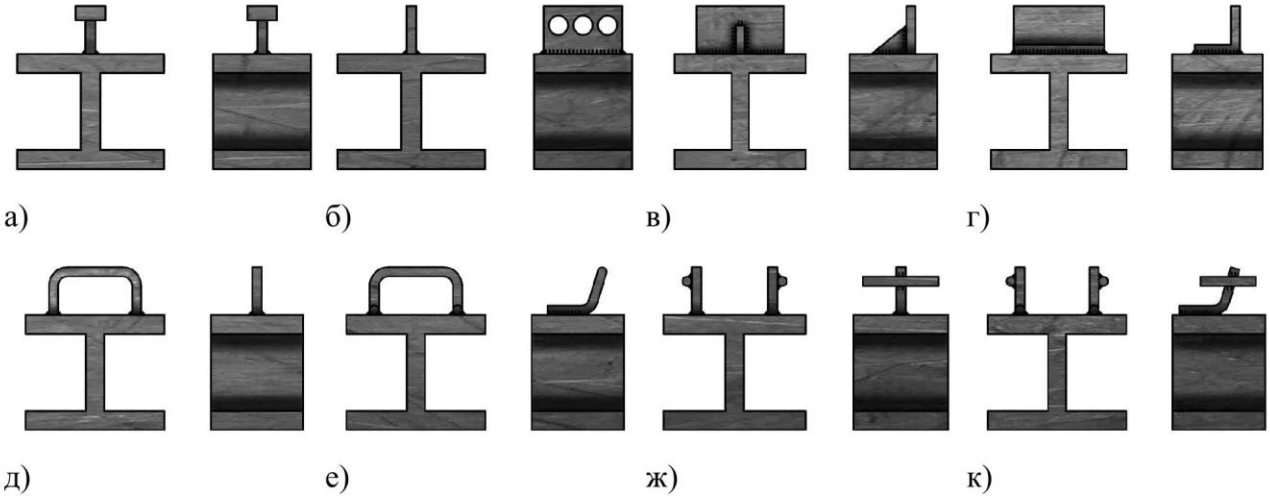


Рисунок 1.1 — Анкерні засоби [11, 56, 64, 93, 176]:
а) спеціальний анкерний засіб у вигляді стрижня з шапкою; б) анкер, виготовлений з перфорованої пластини; в) у вигляді жорстких упорів; г) у вигляді гнучких упорів; д) у вигляді вертикальних петель; е) у вигляді похилих петель; ж) у вигляді вертикальних стрижнів; к) у вигляді похилих стрижнів

Менш традиційним засобом забезпечення сумісної роботи сталі і бетону є застосування різноманітних клейких речовин [198, 422].

Іншим важливим питанням щодо проектування сталезалізобетонних конструкцій є оцінювання та нормування їх технічних станів. Актуальність пошуку розв'язку цієї проблеми особливо чітко окреслюється на тлі фактичного зношення і застарілості основних фондів виробничих, господарських, навчальних та інших установ. З іншого боку, важливість вирішення цієї проблеми зумовлює той факт, що конструктивні рішення удосконалюються та розробляються інтенсивніше, ніж методи їх розрахунку, а також не існує загальноприйнятих рекомендацій і положень, які регламентують методику

оцінювання технічного стану сталезалізобетонних конструкцій. Часткові рішення загальної проблеми оцінювання технічного стану споруд, будівель та різних будівельних конструкцій розглядаються у роботах З. Я. Бліхарського [13], О. П. Воскобійник [25], Р. І. Кінаша [90], Є. В. Клименка [92], С. В. Колесніченка [104], А. В. Перельмутера [156], С. Ф. Пічугіна [159], О. Р. Ржаніцина [165], О. В. Шимановського [235], D. M. Frangopol [285] та ін.

Підсумком проведених досліджень є розроблений комплексний підхід щодо оцінювання, розмежування та нормування технічних станів сталезалізобетонних конструкцій, який наведено у роботі [24]. Також у роботі наведено структурно-логічні схеми діагностування технічного стану й аналізу мінливості властивостей таких конструкцій. Остання схема враховує фактори, які властиві лише для сталезалізобетонних конструкцій: сумісна робота сталевих елементів з бетоном; об'ємний напружений стан бетону; місцева стійкість сталевого прокату; розвиток пластичних деформацій сталі; несуча здатність вузлових з'єднань. Більшою мірою питання нормування технічних станів стосується об'єктів, що експлуатуються, але й не втрачає своєї гостроти по відношенню і до нового будівництва. Для нового будівництва актуальною проблемою також є визначення проектного ресурсу сталезалізобетонних конструкцій. Рекомендації та особливості підходу щодо визначення проектного ресурсу сталезалізобетонних конструкцій сформульовано у роботі [91]. Згідно з описаною методикою при їх проектуванні показники експлуатаційної придатності (ПЕП) задаються із запасом ΔP [91]:

$$\Delta P = P_{pr} - P_{cr}, \tag{1.2}$$

де P_{pr} — проектне значення показника експлуатаційної придатності;

P_{cr} — критичне значення показника експлуатаційної придатності.

Також методика передбачає прийняття стратегії експлуатації сталезалізобетонних конструкцій (рис. 1.2) та введення коефіцієнта ресурсу γ_R [91]:

$$\gamma_R = \frac{P_{pr}}{P_{cr}}. \tag{1.3}$$

Стратегія експлуатації сталезалізобетонних будівель і споруд або їх окремих конструкцій передбачає два варіанти: 1) без проведення капітального ремонту протягом усього нормативного терміну експлуатації; 2) із проведенням капітальних ремонтів. Підхід, описаний у роботі [91], дає можливість ураховувати фактор часу та оптимізувати витрати на будівництво й експлуатацію.

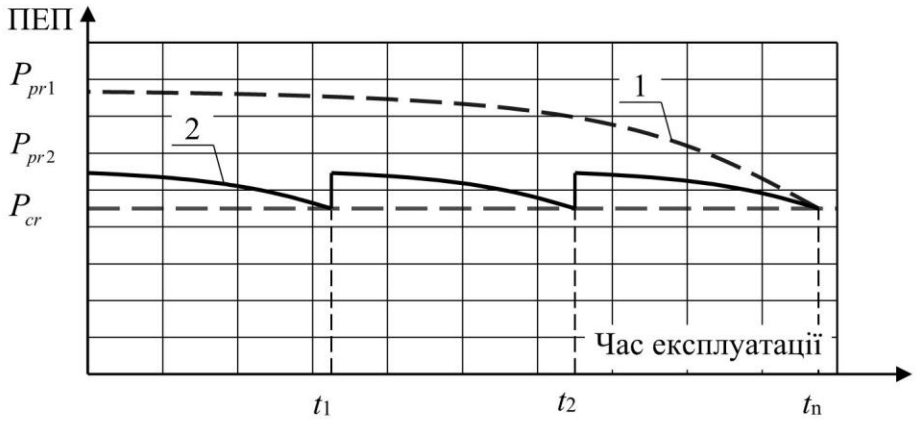


Рисунок 1.2 — Криві визначення початкового ресурсу без проведення капітального ремонту (1) та з проведенням капітального ремонту (2) [91]

У цій роботі сконцентровано увагу на проблемі опису кривої 1 і 2 (рис. 1.2) та рекомендовано використовувати дані щодо експлуатації аналогічних об'єктів.

1.1.3. Огляд ефективних конструктивних рішень сталезалізобетонних несучих елементів конструкцій покриття

Сьогодні світовий досвід зведення несучих конструкцій зі сталезалізобетону неймовірно великий і налічує значну кількість різноманітних об'єктів, будівель і споруд у всіх галузях будівництва. Незважаючи на універсальність і різноманітність сталезалізобетонних елементів, найчастішого застосування вони дістали у промисловому та цивільному будівництві у цілому та у конструкціях покриття [31, 73, 154, 171].

До найбільш розповсюджених видів сталезалізобетонних конструкцій належать сталезалізобетонні балки, котрі складаються із залізобетонної плити та сталевої балки (рис. 1.3, а). Ґрунтовні дослідження таких конструкцій проводилися у середині минулого століття в США вченими інженерної лабораторії Фрітса Лехайського університету в штаті Пенсильванія. Результати

цих досліджень відображені у працях R. Coston, C. Culver, G. C. Driscoll Jr., R. G. Slutter, P. J. Zarzeczny та свідчать про високі міцнісні і техніко-економічні показники [286]. Останні дослідження з вивчення напружено-деформованого стану і сумісної роботи сталі та бетону в таких конструкціях відображені у працях Ю. Г. Аметова [5], К. О. Голоднова [52], В. В. Дарієнка [56], М. Ю. Ізбаша [76], Ф. Є. Клименка [95], О. А. Крупченка [108], О. В. Семка [162], Л. І. Стороженка [206], Е. Д. Чихладзе [230], О. Л. Шагіна [231], N. Jianguo [320], S. W. Pathirana [390], J. B. Yan [402] та ін.

У таких конструкціях сумісна робота сталевого елемента і залізобетонної плити може забезпечуватися різними типами анкерів, але з точки зору умов ефективної роботи на зсув, порівняно зі стрижневими анкерами й упорами у вигляді окремих відрізків кутика, анкери у вигляді похилих петель працюють краще і забезпечують сумісну роботу елементів практично до моменту повного руйнування конструкції [109].

Різновидом сталезалізобетонних балок є сталеві балки із залізобетонним верхнім поясом (рис. 1.3, б). Застосування таких конструкцій знижує на 15 % вартість і на 35 % затрати праці будівельно-монтажних робіт [108].

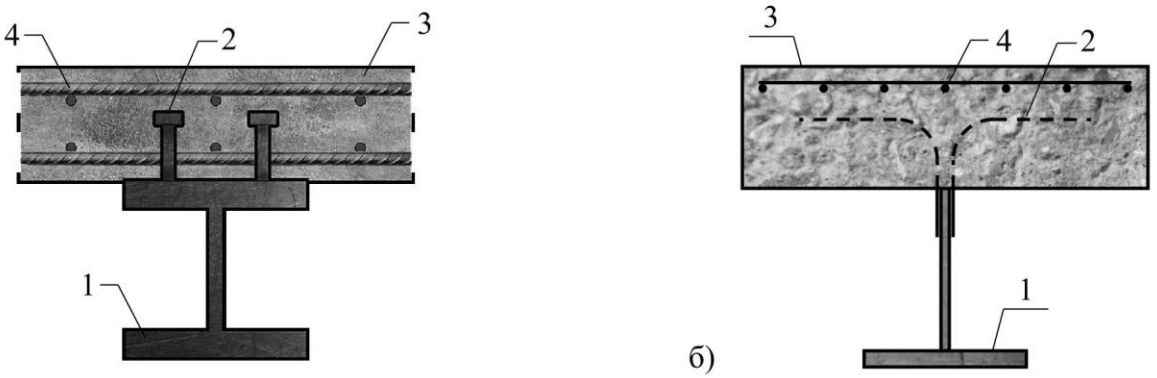
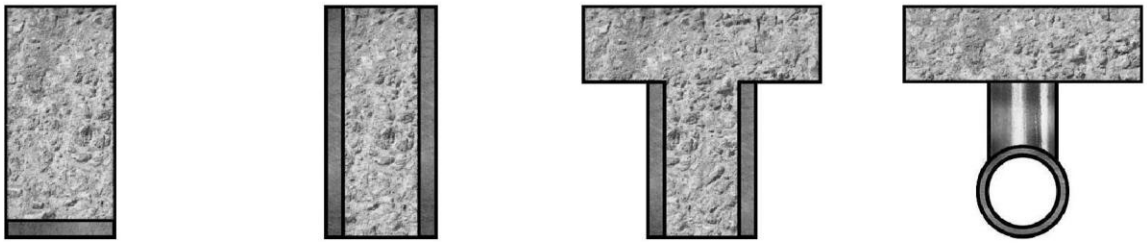


Рисунок 1.3 — Різновиди сталезалізобетонних балок:

а) конструкції, що складаються із залізобетонних плит, об'єднаних зі сталевими балками [56, 230]; б) сталезалізобетонна балка із залізобетонним верхнім поясом [108]; 1 — сталева балка; 2 — анкерні засоби; 3 — бетонна плита; 4 — армування

Ще одним різновидом композитних конструкцій зі сталі і бетону є сталебетонні балки із зовнішнім листовим армуванням (рис. 1.4). Такі конструкції можуть мати як прямокутну форму перерізу (рис. 1.4, а, б) [14], так

і таврову (рис. 1.4, в) [193], крім цього, вони можуть бути коробчастого типу. Несуча здатність сталебетонної балки коробчастого типу порівняно з аналогами, залежно від прийнятого способу армування, більша в 2–6 разів [177]. Для підвищення жорсткості і несучої здатності таврові сталезалізобетонні балки можуть армуватись трубами (рис. 1.4, г) [192].



а) б) в) г)

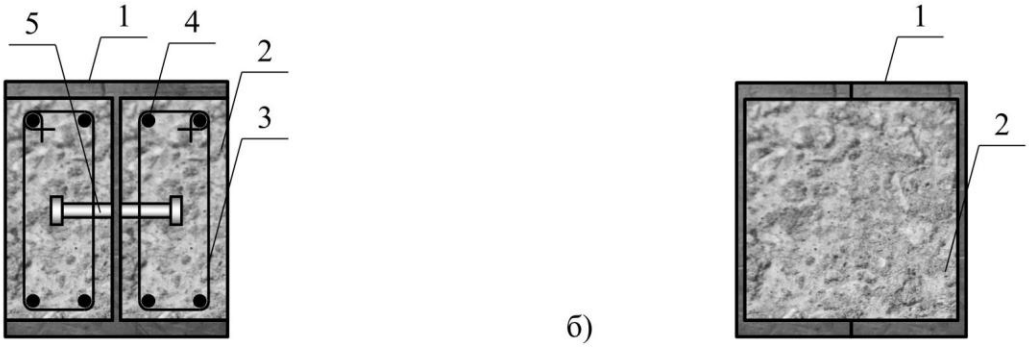
Рисунок 1.4 — Різновиди поперечних перерізів сталебетонних балок:
а) із зовнішнім горизонтальним армуванням [15]; б) прямокутний із зовнішнім вертикальним армуванням [121]; в) тавровий [80]; г) тавровий з армуванням сталевою трубою [192]

Загалом результати досліджень таких конструкцій відображені у працях З. Я. Бліхарського [14], Т. В. Бобало [15], Т. Б. Бондарчука [16], Г. Л. Ватулі [20], І. М. Добрянського [63], Б. М. Ільницького [81], Ф. Є. Клименка [94], О. М. Кобзевої [100], М. О. Ковальова [102], А. П. Крамарчука [106], Л. І. Стороженка [196], Е. Д. Чихладзе [228] та ін.

Застосування сталебетонних балок із зовнішнім армуванням у будівництві порівняно із залізобетонними сприяє економії високоміцної поздовжньої арматури до 20 % і 25 % при одиночному та подвійному армуванні відповідно, а перевага над суцільно сталевими конструкціями полягає в економії сталі до 35 % при однаковій несучій здатності [50]. Ще однією позитивною якістю сталезалізобетонних балок є їх стійкість до пошкоджень порівняно з балками, виготовленими з інших матеріалів. Так, у роботі [28] проведено порівняльний аналіз дефектів і пошкоджень сталевих, залізобетонних та сталезалізобетонних балок, а також наведена їх класифікація. Установлено, що сталезалізобетонні балки мають схильність до появи у них дефектів і пошкоджень, не тільки тих, які притаманні залізобетонним або сталевим конструкціям, але й тих, які їм не властиві. Але наголошується на тому, що сталезалізобетонні балки при

аналогічних пошкодженнях мають більшу довговічність, ніж залізобетонні або сталеві конструкції. Однак несуча здатність таких конструкцій залежить від умов роботи та режиму навантаження. У результаті експериментального дослідження впливу короткочасного циклічного і знакозмінного навантаження на міцність і деформативність сталезалізобетонних балок установлено, що несуча здатність зменшується до 20 % порівняно з несучою здатністю балок при однократному завантаженні. До того ж несуча здатність залежить від загальної кількості циклів завантаження і рівня попереднього завантаження від'ємним моментом [51].

У більшості випадків сталеві елементи в сталезалізобетонних конструкціях відіграють роль підсилення, але є й такі конструкції, де цю роль відіграє бетон. До таких конструкцій належать балки, що складаються зі сталевих елементів із заповненими бетоном порожнинами (рис. 1.5). Зчеплення бетону з балкою може досягатися як за допомогою різноманітних анкерів [199], так і за допомогою клейких речовин [164]. У цілому, сталезалізобетонні балки характеризуються підвищеною несучою здатністю. Експериментальні дослідження показали, що несуча здатність балок завдяки бетону в порожнинах збільшується порівняно зі звичайною сталевою балкою аналогічного профілю на 30–40 % при згині та на 40–50 % при зрізі [249].



а) б)

Рисунок 1.5 — Сталебетонні балки із заповненими бетоном порожнинами:
а) з відкритим профілем [249]; б) із закритим профілем [181]; 1 — сталевий прокат;
2 — бетон; 3, 4 —арматура; 5 — анкер

Широкого застосування дістали композитні конструкції, що складаються із монолітних плит, об'єднаних зі сталевими листами (рис. 1.6). Їх основною перевагою є мала висота поперечного перерізу, яка знаходиться в межах 2,5…5 % від величини прогону, однак несуча здатність таких сталебетонних

плит при різних способах закріплення суттєво залежить від товщини сталевого листа. Експериментально встановлено, що несуча здатність зростає зі збільшенням товщини сталевого листа (рис. 1.7) [19].

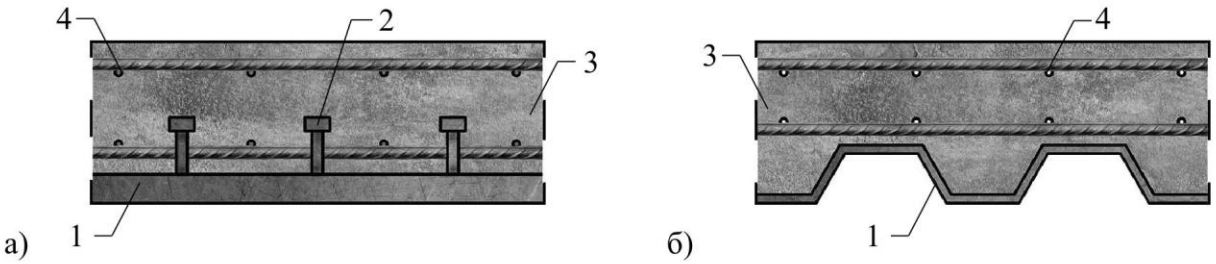


Рисунок 1.6 — Сталебетонні плити, що складаються із залізобетонних елементів, об'єднаних зі сталевими листами:

а) ортотропний лист [195]; б) профільований лист [4]; 1 — лист; 2 — анкер; 3 — бетон; 4 — армування

Для проведення цих експериментальних досліджень та встановлення міцнісних характеристик сталебетонних плит були використані зразки з розмірами на плані 1×1 м і висотою 50 мм. Товщина сталевого листа варіювалася в межах 1…3,5 мм, а фізико-механічні властивості матеріалу було визначено згідно з державним стандартом [67].

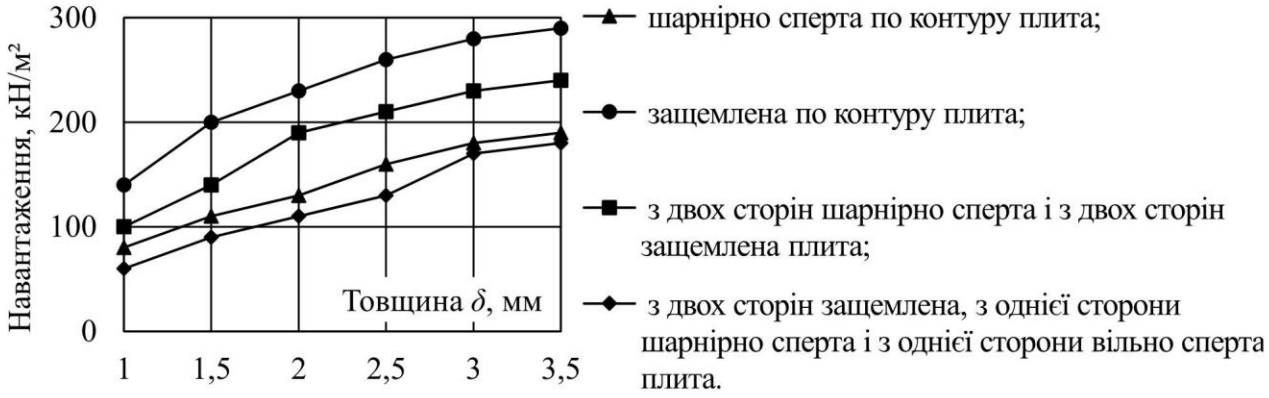
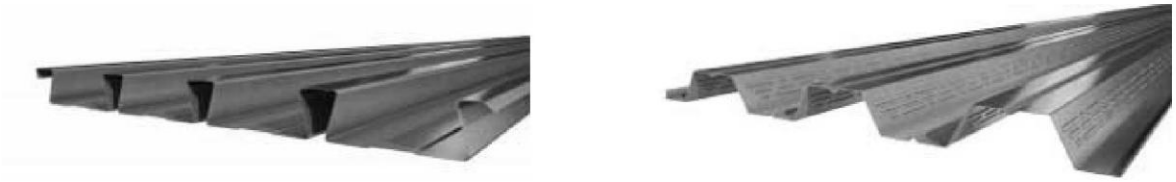


Рисунок 1.7 — Залежність несучої здатності сталебетонної плити від товщини сталевого листа [19]

Такі конструкції в останні роки надзвичайно часто застосовувалися в багатоповерховому будівництві як несучі горизонтальні системи [348]. Їх масово використовували в США ще в середині минулого століття [350]. Згодом такі системи почали застосовуватися в Європі, зокрема у Великій Британії, сталеву частину конструкції (профільований настил) почали розглядати не лише як незнімну опалубку, але і як зовнішню арматуру [413]. У цьому випадку

з’являється проблема сприйняття конструкцією горизонтальних зсувних зусиль і запобігання відділення бетону від профільованого листа по вертикалі. У різний час це питання вирішувалося по-різному, спершу сумісна робота профільованого настилу і бетону досягалася завдяки особливій формі профілю (рис. 1.8, а) [334], згодом почали використовували профільований настил з видавленим малюнком на бічних поверхнях (рис. 1.8, б) [281]. В останні роки активно досліджуються комбіновані системи, які можуть складатися з профілю особливої форми з нанесеним рельєфним зображенням, арматурних сіток і різноманітних фібр [252]. Слід зазначити, що вивчення плит, армованих фібрами є частиною масштабного дослідження Центру з інженерної інфраструктури і безпеки (англ. Centre for Infrastructure Engineering and Safety, CIES) університету Нового Південного Уельсу, Австралія [379].

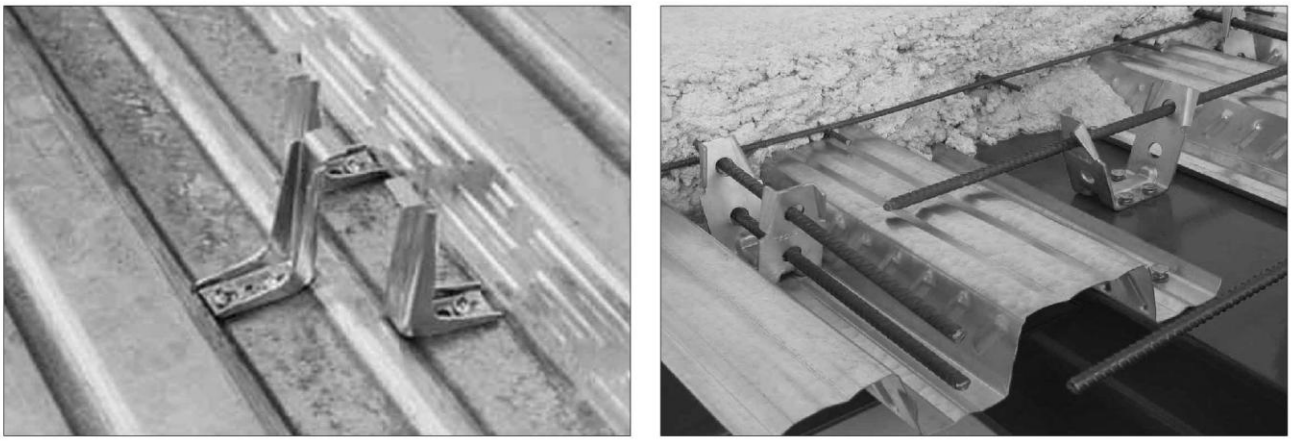


а) б)

Рисунок 1.8 — Профільований настил без (а) та з рельєфним зображенням (б) [www.canam-construction.com, date: 18.09.2016]

З огляду на добрі міцнісні характеристики найбільш ефективним способом залишається застосування спеціальних анкерних засобів, що приєднуються до сталевих елементів за допомогою зварювання [313], але існують випадки, коли такі анкери застосовувати неможливо або економічно недоцільно. Тоді їх альтернативою можуть слугувати нестандартні конструктивні рішення. Прикладом таких анкерів є упори системи «Hilti X-HVB» (рис. 1.9, а) [377] і «Diapason» (рис. 1.9, б) [283].

Упори системи «Hilti X-HVB» є розробкою компанії «Hilti Group», штаб-квартира якої знаходиться в м. Шан князівства Ліхтенштейн, а анкери системи «Diapason» є розробкою Італійської компанії «TECNARIA», офіс якої знаходиться в м. Бассано-дель-Граппа. Такі упори являють собою холодно формовані сталеві профілі Z- або C-подібного перерізу, що кріпляться до верхнього пояса балки конструкції за допомогою дюбелів або саморізів.



а) б)

Рисунок 1.9 — Анкерні упори:

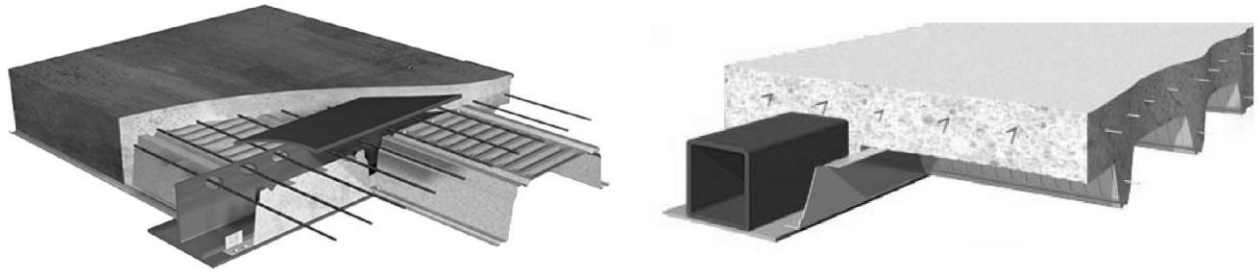
а) системи «Hilti X-HVB» [377]; б) системи «TECNARIA» [283]

Різновидом таких конструкцій є тонкостінні композитні балкові несучі системи (англ. Composite slim-floor beam, CoSFB) (рис. 1.10, а), розробником якої є найбільша металургійна компанія світу Arcelor Mittal (Люксембург) [270]. Їх конструктивне рішення полягає у застосуванні інноваційного композитного з'єднання. Це з'єднання досягається шляхом прокладання арматурних стрижнів через отвори в балках. Така технологія є економічною й ефективною, оскільки вдається використовувати ввесь потенціал бетонних елементів. Підтвердженням цьому є результати експериментальних досліджень при дії різноманітних видів навантаження, у тому числі динамічних і вібраційних, які свідчать про підвищену несуча здатність і жорсткість таких конструкцій порівняно з аналогами на 100 і 150 % відповідно [311].

Схожими за конструкцією є інтегровані системи із застосуванням балок, які мають прямокутний замкнутий переріз (рис. 1.10, б), виробництвом яких займається друга за потужністю в Європі компанія Tata Steel (Великобританія) [371]. Такі балки складаються з гарячекатаного профілю з товщиною стінки 12 або 15 мм зі сталі класу S355J2H згідно зі стандартом BS EN 10210 та привареної до нижньої грані прямокутної пластини.

Іншим представником сталебетонних конструкцій є системи із застосуванням балок з коробчастим Δ-подібним поперечним перерізом (англ. Deltabeam) (рис. 1.11, а) [364], розробником яких є компанія Peikko Group (Фінляндія) [275]. Особливість Δ-подібних балок полягає в рівномірно

розподіленій по довжині певної кількості отворів Ø 75 мм або Ø 150 мм з краями, загнутими усередину. Завдяки наявності таких отворів із загнутими краями забезпечується сумісна робота матеріалів. Аналогом Δ-подібних балок є комбіновані самонесучі балки «The self-bearing NPS® Cls Beam» (рис. 1.11, б), розробником яких є компанія Tecnostrutture S.r.l (Італія) [397].



а) б)

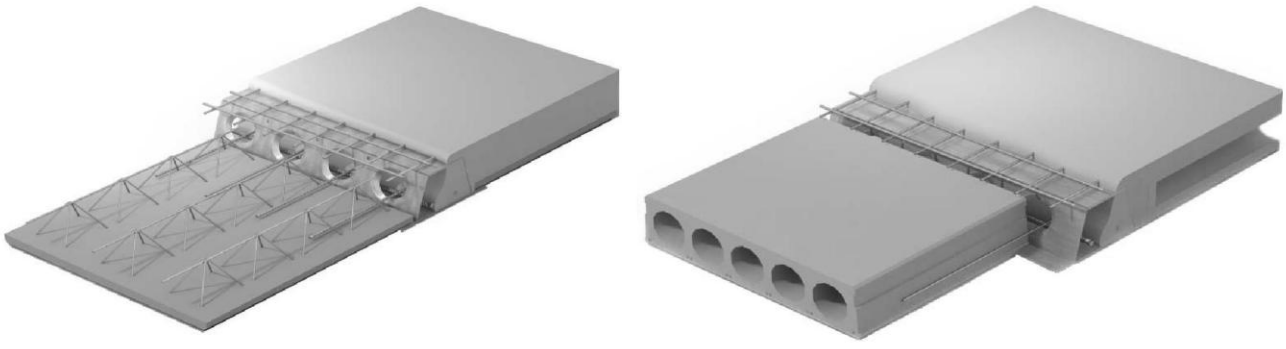
Рисунок 1.10 — Різновиди сталебетонних несучих систем:
а) система «CoSFB» [270]; б) система «Rectangular Hollow SlimFlor Beam» [371]



а) б)

Рисунок 1.11 — Композитні балки:
а) система «DELTABEAM Composite Beams» [275]; б) система «The self-bearing NPS Cls Beam» [397]

Такі балки можуть застосовуватися як зі збірними тонкостінними (рис. 1.12, а), так і з типовими залізобетонними пустотними плитами (рис. 1.12, б) [316].



а) б)

Рисунок 1.12 — Сталебетонні системи із застосуванням Δ-подібних балок та тонкостінних (а) і пустотних плит (б) [www.peikko.de, date: 16.08.2017]

Ще одним різновидом сталебетонних несучих систем є конструкції, виготовлені із застосуванням плит, які складаються із профільованого настилу і просторового каркаса, зробленого у вигляді решітки з арматурних стрижнів (рис. 1.13) [280].

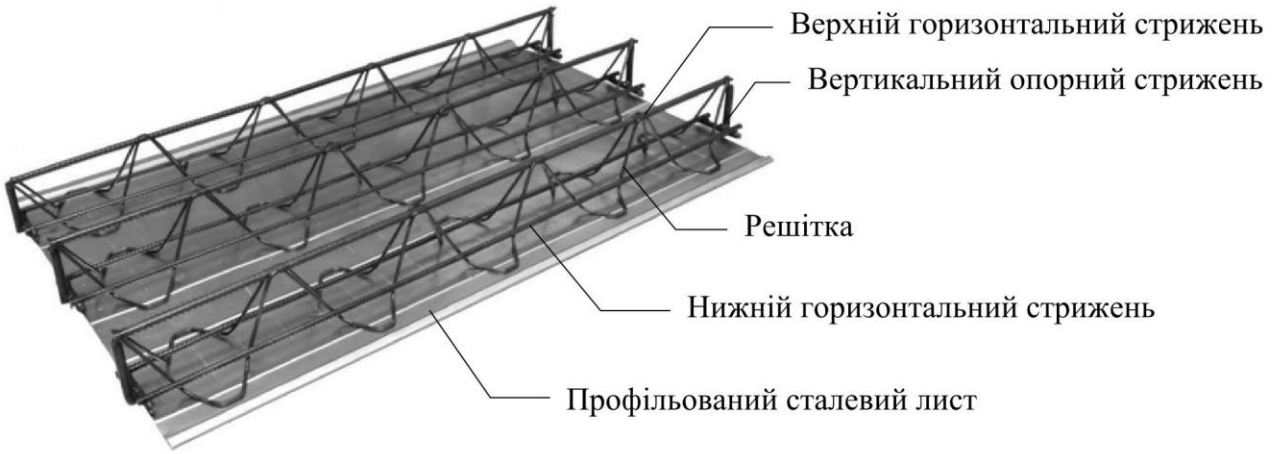


Рисунок 1.13 — Плита, яка складається із профільованого настилу і просторового каркаса з арматурних стрижнів [www.reebosteel.en.ec21.com, date: 16.08.2016]

Така система має багато переваг, таких як економічність, зручність, безпечність, і дозволяє значно скоротити терміни будівництва порівняно з іншими системами. Конструкція може витримувати значну вагу бетону і будівельних вантажів та встановлюється безпосередньо на сталеві балки без додаткових опорних деталей та пластин [254]. Також монолітні плити по профільованому настилу можуть вкладатися на різноманітні несучі конструкції: балки, ригелі, ферми тощо. До того ж несучі конструкції можуть бути залізобетонними, сталевими або сталезалізобетонними. Прикладом такої конструкції є сталебетонна плита у поєднанні зі сталевими фермами [360] або сталевими балками [359]. Причому конструкція верхніх вузлів може бути найрізноманітніша, найчастіше для виготовлення верхнього пояса таких систем застосовують прокатний профіль [361] та тонкостінні сталеві конструкції [362]. Найбільш відомим представником таких конструкцій є системи «Hambro Composite Floor System» (рис. 1.14) [308]. Особливість такої системи полягає у використанні ферми, верхній пояс якої виготовлений із гарячекатаного S-подібного профілю, який об'єднується в процесі виготовлення покриття з бетоном та арматурою.

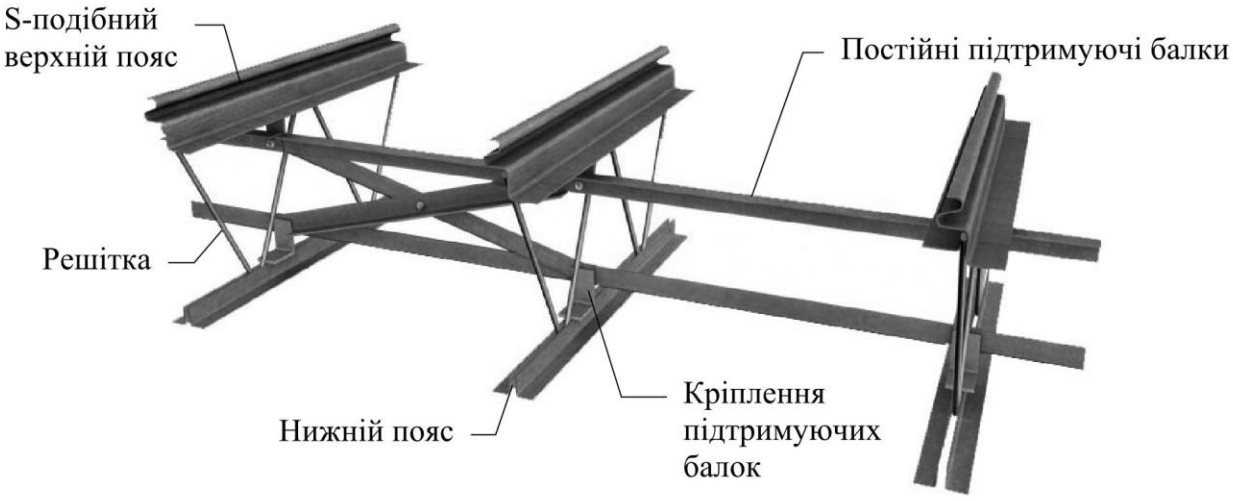


Рисунок 1.14 — Несуча система «Hambro Composite Floor System» [308]

У роботі [394] розглядається аналогічна конструкція прольотом 44 м, яка складена із просторової ферми та бетонної плити. Для теоретичного аналізу просторової роботи композитної конструкції застосовано метод скінченних елементів. Результати показують, що верхня бетонна плита при сумісній роботі із композитною просторовою фермою є стиснено вигнутою, а внутрішнє зусилля в елементах композитної просторової ферми розподіляються рівномірно, таким чином, міцнісні властивості матеріалів використовуються ефективно.

Цікавою за конструктивним рішенням є система з використанням сталевих труб, заповнених бетоном. Така система складається із монолітної плити по профільованому настилу, що вкладається на ферми з паралельними поясами, верхній пояс яких виконаний із трубобетону [259, 365]. Сталебетонна плита може вкладатися як у площині сталевої труби, заповненої бетоном, (рис. 1.15) (схема 1) так і безпосередньо на трубобетонний елемент (рис. 1.16) (схема 2). Причому за першою схемою сумісна робота сталі і бетону реалізується за рахунок контакту труби з бетоном, а за другою — за рахунок застосування анкерів.

Експериментально підтверджено, що така конструкція має підвищену несучу здатність. Установлено залежність величини руйнівного навантаження — навантаження, при якому зв'язок між бетоном і сталлю втрачається, від класу міцності бетону і товщини верхнього шару бетону. З'ясовано, що при збільшенні класу міцності бетону руйнівне навантаження для схеми 1 зростає до 45 %, а для схеми 2 — до 33 %. До того ж зсувне зусилля для схеми 1 майже у чотири рази

більше, ніж для схеми 2. Залежно від товщини верхнього шару бетону руйнівне навантаження для схеми 1 зростає до 21 %, а для схеми 2 — до 26 % [398].

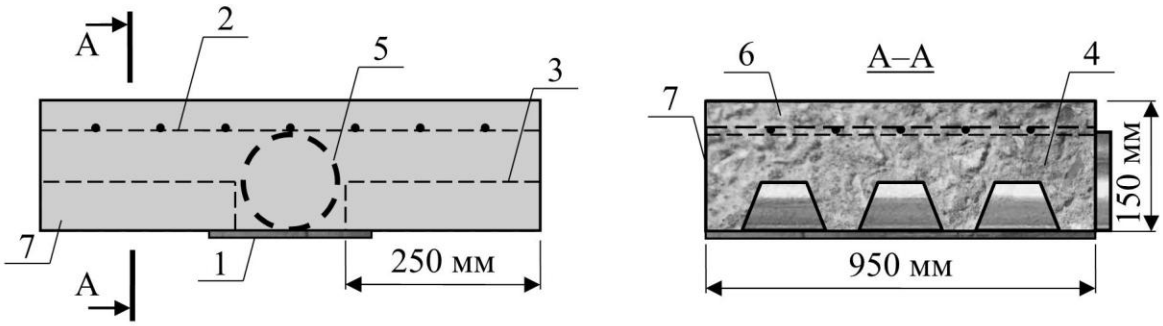


Рисунок 1.15 — Конструкція з укладанням монолітної сталебетонної плити у площині труби, заповненої бетоном [365]:

1 — сталева опорна пластина; 2 — арматурна сітка; 3 — профільований настил; 4 — бетон; 5 — сталева труба, заповнена бетоном; 6 — верхній шар бетону; 7 — торцева пластина

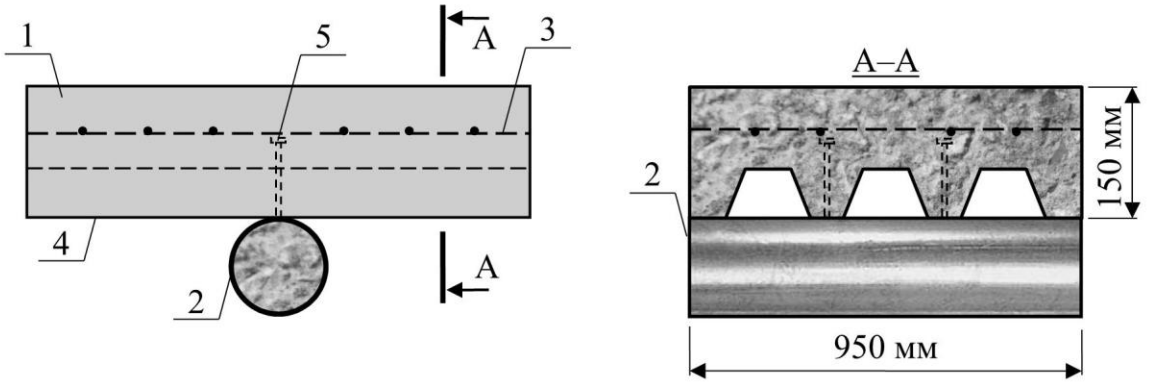


Рисунок 1.16 — Конструкція з укладанням монолітної сталебетонної плити на трубу, заповнену бетоном [365]:

1 — бетон; 2 — сталева труба, заповнена бетоном; 3 — арматурна сітка; 4 — профільований настил; 5 — анкер

Узагалі дослідженню напружено-деформованого стану конструкцій такого типу та розв'язанню проблеми забезпечення сумісної роботи профільованого листа та бетону присвячені праці Э. Л. Айрумяна [4], А. Я. Барашикова [10], С. Ю. Бєляєвої [11], О. І. Давиденка [55], Ф. Є. Клименка [96], М. П. Коваля [101], В. І. Козаря [103], Є. Ф. Орла [126], Н. В. Смолянюк [178], Э. Д. Чихладзе [229], С. Г. Шевчука [234], M. Crisinel [271], D. Mullett [347], W. Nathan [351] та ін.

Поруч з дослідженнями монолітних сталебетонних конструкцій вивчаються збірні сталезалізобетонні системи. Використання збірних конструкцій є перспективним напрямом в удосконаленні конструктивних рішень несучих сталезалізобетонних систем. Одним із елементів збірної

сталезалізобетонної конструкції є плита зі сталевим обрамленням (рис. 1.17). Експериментальним шляхом установлено, що несуча здатність такої плити порівняно із залізобетонною плитою аналогічного перерізу більша на 45–50 % [70]. До того ж завдяки сталевому обрамленню плита має підвищену жорсткість.

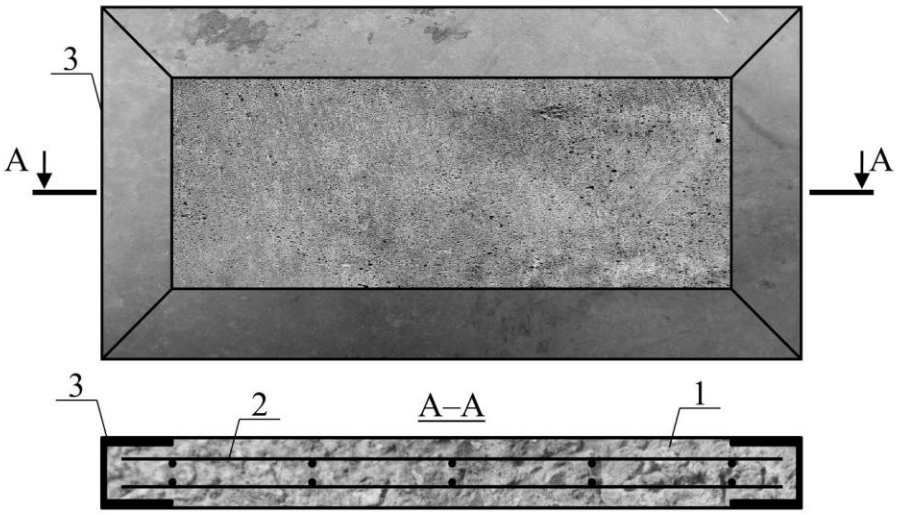


Рисунок 1.17 — Плита із сталевим обрамленням для системи збірного безбалкового перекриття [70]:

1 — бетон; 2 — арматурна сітка; 3 — сталеве обрамлення

Слід зазначити, що плита зі сталевим обрамленням, крім основних якісних фізико-механічних параметрів, має переваги технологічного характеру, йдеться про низьку трудомісткість виготовлення, яка досягається за рахунок використання обрамлення як незнімної опалубки [70]. Експериментально підтверджені переваги таких плит дають можливість застосовувати їх у системах безбалкового [125] та часторебристого перекриття [121]. У м. Полтава при реконструкції закладу громадського харчування була застосована система сталезалізобетонного безбалкового перекриття з використанням плит із сталевим обрамленням [122].

Іншим прикладом збірних покриттів є конструкції, що складаються із типових ребристих залізобетонних плит і сталевих ферм покриття. Застосуванням таких конструкцій за умови забезпечення сумісної роботи плит і ферм досягається економія матеріалів. При застосуванні ферм прольотом 30 і 36 м та плит 6 і 12 м економія металу досягає до 18 %, бетону — до 10 % [1], а у разі застосування великопролітних полегшених ґратчастих сталезалізобетонних

плит економія сталі зростає до 25 % [214]. Серед стрижневих сталезалізобетонних кроквяних конструкцій існують і такі, що складаються із залізобетонних балок та сталевих ферм (рис. 1.18).

У цілому, включення типових залізобетонних елементів у сумісну роботу як верхнього пояса з типовими сталевими фермами є економічно обґрунтованим конструктивним рішенням. Незважаючи на те, що ці конструкції є ефективними, вони мають і суттєві недоліки: перш за все це складність проектування і необхідність пристосовування типових елементів під нові умови роботи.

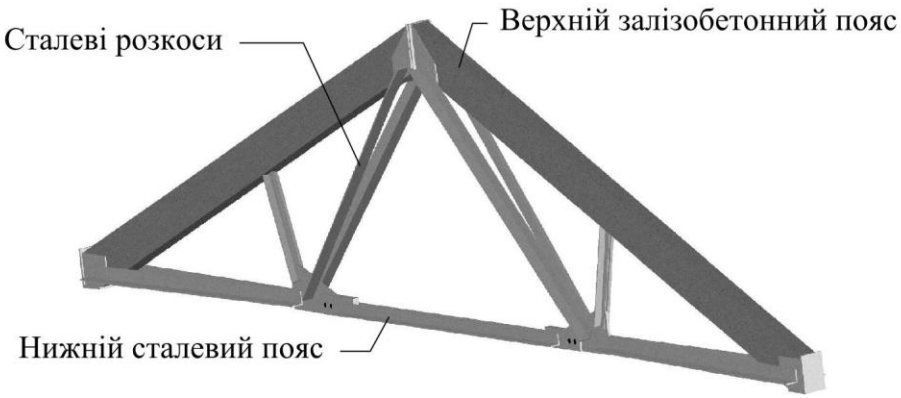


Рисунок 1.18 — Сталезалізобетонна двосхила кроквяна ферма [64]

Загалом застосування сталезалізобетонних елементів у промисловому і цивільному будівництві має техніко-економічний ефект, оскільки сприяє економії сталі до 33 % порівняно з суцільно металевими та до 11 % порівняно з традиційними залізобетонними конструкціями. До того ж приведені витрати зменшуються до 30 % порівняно зі сталевими і до 50 % порівняно із залізобетонними конструкціями [49].

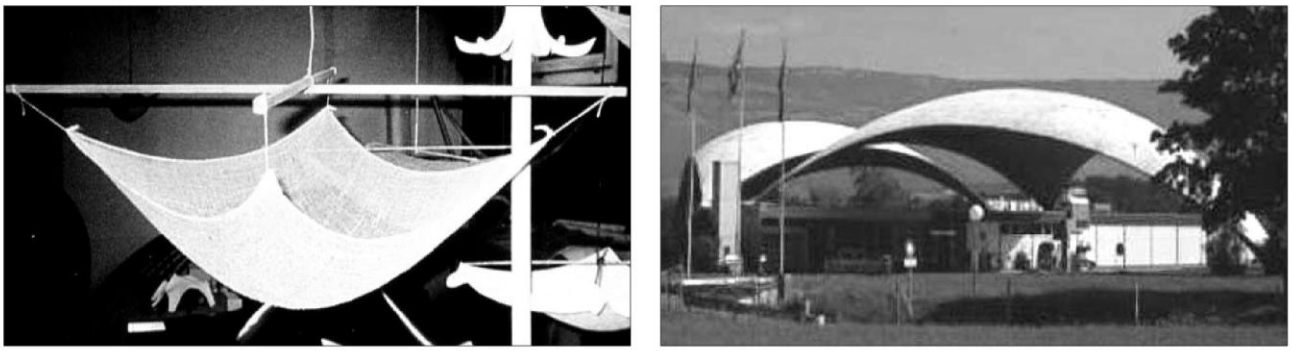
Спираючись на підсумки аналізу досліджень і огляду різноманітних конструктивних рішень сталезалізобетонних несучих елементів, а також способів поєднання сталевих деталей і бетону, можна стверджувати про ефективність та доцільність застосування сталезалізобетонних конструкцій для зведення просторових конструкцій, зокрема покриттів. Але для цього необхідно виконати ґрунтовні теоретичні дослідження просторових несучих систем та способів їх побудови з метою виділення найефективніших просторових систем, які можливо буде застосовувати для формотворення покриттів.

1.2. Формоутворення просторових конструкцій

Поряд із проблемою пошуку способів комбінування сталевих і бетонних елементів у єдину конструкцію стоїть питання її формоутворення, оскільки на техніко-економічні показники покриття впливають не лише фізико-механічні властивості матеріалів, але й геометричні рішення. У роботах [273, 290] описується результат творчої діяльності архітектора іспанського походження Фелікса Кандела, який, намагаючись знайти нові способи економії матеріалів і зменшення затрат праці, експериментував із формами залізобетонних оболонок. Загалом відповідне формотворення та пошук шляхів оптимізації геометрії просторової конструкції можуть дати позитивний ефект та поліпшити її міцнісні характеристики, зокрема зменшити згинальні моменти або й узагалі ліквідування ймовірності їх появи.

У цілому, формотворення нових несучих систем — складна і трудомістка задача, розв'язання якої потребує глибоких знань у галузі архітектури, будівельних конструкцій та будівельної механіки [265]. До моменту появи потужної обчислювальної техніки для пошуку ефективних форм просторових конструкцій використовувалися спрощені методи, які засновані на попередньому досвіді та експериментах з фізичними моделями [253]. Однак і в епоху персональних комп'ютерів часто зустрічаються праці, присвячені розробленню спрощених методів формотворення. Підхід, описаний у роботі [250], дозволяє швидко визначити бажану форму будівлі або іншої споруди і легко запроектувати її без необхідності проведення складних математичних розрахунків. Ця унікальна праця висвітлює процес проектування конструкцій для архітекторів, включаючи вибір необхідних матеріалів, пошуку прийнятної конфігурації, визначення внутрішніх зусиль і розмірів конструктивних елементів, а також розробки відповідних вузлових з'єднань та прийняття методу зведення. У праці [374] розглянуто основи структурного аналізу конструкцій з особливим акцентом на параметри, які визначаються умовами роботи, а також наведено огляд фундаментальних понять нематематичного аналізу і проектування балкових, аркових і вантових конструкцій.

Принцип пошуку просторових форм із застосуванням фізичних моделей полягає в отриманні інверсії форми. Для цього підвішували гнучкі елементи, наприклад ланцюги, тканину чи дріт, які під дією гравітації або вантажів утворювали дугу або ламану лінію, що окреслювала форму майбутньої поверхні. Саме таку методику було застосовано Джованні Полені для оцінки ефективності покриття собору Святого Петра в м. Рим, а також іншими відомими архітекторами та інженерами, наприклад Хайнсом Ізлером (рис. 1.19).



а) б)

Рисунок 1.19 — Оболонка, що запроектована Хайнсом Ізлером:
а) фізична модель [www.explorations-architecturales.com, date: 16.08.2017]; б) загальний вигляд [www.generativeart.com, date: 16.08.2017]

Таку методику також використав Антоні Гауді при проектуванні собору Саграда Фамілія в м. Барселона. Масштабована фізична модель Гауді дозволила отримати конструкцію, елементи якої працюють лише на стиск [328]. Основними недоліками такого підходу є неможливість урахування зміни товщини елементів і горизонтального навантаження. Крім того, доволі складно визначити значення напружень і деформацій у дійсних елементах конструкції.

Узагалі при проектуванні просторових конструкцій багато факторів можуть впливати на геометрію їх форми: наприклад, висота, маса конструкції, ступінь модульності тощо. Вирішенню проблеми проектування та формоутворення просторових конструкцій та систем присвячені праці Н. П. Абовського [2], Л. В. Гапонової [29], В. С. Шмуклера [116], W. Herget [312], J. Lienhard [330], S. J. Medwadowski [338], I. Mekjavić [341], M. Melaragno [343], H. T. Wong [412], W. Zalewski [415] та ін.

У праці [337] наведено фундаментальні принципи проектування форм будівельних структур з урахуванням потреб навколишнього середовища, процеси проектування і вибору структурних систем та матеріалів, механіки матеріалів й аналізу структур. Підсумком праці є вказівки та положення для проектування несучих систем, критерії прийняття їх конструктивних рішень і форм. У роботі також наведено узагальнені рекомендації й обґрунтування доцільності застосування типу несучої системи залежно від прольоту та типу матеріалу. Підсумком дослідження, наведеного у праці, є твердження, що склепінчасті системи дають можливість зводити не лише ортогональні або прямолінійні у плані, але й криволінійні великопролітні та просторові покриття. Такі конструкції є надзвичайно популярними, оскільки зводилися у різних регіонах світу й у різні часи, зокрема у Стародавній Греції, Єгипті, Китаї і Індії [343]. До таких конструкцій належать і оболонки, до того ж установлено, що для такого типу конструкцій ефективно застосовувати не лише традиційний залізобетон [338, 345], але й сталезалізобетон [412]. Незважаючи на існуючі переваги, застосування циліндричних оболонок дещо обмежується їх схильністю до втрати стійкості унаслідок появи в процесі монтажу або експлуатації невеликих відхилень від вихідної геометрії [341].

У роботі [330] сформульовано загальні принципи формотворення і структурного аналізу аркових конструкцій. Сутність роботи полягає у виробленні спільних понять формотворення несучих систем і структурного аналізу аркових структур. Спираючись на результати інженерного та історичного вишукування, розглядаються методологія, механічні та матеріальні основи таких систем. Установлено, що поведінка несучої системи пов’язана з впливом залишкових напружень вигину на жорсткість, масштаб і стійкість таких конструкцій. Ґрунтуючись на цих висновках, були сформульовані узагальнені правила проектування аркових несучих конструкцій.

У роботах [278, 332, 340, 410] наведено основні несучі системи і конструкції, їх матеріали і методи зведення, що застосовуються в будівництві. У праці [349] описано повну палітру несучих конструкцій і їх функцій, розподіл сил в елементах конструкції і шляхи передавання їх на основу. Приведені

методи дозволяють з мінімумом математичних дій виконати статичний аналіз різноманітних конструкцій і споруд.

У роботі [380] представлено сучасні методи проектування оболонок, у тому числі топологія і структурна оптимізація. Крім цього, розглянуто аналітичні методи і комп'ютерні алгоритми розробки складних поверхонь з конкретними прикладами. В останні роки для розв'язання проблеми формоутворення широко застосовують обчислювальну техніку [258]. У статті [400] на прикладі реальних об'єктів показано, як застосування комп'ютерів може значно розширити можливості методів оптимізації при проектуванні бетонних оболонок. Результати підтверджують, що значне поліпшення просторової роботи може бути досягнуто навіть з невеликими геометричними змінами.

З огляду на значну кількість факторів, що впливають на форму просторових та великопролітних конструкцій, для зручності їх проектування та дослідження варто їх класифікувати. Загалом несучі системи поділяють на п'ять груп, тобто вони можуть бути активними за формою; за вектором; за перерізом; за поверхнею; за висотою [278]. До несучих систем, активних за формою, відносять: вантові; тентові; пневматичні; аркові. До систем, активних за вектором, відносять: плоскі стрижневі ферми (рис.; плоский переносний каркас (фахверк); криволінійний каркас; просторовий каркас. До систем, активних за перерізом, відносять: балки; рами; балкові клітки; панелі. До систем, активних за поверхнею, відносять: пластинчасті; складчасті; оболонки.

Несучі системи, активні за формою, сприймають та передають навантаження завдяки нормальним зусиллям, тобто елементи таких конструкцій є стиснутими або розтягнутими. Завдяки системі з підвішених вант утворюється несуча ванта (рис. 1.20, а), що здатна утримати власну вагу та сприйняти навантаження виключно за рахунок зусилля розтягу (рис. 1.20, б). Завдяки моменту горизонтальної реакції $M_н$ вирівнюється різниця між моментами M_p і M_a, що призводить до виключення згину. Таким чином, характерною ознакою несучих систем, активних за формою, є такі, що відводять зовнішні сили за допомогою простих зусиль: арка — за допомогою зусиль стиску, а ванта — за допомогою зусиль розтягу.

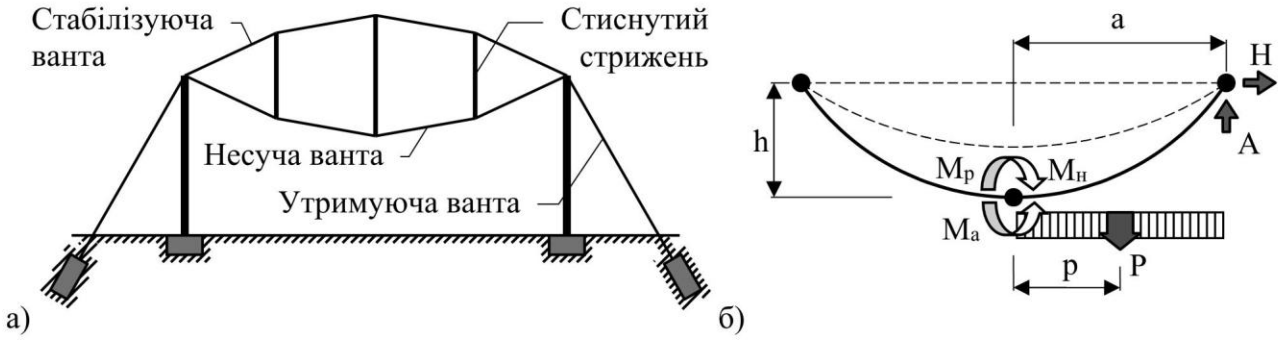


Рисунок 1.20 — Основні елементи (а) та важільний механізм (б) несучої ванти [322]

Особливість таких форм полягає у тому, що якщо розташування навантаження зміниться, то змінюється і форма. Причому несуча ванта у такому випадку самостійно приймає нову форму (рис. 1.21) [278], а несуча арка змушена сприймати можливу появу моментів за рахунок своєї жорсткості.

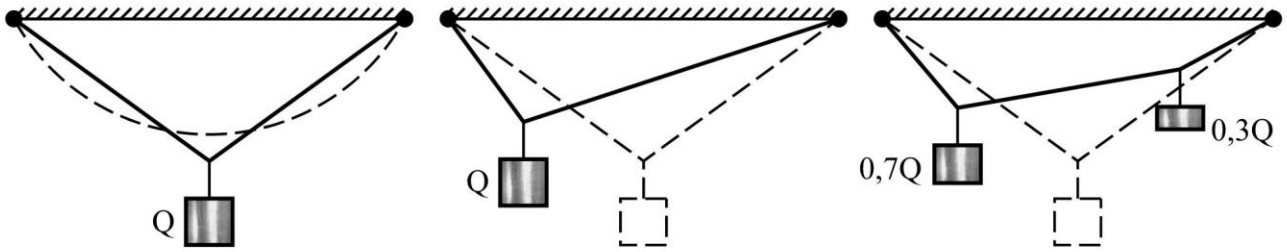


Рисунок 1.21 — Вплив сили на форму несучої ванти [323]

Легкість гнучкої несучої ванти по відношенню до арки є недоліком таких формоактивних несучих систем. Через власну низьку масу і високу гнучкість при великій довжині несуча ванта дуже піддається впливу повітряних потоків, коливанням, асиметричним і рухомим навантаженням, що може викликати критичні деформації (рис. 1.22) [262, 278, 323], але вирішити цю проблему повною мірою можна завдяки попередньому напруженню системи [278].

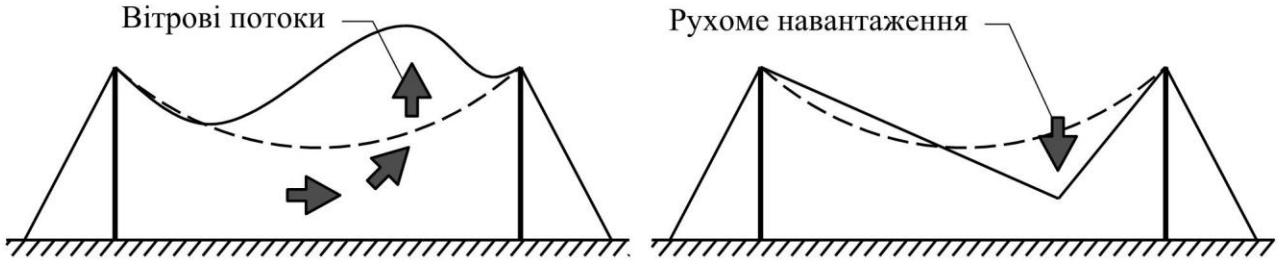
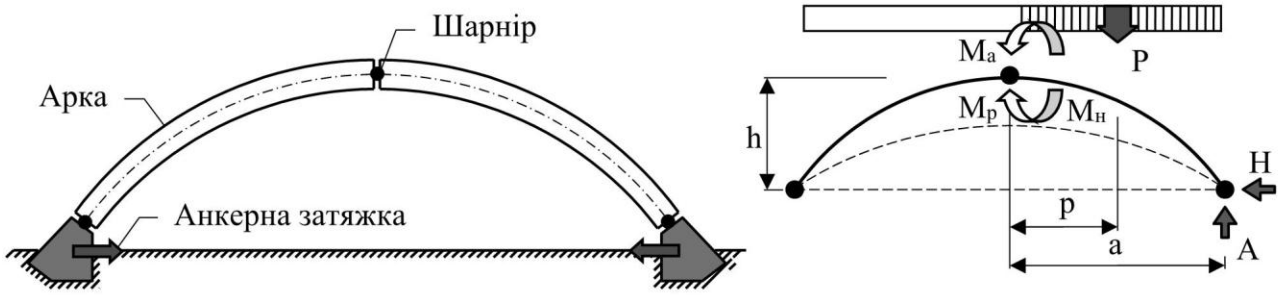


Рисунок 1.22 — Критичні деформації несучої ванти [262]

У такому випадку ванта стабілізується й отримує можливість сприймати додаткові, спрямовані вгору сили. Що стосується несучої арки, то вона може бути попередньо стиснута за допомогою елементів, що працюють на розтяг, щоб мати

можливість сприйняти асиметричне навантаження без досягнення критичної деформації. Обернена ванта формує несучу арку (рис. 1.23, а), яка сприймає тільки сили стиснення (рис. 1.23, б) тієї ж величини, що і сила розтягу в несучій ванті.



а) б)

Рисунок 1.23 — Основні елементи (а) та важільний механізм (б) несучої арки [278]

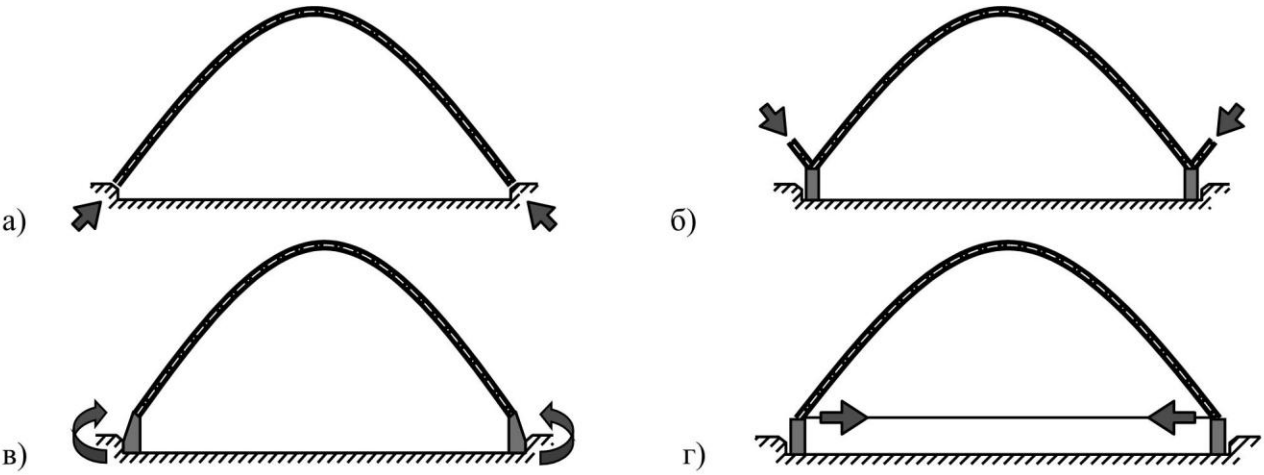
До того ж ідеальна форма арки з точки зору сприйняття навантаження відповідає формі ванти для аналогічного навантаження (рис. 1.24).



а) б)

Рисунок 1.24 — Зв’язок форми несучої ванти (а) й арки (б) [250]

Опорні аркові системи характеризуються способами сприйняття горизонтального розпору (рис. 1.25).



а) б)

в) г)

Рисунок 1.25 — Способи сприйняття горизонтального розпору [380]:

а) арка, зароблена в ґрунт; б) багатопролітна арка; в) арка на опорах; г) арка із затяжкою

Горизонтальний розпір арки обернено пропорційний її висоті (рис. 1.26). Для зменшення розпору потрібно вибрати максимально можливу висоту арки.

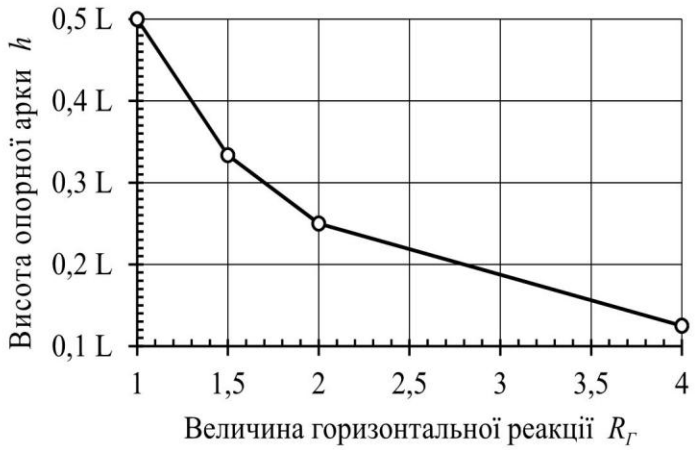
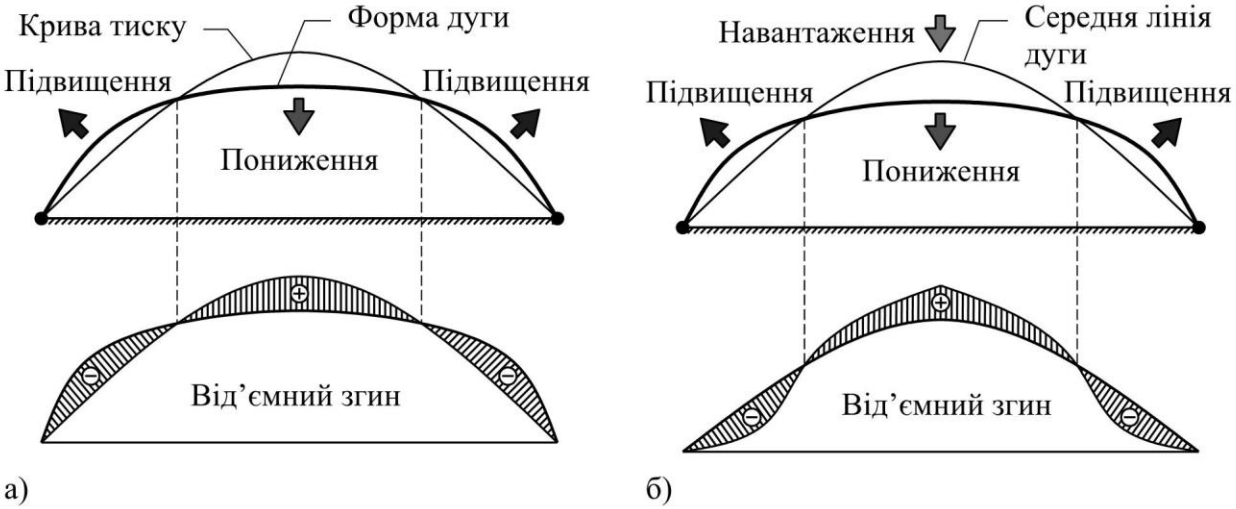


Рисунок 1.26 — Вплив висоти арки на величину горизонтальної реакції [278]

Окрім виникнення горизонтального розпору в опорних аркових системах, існує можливість виникнення згину (рис. 1.27).



а) б)

Рисунок 1.27 — Згин опорної арки [278]:

а) унаслідок відхилення середньої лінії дуги від лінії опори; б) унаслідок додаткових горизонтальних і вертикальних навантажень

Виникнення згину в таких конструкціях пояснюється опусканням або підійманням форми дуги, які неминуче виникають унаслідок будь-якого відхилення середньої лінії дуги від лінії тиску. Причиною виникнення згину в арках може бути також дія додаткових сил, температурних впливів, нерівномірного осідання фундаментів тощо [278].

Несучі ванта й арка є плоскими системами, але їх з успіхом можна застосовувати в просторових системах. Просторове відведення навантаження здійснюється шляхом перехрещення несучих вант або арок по двох осях (рис. 1.28, а, б) або утворенням чотирикутної сітки (рис. 1.28, в, г).

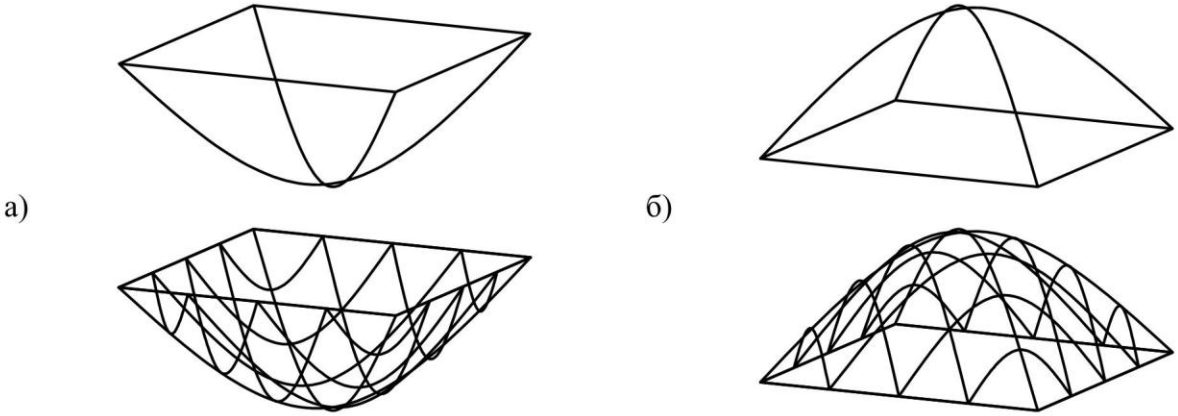


Рисунок 1.28 — Основи просторового утворення несучих систем [250]:
а) тривимірна система несучих вант; б) тривимірна система несучих арок; в) чотирикутна сітка із несучих вант; г) чотирикутна сітка із несучих арок

Несучі системи, активні за вектором, — несучі системи із жорстких лінійних елементів (стрижнів), в яких розподіл сил відбувається шляхом векторного ділення, тобто розкладання сили по осях X, Y і Z, причому елементи таких систем працюють на стиск або розтяг. Типовою конструктивною ознакою активних за вектором несучих систем є трикутне формоутворення і наявність вузлових з'єднань (рис. 1.29).

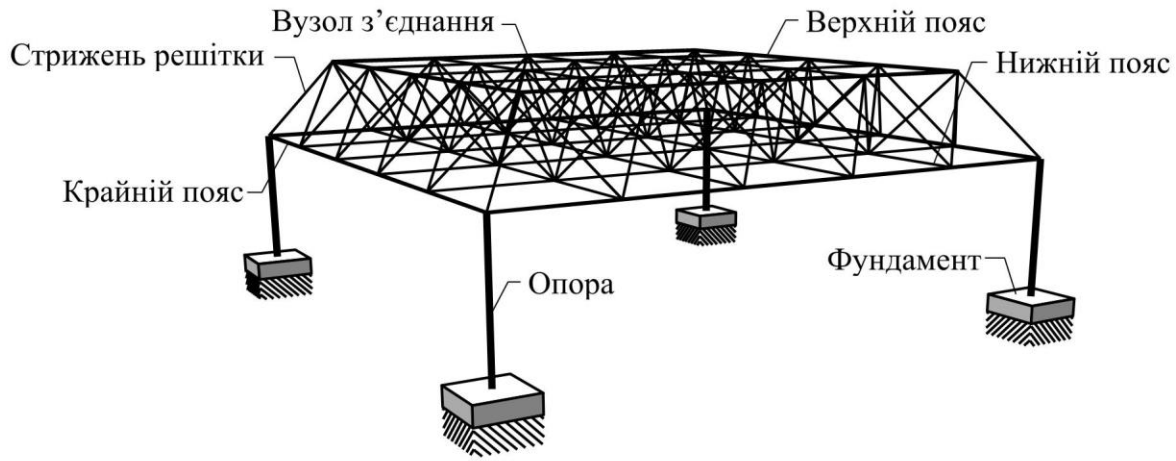


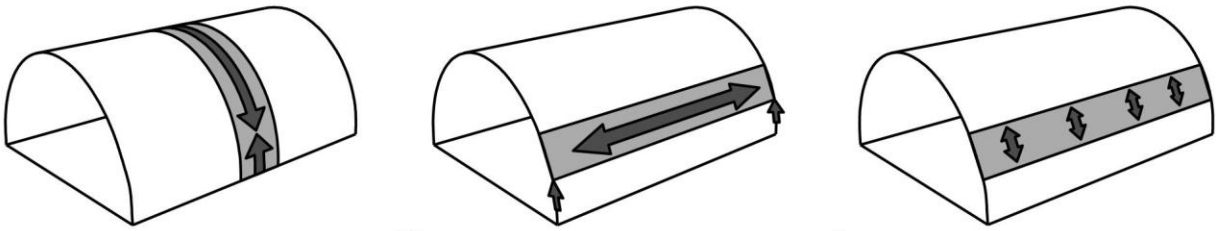
Рисунок 1.29 — Структурна система та її основні елементи [267]

Ефективність несучого механізму таких просторових систем полягає в об'єднанні паралельних плоских ферм.

Несучі системи, активні за поверхнею, — несучі системи, утворені з поверхонь, які є жорсткими на стиск, розтяг і зріз, а перерозподіл сил

відбувається шляхом опору поверхні та відповідного формоутворення. При цьому елементи таких систем навантажені мембранними силами, тобто такими, які діють паралельно поверхні.

В оболонкових системах досягається потрійний несучий ефект (рис. 1.30).



а) б) в)

Рисунок 1.30 — Несучий ефект зігнутої оболонки [278]:

а) ефект несучої арки; б) ефект панелі; в) ефект плити

Ураховуючи результати проведених досліджень, можна стверджувати, що найбільш ефективними несучими системами для великопролітних і просторових покриттів є структурні конструкції [99], різноманітні оболонки [338], вантові системи [262, 314], однак вантові системи є надто нелінійними (з рос. *сильнонелинейные* [237]) конструкціями, на це треба звернути увагу при аналізі їх роботи [237]. Отже, для розроблення нових сучасних просторових систем необхідно детально дослідити ці конструктивні рішення та виділити їх особливості, які якісно можна застосувати при розробленні нових конструкцій.

1.3. Структурні конструкції та їх дослідження

Структурні конструкції — широкий клас просторових стрижневих систем, які дозволяють покривати значні площі без застосування проміжних опор. Такі конструкції характеризуються гарною просторовою роботою та є багаторазово статично невизначеною системою, а при пошкодженні стрижневих елементів у ній відбувається перерозподіл зусиль. Крім цього, структурним конструкціям властива здатність сприймати значні зосереджені навантаження, підвищена жорсткість, що дозволяє в декілька разів зменшити будівельну висоту покриття та обсяг експлуатаційних витрат порівняно з іншими конструкціями. Усе це говорить про доцільність застосування структурних конструкцій для розроблення нових композитних просторових

конструкцій, але для цього необхідно виконати детальний та ґрунтовний аналіз результатів експериментальних і теоретичних досліджень, а також систематизацію отриманих даних з метою формування чіткої картини про особливості роботи структурних конструкцій та виділення напрямів їх подальших досліджень.

1.3.1. Загальні відомості про структурні конструкції

Сьогодні найбільш відомими просторовими конструкціями є структурні конструкції. Такі конструкції відомі і поширені завдяки гнучкості до формоутворення, що підтверджується великою кількістю оригінальних та неповторюваних об'єктів у всьому світі [288]. Такі конструкції володіють низкою переваг, а їх раціональне застосування дозволяє отримати економічну ефективність порівняно з іншими більш традиційними конструктивними рішеннями [241].

До переваг структурних конструкцій, які визначають їх ефективність на відміну від інших конструкцій належать:

1. Уніфікація вузлових і стрижневих елементів;

2. Ефективна просторова робота, що дозволяє сприймати значні навантаження;

3. Просторова жорсткість та стійкість до раптових руйнувань і локальних пошкоджень;

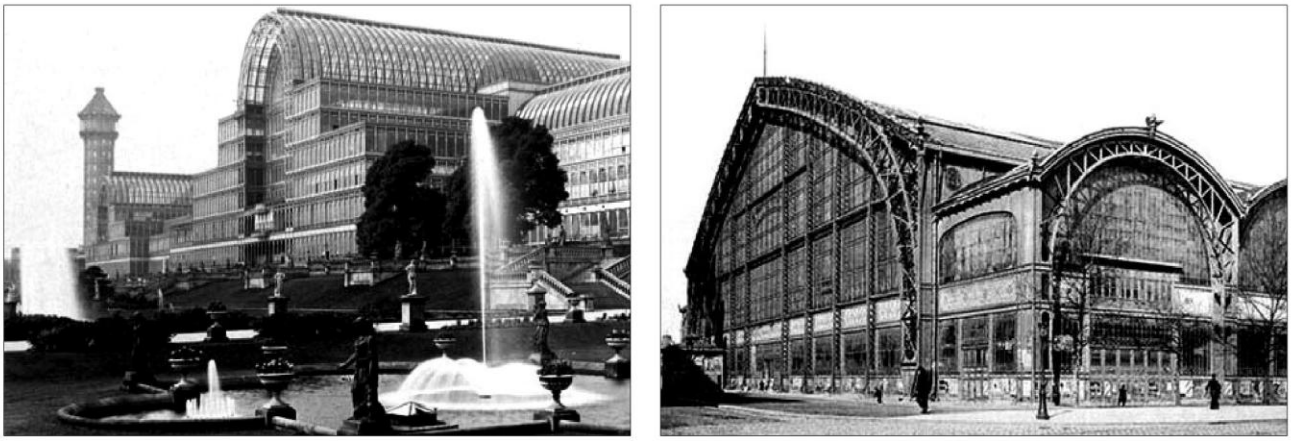
4. Здатність до розбирання та повторного збирання.

Особливість структурних конструкцій полягає у тому, що вони складаються із модульних елементів. Залежно від форми і взаємного розташування таких модульних елементів, структурні конструкції можуть бути одношаровими, двошаровими сітчастими оболонками або структурними плитами. Із застосуванням структурних конструкцій можливо створювати великопролітні покриття при невеликій будівельній висоті, що знаходиться в межах 1/16–1/25 прольоту. До того ж структурні конструкції характеризуються як конструкції з низькою масою та зниженою чутливістю до сейсмічних

впливів, для зведення яких застосовуються дрібнорозмірні елементи. Це значно полегшує технологічний процес транспортування, вантажно-розвантажувальних робіт і монтажу, а також вони мають гарну архітектурну виразність та привабливість геометричних форм.

Концепцію й переваги сталевого модульного будівництва було ефективно продемонстровано більш ніж півтора століття тому, коли було зведено будівлю Кришталевого палацу для виставки в м. Лондон у 1851 році (рис. 1.31, а), а згодом машинну галерею в м. Париж у 1889 році (рис. 1.31, б) [267].

Серед загального класу структурних конструкцій найчастіше виділяють структурні плити [251], однак існують численні приклади реалізації структурних конструкцій з більш складною формою: кулі, різноманітні оболонки, ступінчасті плити, піраміди та інше [83, 218, 267, 358]. Такі конструкції демонструють широкі можливості використання сталі при зведенні великопролітних будівель, різноманітність форм яких обмежується лише винахідливістю архітекторів та інженерів.



а) б)

Рисунок 1.31 — Кришталевий палац у м. Лондон (а) та машинна галерея у м. Париж (б) [www.pinterest.com, date: 16.08.2017]

Структурні плити є найхарактернішими просторовими конструкціями, найчастіше для зведення таких покриттів застосовуються стрижні, що виготовляються із сталевих трубчатих елементів. Менш розповсюдженими для структурних конструкцій є елементи, що виконані із сталевих профілів інших перерізів, зокрема кутик, швелер, тонкостінні профілі та ін. [47, 119, 221]. Свій перший значний поштовх у розвитку структурні конструкції отримали завдяки

винахіднику А. Г. Беллу. У перше десятиліття двадцятого століття він експериментував із просторовими наскрізними стрижневими восьмигранними та чотиригранними об'ємними формами. Белл звернув увагу на подвійну перевагу тривимірних решітчастих елементів — високу несучу здатність та малу вагу. Однак першої популярності структурні конструкції набули після того, як у 1939 році було запатентовано структурну систему, котра згодом стала відома як система «Unistrut» [269]. Незважаючи на це, просторові структури не використовувалися у будівництві до моменту появи німецької системи «Mero» на початку 40-х років минулого століття. Система «Mero» була першою повноцінною просторовою конструкцією, доступною комерціалізації [375].

Широкого впровадження структурні конструкції отримали у середині двадцятого століття завдяки дослідженням архітекторів й інженерів, які шукали нові оригінальні форми та альтернативи існуючим вузловим з'єднанням. Так, американський архітектор та інженер R. B. Fuller розробив восьмигранну вузлову систему, що складалася із двох тетраедрів й октаедра та монтувалася у всіх напрямках, а також ним були розроблені геодезичні бані [277].

Наприкінці 40-х років минулого століття K. Wachsmann і P. Weidlinger розробили систему просторової конструкції «Mobilar», на яку отримали патент. Система «Mobilar» істотно відрізнялася від систем «Mero» і «Unistrut» тим, що вузли не були відокремлені від стрижнів, а геометрія з'єднувальних деталей не була настільки жорсткою і масивною, як у більшості ранніх систем. Протягом 1950-х років ці системи продовжували вдосконалюватися, що призвело до появи інших систем [6, 153, 233, 256, 306, 327 335, 382, 401, 414].

Розвиток структурних конструкцій не завжди був таким стрімким й інтенсивним, як зараз. Раніше стримуючим фактором на шляху розповсюдження таких конструкцій був їх структурний аналіз, який призводив до надзвичайно трудомістких обчислень, оскільки вони є багаторазово статично невизначеними конструкціями. Ці труднощі складного аналізу певною мірою гальмували та обмежували застосування структурних конструкцій. Згодом упровадження електронних обчислювальних машин докорінно змінило весь підхід до аналізу структурних конструкцій та сприяло новій хвилі їх розвитку. За допомогою комп'ютерних програм можна аналізувати дуже складні просторові структури з

великою точністю і меншою кількістю часу. Завдяки цьому за останні півстоліття розвиток структурних конструкцій вийшов на зовсім інший рівень. Крім розвитку комп'ютерної техніки, є й інші суттєві чинники, що вплинули на швидкий розвиток таких конструкцій. По-перше, це сучасне обладнання та більші можливості для виробництва ефективних конструкцій. По-друге, це потреба у великих критих площах, яка постійно була актуальною та набувала особливої гостроти при проектуванні споруд для проведення спортивних змагань, виставок тощо.

Питання пошуку нових структурних форм для покриття великих площ завжди було головним завданням архітекторів, інженерів і науковців. Велика кількість теоретичних і експериментальних досліджень проводилася багатьма університетами та науково-дослідницькими інститутами в різних країнах. У підсумку значна частина результатів і розробок були впроваджені на практиці. Нові творчі рішення структурних конструкцій найчастіше реалізовувалися під час будівництва спортивних арен [317], виставкових павільйонів, транспортних терміналів, машинних залів [227], ангарів для літаків. Загалом багато цікавих проектів були спроектовані і побудовані по всьому світу з використанням різних конфігурацій. Кожна із таких конструкцій має свої переваги та недоліки по відношенню одна до одної, але всіх їх об'єднує одна спільна відмінність, яка вирізняє їх з-поміж інших типів конструкцій. Цією відмінністю є те, що структурні конструкції збираються з лінійних елементів, які працюють лише на осьові зусилля стиску або розтягу [278].

Незважаючи на переваги та сприятливі умови для розвитку, структурні конструкції мають суттєвий недолік — складні у виготовленні вузлові з'єднання.

Отже, загальною тенденцією у розвитку структурних конструкцій є прагнення звести до мінімуму число типорозмірів модульних елементів, знизити трудомісткість технологічних процесів монтажу та складність вузлових з'єднань.

1.3.2. Основи проектування і конструювання структурних конструкцій та їх дослідження

Питання проектування структурних конструкцій час від часу привертало увагу вчених зі всього світу. Попередньо проведений аналіз історії розвитку структурних конструкцій показує, що поява та розвиток кожної нової

конструктивної форми зумовлені прагненням знайти найбільш економічне конструктивне рішення. Вирішенню цієї проблеми та дослідженню конструкцій в цілому присвячена значна кількість праць закордонних і вітчизняних учених. Більшість праць пов'язані з оптимізацією та пошуком відповідних геометричних параметрів [395]. У роботі [218] досліджено конструктивні рішення і схеми, методи розрахунку та способи монтажу, а також вплив розмірів елементів і їх форми на напружено-деформований стан і масу конструкції.

Дослідженню та вдосконаленню конструктивних рішень структурних конструкцій і методів їх розрахунку присвячені роботи М. М. Кирсанова [87], В. І. Трофимова [217], Р. І. Хісамова [226], В. М. Шимановського [240], О. В. Шимановського [241], J. Chilton [267], J. M. Gerrits [306], T. T. Lan [327], Z. S. Makowski [336], G. Parke [358], G. S. Ramaswamy [368], A. Tashakori [395] та ін.

Основними геометричними параметрами структурних конструкцій є висота і розмір модуля. Висота — відстань між верхнім і нижнім поясами, а модуль — відстань між двома шарнірами в площині верхнього пояса (рис. 1.32, а). Незважаючи на те, що ці параметри здаються досить простими, вони суттєво впливають на вартість конструкції. У свою чергу на висоту h і розмір модуля a впливають декілька параметрів: тип сітки [327], відстань між опорами L, вид покрівлі, а також вузлова система. Насправді висота h і розмір модуля a взаємозалежні. Параметром, який їх пов'язує, є кут α між ребром піраміди модуля та його горизонтальною проекцією. Цей кут повинен знаходитися в межах 30°…60°.

Єдиного співвідношення висоти h до розміру модуля a немає і, як правило, визначається практичним досвідом. Уважається, що висота h структурних конструкцій є відносно невеликою порівняно з більш традиційними конструкціями. Проте мала висота h по відношенню до прольоту L створює потребу використання менших модулів, що спричинює зростання їх кількості, а отже, і кількості вузлів, маси структури та вартості.

У праці [326] було виконано пошук співвідношення висоти структурної конструкції h до прольотів у межах від 24 до 72 м. Було досліджено сім типів

решіток, розміри модуля a і висота h приймалися змінними величинами, а загальна вартість приймалася як цільова функція, котра включає вартість елементів і з'єднань та покрівельних і огороджувальних матеріалів. Така постановка питання дозволила стверджувати про достовірність отриманих даних. Було встановлено, що шукані параметри конструкції для різних систем різні, а розмір модуля зазвичай зростає із збільшенням прольоту. Також за допомогою регресійного аналізу розрахункових значень отримано емпіричні формули співвідношення між прольотом L і висотою h [326]:

$$\frac{L}{h} = 12 \pm 2, \tag{1.4}$$

$$\frac{L}{h} = \frac{(510 - L)}{34} \pm 2. \tag{1.5}$$

Різниця у наведених виразах полягає у тому, що вираз (1.4) отриманий для конструкцій з покриттям із залізобетонних плит, вираз (1.5) — для металевої покрівлі. Використовуючи ці вирази, було побудовано графіки залежності між прольотом L і висотою h, однак, крім цих значень, існують ще декілька рекомендованих співвідношень (рис. 1.32, б) [266].

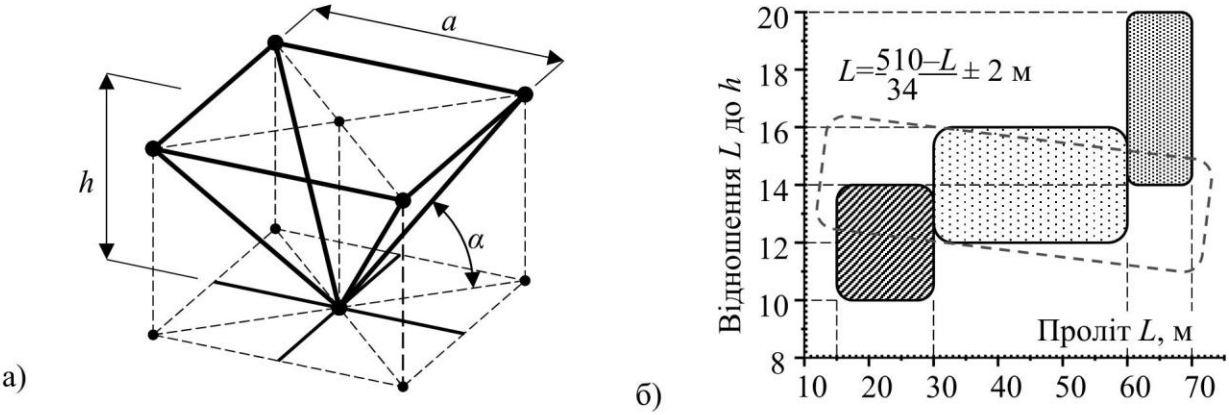


Рисунок 1.32 — Залежність між параметрами структурних конструкцій [266]:
а) між висотою h і розміром модуля a; б) між прольотом L і висотою h

1.3.3. Огляд існуючих вузлових з'єднань та їх досліджень

Структурні конструкції складаються із стрижневих елементів різного перерізу, які з'єднуються у вузлах. На сьогодні існує велике різноманіття рішень вузлових з'єднань, але узагальнено їх можна розділити на три групи:

I група — вузлові з'єднання, що виготовляються за допомогою монтажного зварювання;

II група — вузлові з'єднання на болтах або інших збірних пристосуваннях, які виключають застосування як заводського, так і монтажного зварювання. Такі з'єднання, залежно від того як працюють болти, додатково можна розділити на дві підгрупи: вузли, де болти працюють на стиск або розтяг (різьбові з'єднання), та вузли, де болти працюють на зминання та зріз;

III група — комбіновані вузлові з'єднання. До цієї групи відносяться з'єднання, в яких зварювання виконується в заводських умовах, а збірка за допомогою болтів на будівельному майданчику. Характерною особливістю вузлів цієї групи є розчленування елементів вузла на дві групи деталей. Деталі першої групи приварюються в заводських умовах до кінців стрижневих елементів, утворюючи різноманітні наконечники (болти, косинки тощо).

Особливістю більшості вузлів є застосування з'єднувальних деталей — конекторів (від. англ. *connector* — з'єднувач). Конектори можуть бути різної форми і виготовлятися із литих, пресованих, штампованих чи зварних деталей у вигляді півсфер, фасонок тощо [6, 153, 233, 256, 306, 327, 335, 382, 401, 414].

До зварних вузлових з'єднань відносяться: «Oktaplatte» (Німеччина); «Segmo» (Франція); «SDC» (Франція) та ін.

Вузлова система «Oktaplatte» є найбільш відомою серед цього класу з'єднань, вона розроблена німецьким концерном Manessman. Особливість цієї системи полягає у конекторі. Він складається з двох напівсферичних порожнистих сталевих деталей, які в місці стику підсилюються сталевою діафрагмою, виготовленою у вигляді диску. Приєднання трубчастих стрижнів до конектора відбувається за допомогою монтажного зварювання. Найвідомішим прикладом застосування системи «Oktaplatte» є павільйон, збудований для Всесвітньої виставки 1964–1965 рр. у Нью-Йорку, США. Конкурентною «Oktaplatte» є вузлова система, що розроблена ЦНДІБК ім. В. А. Кучеренка [217], яка відрізняється від «Oktaplatte» тим, що не має масивного конектора. Загалом зварні з'єднання дозволяють об'єднувати різну кількість елементів практично під будь-яким кутом. Однак вони мають ряд

недоліків, серед яких: великий обсяг монтажного зварювання; складність вивірки кутів і, як наслідок, вища ймовірність утворення ексцентриситету; неможливість збирання-розбирання; неоднорідність зварного шва і залишкові зварювальні напруження; жорсткі вимоги до дотримання довжин стрижнів. Зважаючи на це, широкого розповсюдження зварні з'єднання не отримали.

До болтових вузлових з'єднань відносяться (рис. 1.33): «Sarton» (Франція); «Premit» (Італія); «Triodetic» (Канада); «Mero» (Німеччина); «Space Deck» (Великобританія); «Envision» (Канада); «Unibat» (Франція); «Nodus» (Великобританія); «NS» (Японія); «Zachod» (Польща); «Berlin» (Німеччина); «Pyramitec» (Франція); «БрГТУ» (Білорусь); «System III» (США); «Pyramid Sphere System» (США); «Hemisperical Node System» (США); «Unistrut» (США); «Mostostal» (Польща); «Newbat» (Франція); «TRIDI 2000» (Франція); «ONDDI» (Іспанія); «Uzay» (Італія); «Montal» (Німеччина); «Spherobat» (Франція); «Orona» (Іспанія); «Wuppermann» (Нідерланди); «Orbik» (Великобританія) та ін.



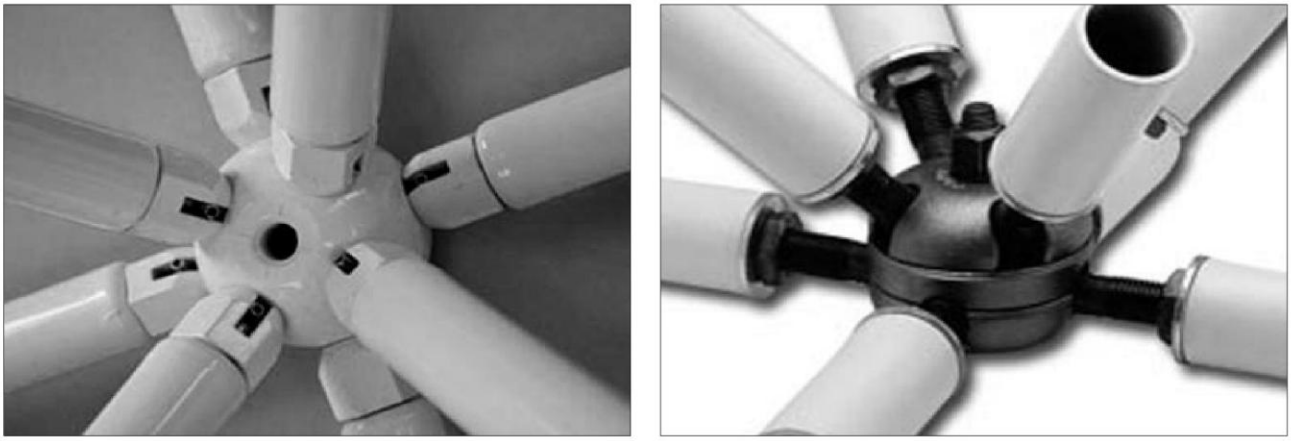
а) б)

Рисунок 1.33 — Болтові вузлові з'єднання структурних конструкцій:
а) система «Mero» [www.columbia.edu, date: 16.08.2017]; б) система «Triodetic» [www. multipoint-foundations.com, date: 16.08.2017]

З огляду на існуючі болтові вузлові з'єднання видно, що у різних країнах світу існують свої системи, які відрізняються одна від одної способом з'єднання стрижневих елементів, формою перерізу стрижневих елементів та формою конектора. У світовій практиці будівництва структурних конструкцій набули поширення вузлові з'єднання з осьовими болтами. Найпопулярнішою такою системою є «Mero», запропонована німецьким конструктором M. Mengeringhausen. Ця система для з'єднання стрижневих елементів

передбачає використання конектора, який являє собою суцільний сталевий багатогранник сферичної форми з улаштованими в ньому отворами з нарізаною різьбою. Такий конектор дозволяє з'єднувати до 18 стрижневих елементів, що містять наконечники, обладнані центральним болтом і муфтою. Вузлова система «Mero» має значну кількість модифікацій і рішень [382].

Аналогами системи «Mero» є американська система «Axent», італійські системи «Cubotto» і «Vestrut» (рис. 1.34) та французька «Villeroy». Конектори цих систем можуть складатися з декількох деталей, які стягуються між собою центральним болтом.



а) б)

Рисунок 1.34 — Болтові вузлові з'єднання структурних конструкцій:
а) система «Axent» [www.deltastructures.com, data: 16.08.2017]; б) система «Vestrut» [www.infobuild.it, date: 16.08.2017]

Виходячи із огляду відомих вузлових з'єднань, видно, що переважна їх кількість є болтовими і призначені для об'єднання трубчастих елементів. У більшості таких вузлів болти сприймають значні осьові зусилля розтягу або стиску. Однак монтажні неточності, випадкові пошкодження або деформації можуть спричинити появу згинальних моментів, що може призвести до руйнування болтів у вільній від різьби частині через значну концентрацію напруги. У праці [82] наведено конструкцію вузла з'єднання трубчастих елементів, яка виключає небезпеку руйнування болтів при роботі на згин. У роботі також наголошується на універсальності розробленого з'єднання та можливості його широкого застосування в покриттях різних будівель і споруд, у конструкціях арочного типу і куполів, а також у покриттях над трибунами стадіонів. Згідно з

дослідженнями ефективність розробленого вузла полягає у тому, що конструкція передбачає роботу стандартних болтів на подвійний поперечний зріз, що в 2,0…2,5 раза збільшує несучу здатність порівняно зі спеціальними болтами, котрі застосовуються в системі «Mero» [82].

Проаналізувавши існуючі вузлові системи та результати їх дослідження з точки зору простоти збирання, найефективнішими є вузлові з'єднання на зварних листових фасонках. Допуски на відхилення довжин стрижнів у таких вузлах менші. Такі технічні рішення сприяють спрощенню їх форми, а отже, і зниженню витрат на їх виготовлення. Менш складними є вузлові елементи з цільними деталями: штампованими, гнутими або фрезерованими, оскільки у вузлах відсутні ослаблення у вигляді зварних швів.

Рівень складності вузлових з'єднань значно впливає на загальну вартість структурних конструкцій, а отже, і на техніко-економічну доцільність їх застосування, оскільки на них припадає 15…20 % сталі [226].

Усі без винятку структурні конструкції складаються із стрижнів і вузлів, саме тому маса стрижнів G_{rode} і вузлових елементів G_{node} визначає загальну масу конструкції. Згідно з роботою [226] загальна маса модульної чарунки структурної конструкції визначається за формулою

$$G_{cell} = G_{rode} + G_{node} = \psi \cdot G_{rode}, \tag{1.6}$$

де ψ — будівельний коефіцієнт:

$$\psi = 1 + \frac{G_{node}}{G_{rode}}. \tag{1.7}$$

Маса стрижневих елементів залежно від будови поясних решіток (рис. 1.35) може бути представлена різними виразами [226].

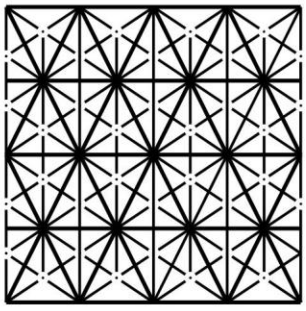
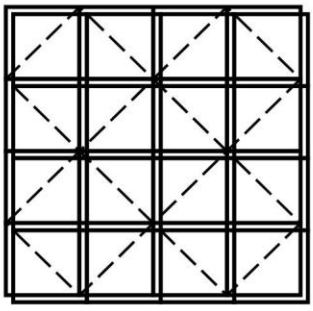
а)  б) 

Рисунок 1.35 — Типи решіток структурних конструкцій [358]:
а) трикутна; б) квадратна

На основі виразу (1.7) у роботі [226] визначено будівельні коефіцієнти ψ для найбільш розповсюджених конструктивних вузлових рішень з квадратними поясними сітками (рис. 1.36).

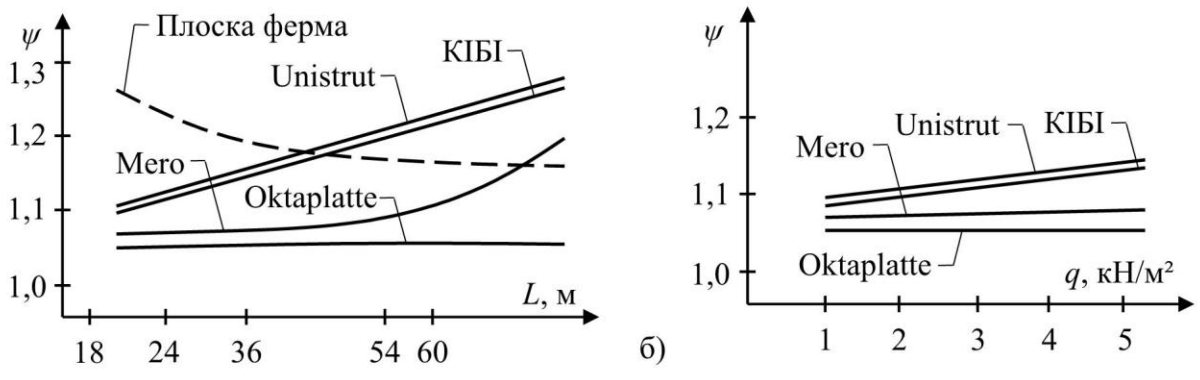


Рисунок 1.36 — Залежність будівельного коефіцієнта ψ від прольоту (а) та навантаження (б) для структурного покриття з квадратними сітками [226]

З графіків (рис. 1.36) можна визначити геометричні параметри, при яких раціонально використовувати той чи інший вид вузлового з'єднання, наприклад, при великих прольотах нераціональними вузловими з'єднаннями є системи «Mero», «Unistrut» і «КІБІ», оскільки їх будівельні коефіцієнти ψ зі збільшенням прольоту зростають, а при досягненні прольоту більше 40 м значно перевищують коефіцієнт ψ для плоских ферм [226].

Вузлові з'єднання, окрім вагових даних, характеризуються податливістю, яка впливає на загальний напружено-деформований стан конструкції. У структурних конструкціях з великим ступенем внутрішньої статичної невизначеності податливість вузлових з'єднань призводить до відхилення дійсної роботи конструкції від розрахункової схеми, унаслідок чого відбувається перерозподіл зусиль у конструкції. Крім цього, податливість ще слід ураховувати тому, що вона призводить до збільшення прогину конструкції, елементи якої сполучаються на болтах нормальної точності [75]. У цьому випадку загальний прогин, отриманий для системи з нерухомими з'єднаннями, рекомендується збільшувати на 30 %, якщо різниця між діаметром отвору і болта складає 2…3 мм, і на 20 %, якщо різниця складає 1,5 мм [74].

Також податливість вузлових з'єднань має різну ступінь і форму впливу на роботу структурної конструкції залежно від її виду. На прикладі проектування

сітчастого купола урахування податливості вузлових з'єднань дозволило зменшити зусилля в стрижневих елементах до 15 % [220], а в структурних плитах податливість має інший вплив. Установлено, що перерозподіл зусиль у структурних плитах відбувається вкрай нерівномірно: в одних елементах податливість болтових з'єднань або не викликає зміни, або спричинює незначні зміни, а в інших — зміна зусиль може досягати від 20 до 60 %, до того ж в деяких з елементів може змінитися знак зусилля [75]. Отже, при розрахунку конструкцій із з'єднаннями на болтах повинна бути врахована можлива їх податливість з метою наближення розрахункової схеми до дійсної роботи системи.

Податливість вузлових з'єднань можна ураховувати декількома методами: заміною модуля пружності вузлових з'єднань; установкою пружних елементів на кінцях стрижнів; моделюванням вузлових з'єднань у вигляді багатокутників. Урахування податливості вузлових з'єднань будь-яким з методів показує збільшення деформативності конструкції в цілому [220]. Податливість вузлів також може бути виключена або знижена шляхом підвищення якості виготовлення збірних елементів або зварних з'єднань [226].

Крім цього, вибір вузлових з'єднань та елементів структурних конструкцій необхідно здійснювати ще й виходячи з цілісності всієї системи. Помилки, що можуть бути допущені при проектуванні, призводять до перевитрат на виготовлення, збільшеної матеріаломісткості, монтажних труднощів, неефективної роботи та утворення небажаних початкових зусиль. Саме тому несуча здатність вузлових з'єднань N_y повинна перевищувати несучу здатність найбільш напруженого розтягненого стрижневого елемента $N_{max.str.}$, формуючи цим самим необхідний резерв несучої здатності конструкції в цілому. У випадку, коли N_y=1,25·$N_{max.str.}$, навіть при випадковій відмові найбільш напруженого елемента або вузла ситуація не є небезпечною, оскільки відбувається перерозподіл зусиль. Якщо при проектуванні матиме місце рівність $N_y = N_{max.str.}$, то це свідчитиме про рівно міцну конструкцію, але якщо $N_y < N_{max.str.}$ — про перевитрати сталі [226]. Ось чому так важливо вибір вузлових з'єднань здійснювати комплексно, аналізуючи його з усіх позицій.

1.3.4. Основи теорії розрахунку структурних конструкцій

Структурні конструкції є класичним прикладом просторової системи, оскільки мають геометричну будову, схожу із кристалічною решіткою металу. Оскільки і в кристалічній решітці, в структурній конструкції сила, що прикладена до будь-якого вузла, створює зусилля в сусідньому вузлі, тобто створює просторову реакцію, схожу з опором суцільної системи [23, 48, 118, 237, 267, 306, 327].

Незважаючи на те, що структурні конструкції є системою із взаємно перехресних ферм, вони не мають традиційних для металевих конструкцій в'язей, більше того, в ряді випадків не мають вони і прогонів. Функції прогонів у такому випадку виконують стрижневі елементи поясних решіток [237].

Характерною особливістю структурних конструкцій є мала жорсткість стрижнів на згин, це дає можливість при їх розрахунку застосувати гіпотезу шарнірного з'єднання вузлів. З іншого боку, висока ступінь статичної невизначеності створює залежність її напружено-деформованого стану від жорсткості складових елементів та характеру її зміни у процесі завантаження. Прогини елементів, що пов'язані із початковими випадковими змінами геометрії конструкції й ексцентриситетами поздовжніх сил, призводять до зменшення їх жорсткості, а отже, і до збільшення загального прогину конструкції. Саме тому цю особливість рекомендується враховувати при розрахунку [237].

В основному розрахунок структурних конструкцій виконується в пружній постановці, однак в окремих випадках розрахунок доцільно виконувати з урахуванням пластичних деформацій. Такий підхід дозволяє зменшити кількість типорозмірів елементів і знизити витрати сталі за рахунок використання резерву несучої здатності [237]. Існуючі методики розрахунку структурних конструкцій можна поділити на точні та наближені. У точних методах розрахунку застосовують недеформовану і деформовану схему з урахуванням її прогинів, податливості вузлових з'єднань, монтажних відхилень тощо [74, 75, 220]. Основною відмінністю наближених методів розрахунку є перехід від дискретних до континуальних систем [87, 226]. Наближені методи розрахунку знаходять широке застосування при варіантному проектуванню.

Структурні конструкції регулярної будови можуть розраховуватися шляхом переходу від стрижневої системи до ортотропної пластини [218], а визначення зусиль у стрижнях структурних конструкцій виконується за перехідними формулами [226].

1.4. Просторові сталезалізобетонні конструкції та їх дослідження

Просторові сталезалізобетонні конструкції — несучі системи, які є ефективним поєднанням різних типів конструкцій: залізобетонних або сталебетонних плитних конструкцій та сталевих просторових стрижневих конструкцій. У таких системах досягається вигідне використання двох видів матеріалів: бетон сприймає зусилля стиску, а сталеві стрижні — осьові зусилля розтягу чи стиску. У такій конструкції якісно поєднуються переваги її складових. По-перше, вони сприяють раціональному використанню матеріалів аналогічно звичайним сталезалізобетонним конструкціям. По-друге, вони наділені перевагами структурних конструкцій, у тому числі ефективною просторовою роботою. До того ж у таких конструкціях відбувається функціональне суміщення — залізобетонні або сталебетонні елементи, як правило, окрім несучої функції, виконують ще й огороджувальну.

Усе це говорить про доцільність застосування просторових сталезалізобетонних конструкцій для розроблення нових композитних просторових конструкцій, але для цього необхідно виконати детальний та ґрунтовний аналіз результатів експериментальних і теоретичних досліджень з метою формування чіткої картини про особливості роботи таких конструкцій та виділення напрямів їх подальших досліджень.

1.4.1. Огляд існуючих конструктивних рішень та їх досліджень

Просторові сталезалізобетонні конструкції порівняно новий тип конструкцій, який почав розроблятися й досліджуватися у другій половині минулого століття. Дослідженню просторових сталезалізобетонних конструкцій, методів їх розрахунку, удосконаленню конструктивного рішення, вивченню

впливу різних видів навантаження на напружено-деформований стан тощо присвячені роботи С. Н. Абовської [1], Т. Н. Азізова [3], Г. Л. Ватулі [21], Б. Г. Демчини [61], М. В. Гоголя [307], І. Г. Іваника [77], Ю. І. Іваника [79], С. О. Мурзи [120], Л. І. Стороженка [64], В. М. Тимошенка [215], Е. Д. Чихладзе [127], В. С. Шмуклера [245], D. Y. Won [363] та ін.

З-поміж існуючих великопролітних композитних конструкцій найчастіше виділяють сталезалізобетонні циліндричні і призматичні оболонки, особливість яких полягає у поєднанні залізобетонних плит зі сталевими стрижневими елементами з частковим розвантаженням плити. У таких конструкціях роботу плит можуть розвантажувати за допомогою шпренгелів. У роботі [22] досліджено міцність та деформативність сталезалізобетонної шпренгельної конструкції (рис. 1.37). Верхній пояс такої конструкції виготовляється зі сталевих балок двотаврового перерізу, які об’єднані із монолітною залізобетонною плитою за допомогою анкерів (рис. 1.38). Усі інші стрижневі елементи шпренгельної системи виготовляються зі спарених сталевих кутиків. Об’єднання верхнього пояса і шпренгельної підвіски здійснюється за допомогою сталевих фасонок. З’єднання сталевих елементів здійснюється за допомогою електродугового зварювання.

У результаті проведених досліджень установлено, що рівень напруження поперечних перерізів сталезалізобетонної шпренгельної системи дає можливість зменшити перетин верхнього пояса на 25 % порівняно із суцільно металевою шпренгельною системою. Також установлено, що така конструкція має економічний ефект використання, який може досягати 17 і 23 % порівняно з металевою шпренгельною конструкцією та сталевою балкою двотаврового перерізу відповідно [22].

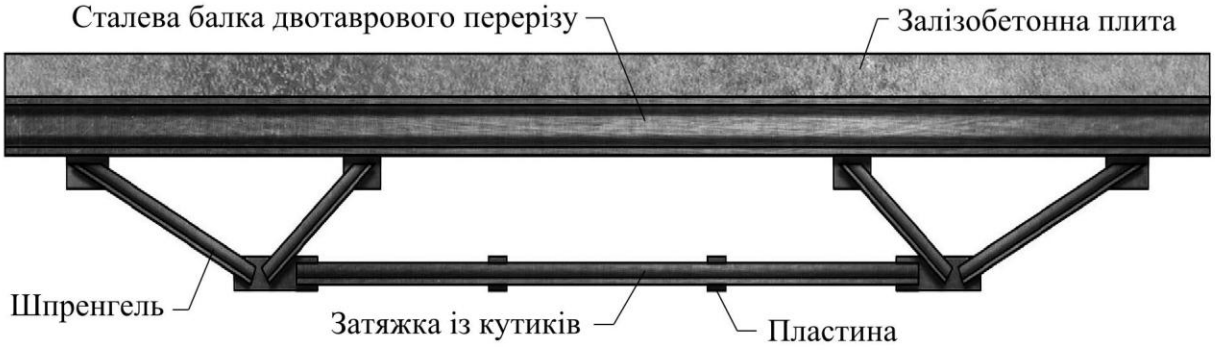


Рисунок 1.37 — Сталезалізобетонна шпренгельна конструкція [22]

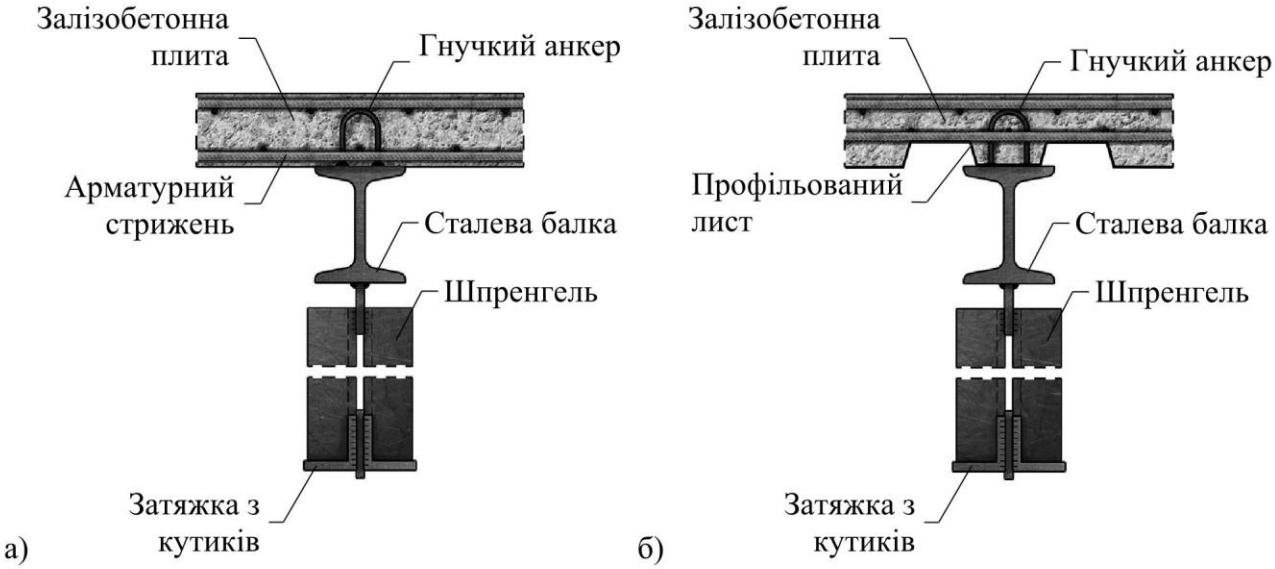


Рисунок 1.38 — Улаштування монолітної залізобетонної плити [22]:
а) по звичайній щитовій опалубці; б) по сталевому профільованому настилу

У роботі [107] пропонується конструкція пролітних будов, що складається з металевих модульних елементів, верхніх і нижніх поясів, а також залізобетонної плити (рис. 1.39). Така конструкція відрізняється від попередньої способом забезпечення сумісної роботи залізобетонної плити зі сталевою складовою.

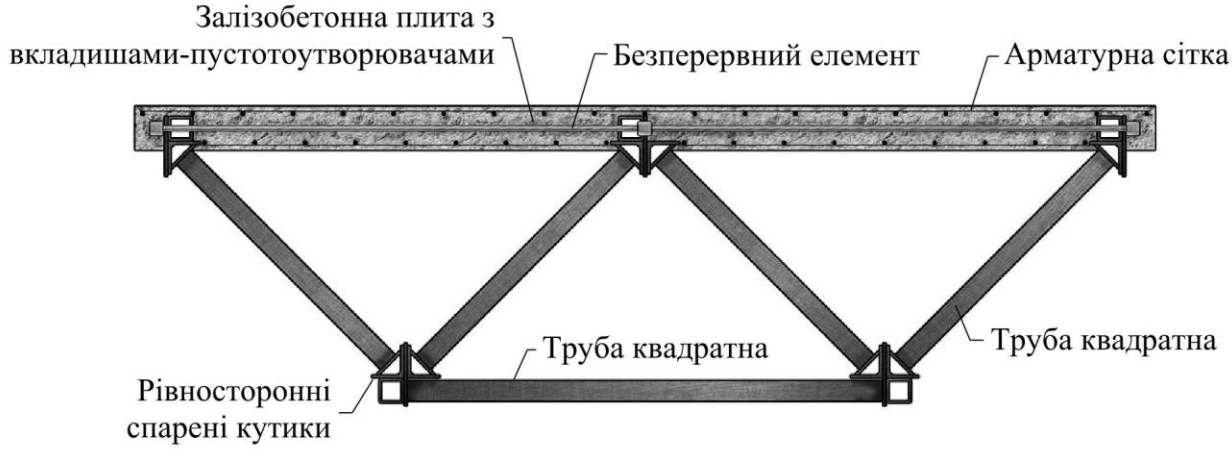


Рисунок 1.39 — Поперечний розріз пролітної сталезалізобетонної просторової конструкції [107]

У цій конструкції встановлена раціональна топологія металевої дискретно-континуальної системи зав'язків зсуву. Крім цього, така конструкція має спрощену технологію збирання. Такі конструкції розроблялися як пролітні будови пішохідних мостів. За результатами проведених досліджень, наведених у [244], зазначається про підвищену жорстокість такої конструкції, яка досягається завдяки включенню

залізобетонної плити в спільну роботу з верхнім сталевим поясом. Разом з цим зазначено, що використання плити сприяє значному збільшенню ваги тому пропонується застосування легких і недорогих вкладишів, які монтуються у залізобетонну плиту. Зважаючи на це, ідея об'єднання залізобетонної плити і сталевих стрижневих елементів є перспективним напрямом розвитку конструкцій покриття.

Цікавим досвідом у будівництві композитних конструкцій є покриття пролітних споруд транспортних галерей із застосуванням сталезалізобетонних ферм, несуча здатність яких збільшена на 20 % за рахунок додаткового стиску плит [247]. Несучу здатність просторових сталезалізобетонних конструкцій також можна підвищувати за рахунок попереднього напруження елементів. У США на початку 2000-х років була розроблена така просторова плита [363].

Серед просторових конструкцій відомі структурні покриття, до складу яких входять залізобетонні плити, що виконують роль верхнього пояса. До переваг таких конструкцій відносять низькі витрати сталі [1, 64]. Залежно від типу структурної конструкції, а також способу обпирання та розмірів залізобетонних плит, що використовуються як верхній пояс, такі покриття можуть мати різноманітні вузлові з'єднання (рис. 1.40).

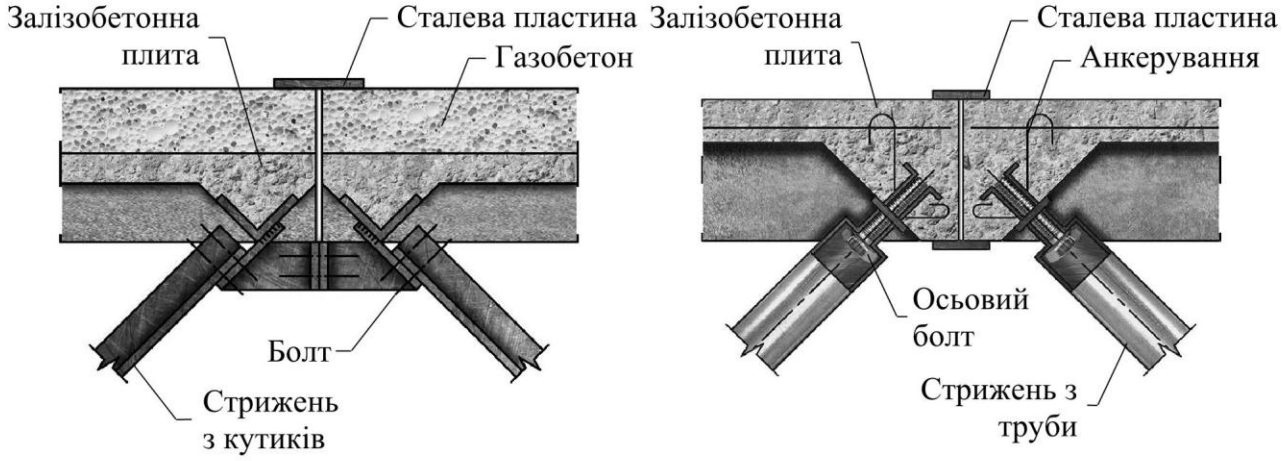


Рисунок 1.40 — Типи вузлових з'єднань залізобетонної плити зі стрижнями, виготовленими з кутиків (а) та труб (б) [Рекомендации по проектированию структурных конструкций, 1984]

Незважаючи на те, що застосування таких покриттів дозволяє суттєво знизити витрати сталі порівняно з суцільносталевими структурами, наведені рішення потребують удосконалення, оскільки в них не відцентровані елементи й існує необхідність у використанні великої кількості болтів. До того ж такі рішення мають досить складну будову, що потребує підвищених вимог щодо допусків на виготовлення залізобетонних плит та сталевих елементів.

Конструкції, які поєднують переваги структурних, сталезалізобетонних і комбінованих конструкцій, а також позбавлені недоліків попередніх зразків просторових сталезалізобетонних покриттів, є сталезалізобетонними структурними конструкціями [64]. Такі конструкції складаються із монолітної залізобетонної плити (верхнього пояса) і структурної металевої решітки. Сутність цих конструкцій полягає у простоті монтажу і вузлових з'єднань, низькій трудомісткості виготовлення та скороченні тривалості будівництва. Крім цього, структурні сталезалізобетонні конструкції володіють великою жорсткістю. Такі конструкції ґрунтовно досліджувалися представниками Полтавської школи сталезалізобетону під керівництвом д.т.н., професора Л. І. Стороженка, зокрема В. М. Тимошенком, О. В. Нижником, С. О. Мурзою [120, 208, 215, 216]. Такі конструкції можуть застосовуватися для спорудження збірних або монолітних покриттів великопролітних будівель та споруд.

Монолітні структурні сталезалізобетонні покриття мають простий і нетрудомісткий технологічний процес виготовлення вузлових зварних з'єднань, оскільки не передбачають використання додаткових конекторів, як це спостерігається у зварних з'єднаннях структурних конструкцій, наприклад «Oktaplatte» або «Segmo». Тобто запропоновані вузлові зварні з'єднання є менш трудомісткими і матеріаломісткими, що однозначно позитивно впливає на зниження загальної вартості конструкції [64].

Відмінністю структурних сталезалізобетонних збірних покриттів від монолітних є те, що вони збираються із балкових (рис. 1.41) [64, 144, 208, 215, 216] або окремих елементів [64, 135].

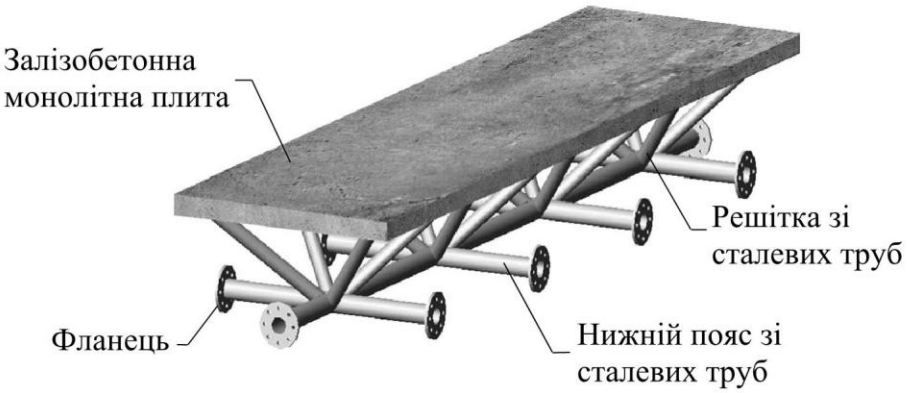


Рисунок 1.41 — Структурна сталезалізобетонна конструкція [64, 144, 208, 215, 216]

Застосування балкових елементів дозволяє значно знизити загальну кількість вузлових болтових з'єднань і відповідно вартість будівельно-монтажних робіт. Це досягається за рахунок використання у межах одного балкового елемента зварних з'єднань для стрижневих елементів (рис. 1.42, а) [216] і монолітних вузлів для з'єднання плити і стрижнів (рис. 1.42, б) [134, 216].

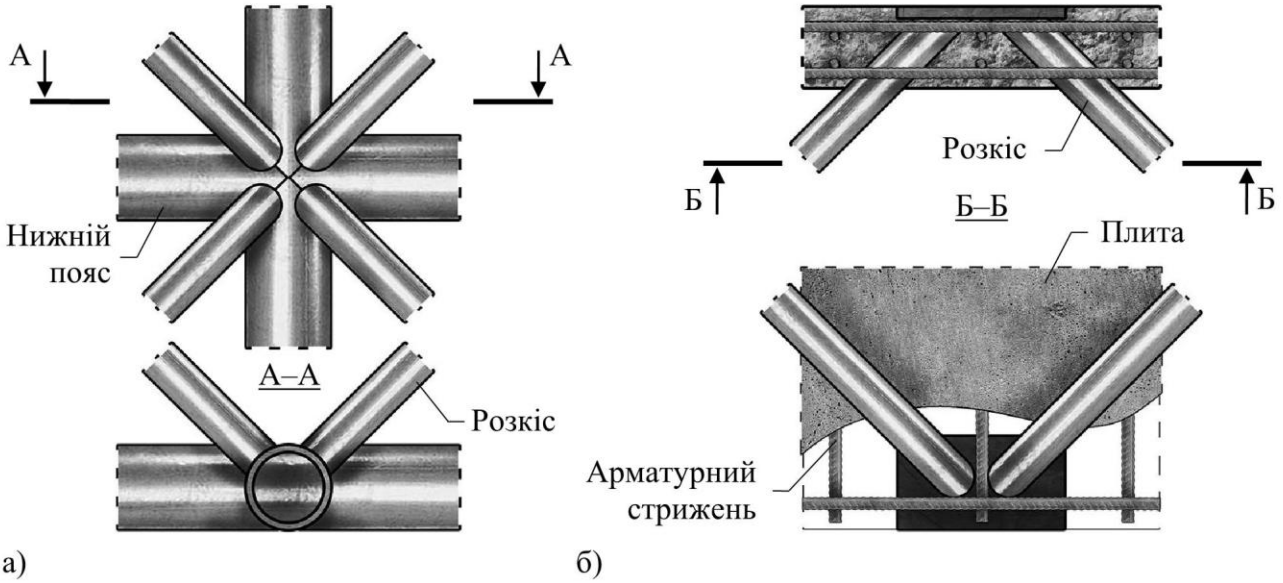


Рисунок 1.42 — Вузли з'єднання по верхньому (а) [216] і нижньому (б) [134] поясах

Такий підхід вимагає меншої кількості виробничих і монтажних операцій підвищеної точності. Складання цих елементів у конструкцію виконується за допомогою болтового з'єднання на будівельному майданчику з подальшим монтажем покриття в проектне положення. З'єднання виконується у площині верхнього і нижнього поясів. Нижній пояс з'єднується за допомогою фланців, а верхній пояс — зварюванням закладних деталей. При з'єднанні допускаються незначні відхилення, яких можна позбутися, застосувавши спеціальні засоби для звичайних фланцевих з'єднань [83].

Напружено-деформований стан таких конструкцій був досліджений експериментальними випробуваннями декількох груп дослідних зразків [64]. Перша група зразків — структурний сталезалізобетонний балковий елемент довжиною 3 м (рис. 1.43), друга група — окремі елементи (рис. 1.44), третя група — структурна сталезалізобетонна монолітна плита [142] з розмірами в плані 2×2 м, висотою 250 мм та з товщиною плити 40 мм.

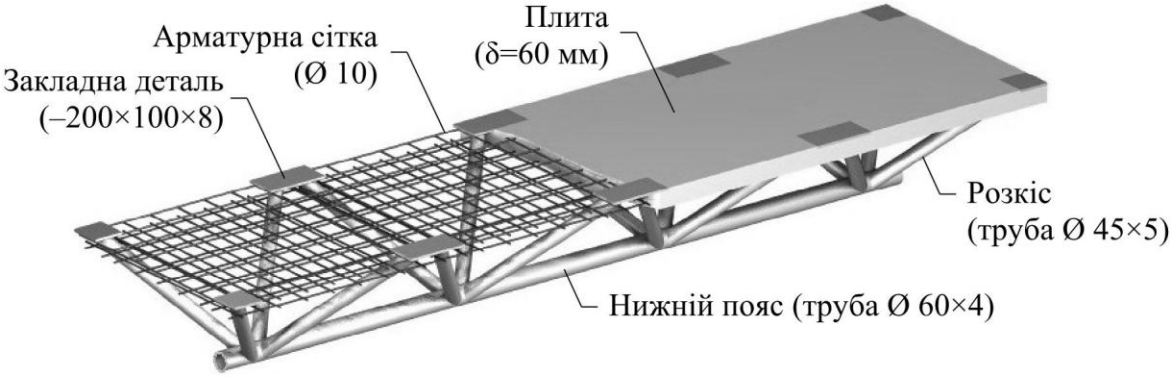


Рисунок 1.43 — Дослідний зразок першої групи з розмірами 3×0,75×0,4 м [64]

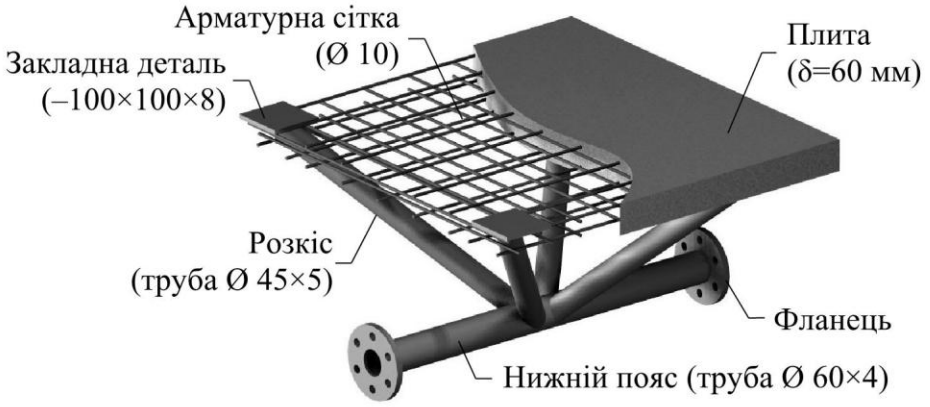


Рисунок 1.44 — Дослідний зразок другої групи з розмірами 0,75×0,75×0,4 м [135]

Для виготовлення дослідних зразків застосовано сталеві труби: 12×1,5; 18×1,5; 45×5; 60×5 мм; арматурні стрижні класу А400С Ø 6 мм; закладні деталі з листової сталі товщиною 8 та 5 мм [64]. Результати випробувань свідчать про високу несучу здатність таких конструкцій. Причому сумісна робота сталевих елементів і бетону була забезпечена на всіх етапах завантаження.

1.4.2. Теорія та розрахунок

Просторові сталезалізобетонні конструкції, як і звичайні суцільнометалеві структурні конструкції, являють собою складні просторові статично невизначені системи, точний розрахунок яких є складним і трудомістким. Зазвичай такі

конструкції розраховують шляхом їх умовного поділу на ряд плоских систем з подальшим визначенням зусиль відомими методами будівельної механіки з припущенням, що вузлові з'єднання елементів є шарнірними.

Одним із таких наближених методів є розрахунок плитно-стрижневих конструкцій, який полягає у визначенні наближених значень згинальних моментів, величина яких залежить від умов обпирання та співвідношення довгої сторони до короткої $l_д/l_к$ конструкції [219]. Максимальні згинальні моменти в плиті для одиничної смуги від навантаження q вираховують за формулами (XI.1) [219]:

$$\begin{aligned} M_д &= \alpha_д q l_к l_д \cdot 10^{-3} \\ M_к &= \alpha_к q l_к l_д \cdot 10^{-3}; \\ \overline{M}_к &= -\beta_к q l_к l_д \cdot 10^{-3}; \\ M'_к &= \gamma_к q l_к l_д \cdot 10^{-3}; \\ \overline{M}_д &= -\beta_д q l_к l_д \cdot 10^{-3}; \\ M'_д &= \gamma_д q l_к l_д \cdot 10^{-3}, \end{aligned} \tag{1.8}$$

де $\alpha_к$, $\alpha_д$, $\beta_к$, $\beta_д$, $\gamma_к$, $\gamma_д$ — коефіцієнти, що визначають за графіками [219].

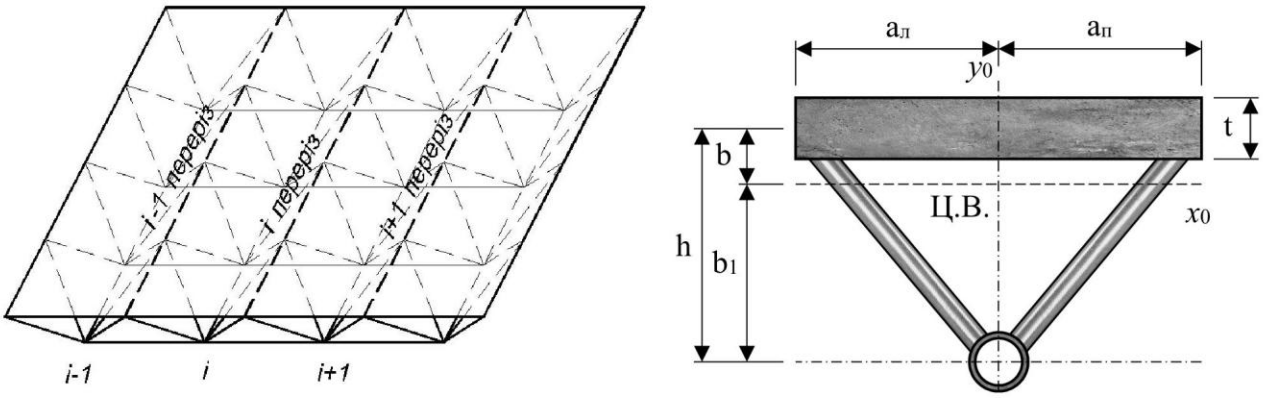
Далі через перехідні формули (XI.8–XI.14) [219] знаходяться зусилля в стрижневих елементах конструкції. У роботі [64] було застосовано саме таку методику для оцінювання напружено-деформованого стану структурних сталезалізобетонних конструкцій. Альтернативою цій методиці розрахунку є підхід, який полягає у застосуванні рівняння нерозривності деформацій. Таке рішення дає можливість вираховувати зусилля і вертикальні переміщення за умови комплексного взаємовпливу силових і змінних параметрів жорсткості конструкції в цілому [163].

У праці І. Г. Іваника [78] на основі робіт В. Г. Кваші [85] розроблена методика розрахунку перехресно-ребристих залізобетонних просторових конструкцій з урахуванням фізичної нелінійності. Особливість такої методики полягає у тому, що вона передбачає обпирання головних балок на жорсткі опори лише в одному напрямку. Проте існує можливість корегування граничних умов,

що робить можливим її застосування для розрахунку просторових сталезалізобетонних систем з обпиранням балок в обох напрямках.

Наведені методики ураховують дію простих видів навантаження. У випадку дії складних навантажень структурні сталезалізобетонні конструкції можуть розраховуватися за допомогою підходу, розробленого Т. Н. Азізовим [3] на основі теорії В. З. Власова. У роботі [120] наведено розрахунок структурних сталезалізобетонних конструкцій під дією складних навантажень із застосуванням такого підходу. Розрахунок структурного сталезалізобетонного покриття полягає у розчленуванні його на окремі лінійні елементи (рис. 1.45, а) та в подальшому розгляді i-того лінійного елемента. У лінійному елементі вздовж лінії умовного розрізу в загальному випадку діють 5 невідомих зусиль. У верхньому поясі діють: дотичні зусилля T_{i-1} та T_i; вертикальні погонні зусилля S_{i-1} та S_i; погонні поперечні згинальні моменти M_{i-1} та M_i; погонні горизонтальні сили розпору H_{i-1} та H_i. У нижньому поясі діють зусилля розтягу, які представленні у вигляді погонних горизонтальних сил n_{i-1} та n_i [120].

Невідомі зусилля вираховуються за допомогою системи диференціальних рівнянь, які описують сумісність деформацій. Така умова передбачає рівність деформацій, кривизни у вертикальній площині, кривизни у горизонтальній площині верхнього пояса, кривизни у горизонтальній площині нижнього пояса та кутів повороту праворуч і ліворуч від i-того перерізу (рис. 1.45, б).



а) б)

Рисунок 1.45 — Поділ конструкції на лінійні елементи [120]:

а) схема конструкції; б) переріз лінійного елемента

Система диференціальних рівнянь має вигляд рівності сум виразів умов сумісності деформацій правої та лівої частин. Після приведення подібних рівнянь отримано систему із п'яти диференціальних рівнянь. Розв'язок цієї системи необхідно представляти у вигляді рядів Фур'є [120]:

$$\begin{aligned} Mq_i(x) &= \sum_{n=1}^{\infty} Mq_i \cdot \sin\frac{\pi n}{l}x; \\ T_i(x) &= \sum_{n=1}^{\infty} T_i \cdot \sin\frac{\pi n}{l}x; \\ Mn_i(x) &= \sum_{n=1}^{\infty} Mn_i \cdot \sin\frac{\pi n}{l}x; \\ Ms_i(x) &= \sum_{n=1}^{\infty} Ms_i \cdot \sin\frac{\pi n}{l}x; \\ Mh_i(x) &= \sum_{n=1}^{\infty} Mh_i \cdot \sin\frac{\pi n}{l}x; \\ M_i(x) &= \sum_{n=1}^{\infty} M_i \cdot \sin\frac{\pi n}{l}x, \end{aligned} \tag{1.9}$$

де Mq_i — коефіцієнт ряду Фур'є функції згинальних моментів від зовнішнього навантаження;

x — координата вздовж елемента перекриття;

Ms_i, T_i, Mh_i, Mn_i, M_i — невідомі коефіцієнти рядів Фур'є;

l — проліт.

Після диференціювання та скорочення на $\sin\frac{\pi n}{l}x$ у формулах (1.9) отримується система лінійних рівнянь з невідомими, які є постійними членами ряду Фур'є. Розв'язок такої системи можна отримати будь-яким із відомих методів. Результатом розв'язку є значення коефіцієнтів ряду Фур'є, використавши які можна вирахувати невідомі зусилля.

1.5. Висячі конструктивні системи та їх дослідження

Висячі конструкції як правило, великопролітні несучі системи різноманітного призначення. Вони все більше знаходять застосування в будівництві різноманітних будівель та споруд як конструкції покриття. Їх

широке використання в будівництві пояснюється кращими техніко-економічними показниками порівняно зі звичайними конструкціями. За допомогою таких систем можна перекривати значні площі без додаткових та проміжних опор. Висячі конструкції доцільно проектувати з урахуванням їх просторової роботи. Такий підхід дозволяє отримати конструкції, які є більш легкими та міцнішими за звичайні площинні системи [237]. Крім цього, таким конструкціям притаманна особливість, яка полягає у раціональному використанні міцнісних характеристик матеріалів та конструктивних елементів при сприйнятті ними зусиль. Вантові конструкції з успіхом можуть застосовуватися не лише при будівництві нових об'єктів, але й при реконструкції [160]. Незважаючи на очевидні переваги, дослідженню таких конструкцій та розробці методів їх розрахунку слід приділяти більше уваги, оскільки їх формоутворення та конструювання нерозривно пов'язане з урахуванням таких понять, як геометрична, фізична та конструктивна нелінійність.

Наведені переваги свідчать на користь застосування таких систем, як несучий елемент нових просторових конструкцій, але їх геометрична, фізична та конструктивна нелінійність породжує необхідність детального аналізу результатів їх експериментальних і теоретичних досліджень.

1.5.1. Загальні відомості про висячі конструкції

Висячі конструкції як покриття великопролітних споруд уперше були запропоновані видатним інженером В. Г. Шуховим. У 1896 році за його проектами на Нижньогородській виставці були побудовані чотири павільйони із застосуванням висячих конструкцій. З них два павільйони були прямокутними розмірами 30×70 м, один — овальний з розмірами по осях 50×100 м і один круглий із зовнішнім діаметром 68 м, причому всередині круглого павільйону було зроблено кільце діаметром 25 м, котре підтримувалося колонами. Середня 25-метрова частина павільйону

перекривалася увігнутою чашею з тонкої листової сталі. Простір між внутрішнім і зовнішнім кільцями було перекрито висячою конструкцією з тонких перехресних сталевих стрижнів, які утворювали гіперболоїд обертання. Протягом 1930-х років була збудована невелика кількість споруд помірних розмірів у США та Європі [399]. Однак подальший розвиток таких систем у той час був обмежений низькими фізико-механічними властивостями сталевих виробів. Нові конструктивні форми висячих покриттів з'явилися в 50-х роках минулого століття, коли як несучі елементи почали використовувати сталеві канати, це дозволило застосовувати попереднє напруження. Розвитку висячих конструкцій із застосуванням сталевих канатів сприяло будівництво в 1950 році State Fair Arena (Raleigh Arena) у м. Ралі, штат Північна Кароліна, США, за проектом M. O. Nowicki. Ця арена була добудована у 1953 році під керівництвом архітектора W. H. Deitrick та інженера F. N. Severud. Починаючи з середини минулого століття, дослідженням висячих систем почав займатися німецький архітектор Frei Otto [356]. Результати цих досліджень були відображені у його докторській дисертації, яка була першою всеосяжною роботою з вивчення таких конструкцій.

Висячі системи є надзвичайно різноманітними і практично кожне рішення має свої особливості [17, 262, 323]. Ураховуючи це, єдиної думки щодо їх класифікації не існує і залежно від тих чи інших особливостей вони класифікуються або групуються дослідниками по-різному. Наприклад, А. П. Морозов у своїй праці «Универсальные межотраслевые промышленные здания больших пролетов, 1962» наводить два класи висячих систем: конструкції із замкнутим жорстким опорним контуром, що не передає горизонтальних розпірних зусиль на нижні конструкції; конструкції з розімкнутим опорним контуром, що передає зусилля розпору на нижні конструкції або на анкери. Відповідно до конструктивних особливостей і способів забезпечення жорсткості прогонових елементів розрізняють

наступні види висячих покриттів [88]: 1) однопоясні покриття, гнучкі елементи яких стабілізуються за рахунок ваги настилу, попереднього обтиску його торців і замонолічування швів; 2) однопоясні покриття, несучі елементи яких виготовлені як жорсткі нитки або ферми; 3) однопоясні покриття, напружені за допомогою поперечних балок або ферм; 4) двопоясні покриття, складені з несучих вигнутих поясів, які сприймають не лише зусилля від постійного навантаження, але й додатково натягнутих ниток; 5) сідловидні покриття; 6) вантові та комбіновані системи.

Серед загального класу висячих конструкцій найчастіше виділяють вантові та комбіновані покриття. Вантовими називаються конструкції, в яких основні несучі елементи, що перекривають проліт будівлі або споруди, працюють на розтяг. Термін «ванта» запозичений з нідерландської мови від слова *«want»*, так називаються спеціальні канатні конструкції для кріплення щогл і вітрильного оснащення морських суден. У технічній літературі вантові конструкції іноді називають висячими або канатними та навпаки, що є не зовсім точним, оскільки як ванти у будівлях і спорудах можуть застосовуватися не лише сталеві канати [170], а поняття «висячі» є узагальнюючим для всіх конструкцій цього виду. На відміну від елементів висячих систем, які сприймають поперечне навантаження від настилу або підвісок і передають зусилля на анкери, елементи вантових систем — це прямолінійні гнучкі розтягнуті стрижні, що передають зусилля від одного вузла до іншого і не сприймають на своїй довжині поперечного навантаження [88]. Інколи під поняттям «вантове покриття» розуміють систему, пролітна частина якої утворена мережею несучих гнучких ниток з подальшим укладанням на неї огороджувальних елементів, що суперечить попередньому визначенню. Зважаючи на розбіжність у визначеннях «висяча конструкція» і «вантова конструкція», у цій роботі для однозначності розуміння матеріалу прийнято розрізняти один клас висячих конструкцій — включно вантові, комбіновані та підвісні системи, несучими елементами

яких є гнучка нитка або вант. До того ж гнучка нитка — елемент, який працює на осьове і поперечне навантаження, а вант — елемент, який сприймає лише осьове зусилля.

Суттєвими обставинами, що можуть сприяти широкому розповсюдженню висячих конструкцій, є застосування сучасних високоміцних матеріалів, що в силу свого низького модуля пружності не можуть з належним ефектом застосовуватися в інших видах конструкцій. З-поміж інших систем покриття висячі володіють відносно невеликою стрілою підйому або провисання (в межах $1/20$–$1/25$ прольоту), що забезпечує малу будівельну висоту будівлі. Залежно від призначення будівлі у великому діапазоні значень можуть варіюватися деякі параметри покриття, наприклад, проліт, висота, радіус кривизни тощо. При виборі окремих параметрів можна керуватися даними, що наведені у роботах [225, 237, 239]. Висячі системи є розпірними конструкціями, причому величина розпору або зусиль у несучих елементах зростає пропорційно зі збільшенням величини прольоту. Однак, якщо висота опорних конструкцій є величиною необмеженою, то це дає можливість підбирати стрілу провисання несучих елементів таким чином, що розпір не буде зростати зі зростанням прольоту, а відповідно і суттєво впливати на матеріаломісткість пролітних конструкцій [237].

Нині застосування висячих конструкцій у будівництві громадських і промислових будівель та споруд пояснюється перш за все розвитком їх теорії та очевидними перевагами порівняно з конструкціями із жорстких елементів. По-перше, застосування висячих конструкцій створює можливість повного використання несучої здатності матеріалу вант, які працюють лише на розтягнення, що забезпечує низьку вагу конструкції. По-друге, для виготовлення вантів ефективно застосовувати високоміцні сталеві канати. Крім цього, висячі конструкції відрізняються: зручністю і швидкістю монтажу, оскільки при цьому не має потреби у риштуванні; можливістю скорочення термінів будівництва; простотою перевезення елементів

покриття; архітектурною виразністю споруд. Однак висячі конструкції мають і недоліки, до числа яких відносяться: низька стійкість несучих елементів до корозії, що змушує передбачати спеціальні заходи для її попередження; складність здійснення водовідведення з покриттів при увігнутих обрисах покрівлі; необхідність улаштування спеціальних опорних конструкцій для сприйняття розпору вант; підвищена деформативність.

Зважаючи на значну деформативність висячих конструкцій, основною проблемою їх проектування є забезпечення аеродинамічної стійкості. Саме ця проблема є першоджерелом і рушійною силою, що породжує намагання інженерів модифікувати й удосконалювати існуючі конструктивні рішення. Знизити деформативність вантових систем можна шляхом вибору ефективної конструктивної схеми, що стабілізує положення гнучких елементів. Для цього застосовуються переважно такі способи: збільшення власної ваги покриттів; збільшення діючих на покриття постійних навантажень; тимчасове навантаження покриттів з подальшим замонолічуванням швів між блоками настилу, що перетворює покриття в жорстку оболонку; попередній натяг несучих елементів за допомогою стабілізуючих канатів, розташованих паралельно несучим канатам або під деяким кутом. Слід зазначити, що наведені заходи з підвищення жорсткості покриттів призводять до прямих перевитрат матеріалів і збільшення ваги, що суперечить основній ідеї висячих конструкцій — легкості. У роботі [117] запропонований і досліджений альтернативний спосіб стабілізації вантових покриттів за допомогою дощатоклеєних елементів. Основна суть такого способу відрізняється від загальноприйнятих і полягає у забезпеченні аеродинамічної стійкості конструкції без суттєвих перевитрат матеріалів зі збереженням низької маси. Також до заходів зі стабілізації гнучких елементів належить спосіб, суть якого полягає у включенні до складу висячої конструкції жорстких елементів — балок жорсткості, що працюють на осьові зусилля та вигин. Жорсткі елементи фіксують положення гнучких елементів, роблячи

систему геометрично незмінною. Такі системи називають комбінованими. При дії зосередженого або нерівномірно розподіленого навантаження жорсткі елементи сприяють розподілу зусилля на більшу кількість канатів, завдяки чому зникає ймовірність виникнення кінематичних переміщень.

До найбільш прогресивної конструктивної форми комбінованих вантових систем, що останнім часом розвивається, належать арочно-вантові системи. Застосування таких систем створює сприятливі умови для конструювання покриттів, які характеризуються як конструкції з низькою вагою, високими техніко-економічні показники та архітектурною виразністю. Комбіновані арочно-вантові системи складаються з вантів й елементів, що працюють на стиск і згин. Теоретичними та експериментальними дослідженнями встановлено, що у таких системах вдається суттєво покращити роботу елементів під дією нерівномірного навантаження, ефективно використати попередньо напружені ванти з високоміцного металу та зменшити стрілу підйому конструкції [89].

Окремим видом комбінованих конструкцій є вантово-стрижневі системи. Такі системи відрізняються від інших вантових конструкцій принципом квазінезмінності [157]. Квазінезмінна конструкція — геометрично незмінна стрижнева система, отримана з вантової шляхом заміни вантових елементів стрижнями, здатними працювати на стиск. Таке визначення дозволяє з-поміж великого різноманіття конструкцій виокремити покриття зі спільними статичними властивостями та виділити їх в окремий клас, для якого можна розробити єдину теорію розрахунку [157]. Також на перспективність розвитку вантово-стрижневих конструкцій впливають їх переваги порівняно із суцільно жорсткими та вантовими. Концепція таких конструкцій дає змогу утворювати велику кількість різних конструктивних рішень, які будуть легшими за звичайні сталеві ферми і жорсткішими, ніж вантові. У роботі [105] пропонується нове конструктивне рішення вантово-стрижневої системи, що складається з ферми з

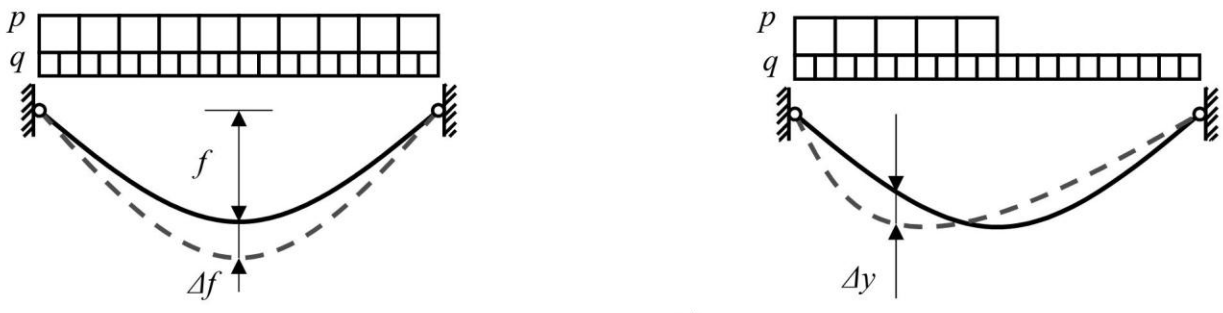
полігональними поясами та попередньо напруженого сталевого каната, що підтримує ферму знизу в її вузлах. Установлено, що найбільш раціональний обрис ферми утворюється тоді, коли висота кожної стійки приймається пропорційною епюрі згинальних моментів. До того ж регулювання попереднього напруження дає змогу отримати «нульові» зусилля в розкосах і однакові зусилля у верхньому і нижньому поясах. Розглядувана конструкція сприяє економії матеріалу до 4 разів порівняно зі звичайними сталевими фермами.

1.5.2. Дослідження, теорія та розрахунок висячих систем

Особливості розрахунку і роботи висячих систем, зокрема вантових, визначаються властивостями їх основного несучого елемента — гнучкої нитки або ванти. Гнучка нитка володіє нульовою жорсткістю, не сприймає згинальних моментів і, працюючи тільки на розтягнення, не вимагає перевірки на стійкість. Гнучка нитка як елемент будівельних конструкцій постійно привертає увагу інженерів і вчених. Наприкінці XVII століття братами Бернуллі і Лейбніцем була розв'язана задача ланцюгової лінії, результати якої мали велике значення для подальших досліджень. Історія розвитку та властивості гнучкої нитки розглянуті в роботах В. К. Качуріна [84], Р. М. Мацелінського [Статический расчет гибких висячих конструкций, 1950], Д. Р. Меркіна [Введение в механику гибкой нити, 1980], А. В. Перельмутера [157], Г. Е. Райнуса [Статический расчет ферм из тросов, 1962], В. М. Шимановського [239], F. Otto [356] та ін. Перші дослідження нитки під дією вертикальної зосередженої сили виконав C. L. Navier. Довгий час інженери побоювалися застосовувати покриття, несуча конструкція яких виконувалася з гнучких ниток. Основна причина цього полягала в недостатній вивченості властивостей таких покриттів, придатність яких мала б бути перевірена практикою, а також у відсутності методів розрахунку. На початку розрахунок висячих систем розглядався з позицій континуального

підходу, суть якого полягала у формуванні і розв'язанні систем диференціальних рівнянь рівноваги. На сьогодні теорія розрахунку гнучкої нитки для традиційних вантових конструкцій розроблена достатньо ґрунтовно. Серед останніх робіт є праці М. В. Бібіка [12], А. О. Свентікова [170], О. В. Шимановського [237], P. Broughton [262], D. Kostić [322] та ін.

Провисання гнучкої нитки як основного елемента висячої конструкції визначається двома причинами: пружними подовженнями нитки, які мають максимальні додаткові прогини по середині прольоту при дії рівномірно розподіленого навантаження (рис. 1.46, а); кінематичними переміщеннями, які виникають унаслідок зміни форми рівноваги гнучкої нитки при прикладенні до неї зосередженої сили, несиметричного або місцевого навантаження (рис. 1.46, б). Одні із останніх досліджень гнучкої нитки, нелінійний характер деформації якої представлено у вигляді уніфікованого кінематичного виразу, наведено у роботі [329]. Ці переміщення найбільш характерні для висячих конструкцій і в меншій мірі для інших зовні розпірних систем — для гнучких арок і оболонок. Зменшити ці переміщення можна накладенням горизонтальних в'язей на нитку (включенням додаткових вант, уведенням похилих підвісок і ін.), тобто шляхом ускладнення розрахункової схеми несучої конструкції — використанням так званих систем підвищеної жорсткості (комбінованих, вантово-стрижневих, арково-вантових та ін.) [88].



а) б)

Рисунок 1.46 — Додаткові деформації гнучкої нитки [88]:
а) пружні видовження; б) кінематичні переміщення

Якщо вант розташований вертикально, то він сприймає лише осьові зусилля розтягу, але якщо він розташований горизонтально або похило і має значну довжину, то неминуче буде провисати під дією власної ваги (рис. 1.47). У такому випадку вант являє собою звичайну гнучку нитку з малою стрілою провисання. Зважаючи на це, такий вант слід розглядати як елемент, на який діє постійне поперечне навантаження у вигляді власної ваги [84]. Причому поздовжнє навантаження може змінюватися, що призводить до зміни відстані між точками A і B (рис. 1.47).

При зміні величини осьового зусилля точка A переміститься на величину $\Delta = \Delta_{el.} + \Delta_V$ по відношенню до точки B. Це переміщення виникає унаслідок виникнення пружних деформацій $\Delta_{el.}$ і провисання Δ_V.

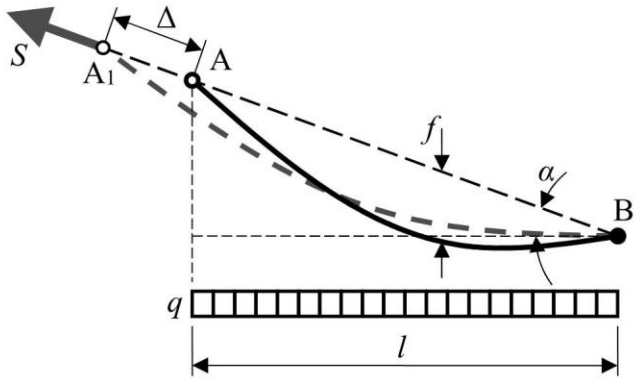


Рисунок 1.47 — Розрахункова схема похилої гнучкої нитки [84]

Відповідно до виразу [84]

$$L_1 = \frac{l}{\cos\alpha} + \frac{8}{3} \cdot \frac{f_1^2}{l} \cdot \cos^3\alpha, \tag{1.10}$$

після зміни натягу нитки її довжина визначається за формулою [84]

$$L_2 = \frac{l}{\cos\alpha} + \Delta_{el.} \cdot \Delta_V + \frac{8}{3} \cdot \frac{f_2^2}{l} \cdot \cos^3\alpha, \tag{1.11}$$

де L_1 — початкова довжина ванти; f_1 і f_2 — стріла провисання нитки до і після зміни деформації ванти відповідно.

$$\frac{\Delta_V}{\Delta_{el.}} = \frac{q^2 l^2 EF \cdot \cos^8\alpha}{24} \cdot \frac{S_2 - S_1}{S_2^2 \cdot S_1^2}. \tag{1.12}$$

Такий підхід є доцільним при великих прольотах чи довжинах похилих вантів. При малих довжинах похилих вантів такий підхід є недоцільним, оскільки поперечна сила, що викликана власною вагою ванти, є надзвичайно малою порівняно з осьовим навантаженням, тому власною вагою у такому випадку можна знехтувати. Ванту або гнучку нитку відносять до похилих елементів при $f/l \le 1/8$.

В останні роки для зменшення деформативності вантових систем почали застосовувати нитки скінченної жорсткості. Теорія таких елементів розглядається у працях М. В. Бібіка [12], В. В. Шалінського [232], О. В. Шимановського [236] та ін.

У значній частині праць, присвячених цьому питанню, як спосіб визначення напружено-деформованого стану несучих елементів вантових систем розглядається метод послідовних наближень. Застосування цього методу дозволяє отримати розв'язок рівняння нерозривності деформацій та диференціальних рівнянь згину. Однак, треба зауважити, що унаслідок нелінійності поставленої задачі, її розв'язання є складним і трудомістким процесом. Як альтернатива методу послідовних переміщень для рішення цієї проблеми О. В. Шимановським запропоновано інший шлях розв'язку, який ґрунтується на принципі Лагранжа та дає змогу отримати більш зручне для практичного застосування інженерно-технічними працівниками рішення у замкнутому вигляді.

Поряд із розвитком аналітичних методів для розрахунку висячих конструкцій все частіше розвиваються і застосовуються чисельні методи, найпоширенішими з яких є метод скінченних елементів. Усе частіше він знаходить своє застосування в розробці спеціальних програмних комплексів з розрахунку нелінійних конструкцій. Дослідженням геометрично нелінійних гнучких елементів з точки зору використання методу скінченних елементів та комп'ютерним моделюванням таких конструкцій займалися

М. С. Барабаш [9], О. С. Городецький [54], О. І. Лантух-Лященко [110], А. В. Перельмутер [158], M. S. A. Abad [353], S. J. Lee [329] та ін.

Для ефективного застосування чисельних методів необхідно використовувати елементи, які будуть ураховувати нелінійність вантових конструкцій при дії різних видів навантаження.

До останніх досліджень у вирішенні цього питання можна віднести роботу [353], де запропоновано два нових елементи для просторового аналізу вантових конструкцій методом скінченних елементів. Для цього було отримано дотичні матриці жорсткості вантових елементів при дії зосередженої сили та розподілених статичних і теплових навантажень. Перший елемент має назву «Безперервний ланцюговий кабель» (рис. 1.48, а), який розширює класичний ланцюговий елемент. Другий елемент має назву «Дискретний ланцюговий кабель» (рис. 1.48, б), який уводиться шляхом перетворення безперервних рівнянь елемента безперервного ланцюгового кабелю в дискретну постановку, що передбачає поділ гнучкої нитки на кілька прямих осьових елементів.

Рівняння рівноваги гнучкої нитки в безперервній постановці виражені наступним чином [353]:

$$T\left(\frac{dx_1}{dp}\right) = -\left(w_1 s + f_1\right);$$

$$T\left(\frac{dx_2}{dp}\right) = -\left(w_2 s + f_2\right); \qquad (1.13)$$

$$T\left(\frac{dx_3}{dp}\right) = -\left(w_3 s + f_3\right),$$

де f_1, f_2 і f_3 — невідомі компоненти сили в точці 1 у напрямках x_1, x_2 і x_3, відповідно.

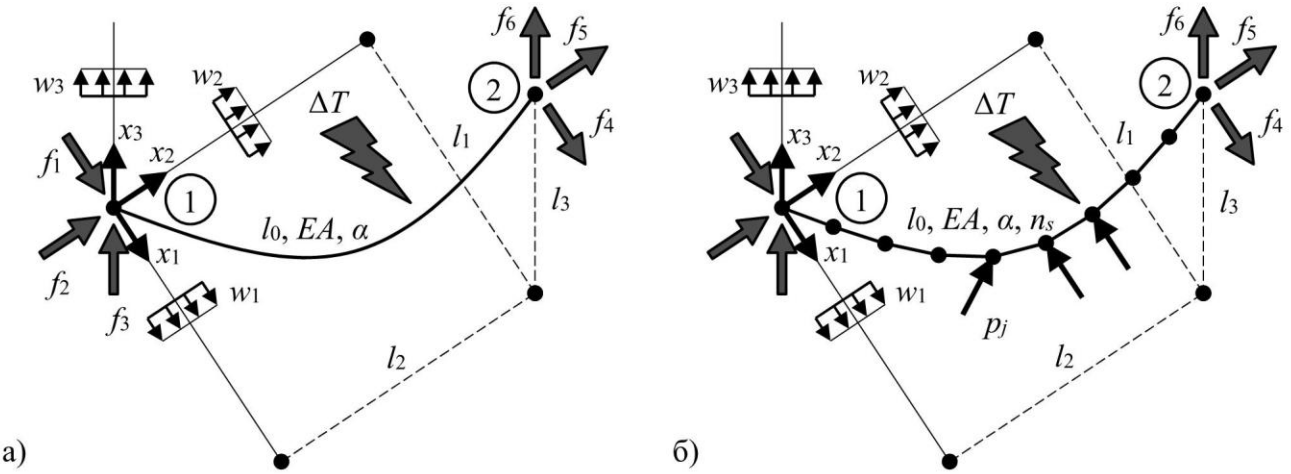


Рисунок 1.48 — Безперервна (а) та дискретна (б) модель гнучкої нитки при дії загального навантаження [353]

На основі таких елементів представлено алгоритм аналізу гнучкої нитки та висячих споруд. Ефективність цих елементів обґрунтована шляхом порівняння отриманих чисельних результатів з аналогічними розрахунками інших дослідників. Результати числових прикладів указують на їх достовірність і ефективність елементів для прогнозування деформативності висячих споруд [353].

1.6. Висновки за першим розділом та напрями подальших досліджень

Для досягнення поставленої мети було складено структурну схему дисертаційної роботи (рис. 1.49). Відповідно до якої виконано комплексний огляд існуючих несучих систем та способів їх формоутворення. Результатом цього огляду є виокремлення з-поміж усього різноманіття несучих систем найефективніших з точки зору просторової роботи, низької ваги, матеріаломісткості й архітектурної виразності тощо. З кожного виду несучих систем виділено ефективні конструктивні рішення. Виділено сталезалізобетонні, структурні та висячі системи.

На основі огляду сталезалізобетонних конструкцій та аналізу результатів їх теоретичних і експериментальних досліджень можна зазначити, що такі конструкції є ефективними.

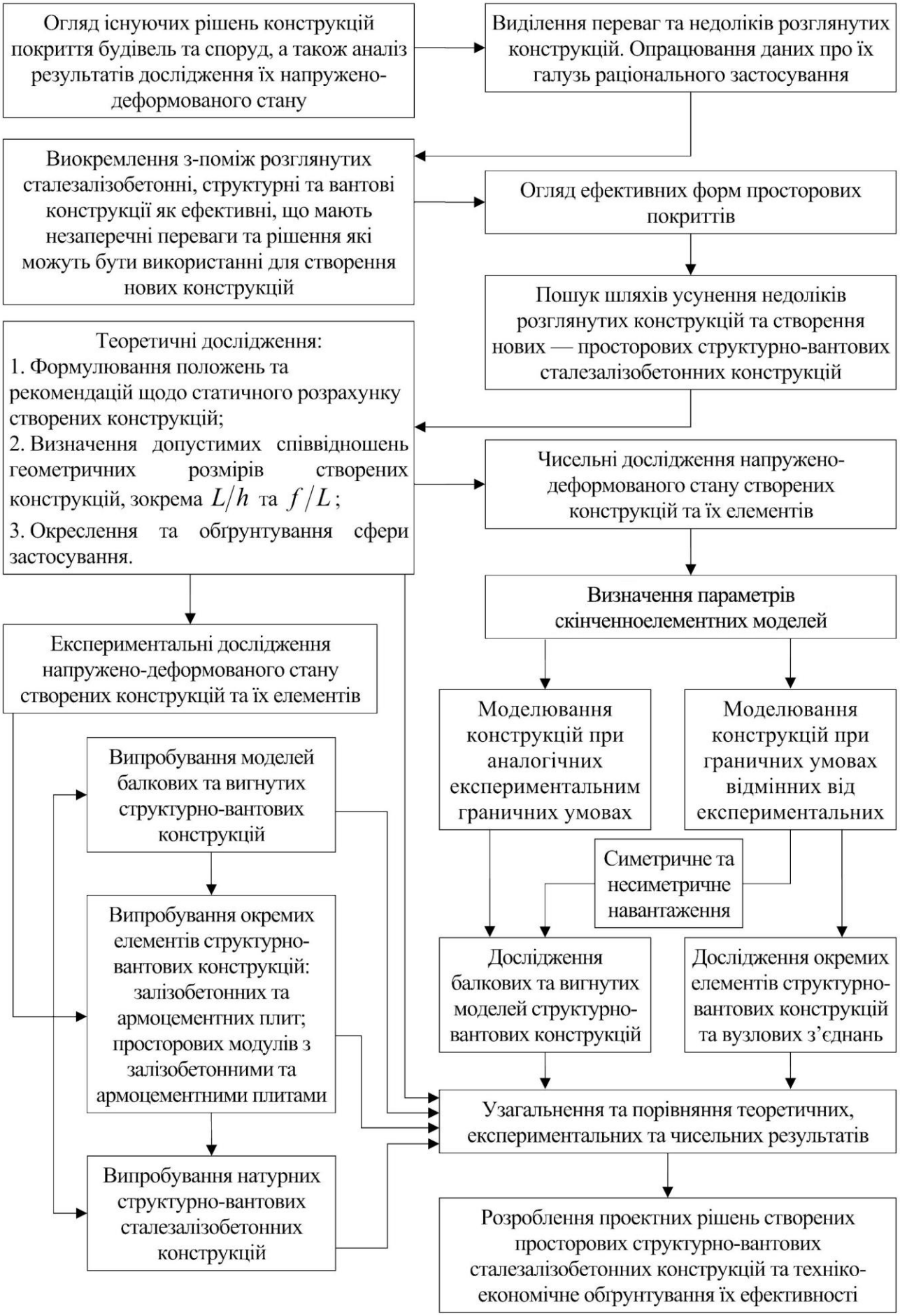


Рисунок 1.49 — Структурно-логічна схема дисертаційної роботи

У таких конструкціях раціонально та повною мірою використовуються міцнісні характеристики матеріалів, тобто сталеві елементи розташовуються в зоні дії зусиль розтягу, а бетон — в зоні дії зусиль стиску. Такий поділ і розмежування різнорідних матеріалів вимагає заходів із забезпечення їх сумісної роботи.

Сьогодні найбільш ефективним способом об'єднання сталевих деталей і бетону є застосування різноманітних анкерів: жорстких, гнучких і комбінованих. У загальному випадку несуча здатність сталезалізобетонних конструкцій, за винятком трубобетонних та схожих за будовою елементів, визначається саме несучою здатністю анкерних засобів на зріз і зсув.

З огляду на зазначене, останнім часом усе частіше при розробці нових конструктивних рішень сталезалізобетонних елементів застосовується спосіб забезпечення сумісної роботи, суть якого полягає в об'єднанні сталевого каркаса із залізобетонними елементами у процесі бетонування без використання анкерів, тобто сталева конструкція бетонується безпосередньо. Такий підхід дозволяє отримати цілісну, неподільну конструкцію, несуча здатність якої залежить від несучої здатності залізобетонних або сталевих елементів.

Сталезалізобетонні конструкції мають значну кількість переваг та позитивних властивостей, які дозволяють з успіхом застосовувати їх у будівництві різноманітних промислових і громадських будівель та споруд. Найбільш ефективними та перспективними системами серед сталезалізобетонних є структурні і комбіновані конструкції, вони поєднують у собі переваги відразу двох типів конструктивних елементів: залізобетонної чи сталебетонної плити і структурної плити, виготовленої зі сталевих стрижнів. У таких конструкціях реалізовано принцип раціоналізації та розподілення функцій, тому їх складові елементи

працюють лише на властиві для себе зусилля. Однак слід зауважити, що сталезалізобетонні структурні та комбіновані системи мають і недосконалості конструктивних рішень. Насамперед це складність та масивність вузлових з'єднань. У деяких випадках існує необхідність використання анкерів. До недоліків можна віднести також і те, що такі конструкції є монолітними, а це значно обмежує галузь застосування. У випадку бетонування таких конструкцій на заводах або будівельному майданчику обмежується проліт, а якщо бетонування виконується у проектному положенні — зростає складність технології комплексного процесу зведення за рахунок бетонних та зварювальних робіт на висоті, необхідності влаштування опалубки і т.п.

Ураховуючи вище наведені дані, питання розроблення нових і ефективних конструкцій залишається актуальним, саме тому було прийнято рішення розробити альтернативні конструкції, які б мали переваги структурних сталезалізобетонних та комбінованих систем, але одночасно з цим були позбавлені їх недоліків. Основними напрямами досліджень були: пошук ефективних і нескладних вузлових з'єднань; пошук способів зменшення загальної ваги; розширення галузі застосування за рахунок уніфікованості та універсальності. З огляду на вищевикладене було здійснено аналіз вузлових з'єднань структурних конструкцій. Установлено, що вузлові з'єднання стрижневих просторових конструкцій, зокрема структурних плит, поділені на болтові, зварні і комбіновані. Причому найбільшого розповсюдження отримали болтові та комбіновані вузли. Слід зазначити, що левова частка всіх існуючих вузлових з'єднань, у тому числі і зварних, передбачають використання спеціальних сталевих деталей-виробів — конекторів. Використання конекторів, як правило, збільшує вагу та складність вузла, а також вимагає високої точності заготівельних робіт.

Із аналізу результатів теоретичних та експериментальних досліджень установлено, що найефективнішими вузловими з'єднаннями є комбіновані на фасонках завдяки простоті виготовлення, низькій масі та відсутності осьових болтів. Однак такі вузли мають суттєві недоліки — велика кількість болтових з'єднань та складність використання трубчастих стрижневих елементів, а у випадку зварювання — значна сумарна довжина зварного шва.

Отже, виділено ефективні вузлові з'єднання, але при цьому залишається певна кількість проблемних питань, які потребують подальших досліджень.

Як варіант зниження ваги нової конструкції було розглянуто доцільність застосування висячих систем. Відомо, що такі системи володіють значно нижчою вагою порівняно з іншими конструкціями за рахунок використання сталевих гнучких елементів, виготовлених із високоміцних сталей. До того ж застосування таких конструкцій дозволяє перекривати значні площі без зведення проміжних опор. Однак висячі системи мають і ряд суттєвих недоліків, які значно стримують їх застосування. По-перше, це надзвичайно висока деформативність та низька жорсткість. По-друге, це те, що вони є розпірними системами. Це стало причиною удосконалень, направлених на підвищення жорсткості та стабілізацію, а це у свою чергу спричинило появу різноманітних комбінованих висячих систем.

Серед загального класу висячих та комбінованих систем найефективнішими є ті, основним несучим елементом яких є ванта. Це пояснюється тим, що вант — елемент, який призначено для роботи лише на зусилля розтягу без роботи на дію поперечної сили, тобто застосування вантових елементів дозволяє повною мірою використовувати міцнісні

властивості матеріалу. Однак ванта, як і основний несучий елемент висячих систем, — гнучка нитка, здатна до провисання у випадку похилого положення та великих прольотів. Безсумнівно застосування вантових елементів у розробці нових конструкцій є доцільним, але їх недоліки залишають відкритим питання пошуку раціонального положення в конструкції.

Підсумовуючи результати дослідження, можна зробити наступні висновки:

1. Зроблено аналіз особливостей конструктивних рішень, переваг та недоліків, галузей застосування, експериментальних та теоретичних досліджень існуючих будівельних конструкцій, на основі якого виділено три типи ефективних несучих систем: сталезалізобетонні, структурні та вантові.

2. Сталезалізобетонні конструкції мають низку суттєвих переваг: вони є міцними, а також у них раціонально та повною мірою використовуються міцнісні характеристики матеріалів. Це дозволяє з успіхом застосовувати такі конструкції в будівництві різноманітних будівель і споруд, у тому числі вони використовуються для зведення плоских та просторових покриттів.

3. Структурні конструкції мають багатовузлову будову і є багаторазово статично невизначеними системами, саме це визначає низку їх суттєвих переваг порівняно із традиційними конструктивними рішеннями. У першу чергу це стійкість до раптових і локальних руйнувань та пошкоджень за рахунок перерозподілу зусиль в елементах конструкції. Крім цього, структурні конструкції є ефективнішими при дії значних зосереджених статичних сил, мають більшу жорсткість та меншу будівельну висоту, що позитивно впливає на зниження експлуатаційних витрат.

4. Вантові конструкції є ресурсоекономними та відзначаються надзвичайно низькою масою і найбільш раціональним використанням конструктивних властивостей елементів, оскільки їх основне й єдине призначення — сприймати зусилля розтягу.

5. Сталезалізобетонні, структурні та вантові конструкції поряд із низкою суттєвих позитивних властивостей мають і ряд суттєвих недоліків, насамперед це підвищена матеріаломісткість сталезалізобетонних та структурних конструкцій при великих прольотах та складність виконання їх вузлових з'єднань, а також фізична, геометрична та конструктивна нелінійність структурних і вантових конструкцій.

6. Зважаючи на наведені переваги та недоліки сталезалізобетонних, структурних і вантових конструкцій, рішення застосувати їх раціональні конструктивні рішення та форми для розроблення нового виду просторових конструкцій, які були б позбавлені недоліків згаданих конструкцій та мали свої власні позитивні особливості, що визначали б їх ефективність порівняно з аналогами, є перспективним напрямом розвитку будівельних конструкцій.

З огляду на зазначене вище, при виконанні дисертаційної роботи поставлено наступні задачі дослідження:

1. Створити раціональні несучі просторові конструкції та розробити теорію розрахунку їх напружено-деформованого стану.

2. Установити прийнятність та доцільність застосування створеного рішення просторової конструкції у будівництві будівель і споруд.

3. Експериментально дослідити напружено-деформований стан складових елементів створених конструкцій та визначити їх несучу здатність.

4. Провести випробування створеної просторової конструкції та виявити особливості її поведінки під навантаженням.

5. Виконати скінченноелементний аналіз напружено-деформованого стану створених просторових конструкцій та їх складових елементів.

6. Установити ефективність створених конструкцій, визначити їх техніко-економічні показники, розробити та запропонувати для впровадження у будівництво конкретні проекти.

РОЗДІЛ 2
СТВОРЕННЯ ПРОСТОРОВИХ СТРУКТУРНО-ВАНТОВИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

2.1. Передумови розроблення, ціль, сутність, концепція та галузь застосування просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій

Передумови для розроблення конструкції. З урахуванням стану сучасної будівельної галузі, гострої потреби в нових ресурсоекономних і енергоощадних конструкціях логічним і закономірним закінченням проведеного у першому розділі дисертації дослідження є розроблення нових конструкцій, які отримали назву «Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції».

Поштовхом до розроблення таких конструкцій була проблема, актуальність рішення якої обґрунтовано у вступі цієї роботи, на основі чого сформульовано задачі дослідження.

Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції — новий тип просторових несучих систем з оригінальним конструктивним рішенням [37, 43, 128, 205, 207, 296, 304], застосування яких — покриття споруд і будівель різного призначення, у тому числі споруд металургійної та гірничої промисловості, великопролітних ангарів аеропортів, доків, машинних галерей та депо, спортивних арен, стадіонів тощо [183, 200, 204, 210, 211, 213, 303, 305, 385, 387].

Ідея концепції розроблених конструкцій полягала у набутті ними високих міцнісних характеристик та техніко-економічних характеристик за рахунок ефективного поєднання конструктивних рішень, елементи котрих працюють за принципом тансегріті (англ. *tensional integrity* — з'єднання шляхом натягу), тобто тільки на стиск або тільки на розтягнення [416]. Також в основу розроблених конструкцій закладено принцип модульності елементів, тобто застосування багаторазово повторюваних конструктивних елементів повного заводського виготовлення [37].

Ціль розроблення просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій полягала в отриманні нових конкуренто здатних на ринку будівельних конструкцій рішень покриття споруд та будівель, у тому числі різноманітних оболонок та інших просторових конструкцій, внаслідок об'єднання переваг і позбавлення недоліків аналогів [37].

Сутність створених конструкцій полягає у прийнятому способі поєднання її складових елементів, завдяки чому досягається суміщення несучої й захисної функцій, скорочення термінів будівництва, жорсткість та просторова робота, можливість розбирання та повторного складання конструкції без руйнування її елементів чи вузлів [37].

Слід також зазначити, що створені конструкції мають: менш складні у виготовлені й улаштуванні вузли з'єднання, ніж звичайні структурні конструкції; меншу деформативність, ніж вантові конструкції. Крім цього, розроблені конструкції є архітектурно виразними, мають низьку вагу, є ресурсоекономнішими, ніж інші типи конструкцій при аналогічних розмірах і несучій здатності. Техніко-економічне порівняння створених конструкцій з існуючими аналогами наведено у сьомому розділі дисертації та частково у працях [34, 37, 182, 295].

Із розроблених конструкцій, можна зводити покриття різних обрисів, форм і розмірів.

2.2. Створення, типи та конструктивні особливості просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій

Історія створення. Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції суміщають у собі переваги висячих, структурних і сталезалізобетонних конструкцій. Відмінною рисою, яка вирізняє просторову сталезалізобетонну структурно-вантову конструкцію серед інших в окремий тип, є її конструктивне рішення. Структура конструкції дозволяє максимально ефективно використовувати міцнісні властивості будівельних матеріалів.

Отриманню конструкції передувала затяжна робота з пошуку способів поєднання різнотипних елементів і удосконалення існуючих конструктивних рішень. Динаміку й етапність розвитку просторових сталезалізобетонних структурно-вантових конструкцій можна зобразити загальною блок-схемою (рис. 2.1) та розгорнутими схемами кожного етапу (рис. 2.2–2.4) [37].

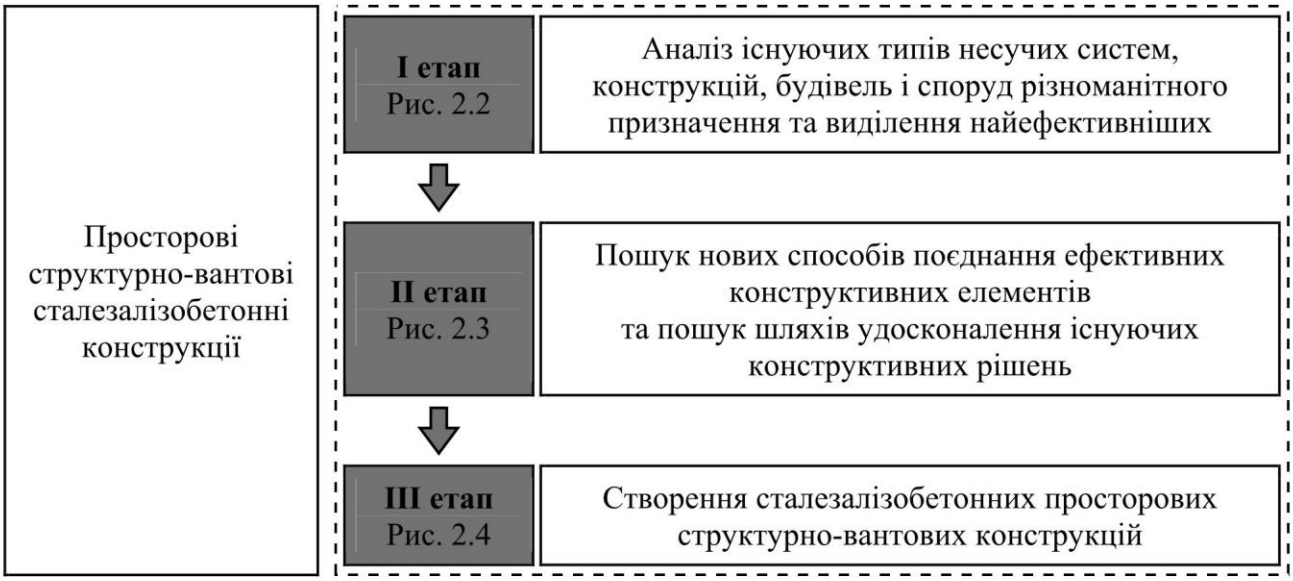


Рисунок 2.1 — Узагальнена блок-схема створення просторових сталезалізобетонних структурно-вантових конструкцій [37]

Із узагальненої блок-схеми, наведеної на рисунку 2.1, видно, що період від моменту появи задумів стосовно розроблення нової конструкції до моменту появи перших експериментальних зразків складається з декількох етапів-стадій.

Перший етап розвитку конструкцій. Першим кроком у зміцненні переконань і намірів створити новий тип конструкцій та першим етапом (рис. 2.2) їхнього розвитку стало отримання узагальнюючих відомостей щодо особливостей, переваг і недоліків існуючих конструкцій будівель та споруд різного призначення, які детально розглянуті у першому розділі роботи. До конструкцій, які привернули увагу, належать просторові та сталезалізобетонні конструкції. З огляду на вимоги, котрі висуваються до сучасних будівельних конструкцій, з-поміж усього різноманіття конструктивних рішень згаданих

типів конструкцій найперспективнішими є вантові системи, сталезалізобетонні та структурні плити.

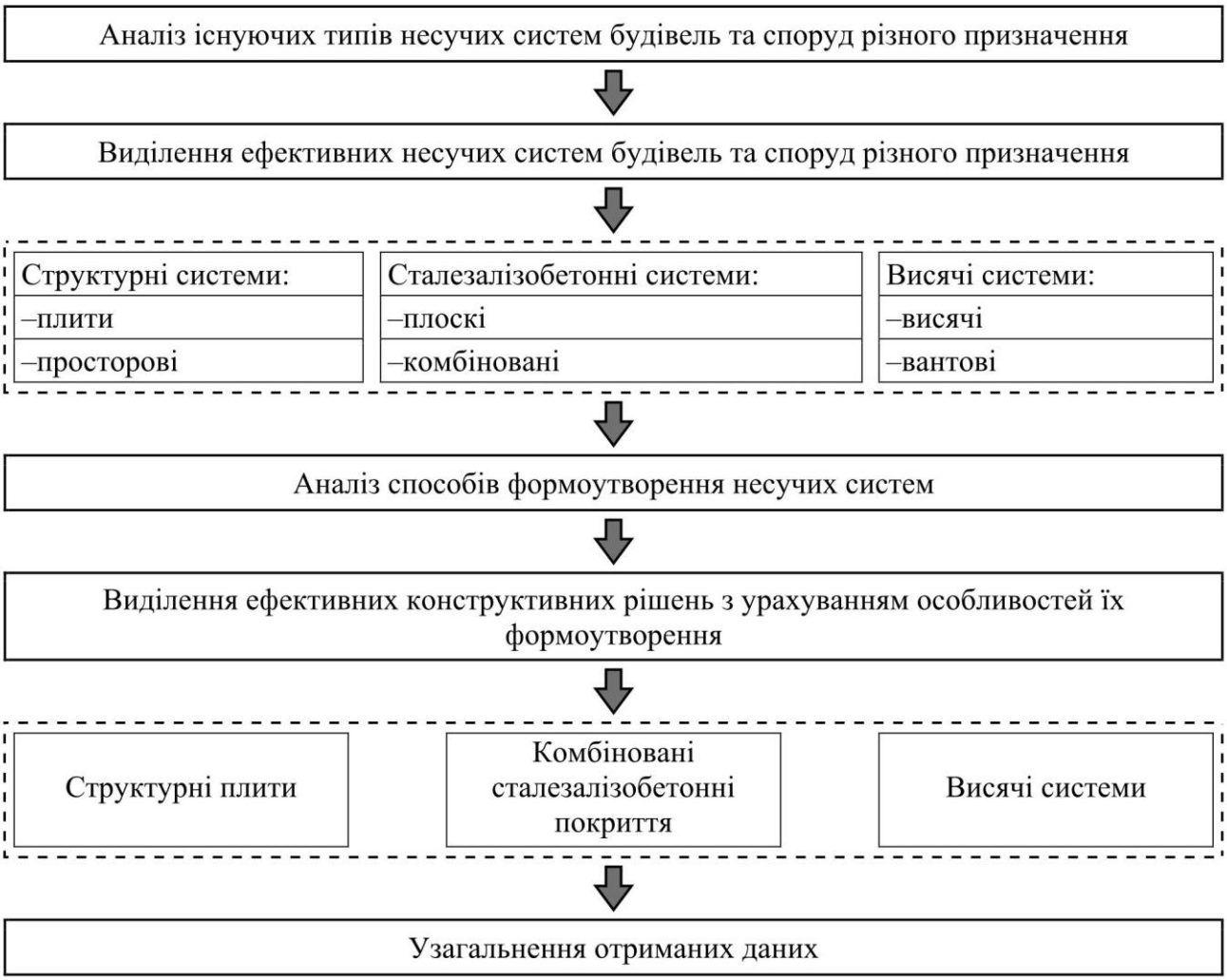


Рисунок 2.2 — Блок-схема першого етапу створення просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій

Сталезалізобетонні конструкції завдяки поєднанню міцнісних властивостей бетону та сталі є жорсткими та мають високу несучу здатність. До того ж у таких конструкціях реалізовано принцип раціонального використання матеріалів. Останнім часом сталезалізобетонні конструкції з-поміж інших типів конструкцій зазнають найчастіших модифікацій і удосконалень перерізів та конструктивних рішень. З урахуванням цього, їх галузь застосування постійно розширюється. Ефективно застосовуються сталезалізобетонні конструкції і для будівництва несучих просторових систем, зокрема покриттів, що підтверджується результатами огляду існуючих

просторових сталезалізобетонних покриттів та їх досліджень [35]. Прикладом таких конструкцій є комбіновані сталезалізобетонні конструкції [64, 77, 107, 116], їх конструктивне рішення та результати експериментальних досліджень [64, 245], які також було взято до уваги при розробленні нових просторових несучих систем.

Щодо переваг структурних плит, то до них належать: просторова робота; здатність перерозподіляти внутрішні зусилля; стійкість до локальних пошкоджень та динамічних навантажень. Разом з цим такі конструкції є порівняно легкими, дозволяють перекривати значні прольоти та мають архітектурну виразність, а їх елементи працюють на осьові зусилля стиску та розтягу, що беззаперечно сприяє раціональному використанню матеріалів [37, 267].

Стосовно вантових конструкцій слід зазначити, що вони наділені аналогічними перевагами, що і структурні, а саме: низька вага; можливість перекривати значні прольоти; робота елементів на осьові зусилля, зокрема розтягу, що ще краще, оскільки питаннями їх стійкості при проектуванні можна знехтувати [37, 323].

Проаналізувавши досвід застосування, результати експериментальних і теоретичних досліджень та особливості роботи таких конструкцій, було зроблено висновок щодо доцільності їх удосконалення з метою створення нових та ефективних поєднань конструктивних елементів [37].

Другий етап створення конструкцій. Удосконалення існуючих конструктивних рішень та пошук альтернативних способів поєднання несучих елементів сформував другий етап розвитку просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій (рис. 2.3). На цьому етапі, окрім безпосередніх спроб винайти новий спосіб поєднання конструктивних елементів та їх взаємного розташування у просторі, переважно увага була приділена аналізу недоліків розглядуваних конструкцій та пошук шляхів їх вирішення [37].

Першочерговим завданням при створені нової конструкції (рис. 2.3) шляхом удосконалення існуючих було розв'язання спільної для низки розглянутих конструкцій проблеми, яка полягала у надмірній складності

вузлів з'єднання. Актуальність вирішення цієї проблеми також обумовлюється тим, що несуча здатність вузлових з'єднань визначає несучу здатність конструкції загалом. У сталезалізобетонних конструкціях така проблема полягає у необхідності застосування різноманітних анкерних засобів у перерізах сполучення бетону та сталевих деталей, а це загалом обтяжує й ускладнює конструкцію. Зрідка для забезпечення спільної роботи бетону та сталевих елементів у комбінованих сталезалізобетонних конструкціях виникає необхідність застосування сталевих профілів, зокрема двотаврових, до яких зварюванням кріпляться анкерні засоби (рис. 1.38), що сприяє збільшенню ваги. У конструкціях такого типу спільну роботу бетону та сталевих елементів також можна забезпечити шляхом «сумісного» бетонування, внаслідок чого утворюються так звані «інтегровані» системи (рис. 1.14, 1.39, 1.41). Саме такий спосіб забезпечення сумісної роботи бетону та сталевих частин конструкції, зокрема залізобетонних плит і сталевих стрижневих елементів, є перспективним напрямом розвитку нових конструкцій [37].

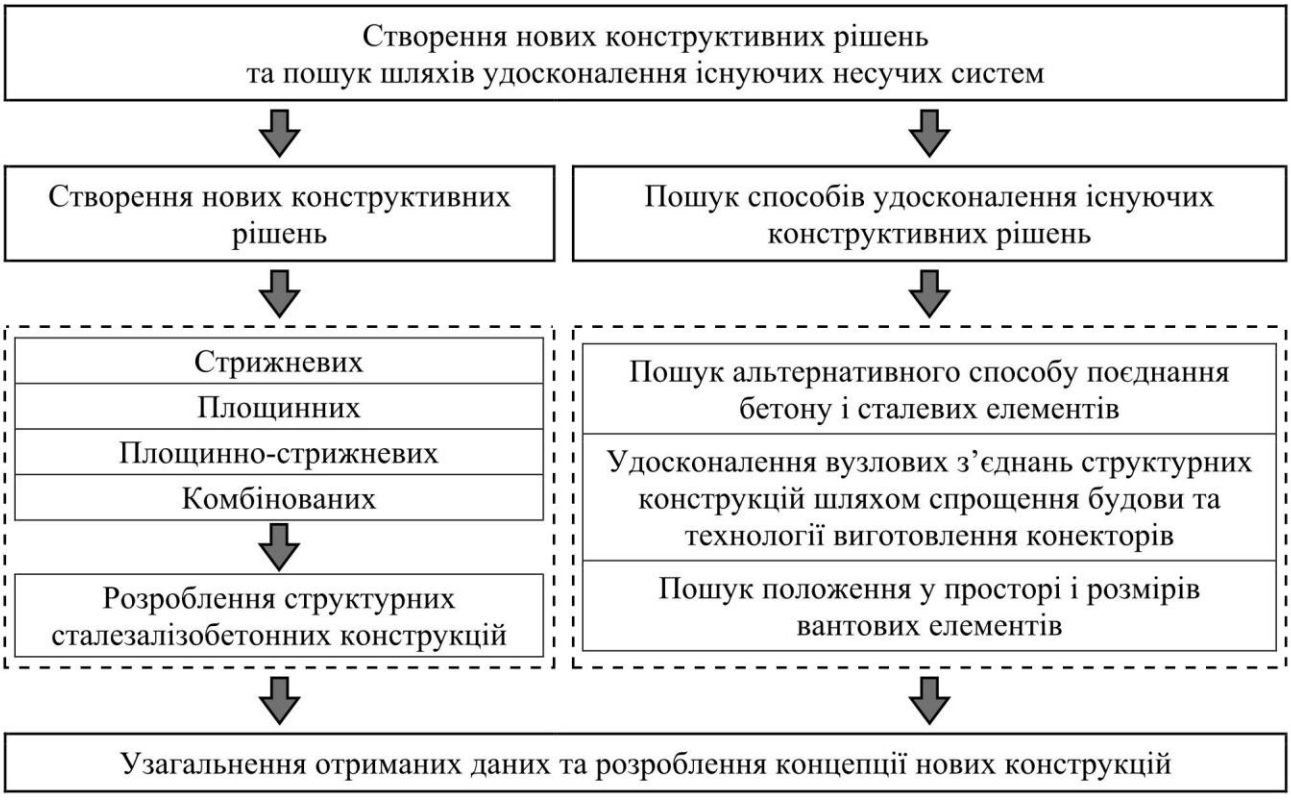


Рисунок 2.3 — Блок-схема другого етапу створення просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій

У структурних плитах складність вузлів з'єднання є винятково гострим питанням, оскільки це визначає загальну складність, масу, трудомісткість та вартість зведення таких покриттів. Опираючись на результати аналізу досліджень вузлів з'єднання структурних плит (розділ І, пп. 1.3.3), установлено, що найефективнішим рішенням вузла є з'єднання із застосуванням конекторів, виготовлених у вигляді фасонних деталей, але у цьому випадку необхідно знайти таку конфігурацію, яка дозволить звести загальну довжину заводського зварного шва та число болтів у з'єднанні до мінімуму [37].

У вантових конструкціях основним недоліком є їх деформативність та схильність до провисання під власною вагою при великій довжині та пологому положенні, тому перспективним напрямом модифікації таких конструкцій є пошук довжини елементів й положення їх у просторі, а також конструктивних заходів, які сприяють зменшенню деформативності. Цього можна досягти поєднанням вантових елементів із жорсткими в комбінованих конструкціях. Корисним при вирішенні цього питання може також бути досвід світового проектування архітектурних форм і конструкцій, у яких успішно застосовуються елементи, котрі за функціональним призначенням схожі із вантами [37]. Найвідомішими представниками зазначених конструкцій є так звані системи «тансегріті» [416]. У таких системах відмінно реалізовується використання властивостей конструктивних елементів. Вони складаються із жорстких і гнучких стрижнів, відповідно жорсткі сприймають лише стиск, а гнучкі — розтяг. Очевидно, що ідея тансегріті може бути корисною в розробленні нових будівельних конструкцій [37].

Щодо пошуку нових способів поєднання конструктивних елементів один із одним переважно увага була приділена плитним і стрижневим елементам та їхнім комбінаціям [37].

Загалом конструкції, які позбавлені згаданих недоліків шляхом удосконалення, розглядалися як нові конструктивні рішення, котрі слугували основою для розроблення просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій [37].

Третій етап створення конструкцій. Узагальнивши всі дані, отримані на попередніх етапах, було чітко сформовано прообраз майбутньої конструкції. Насамперед це конструкція, одним із складових елементів якої повинні бути стрижневі елементи, котрі працюватимуть лише на осьові зусилля. Виходячи з того того, які будуть діяти зусилля: розтягу чи стиску, стрижні можуть бути гнучкими або жорсткими [37].



Рисунок 2.4 — Блок-схема третього етапу розвитку просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій

Прототип нової конструкції за розташуванням стрижневих елементів у просторі представляв собою двопоясну з труб стрижневу решітку (рис. 2.5). Проте, з огляду на те, що розроблена стрижнева решітка за будовою нагадувала існуючі структурні конструкції, виникла необхідність проведення певних модифікацій та удосконалень, які б дозволили стверджувати про розроблення нових конструкцій. Першою була ідея структурних сталезалізобетонних

конструкцій [64], які виготовлялися у вигляді структурних плит з монолітною залізобетонною плитою. Проаналізувавши можливість такого удосконалення для розробленої структурної решітки, зроблено висновок, що цей підхід сприяє зниженню витрат сталі завдяки заміні сталевих трубчастих елементів верхнього пояса залізобетонними плитами. Ефективність цього рішення підтверджується ще тим, що у двопоясних конструкціях елементи верхнього пояса працюють на зусилля стиску, а, як усім відомо, бетон добре сприймає такий вид зусиль, тому доцільніше в цьому випадку застосовувати саме його. Отож, першим удосконаленням прообразу нових просторових сталезалізобетонних структурно-вантових конструкцій була заміна верхнього пояса з трубчастих стрижнів на плитні композитні елементи (рис. 2.5) [37].

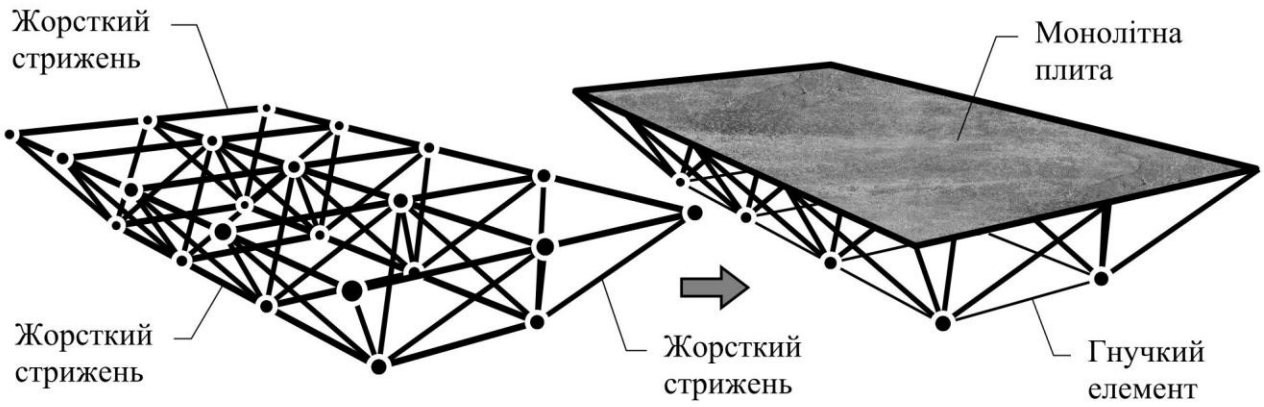


Рисунок 2.5 — Модифікація верхнього та нижнього поясів стрижневої решітки [37]:
а) структурна конструкція; б) структурна сталезалізобетонна конструкція

Відштовхуючись від ідеї підміни елементів, виготовлених з одного виду матеріалу на елементи, виготовлених з іншого виду, залежно від виду внутрішніх зусиль, які діють у них, було прийнято рішення виконати модифікацію нижнього пояса конструкції шляхом заміни жорстких сталевих стрижнів на гнучкі, і оскільки елементи нижнього пояса в аналогічних конструкціях працюють на розтяг, то в цьому випадку ефективніше застосовувати саме гнучкі елементи. У такий спосіб було розроблено систему з жорсткими та гнучкими елементами, котра відповідає ідеї розробленої концепції нової конструкції (рис. 2.6) [37].

Однак така система була непридатною до утворення криволінійних поверхонь, а також мала складну технологію зведення, тому подальшим кроком у розвитку просторових сталезалізобетонних структурно-вантових конструкцій був поділ розробленої конструкції на модільні елементи (рис. 2.6). У такий спосіб, було розроблено новий тип будівельних конструкцій — просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції (патент № 119869) [133]. Заключною стадією створення таких конструкцій було розроблення вузлових з'єднань (розділ II, п. 2.4) [37].

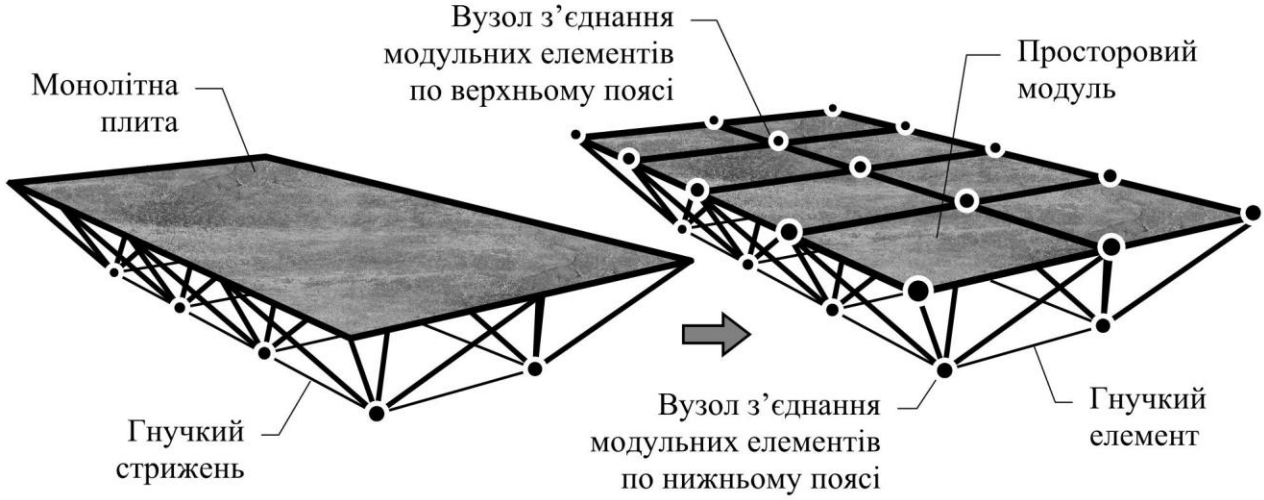


Рисунок 2.6 — Створення просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції [37, 201]:

а) структурна сталезалізобетонна конструкція; б) просторова структурно-вантова сталезалізобетонна конструкція

Отож, розроблена конструкція складається із просторових сталезалізобетонних модулів і гнучких елементів та включає такі конструктивні елементи: просторову решітку з трубастих стрижнів, верхній і нижній пояси. Верхній пояс має площинну форму і виготовляється з плит, котрі можуть бути залежно від армування залізобетонними, армоцементними та сталезалізобетонними. Нижній пояс виготовляється як ванта (гнучкий стрижень), що призначена сприймати лише зусилля розтягу [37].

Особливістю такої конструкції є те, що вона суміщає у собі переваги сталезалізобетонних, структурних і вантових конструкцій. Крім цього, при її

зведенні немає потреби в улаштуванні покрівлі, тому що верхній пояс одночасно виконує два призначення: несучу функцію та захищає від атмосферних впливів внутрішній простір будівлі, а отже, немає необхідності застосовувати вартісні покрівельні матеріали. Такі конструкції є ефективними для покриття ангарів, виставкових залів, стадіонів тощо [37, 183, 387].

2.3. Різновиди просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструктивних рішень та їх елементів

Завдяки тому, що розроблені конструкції є збірними, з'являється можливість зводити покриття будівель і споруд різних розмірів та форм, зокрема оболонки різної кривизни, куполи тощо [133, 213, 296, 304]. Зважаючи на новизну створеної конструкції, було розроблено просторові структурно-вантові сталезалізобетонні покриття та їх конструктивні елементи. Одночасно з цим на всі розроблені зразки готувалися заявки на отримання патентів України на корисну модель. Повний список отриманих патентів наведено у додатку А.

Одним із основних конструктивних елементів розроблених конструкцій є сталезалізобетонний модуль, який являє собою просторовий плитно-стрижневий наскрізний елемент пірамідальної форми (рис. 2.7). У загальному випадку основою такого пірамідального елемента може бути залізобетонна або сталебетонна плита квадратної або іншої правильної багатокутної форми, яка відіграє роль верхнього пояса конструкції. Стрижні просторової структурної решітки виготовляються з елементів круглого перерізу. Загалом габарити плити можуть бути різними та визначаються розрахунком (розділ II, п. 2.7). Кут нахилу α між стрижнями решітки і їх горизонтальними проекціями для просторових решітчастих конструкцій згідно з [327] може прийматися в межах 30°…60°, але рекомендується 45°. Причому мінімальний кут обмежується значною довжиною елементів, а максимальний — високою щільністю елементів. Відповідно до [326, 327] даний діапазон кута α визначений виходячи суто з конструктивних характеристик та економічних міркувань. Просторові сталезалізобетонні модулі об'єднуються між собою за допомогою вузлових з'єднань у площині верхнього пояса (вузол 1, рис. 2.7) й у площині

нижнього пояса (вузол 2, рис. 2.7), які залежно від форми покриття можуть мати різні рішення (розділ II, п. 2.4). З метою забезпечення низької маси модуля було запропоновано удосконалене конструктивне рішення, суть якого полягала у використанні армоцементної плити, як верхнього пояса. У порівнянні з залізобетонними конструкціями доцільність та ефективність такого рішення для збірних конструкцій оболонкового типу обґрунтована у праці [169] та підтверджена власними експериментами, результати яких наведені у праці [69] та п.п. 4.4 цієї роботи. У результаті було отримано полегшений елемент структури (патент № 59300) [139]. Такий елемент є складовою частиною створених конструкцій і може бути використаний при спорудженні великопролітних громадських і промислових будівель та споруд [200]. Такий елемент може виготовляється як у заводських, так і в умовах будівельного майданчика, проте слід зауважити про належний контроль якості робіт, який необхідно здійснювати відповідно до державних норм та СНиП 3.03.01–87.

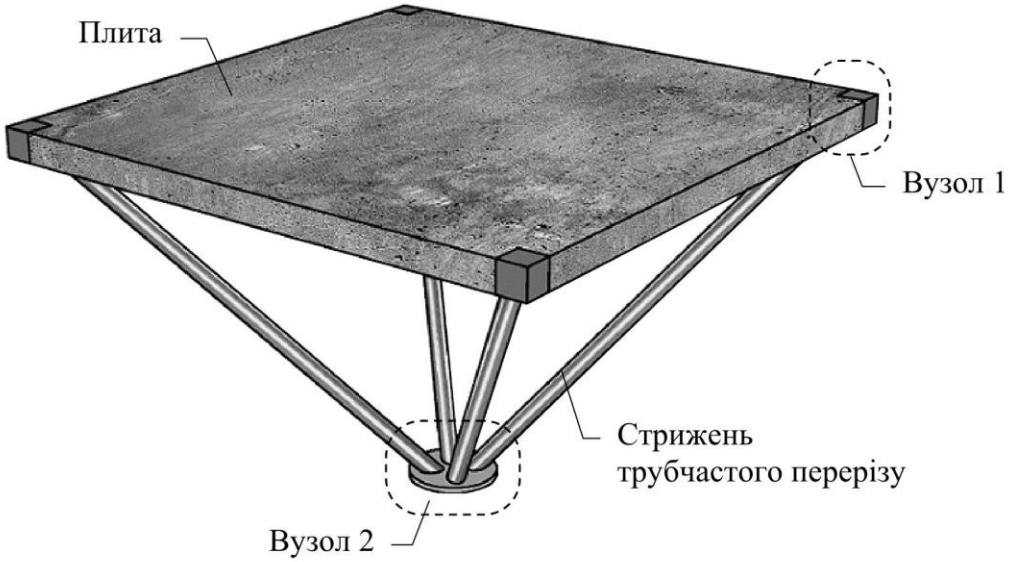


Рисунок 2.7 — Просторовий сталезалізобетонний модуль

З просторових сталезалізобетонних модулів можуть збиратися три типи структурно-вантових елементів: вигнутий (рис. 2.8) (патент № 59293) [136], балковий (рис. 2.9) (патент № 59299) [138] і висячий (рис. 2.10) (патент № 59296) [137]. Кількість просторових сталезалізобетонних модулів, яка необхідна для збирання таких елементів, визначається розрахунком та варіантним проектуванням з використанням даних, наведених у п. 2.6 і 2.7.

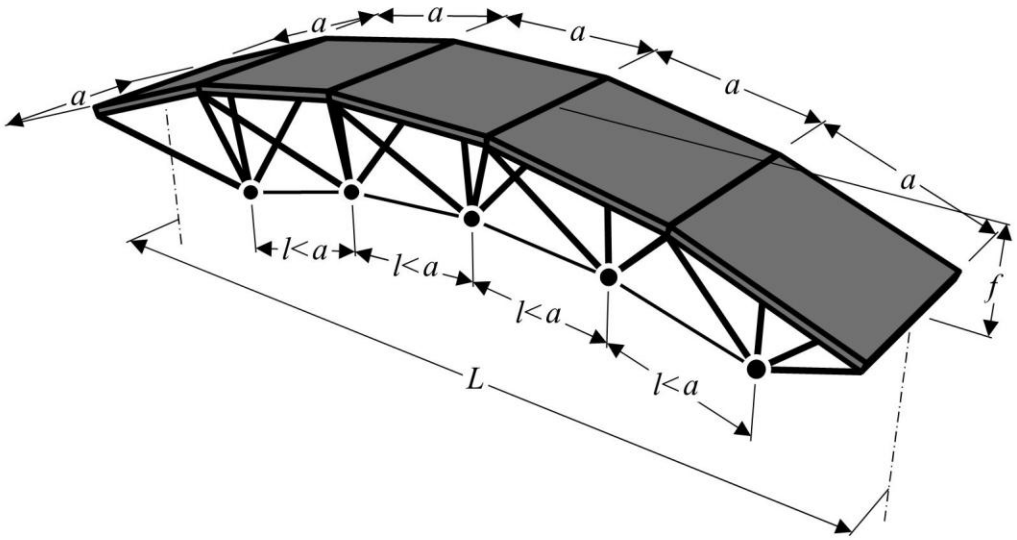


Рисунок 2.8 — Структурно-вантовий вигнутий елемент [136, 201]

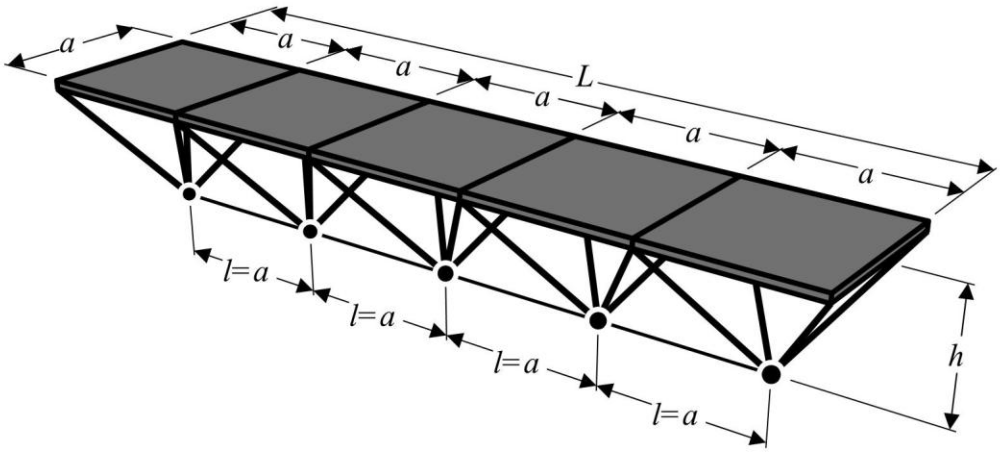


Рисунок 2.9 — Структурно-вантовий балковий елемент [138, 201]

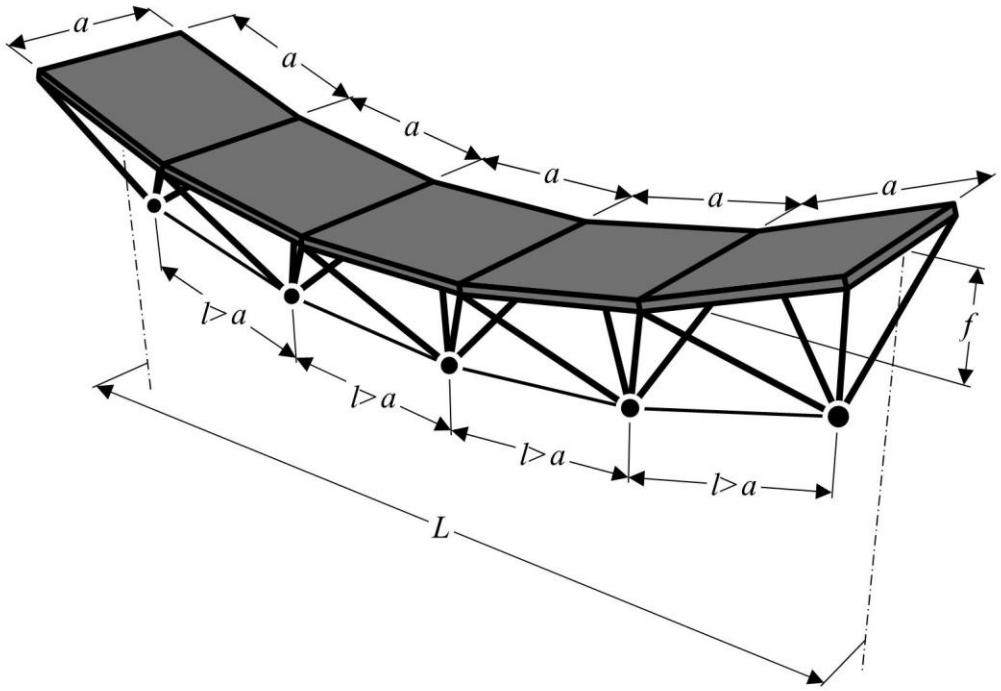


Рисунок 2.10 — Структурно-вантовий висячий елемент [137, 201]

Зазначені елементи можуть застосовуватися як для покриття великих, так і невеликих прольотів (рис. 2.11) і бути альтернативою збірним залізобетонним покриттям із пустотних чи ребристих плит, укладених по фермах чи балках та плитам. Переваги запропонованих конструкцій порівнянно зі збірними залізобетонними плитами завдяки зменшенню товщини поперечного перерізу полягають у меншій масі та нижчій трудомісткості монтажу [295].

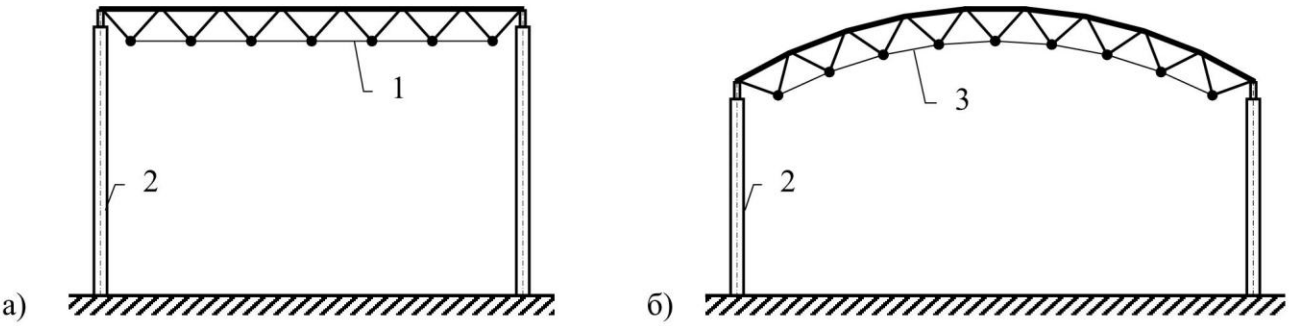


Рисунок 2.11 — Схеми варіантів покриття із запропонованих конструкцій:
а) плоскі; б) криволінійні; 1 — балковий елемент; 2 — опора; 3 — вигнутий елемент

Структурно-вантові елементи, лінійні розміри яких не перевищують транспортні габарити, можуть повністю виготовлятися та збиратися у заводських умовах та доставлятися на будівельний майданчик у готовому вигляді. Це дозволить значно скоротити затрати праці на укрупнювальні і монтажні роботи та скоротити загальну тривалість зведення конструкції покриття. Ефективність повного заводського виготовлення модульних елементів особливо чітко проявляється у випадку, коли модулі мають конструктивні удосконалення, що націлені на спрощення та скорочення тривалості монтажних робіт. Наприклад, на рисунку 2.12 наведено просторовий сталезалізобетонний модуль зі сталевим обрамленням, ефективність цього рішення полягає саме в обрамленні, яке слугує не лише засобом для зміцнення плити, але й для з'єднання модулів один з одним у випадку застосування зварювання. До того ж сталеве обрамлення слугує і незнімною опалубкою під час бетонування модуля. А на рисунку 2.13 наведено просторовий сталезалізобетонний модуль, плита якого, окрім сталевого обрамлення, має додаткові сталеві елементи — полички, які слугують допоміжним засобом при монтажі покриття. Слід зазначити, що сумнівний аспект роботи таких поличок на згинання спростований у праці [121], де неведено їх розрахунок та обґрунтована прийнятність такого з'єднання в збірних конструкціях.

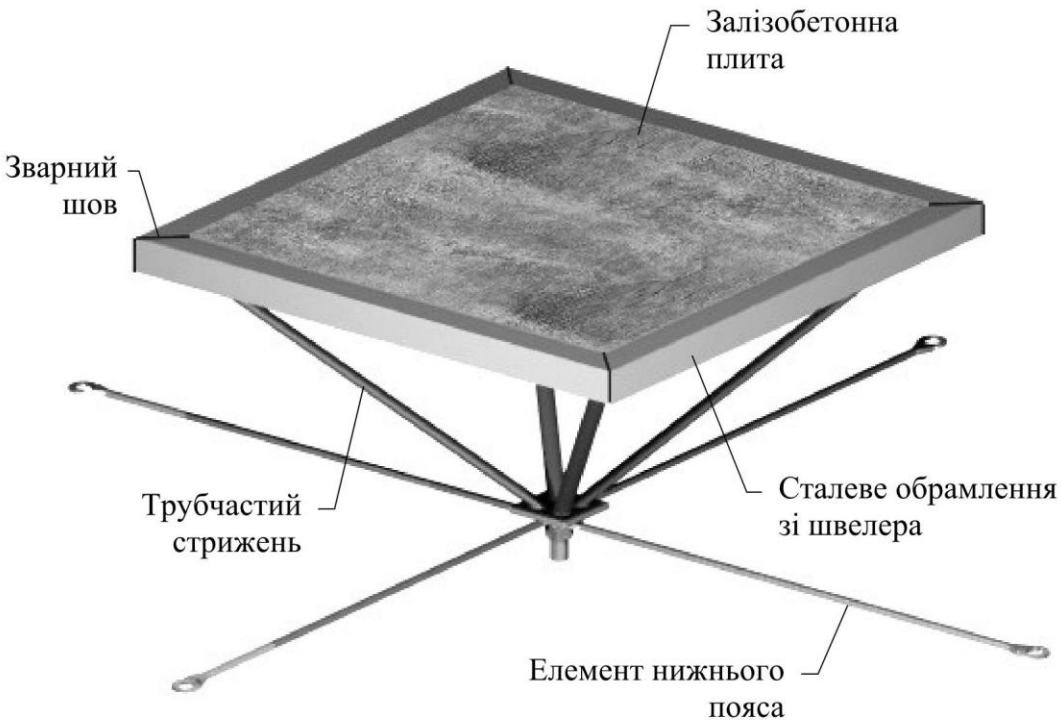


Рисунок 2.12 — Просторовий сталезалізобетонний модуль зі сталевим обрамленням плити (патент № 90806) [149, 304]



Рисунок 2.13 — Просторовий сталезалізобетонний модуль з приєднаними до плити поличками (патент № 92877) [151, 304]

Необхідна стріла підйому чи провисання f структурно-вантовим елементам надається шляхом зменшення чи збільшення довжини l нижнього пояса чи його окремих частин, унаслідок чого між просторовими сталезалізобетонними модулями утворюється взаємний кут повороту β (рис. 2.14) [201]. Однак слід зауважити, що стріла підйому вигнутих структурно-вантових елементів залежно від умов закріплення є обмеженою. При проектуванні таких конструкцій необхідно пам'ятати про те, що елементи нижнього пояса призначені працювати лише на розтяг. Тому, конструюючи запропоновані системи, необхідно приймати такі геометричні розміри їх складових елементів і параметри при яких в елементах нижнього пояса діють зусилля розтягу. Визначення таких геометричних параметрів створених систем наведено у пункті 2.7.

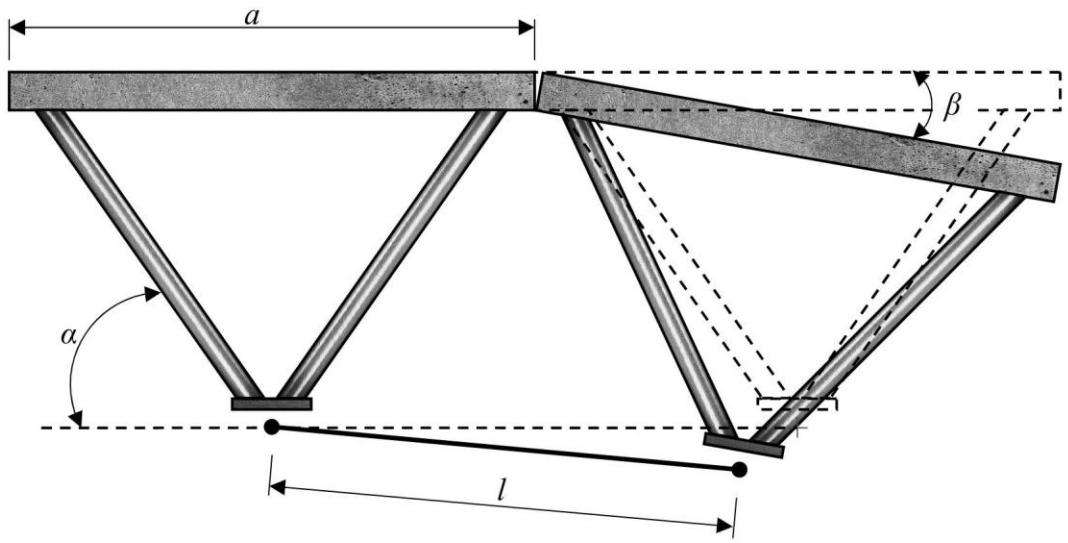


Рисунок 2.14 — Визначення довжини окремого елемента нижнього пояса структурно-вантової конструкції [201]

У загальному випадку для просторових структурно-вантових елементів залежність між довжиною елемента нижнього пояса l та кутом взаємного повороту сталезалізобетонних модулів β має ледь помітний криволінійний характер (рис. 2.15). Залежність β від l є емпіричною та отримана виходячи з геометрії конструкції, яка утворюється в результаті зміни довжини елементів нижнього пояса l, а вона визначається проектним рішенням і обмежуються допустимою стрілою підйому конструкції f.

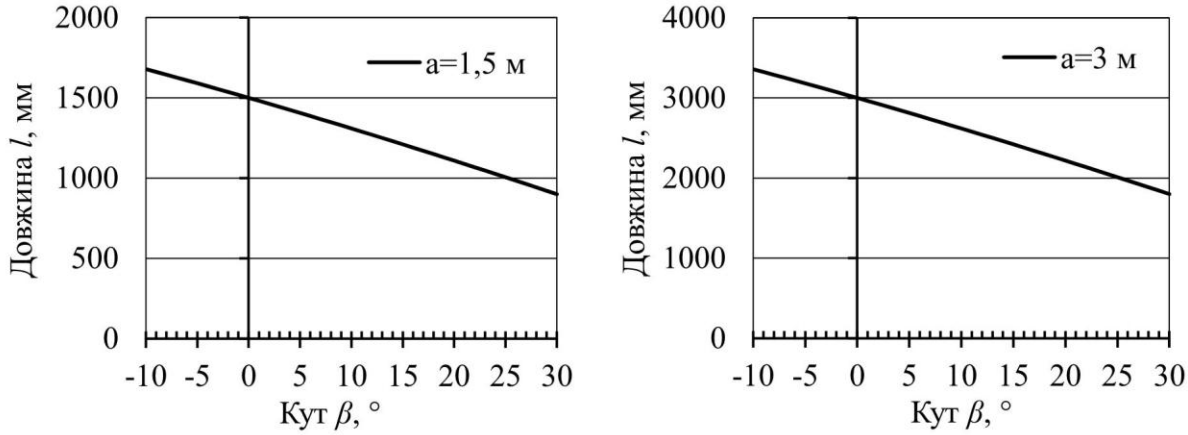


Рисунок 2.15 — Залежність між довжиною l елемента нижнього пояса та кутом взаємного повороту сталезалізобетонних модулів β

Елементи нижнього пояса можуть виготовлятися із відрізків круглої сталі або сталевого каната (рис. 2.16, а) (патент № 108410) [129], а також сталевих смуг (рис. 2.16, б) (патент № 83702) [147], які на кінцях мають спеціальні наконечники з отворами для болтових з'єднань. Причому приєднання наконечників до основної частини елемента (прута, канату) може здійснювати за допомогою зварювання, обтиснення кінців, застосування клинів тощо у вигляді відомих та апробованих конструктивних рішень, зокрема за рекомендаціями та сортаментами, що наведені у [62, 88, 219] або у монографії [43].



Рисунок 2.16 — Окремі елементи нижнього пояса структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій:

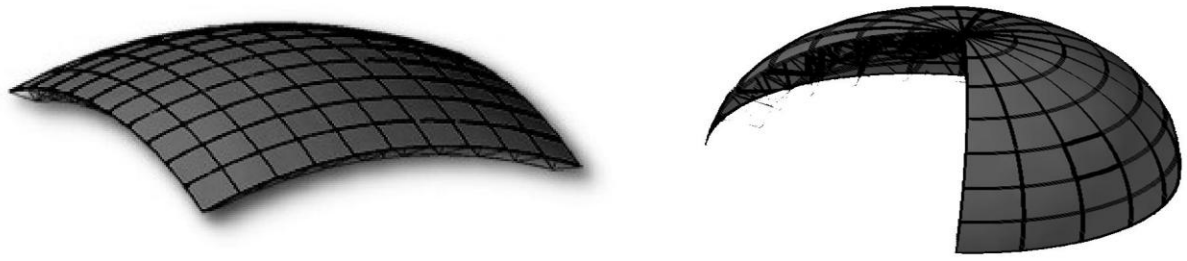
а) зі сталевого каната [129]; б) зі сталевої смуги [147]

Наведені конструктивні рішення просторового сталезалізобетонного модуля, елементів нижнього пояса та структурно-вантових елементів (балкового, вигнутого, висячого) застосовуються для зведення структурно-вантових сталезалізобетонних покриттів. Завдяки модульній будові просторові структурно-вантові сталезалізобетонні покриття можуть мати різноманітні архітектурно виразні окреслення та форми. З урахуванням розглянутих у пункті 1.2 підходів та методів

формоутворення просторових конструкцій було запропоновано декілька просторових несучих систем із застосуванням вищенаведених модульних елементів. Найпростішою у виготовленні просторовою структурно-вантовою сталезалізобетонною несучою системою є плоске покриття, що зібране із просторових сталезалізобетонних модулів або балкових структурно-вантових елементів. Таку конструкцію раціонально застосовувати для різних прольотів у вигляді конструкції обпертої як на окремі опори, так і по контуру.

Плоскі покриття, зібрані із просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій, порівняно з оболонками мають незначну перевагу, яка полягає у дещо меншій складності технологічних процесів зведення, але вони є менш ефективними з точки зору раціональності використання матеріалів, оскільки в такому випадку верхній і нижній пояси є деформативнішими, ніж в оболонці, тому було розроблено структурно-вантову сталезалізобетонну положисту оболонку (патент № 70340) (рис. 2.17, а) [143].

Окрім положистої оболонки, просторові структурно-вантові конструкції запропоновано для зведення структурно-вантового сталезалізобетонного склепіння (патент № 69182) [140] та структурно-вантового сталезалізобетонного купольного покриття (патент № 69620) (рис. 2.17, в) [141].



а) б)

Рисунок 2.17 — Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні покриття:
а) положиста оболонка [143]; б) купол [141]

Загалом з просторових сталезалізобетонних модулів можуть зводитися не лише запропоновані системи, але й багато інших, зокрема покриття зі складними формами або їх комбінаціями, накриття ангарів для малогабаритних літаків, машин або обладнання та ін.

2.4. Вузлові з’єднання просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій

Ураховуючи результати аналізу експериментальних та теоретичних досліджень існуючих вузлових з’єднань структурних конструкцій (пп. 1.3.3) та зважаючи на те, що болтові з’єднання мають перевагу над зварними, і те, що не бажано застосовувати осьові болтові з’єднання для поєднання просторових сталезалізобетонних модулів у площині нижнього пояса, були розроблені болтові з’єднання, які працюють на зріз та зминання: вузлове з’єднання елементів нижнього пояса структурного покриття (патент № 81865) (рис. 2.18) [145]; вузлове з’єднання елементів нижнього пояса зі сталевого каната структурно-вантового покриття (патент № 83704) (рис. 2.19) [148]; зворотний вузол для з’єднання елементів гнучкого нижнього пояса структурно-вантового покриття (патент № 90808) (рис. 2.20) [150]; вузлове з’єднання елементів зі сталевих смуг (патент № 92878) (рис. 2.21) [152]; вузлове з’єднання гнучкого нижнього пояса для просторового сталезалізобетонного структурно-вантового покриття (патент № 108411) (рис. 2.22) [130]; винесений вузол для з’єднання залізобетонних плит (патент № 81866) (рис. 2.23) [146]; вузлове болтове з’єднання елементів верхнього пояса просторового сталезалізобетонного структурно-вантового покриття (патент № 108707) (рис. 2.24) [131].

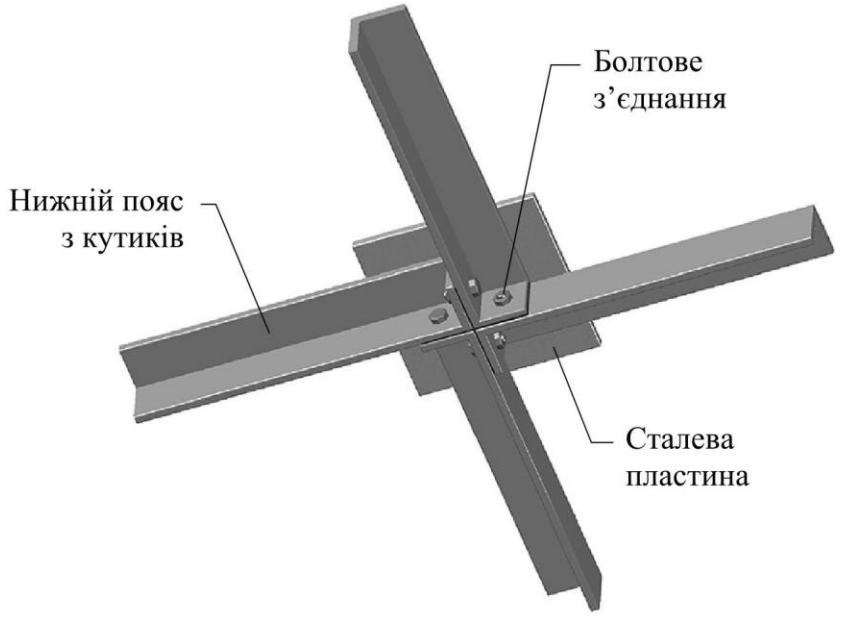


Рисунок 2.18 — Вузол з’єднання елементів нижнього пояса з кутиків [145]

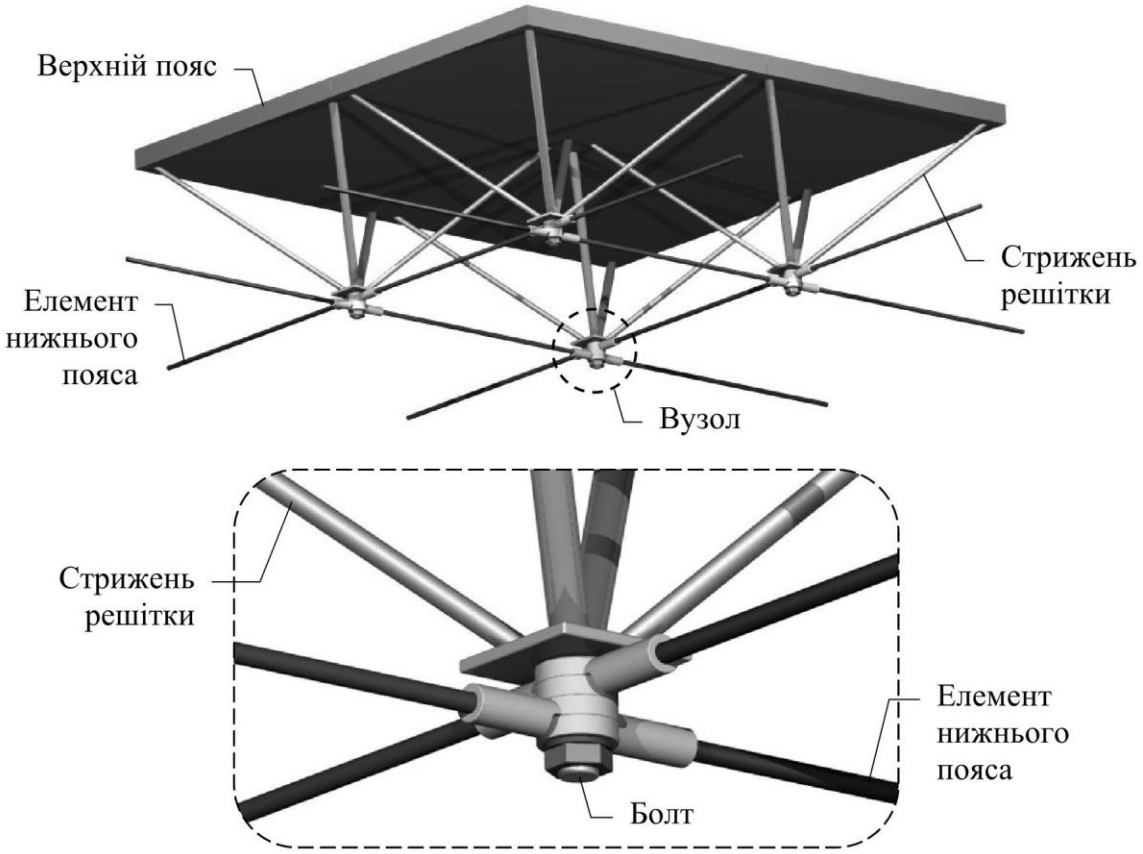


Рисунок 2.19 — Вузол з’єднання елементів із сталевого каната [148, 201]

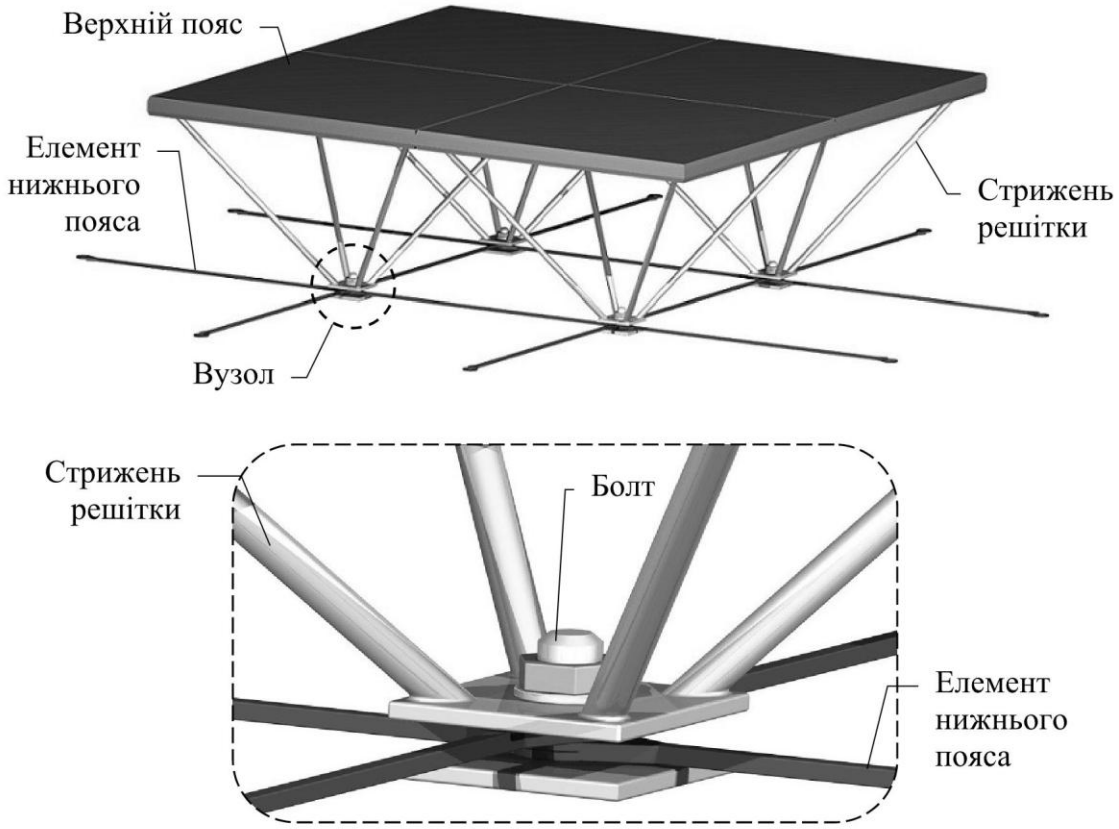


Рисунок 2.20 — Вузлове з’єднання елементів із сталевих смуг [150]

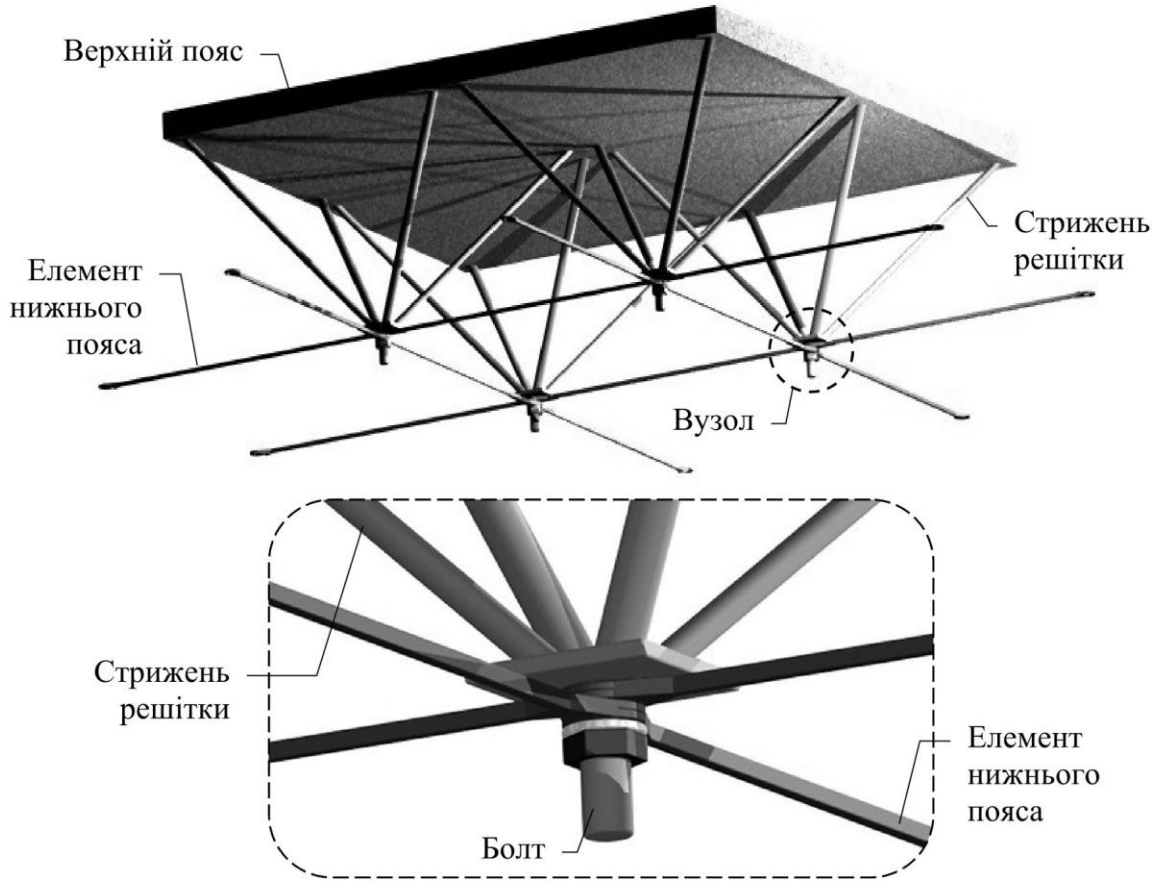


Рисунок 2.21 — Вузлове з’єднання елементів із сталевих стрічок [152]

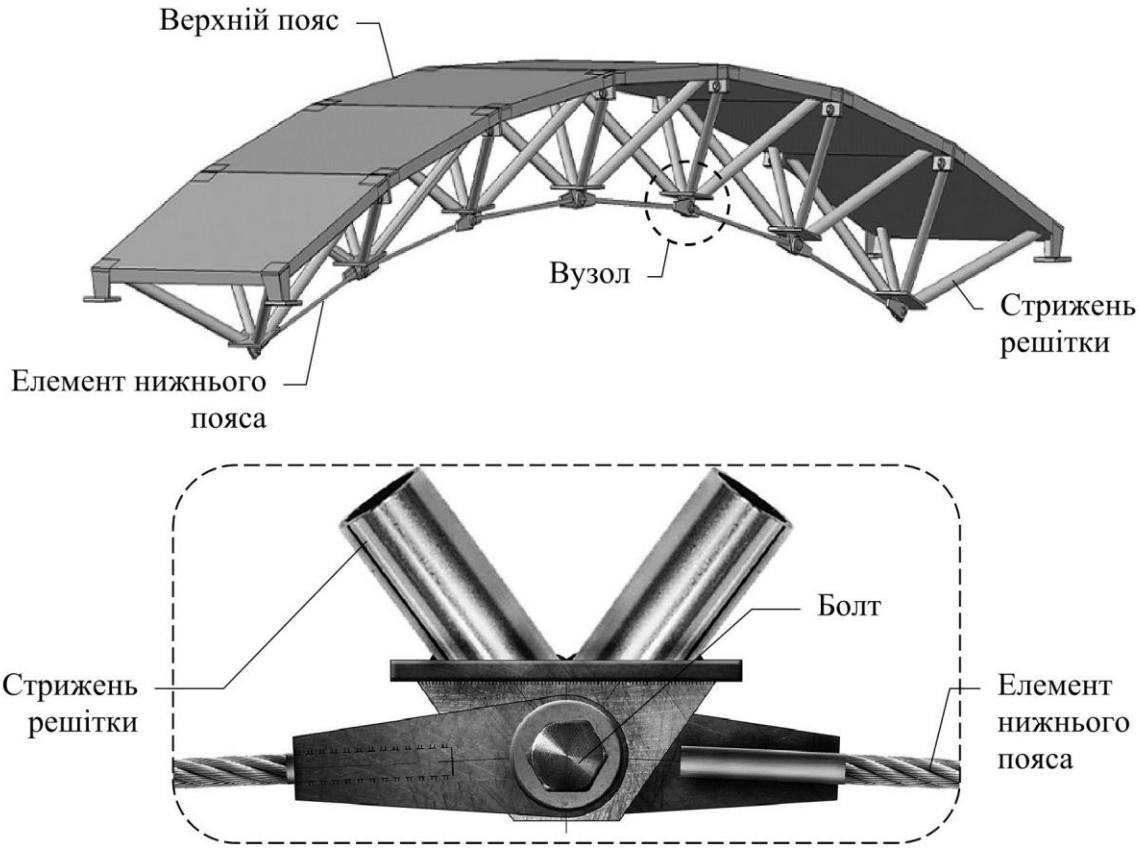


Рисунок 2.22 — Вузлове з’єднання нижнього пояса [130, 304]

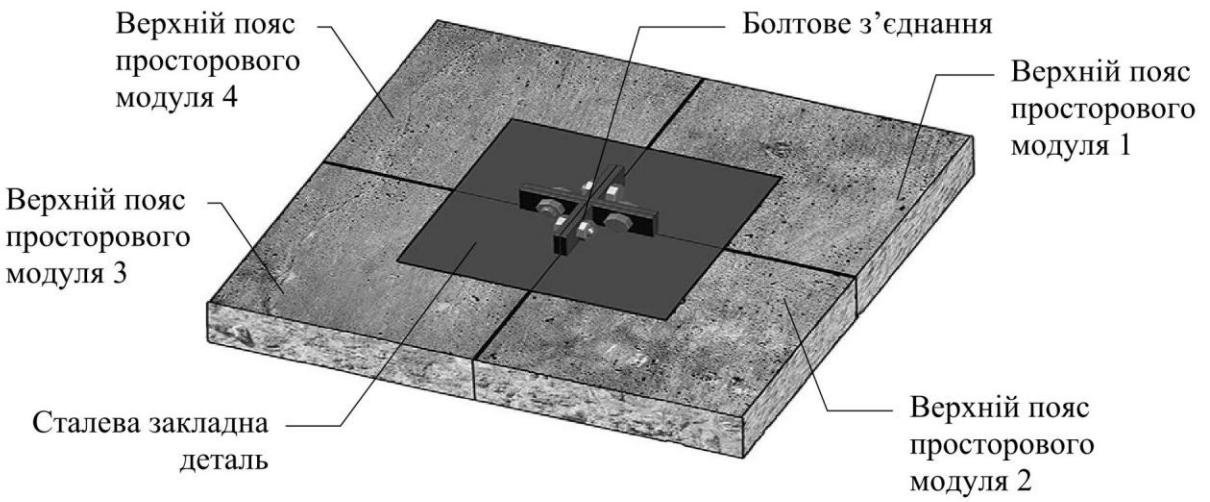


Рисунок 2.23 — Вузол з'єднання просторових сталезалізобетонних модулів у площині верхнього пояса [146, 201]

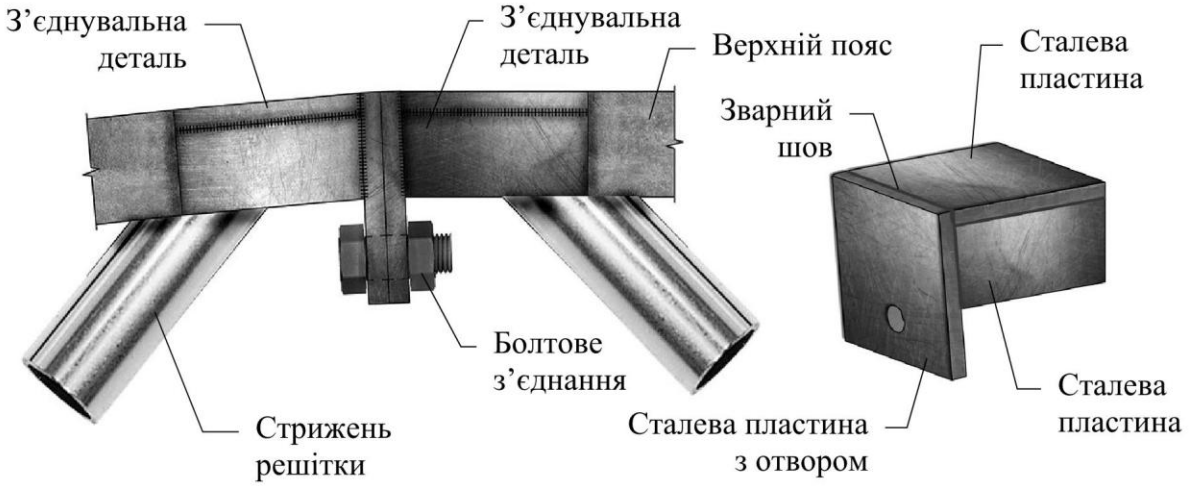


Рисунок 2.24 — Вузол з'єднання елементів верхнього пояса [131, 304]

При улаштуванні запропонованих вузлових з'єднань болти затягуються до відмови за допомогою динамометричного ключа чи аналогічного засобу на однакову величину моменту закручування (як правило 100 Нм) з дотриманням норм [58]. Оскільки в запропонованих вузлах не застосовуються високоміцні болти та такі, що працюють на осьові зусилля, контролювати величину натягу в них у часі немає потреби, достатньо проведення заходів із запобігання розкручування, наприклад, використання корончатих гайок зі шпильками, гроверів тощо та дотримуватися правил експлуатації згідно чинних норм, стандартів, технічних умов. Запропоновані з'єднання є простим у виготовленні. У конструюванні вузлових з'єднань, окрім самого вузла, важливим питанням є забезпечення сумісної роботи бетонних і сталевих елементів, зокрема залізобетонної плити (верхнього пояса) і трубчастих стрижнів решітки просторового модуля. У таких вузлах сумісна

робота сталевих елементів і бетону досягається завдяки «сумісному» бетонуванню, суть такого способу полягає у тому, що сталева частина модуля (трубчасті стрижні) і залізобетонна плита (верхній пояс) не виготовляються окремо один від одного, а навпаки, сталеві стрижні є частиною плити. Прийнятність такого рішення, підтверджена експериментальними випробуваннями, результати яких наведені у пунктах 4.4 і 5.5.

2.5. Особливості виробництва складових елементів просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій

Одна із позитивних особливостей розроблених конструкцій полягає в їх технології виготовлення та зведення [34, 46, 132, 182, 292, 295, 297, 298]. Як відомо, головними технологічними процесами, вартість виконання яких суттєво впливає на загальну вартість проекту будівництва, є виробництво та монтаж конструкцій. У зв'язку з цим було запропоновано новий технологічний підхід щодо виготовлення елементів створених конструкцій — модульний спосіб виготовлення просторових сталезалізобетонних конструкцій. Новизна й ефективність запропонованого методу обґрунтовується та підтверджується патентом України (№ 119590) [132].

Модульний спосіб виготовлення просторових сталезалізобетонних конструкцій призначений для виробництва будівельних конструкцій та полягає в оригінальному виконанні бетонних, укрупнювальних і монтажних робіт. Унікальні технологічні особливості модульного способу виготовлення просторових сталезалізобетонних конструкцій сприяють енергоощадному зведенню просторових сталезалізобетонних структурних, структурно-вантових та модульно-вантових конструкцій покриття або перекриття з просторових сталезалізобетонних модульних елементів.

Твердження про енергоощадність запропонованого методу зроблено на підставі його порівняння з аналогами [295]. Не рідко існуючі методи виготовлення різноманітних монолітних чи збірно-монолітних залізобетонних або сталезалізобетонних конструкцій вимагають бетонування несучих елементів із застосуванням спеціального обладнання для ущільнення бетону, риштувань, підпірок тощо. Також до основних недоліків існуючих методів можна віднести:

значні витрати енергоресурсів; перевитрати матеріалів; складність та обмеженість застосування при виготовленні великопролітних просторових конструкцій, таких як оболонки одинарної або двоякої кривизни; необхідність улаштування трудомісткої опалубки; необхідність витримки нормативного часу набору проектної міцності бетоном під час будівництва та ін.

Особливістю модульного способу виготовлення просторових сталезалізобетонних конструкцій є застосування підходу щодо зведення просторових великопролітних конструкцій, який сприяє зменшенню кількості опалубки, порівняно з аналогами, а також виготовлення просторових сталезалізобетонних модульних елементів, застосування яких дозволяє у коротший час зводити довільного окреслення та різної кривизни конструкції з меншими витратами часу та трудових ресурсів.

Суть запропонованого способу виробництва створених конструкцій полягає у тому, що конструкція збирається безпосередньо на будівельному майданчику без необхідності виконання бетонних робіт у проектному положенні з окремих модульних елементів. Технологічні особливості виготовлення модульних елементів полягають у тому, що їх бетонування здійснюється у перевернутому положенні на будь-якій рівній поверхні як у заводських умовах, так і в умовах будівельного майданчика з улаштуванням опалубки лише по контуру плити.

Модульний спосіб виготовлення просторових сталезалізобетонних конструкцій являє собою оригінальний підхід до виготовлення просторових конструкцій покриття та перекриття за рахунок поділу конструкції на окремі просторові модульні елементи, технологічні особливості виготовлення яких дають економічний ефект за рахунок зменшення витрат на опалубні роботи і зменшення тривалості будівництва.

Перевага модульного способу виготовлення просторових сталезалізобетонних конструкцій полягає у тому, що конструкція збирається із модульних попередньо виготовлених просторових елементів у більш короткий проміжок часу, ніж аналоги, завдяки відсутності технологічної перерви для набору бетоном проектної міцності (порівняно з монолітними конструкціями), що

закономірно супроводжується зменшенням витрат матеріалів і трудових ресурсів [295], у тому числі і за рахунок конструктивних особливостей створених конструкцій, наприклад, зменшеної товщини плити порівняно з традиційними залізобетонними конструкціями.

Збирання просторової сталезалізобетонної конструкції із просторових модульних елементів виконується в положенні на бічній поверхні. Після того як просторова сталезалізобетонна конструкція буде зібрана, її монтують у проектне положення.

Зважаючи на це та особливість будови розробленої конструкції, яка полягає у модульності її елементів, є можливість стверджувати про енергоощадність технології її виробництва та монтажу, оскільки вона на відміну від технології виготовлення та зведення класичних залізобетонних конструкцій не передбачає застосування тимчасових підпірок, складних і вартісних риштувань, опалубок та трудомістких робіт щодо їх транспортування, улаштування, збирання та розбирання тощо. А порівняно з класичними металевими конструкціями технологія зведення просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій не передбачає виконання комплексних робіт з улаштування покрівельних робіт завдяки багатофункціональності верхнього пояса.

Слід відзначити технологічну особливість розроблених конструкцій, яка полягає у способі виготовлення залізобетонної частини просторових сталезалізобетонних модулів.

Енергоощадність технології виготовлення таких елементів полягає у способі бетонування верхнього пояса, оскільки немає потреби використовувати віброущільнювачі завдяки малій висоті перерізу верхнього пояса — це дає економію енергоресурсів. До того ж малі габарити та вага модульних елементів не потребують застосування вартісної великогабаритної вантажопідйомної техніки. Базові принципи технології зведення створених конструкцій розроблені на прикладі одноповерхової виробничої будівлі, каркас якої може виконуватися як залізобетонним, так і металевим. Запропонована технологія монтажу створеної просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції покриття передбачає попереднє складання у лінійні елементи або

просторові блоки як із застосуванням монтажних кранів, так і без [46]. Збірним елементом може бути один із видів просторового сталезалізобетонного модуля (рис. 2.7, 2.12 та 2.13) [149, 151, 139], який може бути виготовлений як на будівельному майданчику, так і в заводських умовах. Транспортування виготовлених збірних елементів на будівельний майданчик може здійснюватися різним транспортом. Після доставки елементів на будівельний майданчик виконується їх розвантаження й одночасне укрупнення.

2.6. Розрахунок напружено-деформованого стану структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій

2.6.1. Передумови, положення та припущення

За будовою просторові структурно-вантові конструкції мають схожість з традиційними структурними конструкціями, теорія розрахунку яких досить ґрунтовно розроблена та широко апробована. Досвід проектування вказує на те, що існуючі підходи до розрахунку таких конструкцій інколи зумовлюють значні перевитрати матеріалів і здорощення конструкції. Тому при проектуванні великопролітних конструкцій доцільно ураховувати геометричну нелінійність, зокрема і при проектуванні структурно-вантових конструкцій. Вона може бути врахована геометричними рівняннями (2.42), котрі встановлюють зв'язок між переміщеннями і деформаціями. Щодо інших видів нелінійностей, зокрема конструктивної, то вона врахована самою будовою створеної конструкції, а стосовно фізичної нелінійності, то вона не розглядається, оскільки не є вирішальною для конструкції в цілому, позаяк переміщення усієї системи є на порядок більшими, ніж деформації окремих елементів.

Метою розроблення методики визначення напружено-деформованного стану просторової структурно-вантової конструкції є отримання математичного апарату розрахунку його компонентів. Такий підхід дозволить отримати необхідні дані для раціонального проектування досліджуваних конструкцій. Для досягнення поставленої мети потрібно розв'язати дві задачі: обрати

розрахункову схему структурно-вантової конструкції при дії вертикального навантаження; розробити математичну модель розрахунку на основі складених визначальних співвідношень з урахуванням особливостей деформування елементів нижнього пояса (вантів) структурно-вантової конструкції.

Складовою частиною структурно-вантових елементів є просторовий тетраїдної форми модуль у вигляді просторового стрижнево-плитного елемента, котрий зображений на рисунку 2.7.

Основними геометричними параметрами вигнутих структурно-вантових конструкцій є проліт L та стріла підйому $\pm f$ (рис. 2.8). На величину останнього суттєвий вплив має величина поздовжнього зусилля N, яке виникає у гнучких елементах нижнього пояса. Слід зазначити, що відповідно до концепції та особливостей будови структурно-вантової конструкції не припустимим є виникнення в гнучких елементах нижнього пояса зусилля стиску. Таким чином, величина прольоту L та стріла підйому $\pm f$ встановлюють геометрію лінійного елемента.

Ординати осі верхнього пояса структурно-вантової конструкції описуються рівняннями кривих, а вісь проходить через центри шарнірів. За умови, що початок координат знаходиться у центрі лівої опори вигнутої конструкції, вісь конструкції описується рівняннями:

- кола
$$y = \sqrt{R^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2} - R + f, \text{ де } R = \frac{f}{2} + \frac{l^2}{8f}. \qquad (2.1)$$
- параболи другого ступеня
$$y = 4f\frac{x \cdot (l - x)}{l^2}; \qquad (2.2)$$
- еліпса
$$y = \sqrt{\frac{4f^2 x}{l} \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right)}. \qquad (2.3)$$

Розглядувана у роботі система включає вантові елементи (сталеві канати, гнучкі стрижні тощо), особливістю яких, як конструктивних елементів, є те, що при їх малих деформаціях переміщення всієї системи стають відносно великими. Зважаючи на зазначене та на те, що у вантових елементах є неприпустимим виникнення осьового зусилля стиску,

структурно-вантові конструкції з механічної точки зору варто віднести до геометрично нелінійних.

2.6.2. Розрахунок структурно-вантових елементів

Дискретна модель структурно-вантової конструкції представлена шарнірною стрижневою системою, складеною з жорстких блоків. Як жорсткий блок приймається модуль тетраїдної форми.

Поєднання елементів у комбіновану систему відбувається через з'єднання у вигляді ідеального шарніру. При цьому вважається, що зовнішні зусилля прикладені виключно в площині комбінованої системи. Кріплення такої системи приймається у вигляді шарнірних опор, з одного боку — рухомої, з іншого — нерухомої.

На дію вертикального навантаження структурно-вантовий елемент розглядається як площинний, тобто відбувається перехід від просторової до плоскої системи (рис. 2.25).

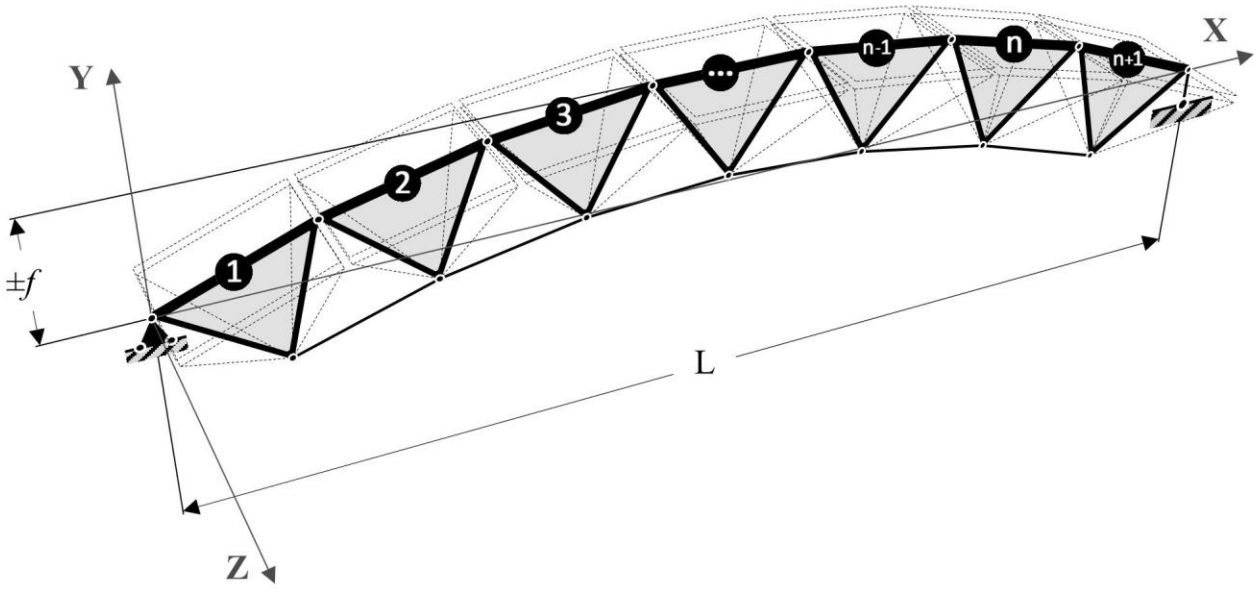


Рисунок 2.25 — Схема структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції

Загальний вигляд геометричної схеми структурно-вантової комбінованої системи зображено на рисунку 2.26. Просторові плитно-стрижневі модулі замінюються рамними трикутними жорсткими елементами (рис. 2.27), а гнучкі елементи розглядаються як стрижні.

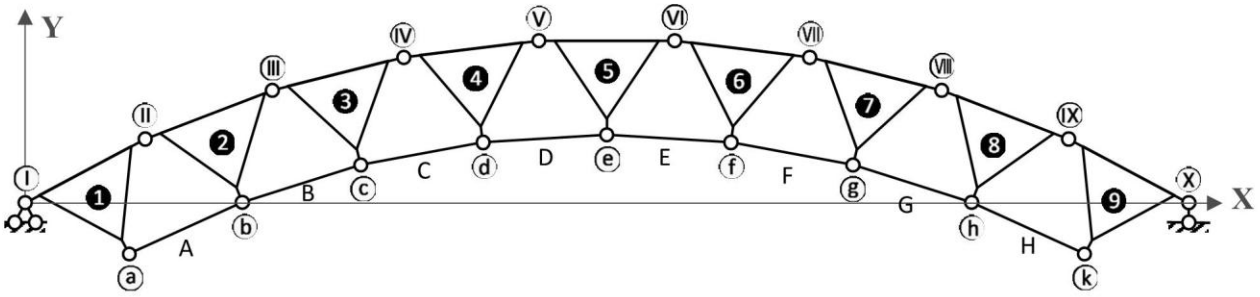
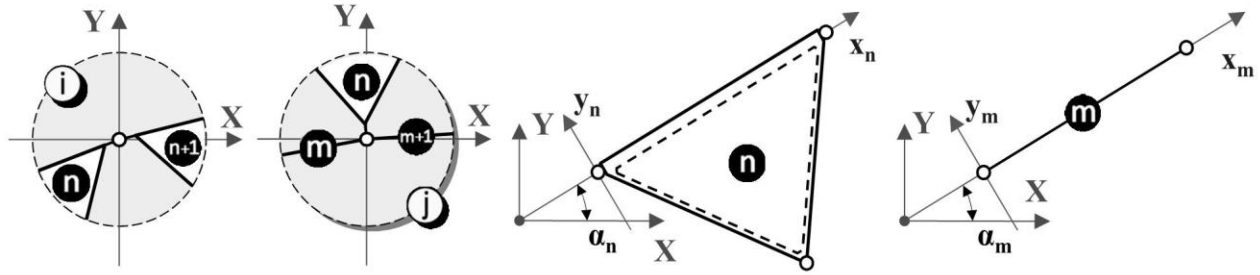


Рисунок 2.26 — Геометрична схема структурно-вантової конструкції

Примітки: ❶, …, ❾ — позначення та нумерація жорстких елементів; Ⅰ, …, Ⅹ — позначення та нумерація шарнірів у площині верхнього пояса; ⓐ, …, ⓚ — позначення та нумерація шарнірів у площині нижнього пояса; A, …, H — позначення та нумерація стрижневих елементів

Модель лінійного елемента представлена скінченним числом i вузлів між жорсткими елементами у вигляді простих шарнірів (рис. 2.27, а), j — вузлів у вигляді кратних шарнірів (рис. 2.27, б), n — жорстких трикутних елементів (рис. 2.27, в) та m — гнучких елементів (рис. 2.27, г). При цьому: $n=\{1, 2, ...\}$; $m=\{A, B, ...\}$; $i=\{I, II, ...\}$; $j=\{a, b, ...\}$.



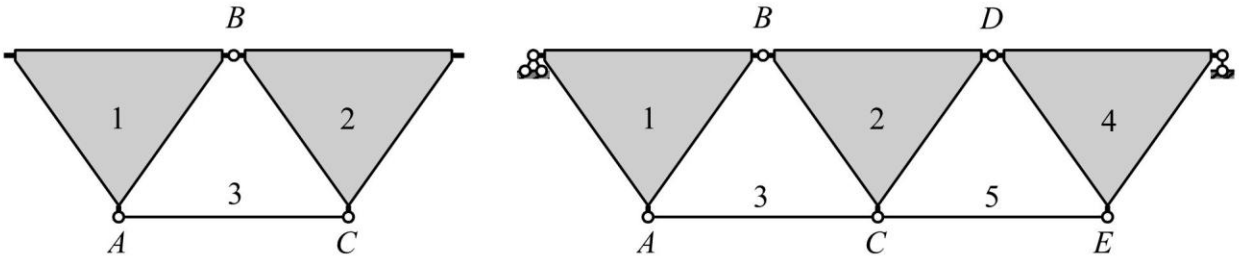
а) б) в) г)

Рисунок 2.27 — Моделі елементів геометричної схеми:

а) вузли верхнього пояса; б) вузли нижнього пояса; в) жорсткі трикутні елементи; г) гнучкі елементи

З кінематичного погляду положення жорстких трикутних елементів плоскої структурно-вантової системи визначається трьома параметрами (x, y, α). Тому вони мають три ступені вільності. Стрижні, котрі з'єднують жорсткі трикутні елементи, в реальній конструкції сприймають виключно осьове зусилля. Зовнішні зусилля приведено до вузлових і прикладено у місцях з'єднання жорстких трикутних елементів по верхньому поясі конструкції.

Кінематичний аналіз. Розглядається фігура, утворена з трьох тіл 1, 2 і 3 із вузлами $A-B-C$ (рис. 2.28, а). Тобто до дисків 1 та 2, об'єднаних шарніром B, за допомогою двох шарнірів C та A приєднано третій диск. Перший геометрично незмінний диск формують дві плоскі фігури, які з'єднано через ідеальний шарнір та в'язевий стрижень скінченної довжини. При цьому лінія AC не проходить через точку B. За допомогою диску 4 та стрижня 5 приєднано точку E (рис. 2.28, б) і так далі. Таким чином, маємо геометрично незмінну систему.



а) б)

Рисунок 2.28 — Поділ структурно-вантової системи на жорсткі диски та стрижневі елементи

Маємо два жорстких диски D_1 і D_2, шарнір $Ш_1$ і в'язевий стрижень C_1 (рис. 2.28, а).

Тоді ступінь вільності

$$3\cdot D_1 + 3\cdot D_2 - 2\cdot Ш_1 - 1\cdot C_1 = 3+3-2-1=3, \tag{2.4}$$

або

$$3\cdot D - 2\cdot Ш - 1\cdot C = 3\cdot 2 - 2\cdot 1 - 1\cdot 1 = 3. \tag{2.5}$$

Після додавання опор — є три жорстких диски D_1, D_2 і D_3, два шарніри $Ш_1$ і $Ш_2$ та два в'язевих стрижні C_1 і C_2. А також три опорні в'язі C_{01}, C_{02} і C_{03}.

Тоді ступінь вільності

$$\begin{gathered}3\cdot D_1 + 3\cdot D_2 + 3\cdot D_3 - 2\cdot Ш_1 - 2\cdot Ш_2 - 1\cdot C_1 - 1\cdot C_2 - 1\cdot C_{01} - \\ - 1\cdot C_{02} - 1\cdot C_{03} = 3+3+3-2-2-1-1-1-1-1=0,\end{gathered} \tag{2.6}$$

або

$$3\cdot D - 2\cdot Ш - 1\cdot C - 1\cdot C_0 = 3\cdot 3 - 2\cdot 2 - 1\cdot 2 - 1\cdot 3 = 0. \tag{2.7}$$

Отже, утворюється статично визначена система, де диски мають три точки з'єднання (шарніри), а гнучкі елементи (стрижні) — дві. Рівняння рівноваги складаються для деформованого стану системи (рис. 2.29).

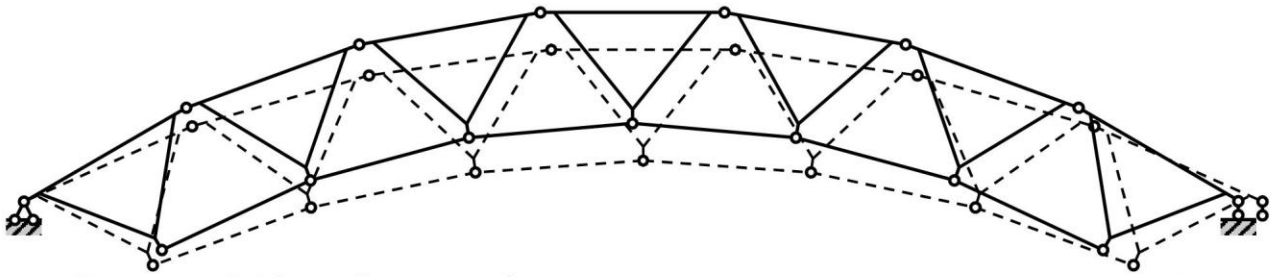


Рисунок 2.29 — Схема деформування системи структурно-вантової конструкції

Тобто матриця рівнянь рівноваги $[A]$ буде залежити від вектора переміщень $\{u\}$. Тоді рівняння рівноваги для системи структурно-вантової конструкції типу буде

$$[A]\cdot\{S\}=\{F\}. \tag{2.8}$$

Геометричне рівняння, що пов'язує деформації елементів системи із переміщеннями ключових точок буде мати вигляд

$$\{\Delta\}=[T]^{\mathrm{T}}\cdot\{u\}. \tag{2.9}$$

При цьому вектор деформацій $\{\Delta\}$ повинен задовольняти умову — ванти можуть працювати лише на розтяг,

$$\{\Delta\}\geq\{0\}. \tag{2.10}$$

Для побудови математичної моделі розрахунку структурно-вантової конструкції скористаємось екстремальним принципом про максимум додаткової роботи зовнішніх сил для кінематично допустимого вектора переміщень. З урахуванням формули (2.9) та (2.10) цей принцип має такий математичний вираз:

$$\begin{gathered}\left(\{F\}^{\mathrm{T}}\right|-\left|\left(\frac{1}{2}\right)\cdot\{\Delta\}^{\mathrm{T}}[K]\{\Delta\}\right)\rightarrow|\max;\\ \{\Delta\}=[\overline{A}]\cdot\{u\};\\ \{\Delta\}\geq\{0\},\end{gathered} \tag{2.11}$$

де $[K]$ — матриця жорсткості системи.

Окремий жорсткий трикутний елемент «n» знаходиться під дією зусиль $\{S_i^n\}\equiv(N_i)^{\mathrm{T}}$, $\{S_{i+1}^n\}\equiv(N_{i+1})^{\mathrm{T}}$ та $\{S_j^n\}\equiv(N_j^m, N_j^{m+1})^{\mathrm{T}}$. А окремий елемент «$m$» знаходиться під дією зусиль $\{S_j^m\}\equiv(N_j^m)^{\mathrm{T}}$, $\{S_{j+1}^m\}\equiv(N_{j+1}^m)^{\mathrm{T}}$.

Вектор зусиль усієї моделі плоского структурно-вантового елемента складається з векторів зусиль окремих елементів та має загальний вигляд $\{S\} \equiv (\{N\})^{\mathrm{T}}$.

Визначальні співвідношення розрахунку. Напружений стан n-го елемента описується повздовжніми силами N_i та N_{i+1}, котрі діють у вузлах верхнього пояса, і повздовжніми силами N_j^m та N_j^{m+1}, котрі діють у нижньому шарнірі (рис. 2.30). При цьому $N_j^m = N_j^{m+1} = N^m$.

Рівняння статики складаються на основі умов рівноваги у вузлах моделі у деформованому стані. У цій системі можна виділити два типи вузлів:

- вузол типу «i» — у ньому сходяться два трикутних жорстких елементи типу n (рис. 2.30, а);
- вузол типу «j» — у ньому сходиться один жорсткий трикутний елемент типу «n» та два гнучких елементи типу «m» (рис. 2.30, б).

Вузол типу «i». У вузлі прикладене зовнішнє навантаження $\{F_i\} \equiv (F_{xi}, F_{yi})^{\mathrm{T}}$, а також зусилля $\{S^n\} \equiv (N_i^n)^{\mathrm{T}}$ та $\{S^{n+1}\} \equiv (N_i^{n+1})^{\mathrm{T}}$.

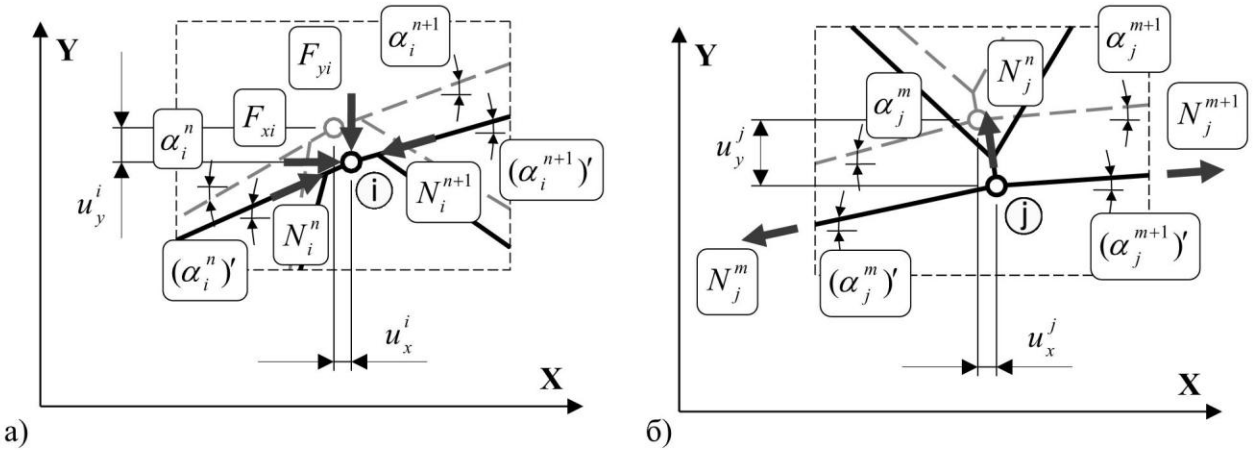


Рисунок 2.30 — Зусилля в елементах системи:

а) вузол верхнього пояса; в) вузол нижнього пояса

Для плоскої системи при дії зовнішніх і внутрішніх сил можна скласти рівняння рівноваги:

$$-N_i^n \cdot \cos\left(\alpha_n\right)' + N_i^{n+1} \cdot \cos\left(\alpha_{n+1}\right)' = F_{yi}; \qquad (2.12)$$

$$N_i^n \cdot \sin\left(\alpha_n\right)' - N_i^{n+1} \cdot \sin\left(\alpha_{n+1}\right)' = F_{xi}. \qquad (2.13)$$

Тоді значення косинусів і синусів при кутах нахилу залізобетонної плити жорсткого n-го трикутного елемента (рис. 2.31) визначатимуться за формулами:

$$\cos\left(\alpha_n\right)' = \frac{x_i' - x_{i-1}'}{l_0^n};\ \sin\left(\alpha_n\right)' = \frac{y_i' - y_{i-1}'}{l_0^n}, \tag{2.14}$$

де l_0^n — початкова довжина залізобетонної плити модуля між вузлами $i-1$ та i. Вона дорівнює віддалі між вузлами верхнього пояса і визначається за формулою (2.15)

$$\left(l_0^n\right)^2 = \left(x_i - x_{i-1}\right)^2 + \left(y_i - y_{i-1}\right)^2, \tag{2.15}$$

де x_i, y_i, x_{i-1}, y_{i-1} — координати i-го та $i-1$ вузлів верхнього пояса розрахункової схеми;

x_i' та y_i' — координати i-го вузла верхнього пояса у деформованому стані. Визначаються за формулами:

$$x_i' = x_i + u_x^i;\ y_i' = y_i + u_y^i, \tag{2.16}$$

де u_x^i та u_y^i — переміщення i-го вузла верхнього пояса при переході до деформованого стану.

$$x_{i-1}' = x_{i-1} + u_x^{i-1};\ y_{i-1}' = y_{i-1} + u_y^{i-1} \tag{2.17}$$

де u_x^{i-1} та u_y^{i-1} — переміщення $i-1$ вузла верхнього пояса при переході до деформованого стану.

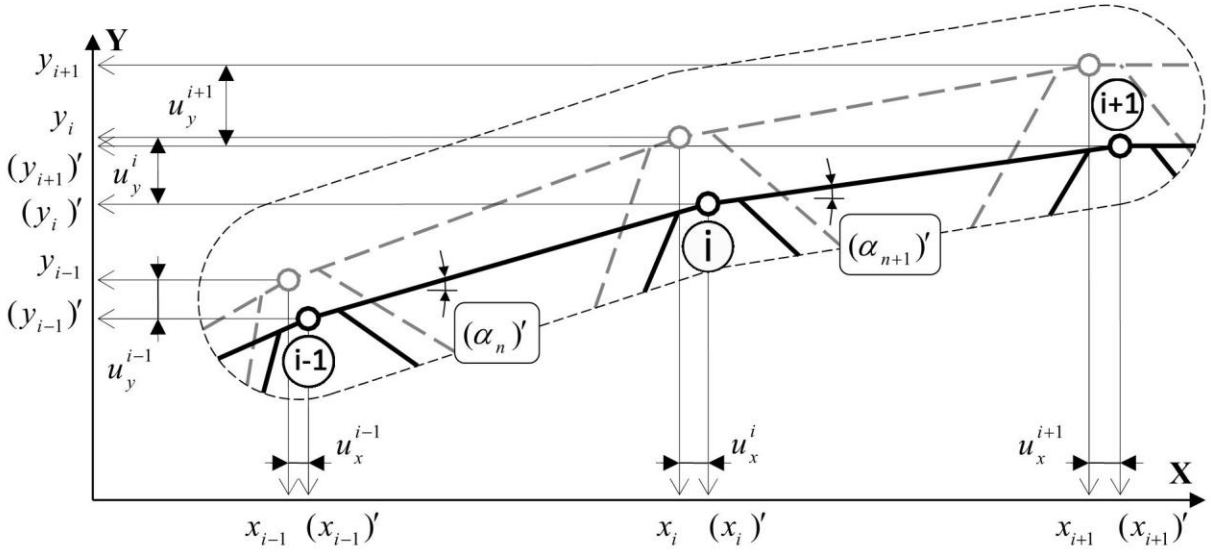


Рисунок 2.31 — Деформований стан елементів верхнього пояса структурно-вантової конструкції

Тоді

$$\cos\left(\alpha_n\right)' = \frac{x_i - x_{i-1} + u_x^i - u_x^{i-1}}{l_0^n};\ \sin\left(\alpha_n\right)' = \frac{y_i - y_{i-1} - u_y^i + u_y^{i-1}}{l_0^n}. \qquad (2.18)$$

Отримуємо значення косинусів та синусів при кутах нахилу залізобетонної плити жорсткого $n+1$ трикутного елемента:

$$\cos\left(\alpha_{n+1}\right)' = \frac{x'_{i+1} - x'_i}{l_0^n};\ \sin\left(\alpha_{n+1}\right)' = \frac{y'_{i+1} - y'_i}{l_0^n}, \qquad (2.19)$$

де l_0^{n+1} — початкова довжина жорсткого блока між вузлами i та $i+1$ верхнього пояса. При цьому $l_0^n = l_0^{n+1} = \text{const}$;

x'_{i+1} та y'_{i+1} — координати $i+1$ вузла верхнього пояса у деформованому стані. Визначаються за формулами:

$$x'_{i+1} = x_{i+1} + u_x^{i+1};\ y'_{i+1} = y_{i+1} + u_y^{i+1}, \qquad (2.20)$$

де x_{i+1} та y_{i+1} — координати $i+1$ вузла верхнього пояса розрахункової схеми;

u_x^{i+1} та u_y^{i+1} — переміщення $i+1$ вузла верхнього пояса при переході до деформованого стану.

Тоді

$$\cos\left(\alpha_{n+1}\right)' = \frac{x_{i+1} - x_i + u_x^{i+1} - u_x^i}{l_0^{n+1}};\ \sin\left(\alpha_{n+1}\right)' = \frac{y_{i+1} - y_i - u_y^{i+1} + u_y^i}{l_o^{n+1}}. \qquad (2.21)$$

Тоді матриця компонентів рівняння (2.8) для вузлів верхнього пояса буде мати вигляд

$$\left[A_i\right] \equiv \begin{bmatrix} -\dfrac{x_i - x_{i-1} + u_x^i - u_x^{i-1}}{l_0^n} & \dfrac{x_{i+1} - x_i + u_x^{i+1} - u_x^i}{l_0^n} \\ \dfrac{y_i - y_{i-1} - u_y^i + u_y^{i-1}}{l_0^n} & -\dfrac{y_{i+1} - y_i - u_y^{i+1} + u_y^i}{l_0^n} \end{bmatrix}. \qquad (2.22)$$

Вузол типу « j ». У такому вузлі не діє зовнішнє навантаження, однак діють зусилля $\{S^m\} \equiv (N_j^m)^{\mathrm{T}}$, $\{S^{m+1}\} \equiv (N_j^{m+1})^{\mathrm{T}}$ та $\{S^n\} \equiv (N_i^n)^{\mathrm{T}}$.

У випадку плоскої системи для внутрішніх і зовнішніх сил можна скласти рівняння рівноваги:

$$N_j^m \cdot \cos\left(\alpha_j^{m+1}\right)' - N_j^n \cdot \sin\left(\alpha_j^n\right)' - N_j^m \cdot \cos\left(\alpha_j^m\right)' = 0; \qquad (2.23)$$

$$N_j^{m+1} \cdot \sin\left(\alpha_j^{m+1}\right)' + N_j^n \cdot \cos\left(\alpha_j^n\right)' - N_j^m \cdot \sin\left(\alpha_j^m\right)' = 0. \qquad (2.24)$$

Отримуємо значення косинусів та синусів при кутах нахилу вантового m-го елемента:

$$\cos\left(\alpha_j^m\right)' = \frac{x'_j - x'_{j-1}}{l_0^m};\ \sin\left(\alpha_j^m\right)' = \frac{y'_j - y'_{j-1}}{l_0^m} \qquad (2.25)$$

де $\left(l_0^m\right)'$ — довжина вантового елемента у деформованому стані. Визначається за формулою

$$\left[\left(l_0^m\right)'\right]^2 = \left(l_0^m + \Delta^m\right)^2 = \left(x_j - x_{j-1} + u_x^j - u_x^{j-1}\right)^2 + \left(y_j - y_{j-1} - u_y^j + u_y^{j-1}\right)^2, \qquad (2.26)$$

де x_j, y_j, x_{j-1}, y_{j-1} — координати j-го та $j-1$ вузлів верхнього пояса розрахункової схеми;

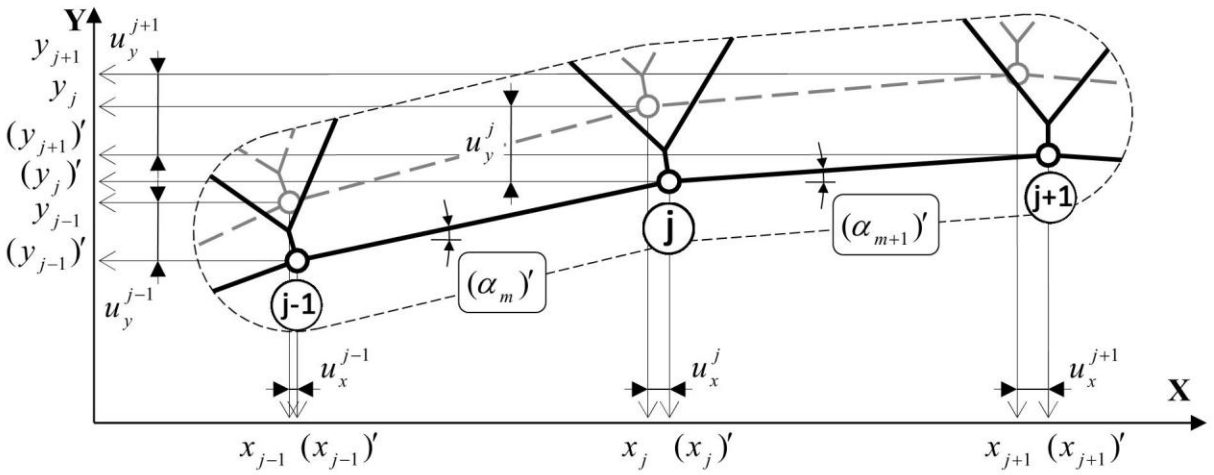


Рисунок 2.32 — Деформований стан елементів нижнього пояса

u_x^j, u_x^{j-1}, u_y^j та u_y^{j-1} — переміщення j-го та $j-1$ вузла нижнього пояса при переході до деформованого стану;

Δ^m — деформація вантового m-го елемента нижнього пояса;

$\left(l_0^m\right)'$ — довжина вантового елемента у недеформованому стані

$$\left(l_0^m\right)' = \left(x_j - x_{j-1}\right)^2 + \left(y_j - y_{j-1}\right)^2. \qquad (2.27)$$

x'_j, y'_j, x'_{j-1} та y'_{j-1} — координати j-го та $j-1$ вузла нижнього пояса у деформованому стані системи. Визначаються за формулами:

$$x'_{j+1} = x_{j-1} + u_x^{j-1}, \ldots, y'_{j-1} = y_{j-1} + u_y^{j-1};\ x'_j = x_j + u_x^j, \ldots, y'_j = y_j + u_y^j. \qquad (2.28)$$

Тоді

$$\cos\left(\alpha_j^m\right)' = \frac{x_j - x_{j-1} + u_x^j - u_x^{j-1}}{\left(l_0^m\right)'};\ \sin\left(\alpha_j^m\right)' = \frac{y_j - y_{j-1} - u_y^j + u_y^{j-1}}{\left(l_0^m\right)'}. \quad (2.29)$$

Отримуємо значення косинусів та синусів при кутах нахилу вантового $m+1$ елемента нижнього пояса:

$$\cos\left(\alpha_j^{m+1}\right)' = \frac{x'_{j+1} - x'_j}{\left(l_0^{m+1}\right)'};\ \sin\left(\alpha_j^{m+1}\right)' = \frac{y'_{j+1} - y'_j}{\left(l_0^{m+1}\right)'}, \quad (2.30)$$

де $\left(l_0^{m+1}\right)'$ — довжина вантового елемента у деформованому стані. Визначається за формулою

$$\left[\left(l_0^{m+1}\right)'\right]^2 = \left(l_0^{m+1} + \Delta^{m+1}\right)^2 = \left(x_{j+1} - x_j + u_x^{j+1} - u_x^j\right)^2 + \left(y_{j+1} - y_j - u_y^{j+1} + u_y^j\right)^2, \quad (2.31)$$

де x_{j+1} та y_{j+1} — координати $j+1$ вузла нижнього пояса у початковому (недеформованому) стані системи;

Δ^{m+1} — деформація вантового $m+1$ елемента нижнього пояса структурно-вантової конструкції;

u_x^j, u_x^{j+1}, u_y^j та u_y^{j+1} — переміщення j-го та $j+1$ вузла нижнього пояса при переході до деформованого стану.

Тоді

$$\cos\left(\alpha_j^{m+1}\right)' = \frac{x_{j+1} - x_i + u_x^{j+1} - u_x^j}{\left(l_0^{m+1}\right)'};\ \sin\left(\alpha_j^{m+1}\right)' = \frac{y_{j+1} - y_i - u_y^{j+1} + u_y^j}{\left(l_0^{m+1}\right)'}. \quad (2.32)$$

Тоді значення косинусів і синусів кутів нахилу нижнього вузла жорсткого трикутного n-го елемента струткруно-вантової конструкції такі:

$$\cos\left(\alpha_j^n\right)' = \frac{x_j + u_x^j - \frac{1}{2}\left(x_i + x_{i+1} + u_x^i + u_x^{i+1}\right)}{h^n}; \quad (2.33)$$

$$\sin\left(\alpha_j^n\right)' = \frac{y_j - u_y^j - \frac{1}{2}\left(y_i + y_{i+1} - u_y^i - u_y^{i+1}\right)}{\left(l_0^{m+1}\right)'}, \quad (2.34)$$

де h — висота модуля.

Тоді матриця компонентів рівняння (2.8) для вузлів нижнього пояса структурно-вантової конструкції буде мати вигляд (2.35).

$$[A_j]\equiv\begin{bmatrix} \dfrac{x_{j+1}-x_j+u_x^{j+1}-u_x^j}{\left(l_0^{m+1}\right)'} & -\dfrac{x_j+u_x^j-\frac{1}{2}\left(x_i+x_{i+1}+u_x^i+u_x^{i+1}\right)}{h^n} & -\dfrac{x_j-x_{j-1}+u_x^j-u_x^{i-1}}{\left(l_0^m\right)'} \\ \dfrac{y_{j+1}-y_j-u_y^{j+1}+u_y^j}{\left(l_0^{m+1}\right)'} & \dfrac{y_j-u_y^j-\frac{1}{2}\left(y_i+y_{i+1}-u_y^i-u_y^{i+1}\right)}{h^n} & -\dfrac{y_j-y_{j-1}-u_y^j+u_y^{j-1}}{\left(l_0^m\right)'} \end{bmatrix}\cdot \quad (2.35)$$

Вигляд матриці рівняння сумісності деформацій та переміщень отримано на підставі геометричного дослідження деформованої схеми. Довжина деформованого вантового елемента визначається із залежності

$$\left(l_o^m+\Delta^m\right)^2=\left[\left(x_j-x_{j-1}\right)+\left(u_x^j-u_x^{j-1}\right)\right]^2+\left[\left(y_j-y_{j-1}\right)+\left(u_y^j-u_y^{j-1}\right)\right]^2. \quad (2.36)$$

Беручи до уваги, що $\left(l_o^m\right)^2=\left(x_j-x_{j-1}\right)^2+\left(y_j-y_{j-1}\right)^2$, а $\Delta^m<<2l_0^m$, тоді деформація вантового елемента визначається за формулою (2.37).

$$\begin{aligned}\Delta^m=&\frac{2\left(x_j-x_{j-1}\right)+\left(u_x^j-u_x^{j-1}\right)}{2l_0^m}u_x^j-\frac{2\left(x_j-x_{j-1}\right)+\left(u_x^j-u_x^{j-1}\right)}{2l_0^m}u_x^{j-1}+\\&+\frac{-2\left(y_j-y_{j-1}\right)+\left(u_y^j-u_y^{j-1}\right)}{2\,l_0^m}u_y^j-\frac{-2\left(y_j-y_{j-1}\right)+\left(u_y^j-u_y^{j-1}\right)}{2\,l_0^m}u_y^{j-1}.\end{aligned} \quad (2.37)$$

Тоді матриця компонентів рівняння (2.9) для вантів буде мати вигляд

$$[\overline{A}_m]^{\mathrm{T}}\equiv\left[\frac{2\left(x_j-x_{j-1}\right)+\left(u_x^j-u_x^{j-1}\right)}{2l_0^m}\ -\frac{2\left(x_j-x_{j-1}\right)+\left(u_x^j-u_x^{j-1}\right)}{2l_0^m}\ \frac{-2\left(y_j-y_{j-1}\right)+\left(u_y^j-u_y^{j-1}\right)}{2l_0^m}\ -\frac{-2\left(y_j-y_{j-1}\right)+\left(u_y^j-u_y^{j-1}\right)}{2l_o^m}\right]\cdot \quad (2.38)$$

А вектор переміщень

$$\{u\}_m\equiv\left(u_x^{j-1};u_x^j;u_y^{j-1};u_y^j\right). \quad (2.39)$$

Оскільки розглядається випадок, коли у вантах не можуть виникати стискаючі зусилля і тому не виникають відповідні деформації, тоді система визначальних рівнянь буде мати такий остаточний вигляд:

$$\begin{cases}[A]\cdot\{S\}=\{F\}\\ \{\Delta\}=[\overline{A}]^{\mathrm{T}}\cdot\{u\}\\ [K]\cdot\{\Delta\}=\{N\}\end{cases}. \quad (2.40)$$

Розв'язання цієї системи рівнянь дозволяє отримати компоненти напружено-деформованого стану вигнутих структурно-вантових конструкцій за умови завантаження їх у вузлах верхнього пояса зосередженим навантаженням.

2.6.3. Розрахунок структурно-вантових циліндричних оболонок

Для розрахунку структурно-вантової конструкції циліндричного типу (рис. 2.33) необхідно скласти її математичну модель. Математична модель розрахунку складається із визначальних співвідношень, якими є рівняння статики, геометричні рівняння та фізичні закони для матеріалів конструкції.

Пошук розв'язку такої задачі для структурно-ванотової циліндричної оболонки та знаходження виразів розшукуваних функцій аналітичними методами континуальних систем наражається на суттєві математичні труднощі. Тому єдиним реальним шляхом для отримання результату розрахунку є заміна реальної континуальної структурно-вантової системи її дискретною моделлю.

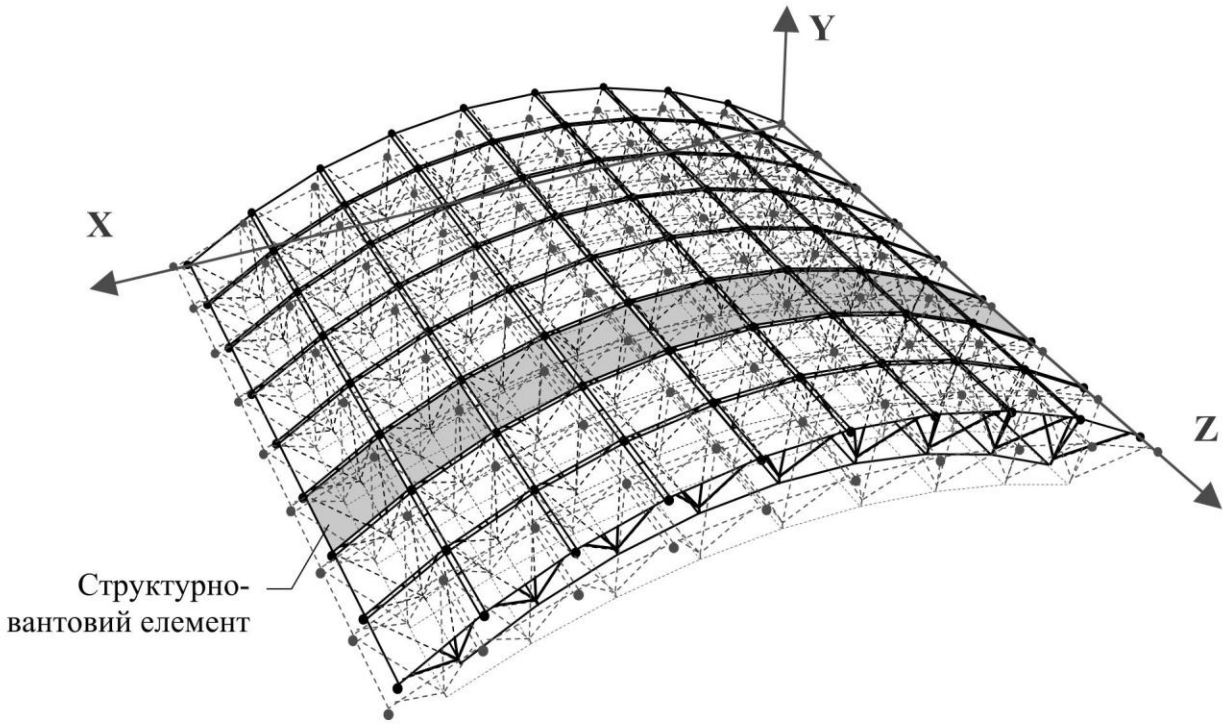


Рисунок 2.33 — Структурно-вантова циліндрична оболонка

Структурно-вантова циліндрична оболонка являє собою систему окремих елементів різних типів з точки зору теорії механіки деформованого тіла — блоки та стрижні (плити, стрижні та ванти). Блоки є комплексними елементами, що складаються із верхньої полиці та чотирьох стрижнів (розкосів). Так верхня полиця модулів являє собою плоский елемент плитного

типу. Розкоси модуля є стрижнями, що сприймають як стискаючі, так і розтягуючі зусилля. Елементи нижнього пояса є відносно довгими, тому незалежно від матеріалу (сталевий канат чи прут) їх варто вважати такими, що сприймають лише розтягуючі зусилля, — вантами.

Основними геометричними параметрами циліндричного покриття є проліт L, довжина B та стріла підйому $\pm f$. На величину параметра f істотний вплив створює величина поздовжнього зусилля N в гнучких елементах. У вантових елементах циліндричного покриття не повинні з'являтися зусилля стиску. Крім того, ці величини визначають геометрію структурно-вантового циліндричного покриття.

Початковий напружений стан структурно-вантова конструкція отримує від дії власної ваги, що характеризується вектором $\{G\}$. Таким чином, система, яка переходить у новий стан, буде знаходитись під дією сумарного навантаження

$$\{F\} = \{G\} + \{\overline{F}\}, \tag{2.41}$$

де $\{\overline{F}\}$ — додаткове навантаження.

Основні співвідношення. При розрахунку структурно-вантової конструкції вихідними невідомими є вектор зусиль $\{S\}$, вектор деформацій $\{\Theta\}$ та вектор узагальнених переміщень $\{u\}$. Уважається заданим вектор узагальненого зовнішнього навантаження (2.41). Між усіма цими величинами існує певна залежність, це рівняння статики (2.8), що відображає рівновагу між внутрішніми зусиллями $\{S\}$ та зовнішніми навантаженнями $\{F\}$. У рівнянні (2.8) $[A]$ — матриця компонентів рівнянь статики, яка складається з окремих блоків $[A_i]$.

Геометричне рівняння, яке встановлює зв'язок між переміщеннями $\{u\}$ та деформаціями $\{\Theta\}$ має вигляд

$$[\overline{A}]\cdot\{u\} = \{\Theta\}. \tag{2.42}$$

А також фізичні рівняння, що розкривають залежність між зусиллями та деформаціями, є такими:

$$\{\Theta\} = [D]\cdot\{S\} \text{ або } \{S\} = [K]\cdot\{\Theta\}, \tag{2.43}$$

де $[D]$ — матриця «податливості» та її обернена матриця жорсткості $[K] = [D]^{-1}$ залежать від матеріалів, розмірів окремих елементів та зусиль.

Об'єднання всіх визначальних рівнянь (2.8), (2.42) та (2.43) створює математичну модель розрахунку структурно-вантових конструкцій циліндричного типу

$$\left.\begin{array}{l} [A]\cdot\{S\} = \{F\} \\ [\overline{A}]\cdot\{u\} - \{\Theta\} = 0 \\ [D]\cdot\{S\} - \{\Theta\} = 0 \end{array}\right\}. \tag{2.44}$$

Розрахункова модель. Дискретна модель структурно-вантової конструкції представлена складеною системою, що включає жорсткі блоки, які шарнірно з'єднанні між собою на рівні верхнього залізобетонного пояса та системою стрижнів на рівні нижнього пояса. Як жорсткі блоки приймаються модулі тетраїдної форми.

З'єднання різнотипових елементів у комбінованій системі має вигляд ідеальних шарнірів. Зовнішні зусилля вважаються прикладеними у вузлах верхнього пояса комбінованої системи. Кріплення такої системи відбувається через шарнірні опори, з одного боку — рухому, з іншого — нерухому.

Припущення щодо питання рівноваги:

- прямокутні залізобетонні елементи жорстких блоків розглядаються як пластини, що знаходяться у поздовжньому напрямку тільки у плоскому напруженому стані. Цей стан складається із нормальних зусиль. Поздовжні та крутні моменти приймаються рівними нулю;
- деформації подовження (укорочення) залізобетонних елементів жорстких вставок, що відповідають поздовжнім та поперечним силам, дорівнюють нулю (на основі гіпотези плоских перерізів);
- деформації подовження вантових елементів мають лінійний характер.

Розшукуваними величинами є зусилля та переміщення. У загальному випадку ці величини є функціями координат осей окремих елементів системи. Отримання цих функціональних залежностей є задачею досить складною. Оскільки величини зусиль та переміщень необхідні для подальшого раціонального проектування структурно-вантових покриттів циліндричного типу, тоді нас більше цікавить не сам розподіл цих величини, а їх екстремальні (граничні) значення в окремих ключових точках. Для структурно-вантових конструкцій такими характерними точками є вузли. У вузлах з'єднуються окремі елементи системи (модулі, ванти та опорні в'язі), а також прикладається приведене зовнішнє навантаження. Позначення вузлів конструкції приведено на рисунку 2.34.

Поперечний переріз циліндричного покриття розглядається як шарнірна система, яка складається з жорстких елементів (тетраїдної форми), що не деформуються, і вантових елементів, що подовжуються.

Модель циліндричного покриття представлена скінченним числом «n» жорстких просторових тетраїдальних елементів, «m» — гнучких елементів, «i,l» — вузлів між жорсткими елементами у вигляді простих шарнірів та «j,k» — вузлів у вигляді кратних. При цьому: $n=\{1,2,...\}$; $m=\{A,B,...\}$; $i,l=\{I,II,...\}$ та $j,k=\{a,b,...\}$.

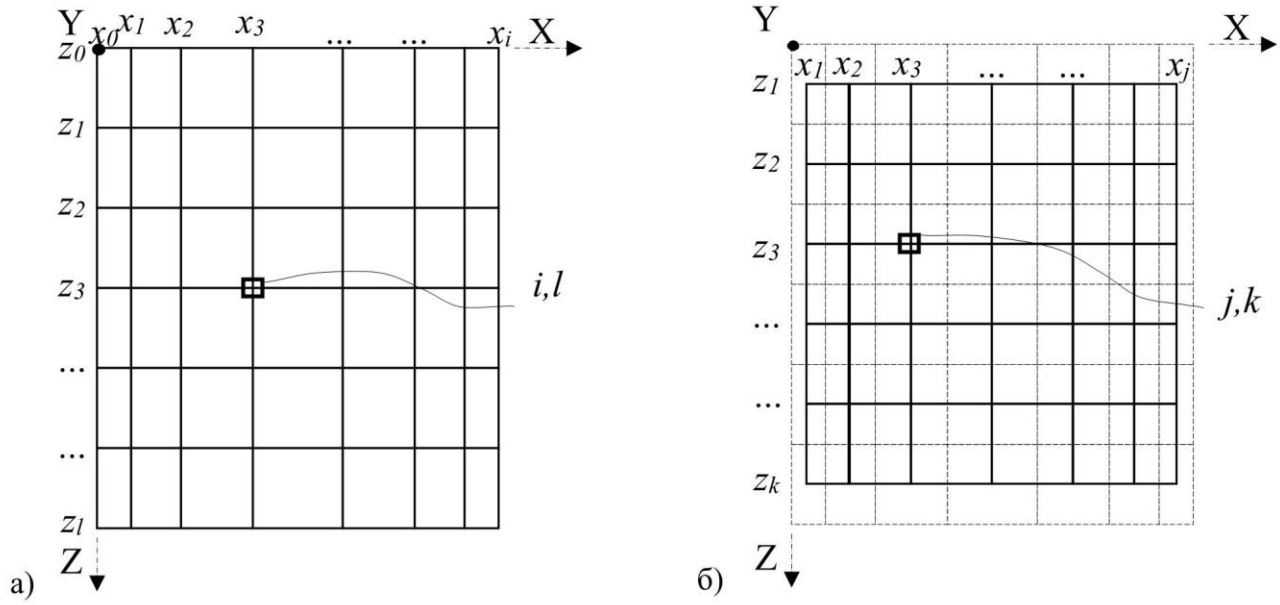
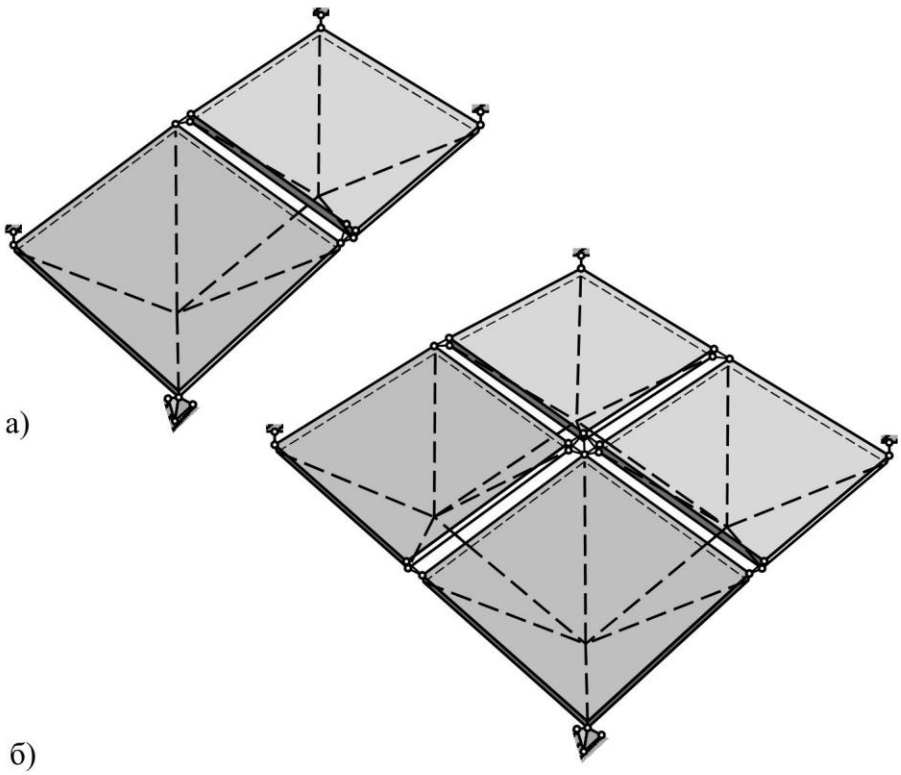


Рисунок 2.34 — Позначення вузлів на планах верхнього (а) та нижнього (б) поясів

Жорсткі вставки структурно-вантової системи як плоскі фігури мають шість ступенів вільності, а їх положення з кінематичного погляду визначається шістьма параметрами (x, y, z, φ_x, φ_y, φ_z). У статично визначеній системі, що утворилася стрижні (гнучкі елементи) мають дві точки з'єднання, а диски (шарніри) — п'ять. Зовнішні зусилля приведено до вузлових і прикладено у місцях з'єднання жорстких трикутних елементів на верхній стороні конструкції.

Кінематичний аналіз. Як основний простий елемент системи розглядається фігура, котра утворена з трьох тіл: однієї ванти та двох тетраїдальних модулів (рис. 2.35, а). Тобто до двох модулів, які об'єднано одним просторовим і одним плоским шарнірами, за допомогою двох ортогональних шарнірів приєднано третій елемент — вант. Така система є першим геометрично незмінним диском. Отож, маємо і геометрично незмінну систему.

Маємо два диска D_1 і D_2, два шарніри $Ш_1$ і $Ш_2$ та в'язевий стрижень C_1.



а)

б)

Рисунок 2.35 — Поділ просторової структурно-вантової системи на жорсткі диски та стрижневі елементи

Тоді ступінь вільності визначимо як

$$6\cdot D_1+6\cdot D_2-3\cdot Ш_1-2\cdot Ш_2-1\cdot C_1=6+6-3-2-1=6. \qquad (2.45)$$

Додаємо опори (в'язеві стрижні C_2-C_7). Тоді ступінь вільності визначимо як

$$\begin{aligned}&6\cdot D_1+6\cdot D_2-3\cdot Ш_1-2\cdot Ш_2-1\cdot C_1-1\cdot C_2-1\cdot C_3-1\cdot C_4-\\&-1\cdot C_5-1\cdot C_6-1\cdot C_7=6+6-3-2-1-1-1-1-1-1-1=0.\end{aligned} \qquad (2.46)$$

Отож, система є статично визначеною.

Рівняння рівноваги складаються для деформованого стану системи, тобто матриця рівнянь рівноваги $[A]$ буде залежати від вектора переміщення $\{u\}$. Тоді рівняння рівноваги для нелінійної системи структурно-вантової конструкції буде виглядати як рівняння (2.8). Нелінійний вигляд будуть мати і геометричні рівняння, що пов'язують деформації елементів системи із переміщеннями ключових точок (2.9). При цьому вектор деформацій $\{\Delta\}$ повинен задовольняти обмеження (2.10). Математична модель розрахунку структурно-вантової циліндричної оболонки може бути побудована з використанням екстремального принципа, що стосується максимума додаткової роботи зовнішніх сил для кінематично допустимого вектора переміщень. З урахуванням рівнянь (2.9) та (2.10) цей принцип має такий математичний вираз — (2.11).

Окремий жорсткий трикутний елемент «n» знаходиться під дією зусиль $\left\{S^n\right\}\equiv\left(N_{i,l}^{n-1},N_{i,l+1}^{n-1},N_{i+1,l}^{n+1},N_{i+1,l+1}^{n+1},N_{i,l}^{n-\dots},N_{i+1,l}^{n-\dots},N_{i,l+1}^{n+\dots},N_{i+1,l+1}^{n+\dots},N_{j,k}^{m},N_{j,k}^{m-1},N_{j,k}^{m+\dots},N_{j,k}^{m-\dots}\right)^T$,

а окремий елемент «m» знаходиться під дією зусиль $\{S^m\}\equiv\left(N_{j,k}^m,\,N_{j+l,k}^m\right)^T$.

Вектор зусиль всієї моделі циліндричного покриття складається з векторів зусиль окремих елементів та має загальний вигляд $\{S\}\equiv\left(\{N\}\right)^T$.

Визначальні співвідношення розрахунку. Напружений стан n-го елемента (рис. 2.36) описується повздовжніми силами, що діють у вузлах верхнього пояса, і повздовжніми силами, що діють у нижньому шарнірі.

Рівняння статики складаються виходячи з умови рівноваги у вузлах моделі в деформованому стані. У такій системі можна виділити два типи вузлів:

✔ вузол типу «i,l» — у ньому сходяться два жорстких трикутних елементи типу «n»;

✔ вузол типу «j,k» — у ньому сходяться два гнучких елементи типу «m» та один жорсткий трикутний елемент типу «n».

Вузол типу «i,l». На вузол діє зовнішнє навантаження $\{F_{i,l}\} \equiv (F_{i,l}^{x}, F_{i,l}^{y})^{\mathrm{T}}$, а також зусилля $\{S_{i,l}\} \equiv \left\{S_{i,l}^{n}; S_{i,l}^{n+1}; S_{i,l}^{n+}; S_{i,l}^{n-1}\right\}^{\mathrm{T}}$. У розгорнутому вигляді $\{S_{i,l}\} \equiv \left\{N_{i,l}^{n}; N_{i,l}^{n+1}; N_{i,l}^{n+}; N_{i,l}^{n-1}\right\}^{\mathrm{T}}$.

У випадку просторової системи зовнішніх сил можна скласти такі рівняння рівноваги:

$$N_{i,l}^{n} \cdot [-\cos(\alpha_{x}^{n})'] + N_{i,l}^{n+1} \cdot \cos(\alpha_{x}^{n+1})' = F_{i,l}^{x}; \tag{2.47}$$

$$N_{i,l}^{n-\cdots} \cdot \cos(\alpha_{z}^{n-\cdots})' - N_{i,l}^{n+\cdots} \cdot [-\cos(\alpha_{z}^{n+\cdots})'] = 0; \tag{2.48}$$

$$\begin{aligned} N_{i,l}^{n} \cdot \sin(\alpha_{x}^{n})' + N_{i,l}^{n+1} \cdot [-\sin(\alpha_{x}^{n+1})'] + N_{i,l}^{n-\cdots} \cdot [-\sin(\alpha_{z}^{n-\cdots})'] + \\ + N_{i,l}^{n+\cdots} \cdot [-\sin(\alpha_{z}^{n+\cdots})'] = F_{i,l}^{y}. \end{aligned} \tag{2.49}$$

Отримуємо значення косинусів та синусів при кутах нахилу залізобетонної плити жорсткого n-го тетраїдального елемента (рис. 2.37).

$$\cos\left(\alpha_{x}^{n}\right)' = \frac{x'_{i,l} - x'_{i-1,l}}{l_{o}^{n}}; \ \sin\left(\alpha_{x}^{n}\right)' = \frac{y'_{i,l} - y'_{i-1,l}}{l_{o}^{n}} \tag{2.50}$$

де l_{o}^{n} — початкова довжина залізобетонного пояса модуля між вузлами «$i-1,l$» та «i,l». Вона дорівнює віддалі між вузлами верхнього пояса і визначається за формулою

$$\left(l_{o}^{n}\right)^{2} = \left(x_{i,l} - x_{i-1,l}\right)^{2} + \left(y_{i,l} - y_{i-1,l}\right)^{2}, \tag{2.51}$$

$x_{i,l}$, $y_{i,l}$, $x_{i-1,l}$, $y_{i-1,l}$ — координати «i,l» та «$i-1,l$» вузлів верхнього пояса розрахункової схеми;

$x'_{i,l}$, $y'_{i,l}$ та $x'_{i-1,l}$, $y'_{i-1,l}$ — координати «i,l» та «$i-1,l$» вузлів верхнього пояса у деформованому стані. Визначаються за формулами:

$$x'_{i,l} = x_{i,l} + u_{i,l}^{x}; \quad y'_{i,l} = y_{i,l} + u_{i,l}^{y}, \tag{2.52}$$

$u_{i,l}^{x}$ та $u_{i,l}^{y}$ — переміщення «i,l» вузла верхнього пояса при переході до деформованого стану;

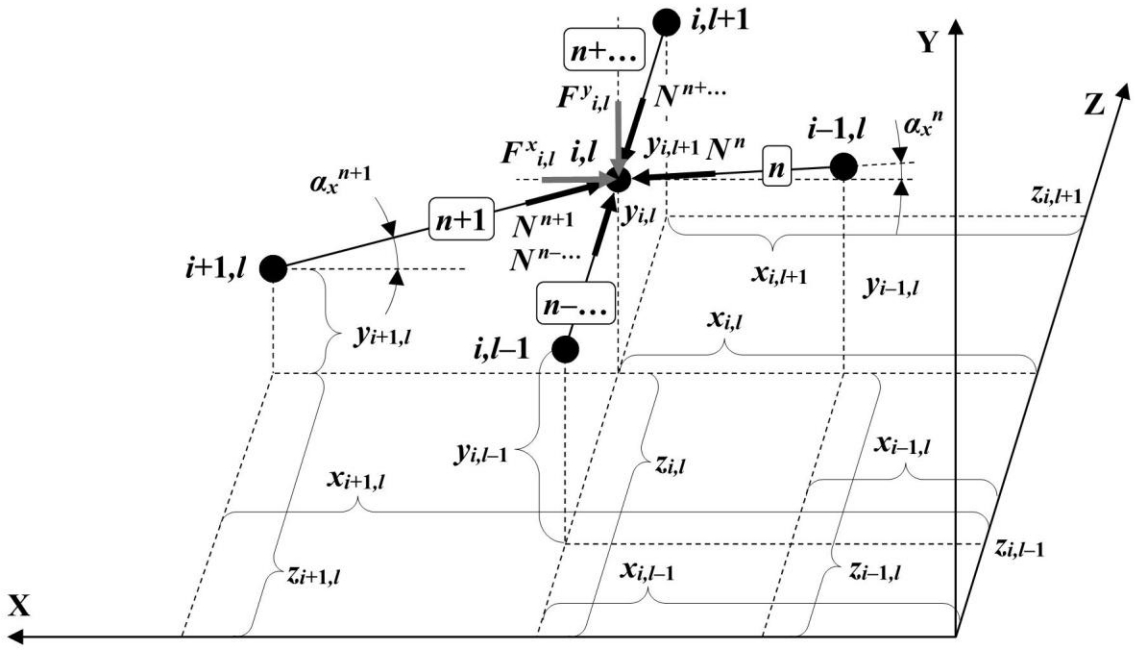


Рисунок 2.36 — Напружений стан верхнього вузла у недеформованому стані

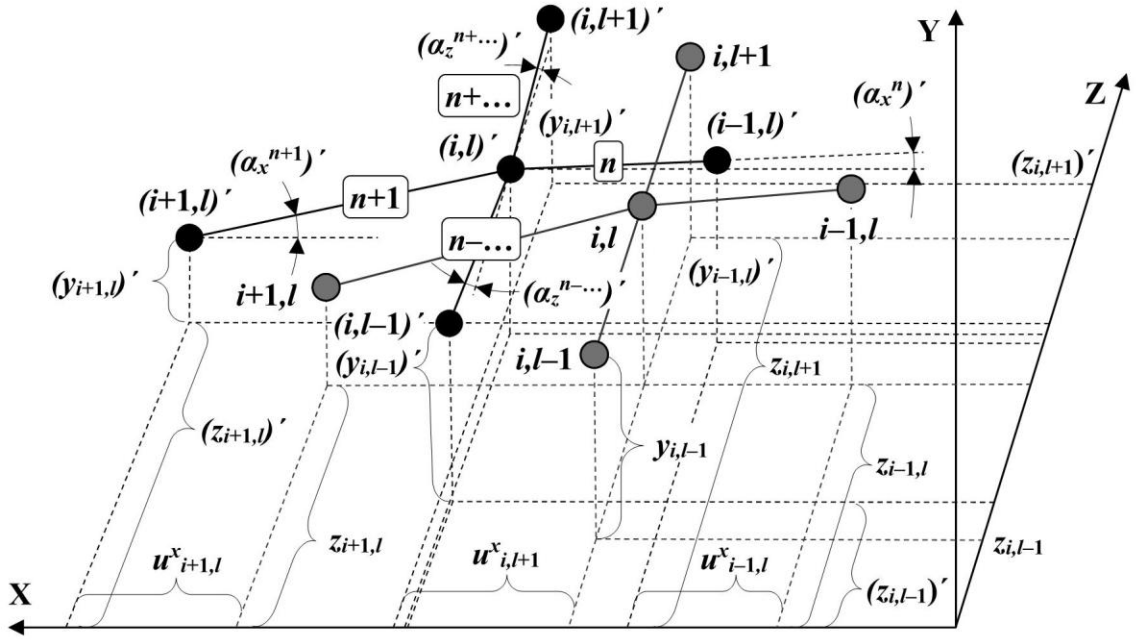


Рисунок 2.37 — Деформований стан верхнього вузла

$$x'_{i-1,l} = x_{i-1,l} + u^x_{i-1,l}; \qquad y'_{i-1,l} = y_{i-1,l} + u^y_{i-1,l}, \tag{2.53}$$

де $u^x_{i-1,l}$ та $u^y_{i-1,l}$ — переміщення «$i-1,l$» вузла верхнього пояса при переході до деформованого стану.

Тоді

$$\cos\left(\alpha_x^n\right)' = \frac{x_{i,l} - x_{i-1,l} + u^x_{i,l} - u^x_{i-1,l}}{l_o^n}; \ \sin\left(\alpha_x^n\right)' = \frac{y_{i,l} - y_{i-1,l} - u^y_{i,l} + u^y_{i-1,l}}{l_o^n}. \tag{2.54}$$

Отримуємо значення косинусів та синусів при кутах нахилу залізобетонної плити жорсткого «$n+1$» тетраїдального елемента (рис. 2.37):

$$\cos\left(\alpha_x^{n+1}\right)' = \frac{x'_{i+1,l} - x'_{i,l}}{l_o^{n+1}};\ \sin\left(\alpha_x^{n+1}\right)' = \frac{y'_{i+1,l} - y'_{i,l}}{l_o^{n+1}}, \tag{2.55}$$

де $l_o{}^{n+1}$ — початкова довжина жорсткого блока між вузлами «i,l» та «$i+1,l$» верхнього пояса. При цьому $l_0^n = l_0^{n+1} = \text{const}$;

$x'_{i+1,l}$ та $y'_{i+1,l}$ — координати «$i+1,l$» вузла верхнього пояса у деформованому стані. Визначаються за формулами:

$$x'_{i+1,l} = x_{i+1,l} + u^x_{i+1,l};\qquad y'_{i+1,l} = y_{i+1,l} + u^y_{i+1,l}, \tag{2.56}$$

де $x_{i+1,l}$, $y_{i+1,l}$ — координати «$i+1,l$» вузла верхнього пояса розрахункової схеми;

$u^x_{i+1,l}$ та $u^y_{i+1,l}$ — переміщення «$i+1,l$» вузла верхнього пояса при переході до деформованого стану.

Тоді

$$\cos\left(\alpha_x^{n+1}\right)' = \frac{x_{i+1,l} - x_{i,l} + u^x_{i+1,l} - u^x_{i,l}}{l_o^{n+1}};\ \sin\left(\alpha_x^{n+1}\right)' = \frac{y_{i+1,l} - y_{i,l} - u^y_{i+1,l} + u^y_{i,l}}{l_o^{n+1}}. \tag{2.57}$$

Отримуємо значення косинусів та синусів при кутах нахилу залізобетонної плити жорсткого n-… тетраїдального елемента (рис. 2.37).

$$\cos\left(\alpha_z^{n-\ldots}\right)' = \frac{z'_{i,l} - z'_{i,l-1}}{l_o^{n-\ldots}};\ \sin\left(\alpha_z^{n-\ldots}\right)' = \frac{y'_{i,l} - y'_{i,l-1}}{l_o^{n-\ldots}}, \tag{2.58}$$

де $l_o{}^{n\text{-}\ldots}$ — початкова довжина жорсткого блока між вузлами «i,l» та «$i,l-1$» верхнього пояса. При цьому $l_0^n = l_0^{n-} = \text{const}$;

$z'_{i,l-1}$ та $y'_{i,l-1}$ — координати «$i,l-1$» вузла верхнього пояса у деформованому стані. Визначаються за формулами:

$$z'_{i,l-1} = z_{i,l-1} + u^z_{i,l-1};\qquad y'_{i,l-1} = y_{i,l-1} + u^y_{i,l-1}, \tag{2.59}$$

$x_{i,l-1}$, $y_{i,l-1}$ — координати «$i,l-1$» вузла верхнього пояса розрахункової схеми;

$u^z_{i,l-1}$ та $u^y_{i,l-1}$ — переміщення «$i,l-1$» вузла верхнього пояса при переході до деформованого стану.

Тоді

$$\cos\left(\alpha_z^{n-\ldots}\right)' = \frac{z_{i,l} - z_{i,l-1} + u^x_{i,l} - u^x_{i,l-1}}{l_o^{n-\ldots}};\ \sin\left(\alpha_z^{n-\ldots}\right)' = \frac{y_{i,l} - y_{i,l-1} - u^y_{i,l} + u^y_{i,l-1}}{l_o^{n-\ldots}}. \tag{2.60}$$

Отримуємо значення косинусів та синусів при кутах нахилу залізобетонної плити жорсткого $n+...$ тетраїдального елемента (рис. 2.37).

$$\cos\left(\alpha_z^{n+...}\right)' = \frac{z'_{i,l+1} - z'_{i,l}}{l_o^{n+...}};\ \sin\left(\alpha_z^{n+...}\right)' = \frac{y'_{i,l+1} - y'_{i,l}}{l_o^{n-...}}. \qquad (2.61)$$

де $l_o{}^{n+...}$ — початкова довжина жорсткого блока між вузлами «i,l» та «$i,l-1$» верхнього пояса. При цьому $l_0^n = l_0^{n+} = \text{const}$;

$z'_{i,l+1}$ та $y'_{i,l+1}$ — координати «$i,l+1$» вузла верхнього пояса у деформованому стані. Визначаються за формулами:

$$z'_{i,l+1} = z_{i,l+1} + u^z_{i,l+1};\qquad y'_{i,l+1} = y_{i,l+1} + u^y_{i,l+1}, \qquad (2.62)$$

$x_{i,l+1}$, $y_{i,l+1}$ — координати «$i,l+1$» вузла верхнього пояса розрахункової схеми;

$u^z_{i,l+1}$ та $u^y_{i,l+1}$ — переміщення «$i,l+1$» вузла верхнього пояса при переході до деформованого стану.

Тоді

$$\cos\left(\alpha_z^{n+...}\right)' = \frac{z_{i,l+1} - z_{i,l} + u^x_{i,l+1} - u^x_{i,l}}{l_o^{n+...}}; \qquad (2.63)$$

$$\sin\left(\alpha_z^{n+...}\right)' = \frac{y_{i,l+1} - y_{i,l} - u^y_{i,l+1} + u^y_{i,l}}{l_o^{n+...}}. \qquad (2.64)$$

Тоді матриця коефіцієнтів рівняння для вузлів верхнього пояса буде мати вигляд

$$[A_i] \equiv \begin{vmatrix} -\dfrac{x_{i,l} - x_{i-1,l} + u^x_{i,l} - u^x_{i-1,l}}{l_o^n} & \dfrac{x_{i+1,l} - x_{i,l} + u^x_{i+1,l} - u^x_{i,l}}{l_o^{n+1}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \dfrac{z_{i,l} - z_{i,l-1} + u^x_{i,l} - u^x_{i,l-1}}{l_o^{n-...}} & -\dfrac{z_{i,l+1} - z_{i,l} + u^x_{i,l+1} - u^x_{i,l}}{l_o^{n+...}} \\ \dfrac{y_{i,l} - y_{i-1,l} - u^y_{i,l} + u^y_{i-1,l}}{l_o^n} & -\dfrac{y_{i+1,l} - y_{i,l} - u^y_{i+1,l} + u^y_{i,l}}{l_o^{n+1}} & -\dfrac{y_{i,l} - y_{i,l-1} - u^y_{i,l} + u^y_{i,l-1}}{l_o^{n-...}} & -\dfrac{y_{i,l+1} - y_{i,l} - u^y_{i,l+1} + u^y_{i,l}}{l_o^{n+...}} \end{vmatrix},$$

а матриці зусиль мають такий вигляд:

– внутрішніх

$$[S_{i,l}] \equiv \begin{vmatrix} N^n_{i,l} & N^{n+1}_{i,l} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & N^{n-...}_{i,l} & N^{n+...}_{i,l} \\ N^n_{i,l} & N^{n+1}_{i,l} & N^{n-...}_{i,l} & N^{n+...}_{i,l} \end{vmatrix}^T; \qquad (2.65)$$

– зовнішніх

$$[F_{i,l}] \equiv \begin{vmatrix} F^x_{i,l} & 0 & F^y_{i,l} \end{vmatrix}^T. \qquad (2.66)$$

Розглянемо вузол типу «j,k» (рис. 2.38). На вузол не діє зовнішнє навантаження, але діють зусилля $\{S^m\}\equiv\left(N_j^m\right)^T$, $\{S^{m+1}\}\equiv\left(N_j^{m+1}\right)^T$ та $\{S^n\}\equiv\left(N_j^n\right)^T$.

У випадку просторової системи зовнішніх та внутрішніх сил можна скласти три рівняння рівноваги:

$$N_{j,k}^m\cdot\left[-\cos\left(\alpha_x^m\right)'_{|_j}\right]+N_{j,k}^{m+1}\cdot\cos\left(\alpha_x^{m+1}\right)'+N_{j,k}^n\cdot\left[-\cos\left(\alpha_x^n\right)'_{|_j}\right]=0; \tag{2.67}$$

$$N_{j,k}^{m-\dots}\cdot\left[-\cos\left(\alpha_z^{m-1}\right)'_{|_j}\right]+N_{j,k}^{m+\dots}\cdot\cos\left(\alpha_z^{m+\dots}\right)'+N_{j,k}^n\cdot\left[-\cos\left(\alpha_z^n\right)'_{|_j}\right]=0; \tag{2.68}$$

$$\begin{aligned}N_{j,k}^m\cdot\left[-\sin\left(\alpha_x^m\right)'_{|_j}\right]+N_{j,k}^{m+1}\cdot\sin\left(\alpha_x^{m+1}\right)'+N_{j,k}^{m-\dots}\cdot\sin\left(\alpha_z^{m-\dots}\right)'+\\+N_{j,k}^{m+\dots}\cdot\sin\left(\alpha_z^{m+\dots}\right)'+N_{j,k}^n\cdot\left[-\sin\left(\alpha_y^n\right)'_{|_j}\right]=0.\end{aligned} \tag{2.69}$$

Отримуємо значення косинусів та синусів при кутах нахилу вантового m-го елемента (рис. 2.39):

$$\cos\left(\alpha_x^m\right)'=\frac{x'_{j,k}-x'_{j-1,k}}{\left(l_o^m\right)'};\ \sin\left(\alpha_x^m\right)'=\frac{y'_{j,k}-y'_{j-1,k}}{\left(l_o^m\right)'} \tag{2.70}$$

де $\left(l_o^m\right)'$ — довжина вантового елемента у деформованому стані. Визначається за формулою

$$\begin{aligned}\left[\left(l_o^m\right)'_{|_j}\right]^2=\left(l_o^m+\Delta^m\right)^2=\left(x_{j,k}-x_{j-1,k}+u_{j,k}^x-u_{j-1,k}^x\right)^2+\\+\left(y_{j,k}-y_{j-1,k}-u_{j,k}^y-u_{j-1,k}^y\right)^2+\left(z_{j,k}-z_{j-1,k}-u_{j,k}^z-u_{j-1,k}^z\right)^2,\end{aligned} \tag{2.71}$$

де $x_{j,k}$, $y_{j,k}$, $z_{j,k}$ та $x_{j-1,k}$, $y_{j-1,k}$, $z_{j-1,k}$ — координати «j,k» та «$j-1,k$» вузлів нижнього пояса у початковому (недеформованому) стані системи;

$u_{j,k}^x$, $u_{j,k}^y$, $u_{j,k}^z$, та $u_{j-1,k}^x$, $u_{j-1,k}^y$, $u_{j-1,k}^z$ — переміщення «j,k» та «$j-1,k$» вузлів нижнього пояса при переході до деформованого стану;

l_o^m — довжина вантового елемента у недеформованому стані. Визначається за формулою

$$\left(l_o^m\right)^2=\left(x_{j,k}-x_{j-1,k}\right)^2+\left(y_{j,k}-y_{j-1,k}\right)^2, \tag{2.72}$$

Δ^m — деформація вантового m-го елемента нижнього пояса;

$x'_{j,k}$, $y'_{j,k}$, $z'_{j,k}$ та $x'_{j-1,k}$, $y'_{j-1,k}$, $z'_{j-1,k}$ — координати «j,k» та «$j-1,k$» вузла нижнього пояса у деформованому стані системи. Визначаються за формулами:

$$x'_{j-1,k} = x_{j-1,k} + u^x_{j-1,k};\ y'_{j-1,k} = y_{j-1,k} + u^y_{j-1,k};\ z'_{j-1,k} = z_{j-1,k} + u^z_{j-1,k}; \quad (2.73)$$

$$x'_{j,k} = x_{j,k} + u^x_{j,k};\quad y'_{j,k} = y_{j,k} + u^y_{j,k};\quad z'_{j,k} = y_{j,k} + u^z_{j,k}. \quad (2.74)$$

Тоді

$$\cos\left(\alpha_x^m\right)' = \frac{x_{j,k} - x_{j-1,k} + u^x_{j,k} - u^x_{j-1,k}}{\left(l_o^m\right)'};\ \sin\left(\alpha_x^m\right)' = \frac{y_{j,k} - y_{j-1,k} - u^y_{j,k} + u^y_{j-1,k}}{\left(l_o^m\right)'}. \quad (2.75)$$

Отримуємо значення косинусів та синусів при кутах нахилу вантового «$m+1$» елемента нижнього пояса (рис. 2.39):

$$\cos\left(\alpha_x^{m+1}\right)' = \frac{x'_{j+1,k} - x'_{j,k}}{\left(l_o^{m+1}\right)'};\ \sin\left(\alpha_x^{m+1}\right)' = \frac{y'_{j+1,k} - y'_{j,k}}{\left(l_o^{m+1}\right)'} \quad (2.76)$$

де $\left(l_O^{m+1}\right)'$ — довжина вантового елемента у деформованому стані. Визначається за формулою

$$\left[\left(l_o^{m+1}\right)'\right]^2 = \left(l_o^{m+1} + \Delta^{m+1}\right)^2 = \left(x_{j+1,k} - x_{j,k} + u^x_{j+1,k} - u^x_{j,k}\right)^2 + \\ + \left(y_{j+1,k} - y_{j,k} - u^y_{j+1} + u^y_j\right)^2 + \left(z_{j+1,k} - z_{j,k} - u^z_{j+1} + u^z_j\right)^2, \quad (2.77)$$

де $x_{j+1,k}$, $y_{j+1,k}$, $z_{j+1,k}$ — координати «$j+1,k$» вузла нижнього пояса у початковому (недеформованому) стані системи;

Δ^{m+1} — деформація вантового «$m+1$» елемента нижнього пояса;

$u^x_{j,k}$, $u^y_{j,k}$, $u^z_{j,k}$ та $u^x_{j-1,k}$, $u^y_{j-1,k}$, $u^z_{j-1,k}$ — переміщення «j,k» та «$j-1,k$» вузла нижнього пояса при переході до деформованого стану.

Тоді

$$\cos\left(\alpha_x^{m+1}\right)' = \frac{x_{j+1,k} - x_{j,k} + u^x_{j+1,k} - u^x_{j,k}}{\left(l_o^{m+1}\right)'}; \quad (2.78)$$

$$\sin\left(\alpha_x^{m+1}\right)' = \frac{y_{j+1,k} - y_{j,k} - u^y_{j+1,k} + u^y_{j,k}}{\left(l_o^{m+1}\right)'}. \quad (2.79)$$

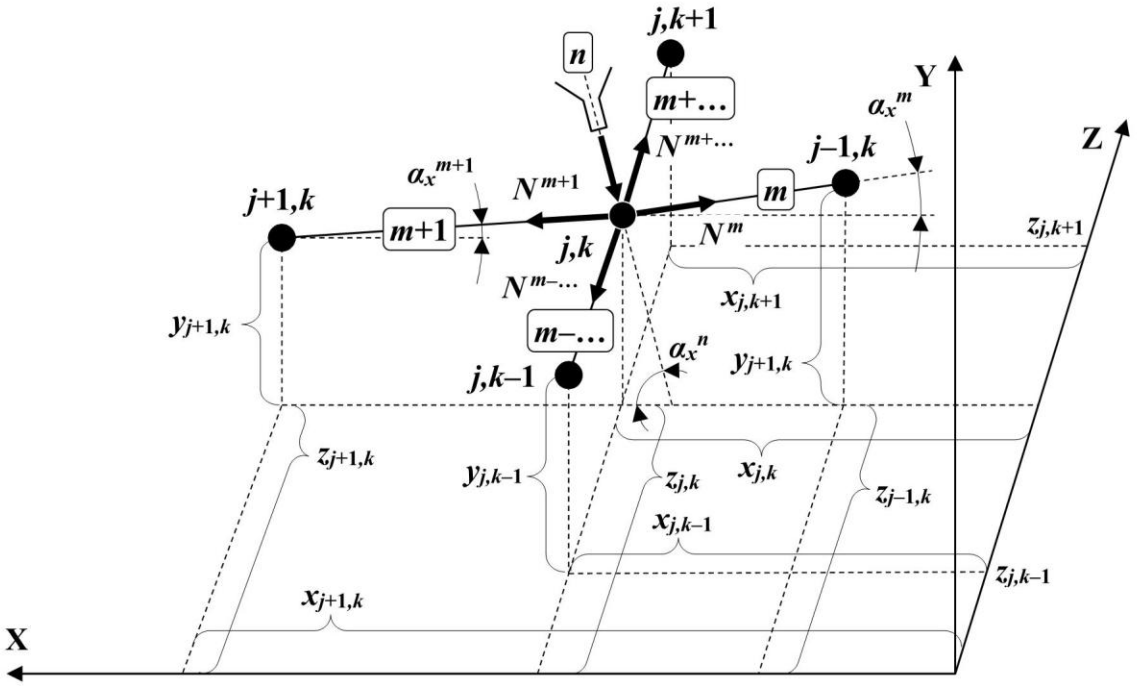


Рисунок 2.38 — Напружений стан нижнього вузла у недеформованому стані

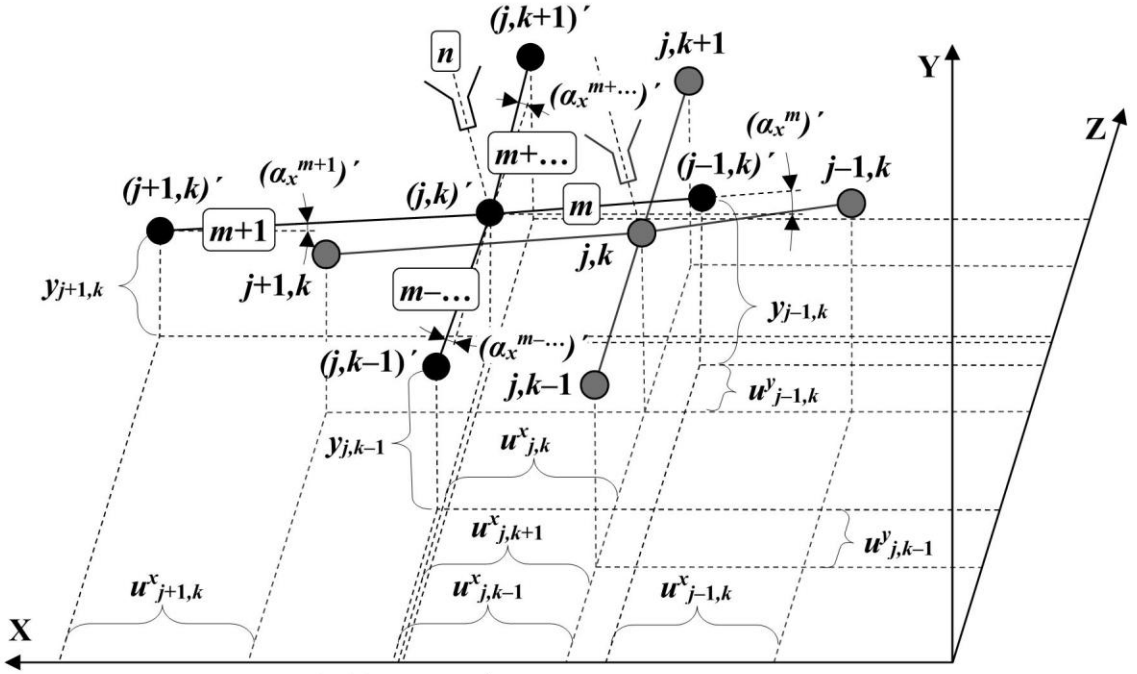


Рисунок 2.39 — Деформований стан нижнього вузла

Отримуємо значення косинусів та синусів при кутах нахилу вантового «$m-...$» елемента (рис. 2.39):

$$\cos\left(\alpha_z^{m-\dots}\right)' = \frac{z'_{j,k} - z'_{j,k-1}}{\left(l_o^{m-\dots}\right)'};\ \sin\left(\alpha_x^{m-\dots}\right)' = \frac{y'_{j,k} - y'_{j,k-1}}{\left(l_o^{m-\dots}\right)'}, \tag{2.80}$$

де $\left(l_o^{m-\dots}\right)'$ — довжина вантового елемента у деформованому стані. Визначається за формулою (2.81).

$$\left[\left(l_o^{m-\dots}\right)'\right]^2 = \left(l_o^{m-\dots} + \Delta^{m-\dots}\right)^2 = \left(x_{j,k} - x_{j,k-1} + u_{j,k}^x - u_{j,k-1}^x\right)^2 + \\ + \left(y_{j,k} - y_{j,k-1} - u_{j,k}^y - u_{j,k-1}^y\right)^2 + \left(z_{j,k} - z_{j,k-1} + u_{j,k}^z - u_{j,k-1}^z\right)^2, \quad (2.81)$$

де $x_{j,k-1}$, $y_{j,k-1}$, $z_{j,k-1}$ — координати «$j,k-1$» вузла нижнього пояса у початковому (недеформованому) стані системи;

$u_{j,k-1}^x$, $u_{j,k-1}^y$, $u_{j,k-1}^z$ — переміщення «$j,k-1$» вузла нижнього пояса при переході до деформованого стану;

$l_o^{m-\dots}$ — довжина вантового елемента у недеформованому стані. Визначається за формулою

$$\left(l_o^m\right)^2 = \left(x_{j,k} - x_{j,k-1}\right)^2 + \left(y_{j,k} - y_{j,k-1}\right)^2 + \left(z_{j,k} - z_{j,k-1}\right)^2, \quad (2.82)$$

$\Delta^{m-\dots}$ — деформація вантового «$m-\dots$» елемента нижнього пояса;

$x'_{j,k-1}$, $y'_{j,k-1}$, $z'_{j,k-1}$ — координати «$j,k-1$» вузла нижнього пояса у деформованому стані системи. Визначаються за формулами:

$$x'_{j,k-1} = x_{j,k-1} + u_{j,k-1}^x;\ y'_{j,k-1} = y_{j,k-1} + u_{j,k-1}^y;\ z'_{j,k-1} = z_{j,k-1} + u_{j,k-1}^z. \quad (2.83)$$

Тоді

$$\cos\left(\alpha_z^{m-\dots}\right)' = \frac{z_{j,k} - z_{j,k-1} + u_{j,k}^z - u_{j,k-1}^z}{\left(l_o^{m-\dots}\right)'};\ \sin\left(\alpha_z^{m-\dots}\right)' = \frac{y_{j,k} - y_{j,k-1} - u_{j,k}^y + u_{j,k-1}^y}{\left(l_o^{m-\dots}\right)'} \cdot (2.84)$$

Отримуємо значення косинусів та синусів при кутах нахилу вантового «$m+\dots$» елемента (рис. 2.39):

$$\cos\left(\alpha_z^{m+\dots}\right)' = \frac{z'_{j,k+1} - z'_{j,k}}{\left(l_o^{m+\dots}\right)'};\ \sin\left(\alpha_z^{m+\dots}\right)' = \frac{y'_{j,k+1} - y'_{j,k}}{\left(l_o^{m+\dots}\right)'}, \quad (2.85)$$

де $\left(l_o^{m+\dots}\right)'$ — довжина вантового елемента у деформованому стані. Визначається за формулою

$$\left[\left(l_o^{m+\dots}\right)'\right]^2 = \left(l_o^{m+\dots} + \Delta^{m+\dots}\right)^2 = \left(x_{j,k+1} - x_{j,k} + u_{j,k+1}^x - u_{j,k}^x\right)^2 + \\ + \left(y_{j,k+1} - y_{j,k} - u_{j,k+1}^y - u_{j,k}^y\right)^2 + \left(z_{j,k+1} - z_{j,k} + u_{j,k+1}^z - u_{j,k}^z\right)^2, \quad (2.86)$$

де $x_{j,k+1}$, $y_{j,k+1}$, $z_{j,k+1}$ — координати «$j,k+1$» вузла нижнього пояса у початковому (недеформованому) стані системи;

$u^x_{j,k+1}$, $u^y_{j,k+1}$, $u^z_{j,k+1}$ — переміщення «$j,k+1$» вузла нижнього пояса при переході до деформованого стану;

$l_o^{m+...}$ — довжина вантового елемента у недеформованому стані. Визначається за формулою

$$\left(l_o^m\right)^2 = \left(x_{j,k+1} - x_{j,k}\right)^2 + \left(y_{j,k+1} - y_{j,k}\right)^2 + \left(z_{j,k+1} - z_{j,k}\right)^2, \qquad (2.87)$$

$\Delta^{m+...}$ — деформація вантового «$m+...$» елемента нижнього пояса;

$x'_{j,k+1}$, $y'_{j,k+1}$, $z'_{j,k+1}$ — координати «$j,k+1$» вузла нижнього пояса у деформованому стані системи. Визначаються за формулами:

$$x'_{j,k+1} = x_{j,k+1} + u^x_{j,k+1};\ y'_{j,k+1} = y_{j,k+1} + u^y_{j,k+1};\ z'_{j,k+1} = z_{j,k+1} + u^z_{j,k+1}. \qquad (2.88)$$

Тоді

$$\cos\left(\alpha_z^{m+..}\right)' = \frac{z_{j,k+1} - z_{j,k} + u^z_{j,k+1} - u^z_{j,k}}{\left(l_o^{m+...}\right)'};\ \sin\left(\alpha_z^{m+...}\right)' = \frac{y_{j,k+1} - y_{j,k} - u^y_{j,k+1} + u^y_{j,k}}{\left(l_o^{m+...}\right)'}. \qquad (2.89)$$

Отримуємо значення косинусів і синусів при кутах нахилу нижнього вузла сталезалізобетонного трикутного *n*-го елемента (рис. 2.39):

$$\cos\left(\alpha^{n,x}_{j,k}\right)' = x_{j,k} + u^x_{j,k} - \frac{1}{2}\left(x_{i,l} + x_{i+1,l} + x_{i,l+1} + x_{i+1,l+1} + u^x_{i,l} + u^x_{i+1,l} + u^x_{i,l+1} + u^x_{i+1,l+1}\right)\Big/ l_o^n; \qquad (2.90)$$

$$\cos\left(\alpha^{n,z}_{j,k}\right)' = z_{j,k} + u^z_{j,k} - \frac{1}{2}\left(z_{i,l} + z_{i+1,l} + z_{i,l+1} + z_{i+1,l+1} + u^z_{i,l} + u^z_{i+1,l} + u^z_{i,l+1} + u^z_{i+1,l+1}\right)\Big/ l_o^n; \qquad (2.91)$$

$$\sin\left(\alpha^{n,x}_{j,k}\right)' = y_{j,k} + u^y_{j,k} - \frac{1}{2}\left(y_{i,l} + y_{i+1,l} + y_{i,l+1} + y_{i+1,l+1} + u^y_{i,l} + u^y_{i+1,l} + u^y_{i,l+1} + u^y_{i+1,l+1}\right)\Big/ l_o^n, \qquad (2.92)$$

де h^n — висота модуля.

Матриці зусиль мають такий вигляд:

– внутрішніх

$$\left[S_{j,k}\right] \equiv \begin{vmatrix} N^m_{j,k} & N^{m+1}_{j,k} & 0 & 0 & N^n_{j,k} \\ 0 & 0 & N^{m-...}_{j,k} & N^{m+...}_{j,k} & N^n_{j,k} \\ N^m_{j,k} & N^{m+1}_{j,k} & N^{m-...}_{j,k} & N^{m+...}_{j,k} & N^n_{j,k} \end{vmatrix}^T; \qquad (2.93)$$

– зовнішніх

$$\left[F_{j,k}\right] \equiv \left|0 \quad 0 \quad 0\right|^T. \qquad (2.94)$$

Вигляд матриці рівняння сумісності деформацій та переміщень отримано на підставі геометричного дослідження деформованої схеми (рис. 2.39). Довжина деформованого вантового елемента визначається із залежності (2.95).

$$\left(l^m\right)' = \left(l_o^m + \Delta_x^m\right)^2 = \left[\left(x_{j,k} - x_{j-1,k}\right) + \left(u_{j,k}^x - u_{j-1,k}^x\right)\right]^2 + \\ + \left[\left(y_{j,k} - y_{j-1,k}\right) + \left(u_{j,k}^y - u_{j-1,k}^y\right)\right]^2 + \left[\left(z_{j,k} - z_{j-1,k}\right) + \left(u_{j,k}^z - u_{j-1,k}^z\right)\right]^2. \quad (2.95)$$

Беручи до уваги, що $\left(l_o^m\right)^2 = \left(x_{j,k} - x_{j-1,k}\right)^2 + \left(y_{j,k} - y_{j-1,k}\right)^2 + \left(z_{j,k} - z_{j-1,k}\right)^2$, а $\Delta^m << 2l_o^m$, тоді деформація вантового елемента визначається так:

$$\Delta^m = \frac{2\left(x_{j,k} - x_{j-1,k}\right) + \left(u_{j,k}^x - u_{j-1,k}^x\right)}{2\,l_o^m} u_{j,k}^x - \frac{2\left(x_{j,k} - x_{j-1,k}\right) + \left(u_{j,k}^x - u_{j-1,k}^x\right)}{2\,l_o^m} u_{j-1,k}^x + \\ + \frac{-2\left(y_{j,k} - y_{j-1,k}\right) + \left(u_{j,k}^y - u_{j-1,k}^y\right)}{2\,l_o^m} u_{j,k}^y - \frac{-2\left(y_{j,k} - y_{j-1,k}\right) + \left(u_{j,k}^y - u_{j-1,k}^y\right)}{2\,l_o^m} u_{j-1,k}^y + \\ + \frac{2\left(z_{j,k} - z_{j-1,k}\right) + \left(u_{j,k}^z - u_{j-1,k}^z\right)}{2\,l_o^m} u_{j,k}^z - \frac{2\left(z_{j,k} - z_{j-1,k}\right) + \left(u_{j,k}^z - u_{j-1,k}^z\right)}{2\,l_o^m} u_{j-1,k}^z. \quad (2.96)$$

А матриця компонентів рівняння для вантів буде мати вигляд

$$\left[A^m\right] \equiv \begin{vmatrix} \frac{2\left(x_{j,k} - x_{j-1,k}\right) + \left(u_{j,k}^x - u_{j-1,k}^x\right)}{2\,l_o^m} \\ -\frac{2\left(x_{j,k} - x_{j-1,k}\right) + \left(u_{j,k}^x - u_{j-1,k}^x\right)}{2\,l_o^m} \\ \frac{-2\left(y_{j,k} - y_{j-1,k}\right) + \left(u_{j,k}^y - u_{j-1,k}^y\right)}{2\,l_o^m} \\ \frac{2\left(y_{j,k} - y_{j-1,k}\right) + \left(u_{j,k}^y - u_{j-1,k}^y\right)}{2\,l_o^m} \\ \frac{2\left(z_{j,k} - z_{j-1,k}\right) + \left(u_{j,k}^z - u_{j-1,k}^z\right)}{2\,l_o^m} \\ -\frac{2\left(z_{j,k} - z_{j-1,k}\right) + \left(u_{j,k}^z - u_{j-1,k}^z\right)}{2\,l_o^m} \end{vmatrix}^T. \quad (2.97)$$

А вектор переміщень $\{u\}_m \equiv \left(u_{j-1,k}^x; u_{j,k}^x; u_{j-1,k}^y; u_{j,k}^y; u_{j-1,k}^z; u_{j,k}^z\right)^T$.

Оскільки розглядається випадок, коли у вантах не можуть виникати стискаючі зусилля і тому не виникають відповідні деформації, тоді система визначальних рівнянь буде мати такий остаточний вигляд (2.40), розв'язання котрої дозволяє отримати компоненти напружено-деформованого стану структурно-вантових циліндричних оболонок за умови завантаження їх у вузлах верхнього пояса зосередженим навантаженням.

Узагальнений пошук рішення запропонованим методом можна зобразити у виглядіблок-схеми (рис. 2.40).

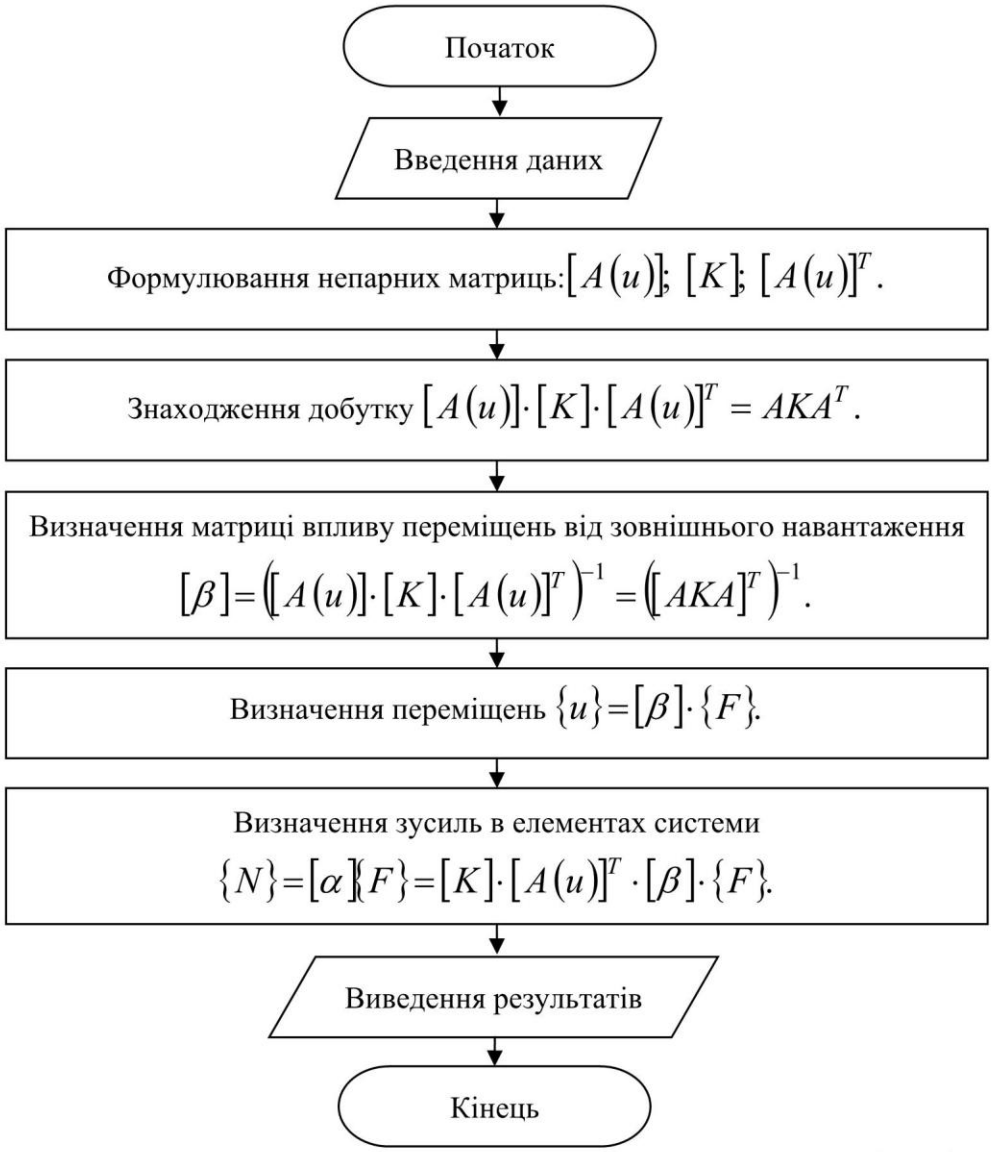
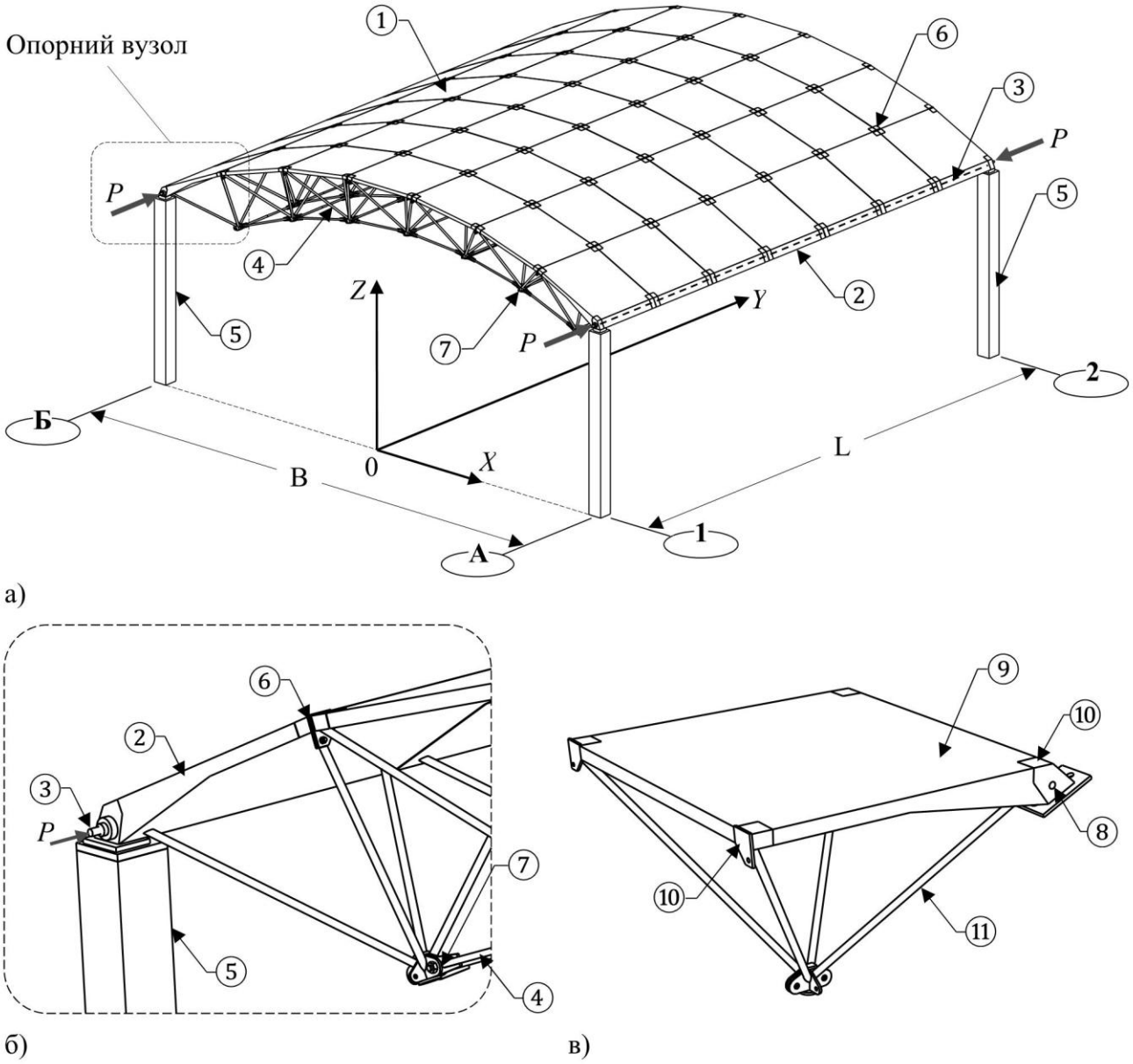


Рисунок — Алгоритм розрахунку створених конструкцій згідно запропонованої методики

2.6.4. Напружено-деформований стан просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій

Просторову структурно-вантову сталезалізобетонну конструкцію (рис. 2.41, а) можна зводити та експлуатувати таким чином, щоб забезпечити повною мірою використання міцнісних властивостей матеріалів за рахунок її просторової роботи. Тому, з метою сприймання згинальних моментів від дії зовнішнього навантаження, в напрямку перпендикулярному до поперечного перерізу (площини *Z0X*), крайні просторові модулі — бортові елементи, мають

отвори (рис. 2.41, в), через які пропускається попередньо напружена арматура (стрижнева арматура класів А600, А800, А1000, Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500, канат К1400 (К–7), К1500 (К–7), К1500 (К–19)). Попереднє напруження арматури здійснюється способом натягування на бетон (рис. 2.41, б).



а)

б)

в)

Рисунок 2.41 — Схема просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції:

а) схема просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції; б) загальний вигляд опорного вузла; в) загальний вигляд опорного просторового модуля (бортовий елемент); 1 — просторовий структурно-вантовий сталезалізобетонний елемент; 2 — опорний просторовий сталезалізобетонний модуль (бортовий елемент) з отвором для пропускання попередньо напруженої арматури; 3 — попередньо напружена арматура; 4 — просторова решітка, яка виконує функцію діафрагми; 5 — опора; 6, 7 — вузли з'єднання просторових модулів по верхньому та нижньому поясах; 8 — отвір для розташування попередньо напруженої арматури; 9 — залізобетонна плита; 10 — сталеві закладні деталі; 11 — трубчасті стрижні

Розрахунок просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій з урахуванням її просторової роботи пропонується виконувати із застосуванням основних положень технічної теорії розрахунку тонких оболонок [167]. Відповідно до цієї теорії просторова структурно-вантова сталезалізобетонна конструкція розглядається такою, для якої справедлива гіпотеза прямих нормалей, тобто прямолінійний елемент, перпендикулярний до серединної поверхні залізобетонної плити до деформування, залишається прямим і перпендикулярним до деформованої серединної поверхні без зміни довжини. При цьому нормальні напруження на ділянках, паралельних серединній поверхні, вважаються настільки незначними проти інших перпендикулярних, що ними можна нехтувати. Використовуючи зазначенні передумови визначено сукупність внутрішніх зусиль, які діють на нескінченно малий елемент (рис. 2.42).

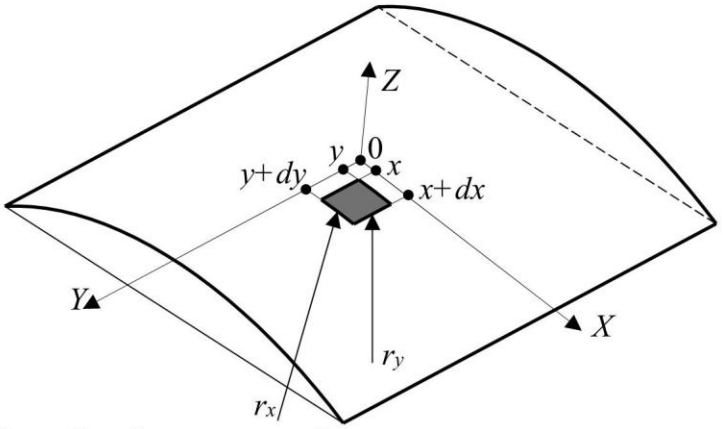


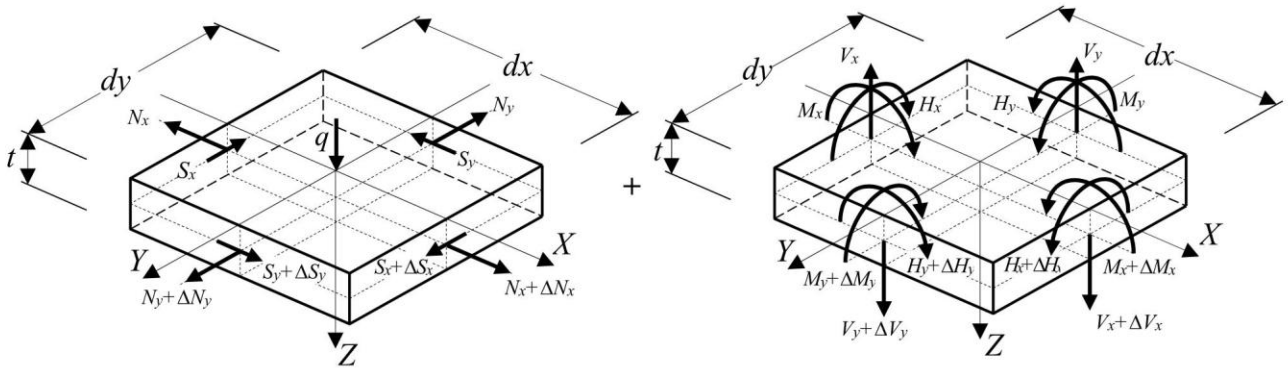
Рисунок 2.42 — Виділення нескінченно малого елемента просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції

У розглядуваному нескінченно малому елементі розмірами $dx \times dy$ (рис. 2.43) від дії зовнішнього навантаження q у загальному випадку виникатимуть такі внутрішні зусилля: згинальні моменти M_x та M_y, нормальні зусилля стиску N_x та N_y, зусилля зсуву S_x та S_y, поперечні сили V_x та V_y, крутні моменти H_x та H_y.

Зовнішнє навантаження

$$q = g + \upsilon, \tag{2.98}$$

де g та υ — постійні та тимчасові навантаження відповідно.



а) б)

Рисунок 2.43 — Нормальні і зсувні зусилля (а) та поперечна сила, згинальні і крутильні моменти (б), що діють на нескінченно малий елемент

Примітка. Зображені зусилля діють на один елемент одночасно, але для зручності і наочності вони умовно показані на різних елементах.

На рисунку 2.43:

$$\Delta N_x = \left(\frac{\partial N_x}{\partial x}\right)dx \text{ та } \Delta N_y = \left(\frac{\partial N_y}{\partial y}\right)dy; \tag{2.99}$$

$$\Delta S_x = \left(\frac{\partial S_x}{\partial x}\right)dx \text{ та } \Delta S_y = \left(\frac{\partial S_y}{\partial y}\right)dy; \tag{2.100}$$

$$\Delta M_x = \left(\frac{\partial M_x}{\partial x}\right)dx \text{ та } \Delta M_y = \left(\frac{\partial M_y}{\partial y}\right)dy; \tag{2.101}$$

$$\Delta H_x = \left(\frac{\partial H_x}{\partial x}\right)dx \text{ та } \Delta H_y = \left(\frac{\partial H_y}{\partial y}\right)dy. \tag{2.102}$$

На ділянках dx та dy ці зусилля, якщо їх позначити як $F(x; y)$, матимуть приріст $\frac{\partial F_x}{\partial x}\cdot dx$ та $\frac{\partial F_y}{\partial y}\cdot dy$ (рис. 2.43) У просторовій структурно-вантовій сталезалізобетонній конструкції твірна є пологою кривою з радіусом кривизни r_x. Для таких конструкцій можна прийняти припущення, що $S_x = -S_y = S$ та $H_x = -H_y = H$. Разом з цим вважається, що зазначенні зусилля, які діють на нескінченно малий елемент $dx \times dy$ перебувають у рівновазі.

Визначити внутрішні зусилля M_x, M_y, N_x, N_y, H та S, використовуючи фізичні, геометричні співвідношення та вирази поперечних сил V_x та V_y через згинальні M_x і M_y та крутні H моменти, можна за отриманою зі схеми наведеної на рисунку 2.43 системою рівнянь (2.103).

$$\begin{cases} \dfrac{\partial N_y}{\partial y}+\dfrac{\partial S}{\partial x}=0; \\ \dfrac{\partial N_x}{\partial x}+\dfrac{\partial S}{\partial x}=0; \\ \dfrac{\partial^2 M_y}{\partial y^2}+2\cdot\dfrac{\partial^2 H}{\partial y dx}+\dfrac{\partial^2 M_x}{\partial x^2}+\dfrac{N_x}{r_x}+\dfrac{N_y}{r_y}+q=0; \\ \dfrac{M_y}{r_y}+\dfrac{M_x}{r_x}+\dfrac{D}{B}\cdot\left(\dfrac{\partial^2 N_x}{\partial y^2}-2\cdot\dfrac{\partial^2 S}{\partial y dx}+\dfrac{\partial^2 N_y}{\partial x^2}\right)=0. \end{cases} \tag{2.103}$$

В останньому рівнянні отриманої системи рівняннь (2.103) циліндрична жорсткість D обчислюється за формулою

$$D=E_c\cdot t^3/12, \tag{2.104}$$

а жорсткість B за формулою

$$B=E_c\cdot t. \tag{2.105}$$

Аналіз системи диференціальних рівнянь рівноваги нескінченно малого елемента (2.103) показує, що її розв'язання відносно зазначених зусиль навіть за прийнятих спрощень є трудомісткою задачею. Тому використовувати її в інженерній практиці недоцільно. Для того щоб спростити рівняння системи було експериментально встановлено вплив різних факторів на зазначені вище зусилля, які виникають в залізобетонній частині (верхньому поясі) просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції. Експериментальні (п. 5.5), а також теоретичні дослідження показали (п. 6.3 і 6.5), що із загального рівномірно розподіленого навантаження інтенсивністю q, прикладеного до верхнього пояса просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції одиничних розмірів, тільки 4–9 % впливає на значення складових рівнянь M_x, M_y, H, V_x і V_y, що відповідає напружено-деформованому стану при згинанні. Решта 91–96 % навантаження q припадає на компоненти N_x, N_y, S_x і S_y, а це відповідає «безмоментному» напружено-деформованому стану. На основі таких даних зроблено висновок, що навантаження q, рівномірно розподілене по поверхні верхнього пояса просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції, переважно призводить до «безмоментного»

напружено-деформованого стану, тобто напружено-деформований стан конструкції характеризується головним чином нормальними N_x і N_y та зсувними S зусиллями.

Вище викладені результати свідчать про те, що для практики застосування просторових структурно-вантових сталезалізобетонних покриттів необхідно дотримуватися таких передумов:

- лінія, що описує просторову структурно-вантову сталезалізобетонну конструкцію вздовж вигину (площина *Z0X,* рис. 2.41, а) має бути пологою і тонкою;
- товщина залізобетонної частини (верхнього пояса) просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції повинна змінюватися плавно;
- навантаження, яке сприймається просторовою структурно-вантовою сталезалізобетонною конструкцією повинно прикладатися безперервно без різких змін;
- закріплення просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції повинно допускати переміщення її опорної частини.

Зазначені передумови дозволяють прийняти припущення, що в диференціальних рівняннях $D=0$, $M_x=0$, $M_y=0$ і $H=0$. Тоді система диференціальних рівнянь (2.103) буде мати вигляд

$$\begin{cases} \dfrac{\partial N_y}{\partial y}+\dfrac{\partial S}{\partial x}=0; \\ \dfrac{\partial N_x}{\partial x}+\dfrac{\partial S}{\partial x}=0; \\ \dfrac{N_x}{r_x}+\dfrac{N_y}{r_y}+q=0. \end{cases} \qquad (2.106)$$

Слід зазначити, що таке спрощення є наслідком умови, коли сталева структурна решітка просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції запобігає виникненню значно більших прогинів, ніж товщина t залізобетонної частини (верхнього пояса). Прийняті припущення і умови роботи просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції дозволяють розраховувати її несучу здатність за методом граничної рівноваги.

Тоді зусилля N_x, N_y та S можна визначити з рівняння (2.106) шляхом введення функції напружень $F(x; y)$ таким чином, щоб:

$$N_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2};\ N_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2};\ S = \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}. \tag{2.107}$$

Якщо у систему диференціальних рівнянь (2.106) підставити залежності (2.107), тоді два перші рівняння перетворяться на тотожності, а третє буде мати вигляд рівняння Пуассона

$$\frac{1}{r_x} \cdot \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} + \frac{1}{r_y} \cdot \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} + q = 0. \tag{2.108}$$

З рівняння (2.108) можна знайти функцію $F(x; y)$ за допомогою якої з формул (2.107) визначаються зусилля N_x, N_y та S.

Для практики проектування створених конструкцій, зважаючи на те, що для нескінченно малого елемента $r_y \Rightarrow \infty$ доцільно приймати $1/r_y = 0$. Це дозволяє виконувати розрахунок створеної конструкції в поперечному і поздовжньому напрямках окремо. При цьому остаточний розрахунок у поперечному напрямку (площина *Z0X,* рис. 2.41, а) на зсувні зусилля S та згинальні моменти M_x виконується для умови рівноваги елементарної поперечної смуги просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції (п.п. 2.6.2), а розрахунок несучої здатності в поздовжньому напрямку — за умовою

$$M_{Ed} \le M_{yu}, \tag{2.109}$$

де

$$M_{Ed} = q \cdot B \cdot L^2 / 8. \tag{2.110}$$

$$M_{yu} = 2 \cdot \int_0^{\Theta_c} f_{cd} \cdot dA_c \cdot r_x \cdot \cos\Theta - f_{yd} \cdot A_s \cdot z, \tag{2.111}$$

де $dA_c = t \cdot r_x \cdot \sin d\Theta$ (рис. 2.44); при малих значеннях $\Theta \rightarrow \sin\Theta = \Theta$.

Тоді

$$dA_c = t \cdot r_x d\Theta. \tag{2.112}$$

Якщо у формулу (2.111) підставити (2.112), то перша буде мати вигляд

$$M_{yu} = 2 \cdot f_{cd} \cdot r_x^2 \cdot t \cdot \int_0^{\Theta_c} \cos\Theta d\Theta - f_{yd} \cdot A_s \cdot z, \tag{2.113}$$

а після перетворень

$$M_{yu} = 2 \cdot f_{cd} \cdot r_x^2 \cdot t \cdot \sin\Theta_c - f_{yd} \cdot A_s \cdot z. \tag{2.114}$$

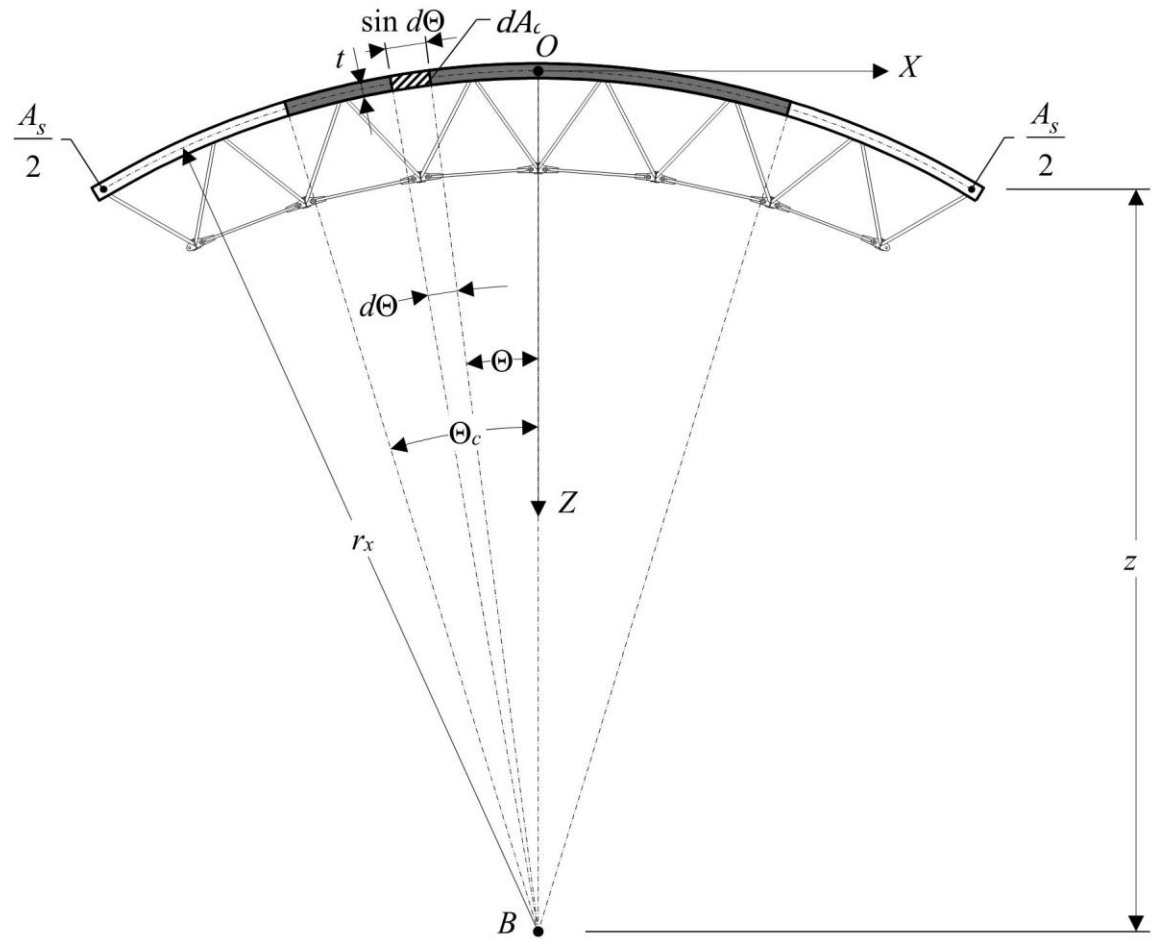


Рисунок 2.44 — Розрахункова схема

Положення нейтральної лінії визначається кутом Θ_c, для обчислення значення якого, можна отримати формулу з рівняння $\Sigma Y = 0$

$$N_y = N_{cu} = 2 \cdot \int_0^{\Theta_c} f_{cd} \cdot dA_c = 2 \cdot \int_0^{\Theta_c} f_{cd} \cdot t \cdot r_x \cdot d\Theta = 2 \cdot f_{cd} \cdot t \cdot r_x \cdot \Theta_c = f_{yd} \cdot A_s. \quad (2.115)$$

Для обчислення несучої здатності просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції необхідно з рівняння (2.115) визначити Θ_c.

$$\Theta_c = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{2 \cdot f_{cd} \cdot t \cdot r_x}. \quad (2.116)$$

Після підстановки формули (2.116) в (2.114) остання набуває вигляду

$$M_{yu} = 2 \cdot f_{cd} \cdot r_x^2 \cdot t \cdot \sin\left(\frac{f_{yd} \cdot A_s}{2 \cdot f_{cd} \cdot t \cdot r_x}\right) - f_{yd} \cdot A_s \cdot z\,. \quad (2.117)$$

Необхідна площа арматури A_s, яка забезпечує несучу здатність просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції на дію

зовнішнього згинального моменту M_{Ed} визначається шляхом сумісного розв'язку з умовою (2.109) рівнянь (2.114) і (2.115)

$$\sin\Theta_c - z\cdot\frac{\Theta_c}{r_x} - \frac{M_{Ed}}{2\cdot f_{cd}\cdot t\cdot r_x} = 0\,. \tag{2.118}$$

З рівняння (2.118) визначається значення кута Θ_c.

Тоді, підставивши Θ_c в залежність (2.115), формула для визначення необхідної площі арматури A_s буде мати вигляд

$$A_s = \frac{2\cdot f_{cd}\cdot t\cdot r_x\cdot\Theta_c}{f_{yd}}. \tag{2.119}$$

Згинальні моменти, які діють у площині поперечного перерізу (площина *Z0X* на рисунку 2.44) просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції пропонується визначати для смуги одиничної ширини (рис. 2.45).

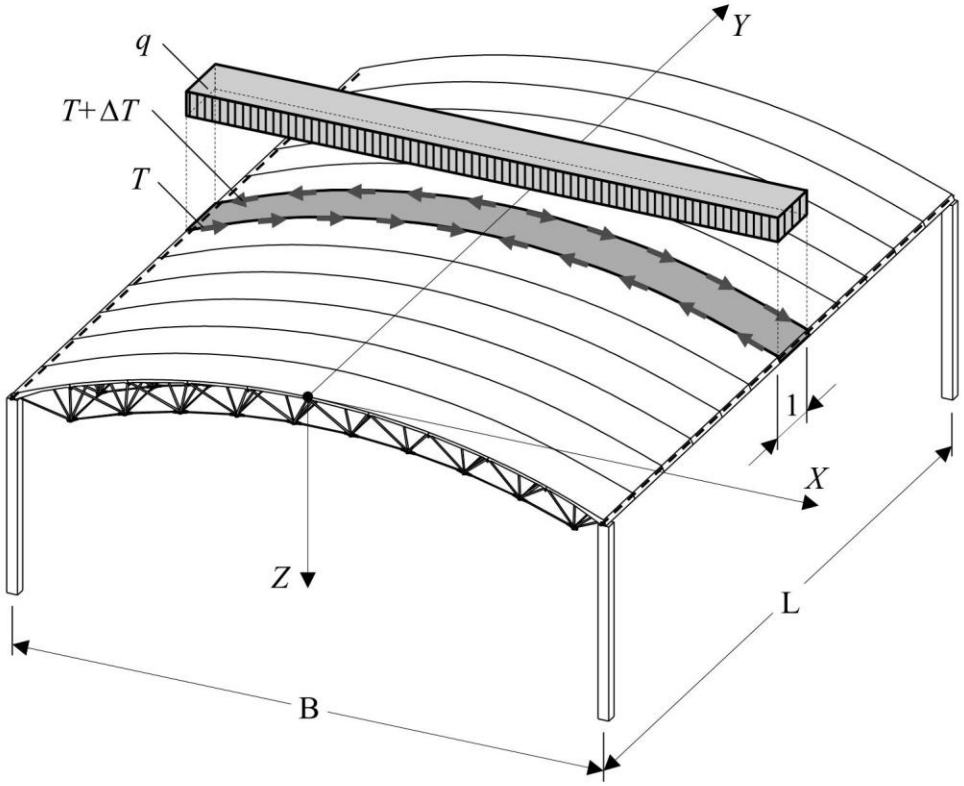


Рисунок 2.45 — Схема до розрахунку несучої здатності просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції в поперечному напрямку

Розрахункові залежності отримано для випадку дії на конструкцію вертикального рівномірно розподіленого навантаження q (формула (2.98)). Як видно з рисунка 2.45 на смугу одиничної ширини крім навантаження q також

діють дотичні зусилля T і $T + \Delta T$. Останні розташовані у площинах умовного перетину. Використовуючи залежність між зусиллями T і V отримаємо

$$\Delta T = -\frac{V \cdot S}{2 \cdot I \cdot B} + \frac{(V + \Delta V) \cdot S}{2 \cdot I \cdot B} = \frac{\Delta V \cdot S}{2 \cdot I \cdot B}, \tag{2.120}$$

де ΔV — приріст поперечної сили на розглядуваній ділянці;

S — статичний момент поперечного перерізу просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції.

Згинальний момент M_x у поперечному напрямку можна визначити, якщо застосувати умову статичної рівноваги зусиль, що в ньому діють (рис. 2.46)

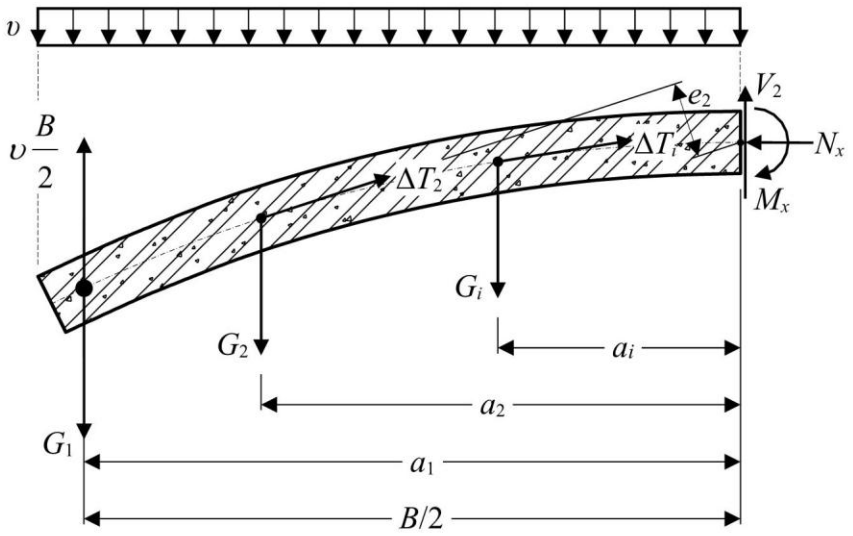


Рисунок 2.46 — Схема для розрахунку конструкції у поперечному напрямку

З рисунка 2.46 видно, що

$$M_x = M_0 + M_{\Delta T}, \tag{2.121}$$

де M_0 — момент від зовнішнього навантаження і маси просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції

$$M_0 = \sum_{i=1}^{n} G_i \cdot a_i + \upsilon \cdot \frac{B^2}{8}, \tag{2.122}$$

де G_i — навантаження від маси i–тої ділянки просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції;

$M_{\Delta T}$ — згинальний момент від дії зусиль зсуву відносно розглядуваного перерізу

$$M_{\Delta T} = \sum_{i=1}^{n} \Delta T_i \cdot t \cdot e_i, \tag{2.123}$$

де e_i — ексцентриситет прикладення зсувної сили ΔT_i.

2.7. Визначення геометричних параметрів структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій та області застосування

Як відомо, при проектуванні будівельних конструкцій дуже часто постає проблема пошуку певних геометричних параметрів як перерізів окремих елементів, так і конструкції в цілому, котрі повинні задовольняти низку умов та забезпечувати нормальне функціонування будівлі чи споруди. Важливість розв'язання цієї задачі полягає у тому, що правильний вибір геометричних параметрів сприяє зменшенню матеріаломісткості та вартості з одночасним забезпеченням достатньої жорсткості конструкції при однаковій несучій здатності порівнюваних варіантів [342]. Рішення питання вибору геометричних параметрів особливо актуальне для просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій, оскільки нижній пояс таких конструкцій виготовляється із стрижнів, які за своєю сутністю та ідеєю не призначені для сприйняття зусиль стиску, а тому для виготовлення таких елементів немає потреби застосовувати жорсткі і масивні типи металопрокату, щоб забезпечити несучу здатність та жорсткість конструкції.

Стосовно можливості застосування методів оптимізації, ідея яких полягає у зміні геометричної форми конструкції або у визначенні індивідуальних геометричних розмірів для кожного окремого елемента, то це є неприйнятним для просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій, оскільки це суперечить їх сутності — застосування модульних багаторазово повторюваних елементів.

Іншим питанням, яке тісно пов'язане з проектуванням просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій, є визначення раціональної області застосування (L_{min} — L_{max}), а також пошук раціонального співвідношення між висотою модуля h (рис. 2.48) і прольотом конструкції L (рис. 2.49). Виходячи із результатів дослідження, неведених у роботі [327], де визначено співвідношення (п.п. 1.3.2, формула (1.4)) цих параметрів для конструкцій, які близькі за будовою із створеними — сталева структурна конструкція у поєднанні зі залізобетонними плитами, побудовано залежність

між висотою модуля h і прольотом просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції L (рис. 2.47). Через те, що основні складові елементи створених конструкцій — просторові сталезалізобетонні модулі, можуть бути заводського виготовлення, то їх геометричні розміри не повинні перевищувати транспортні габарити (ширина 3 м; висота 3,2–3,7 залежно від засобу та способу транспортування (висота від рівня дороги до верху конструкції $h \leq 4$ м)) при яких можна здійснювати перевезення вантажів без спеціального дозволу, у зв'язку з цим максимальний проліт L_{max} обмежується 45–52 метрами.

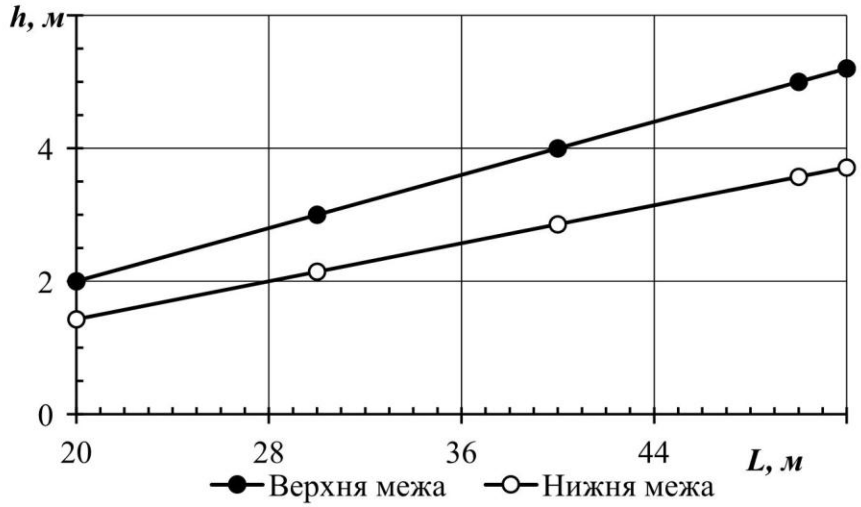


Рисунок 2.47 — Залежність між висотою модуля h і прольотом L просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції, котра отримана на підставі досліджень, наведених у роботі [327]

Прийнявши висоту структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції h за (1.4) та кут нахилу елемента решітки α згідно [327] до своєї горизонтальної проекції, можна визначити розмір модуля a. Отримавши габарити модуля здійснюється розрахунок за розробленою методикою (п. 2.6) та підбір поперечних перерізів відповідно до вимог чинних норм щодо проектування сталевих і залізобетонних норм. Приклад проектування створених конструкцій наведено у сьомому розділі дисертації та частково у працях [33, 41, 184, 201, 202, 294].

У вигнутих конструкціях основним завданням є визначення геометричних параметрів, які забезпечуватимуть розподіл зусиль в елементах

конструкції так, щоб у верхньому поясі діяли лише зусилля стиску, а в елементах нижнього пояса — зусилля розтягу.

Узагалі для кожного конкретного випадку (проліт конструкції) для просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій необхідно визначати свої параметри та геометричні розміри, за яких задовольняється головна умова — відсутність зусиль стиску в елементах нижнього пояса.

Основним геометричним параметром, який впливає на знак зусилля в структурно-вантових сталезалізобетонних вигнутих елементах, є стріла підйому *f*, тому очевидним першочерговим завданням є визначення її максимально можливих значень. Не менш важливим фактором, який визначає знак зусилля в елементах просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкціях, є граничні умови, оскільки в елементах двох ідентичних конструкцій при однаковій стрілі підйому *f*, але при різних умовах закріплення, можуть виникати різні за знаком і величиною внутрішні зусилля.

Для розв'язання поставленої задачі було розроблено програму теоретичного дослідження, суть якої полягала у розрахунку конструкцій. Розрахункові моделі мали різні висоту *h* та розмір просторового модуля *a*, а також кут нахилу стрижнів решітки α до своєї горизонтальної проекції (рис. 2.48).

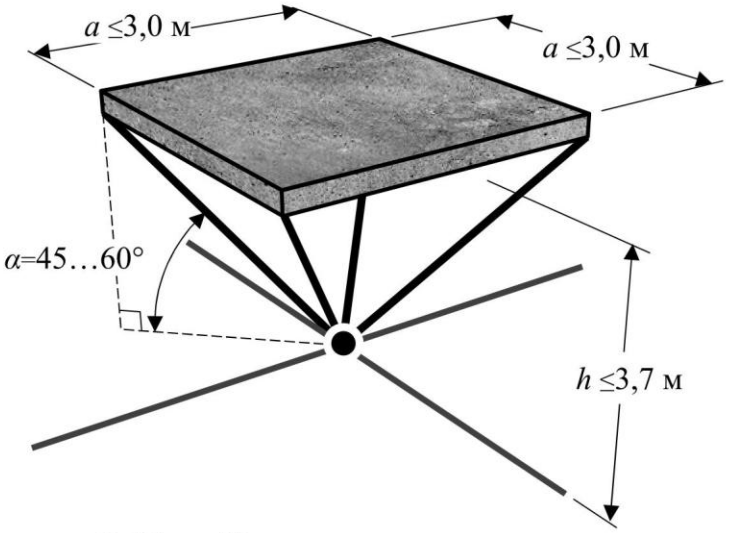


Рисунок 2.48 — Параметри просторового модуля

Визначення висоти модуля *h* здійснюється виходячи з умови максимально допустимих кута нахилу стрижнів решітки ($\alpha_{max} = 60°$) і транспортних габаритів (ширина $a_{max} = 3$ м; висота $h_{max} = 3{,}7$ м) за формулою (2.124).

$$h = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{2 \cdot a^2} \cdot tg\alpha \,. \qquad (2.124)$$

У рівнянні (2.124) розмір модуля a обмежується транспортними габаритами (a_{max} = 3 м). У дослідженнях приймалася структурно-вантова сталезалізобетонна вигнута конструкція прольотом від 10 до 52 м, котра складалася із певної кількості просторових сталезалізобетонних модулів n з розмірами $a \times a \times h$. Шуканим параметром була стріла підйому f (рис. 2.49).

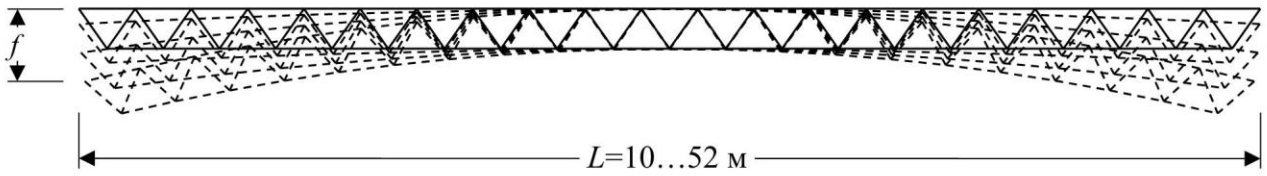
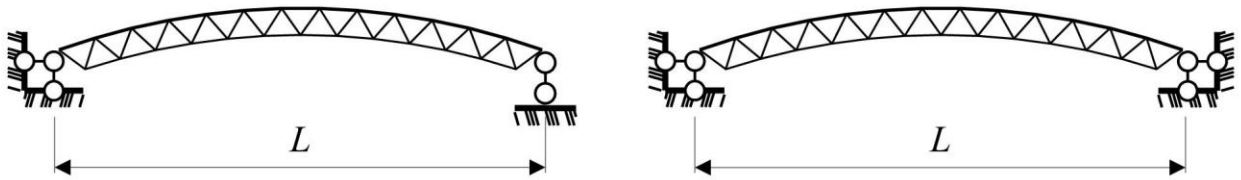


Рисунок 2.49 — Утворення вигину структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції

Варіювання стріли підйому f структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції здійснювалося шляхом поступового зменшення довжини елемента нижнього пояса l. Досліджувалися схеми з шарнірно-нерухомими та шарнірно-рухомими опорами (рис. 2.50).



а) б)

Рисунок 2.50 — Схеми закріплення структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій:

а) схема 1; б) схема 2

Пошуки допустимого діапазону параметра f вигнутих структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій здійснювалися при умові вертикального рівномірно розподіленого та несиметричного навантаження. У результаті аналізу отриманих даних встановлено, що застосовувати другу схему закріплення (рис. 2.50, б) структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій при співвідношенні $f / L < {}^1/_{35}$ не рекомендується через виникнення зусиль розтягу в елементах верхнього поясу, а також при $f / L > {}^1/_{15}$ через

виникнення зусиль стиску в елементах нижнього поясу, тобто допустимий діапазон f / L знаходиться в межах $[{}^1/_{35};{}^1/_{15}]$. Обмеження $f / L < {}^1/_{35}$ стосується також балкових елементів, оскільки при $f = 0$ в плиті крайніх просторових модулів виникають зусилля розтягу. Однак застереження щодо зусиль розтягу в елементах верхнього пояса не є категоричним у випадку застосування армоцементних плит, оскільки відомо, що армоцемент працює на розтяг. Щодо використання першої схеми, то діапазон f / L знаходиться в межах $[0;{}^1/_5]$. Проектувати структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції зі співвідношенням $f / L > {}^1/_5$ не доцільно.

Разом з цим на підставі проведених досліджень встановлено, що зі збільшенням стріли підйому f, внутрішнє осьове зусилля N в елементах конструкції залежно від способу закріплення змінюється по-різному (рис. 2.51–2.53).

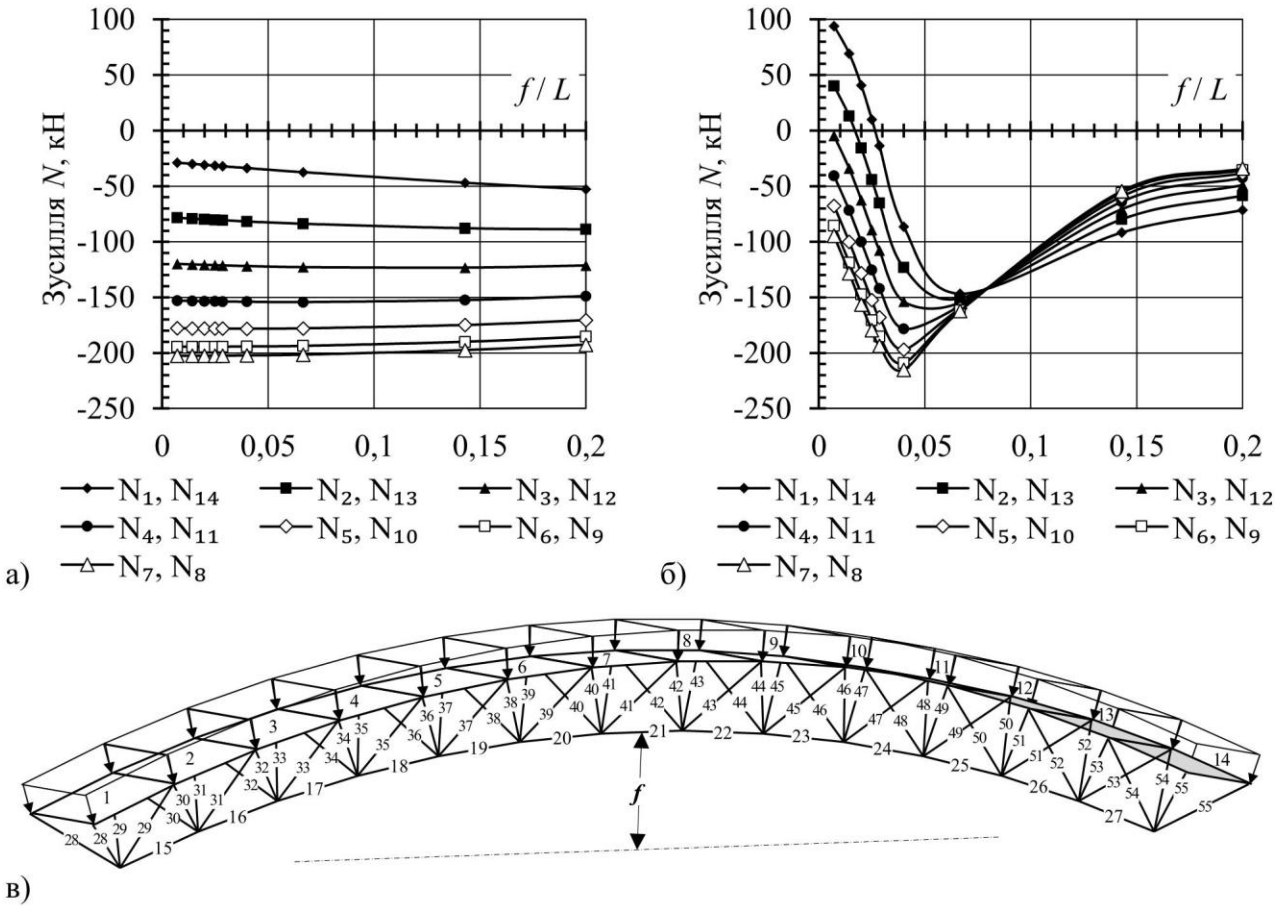


Рисунок 2.51 — Характер змінювання внутрішнього поздовжнього зусилля N в елементах верхнього пояса залежно від величини f / L при рівномірно розподіленому навантаженні:

а) закріплення за схемою 1; б) закріплення за схемою 2; в) розрахункова схема

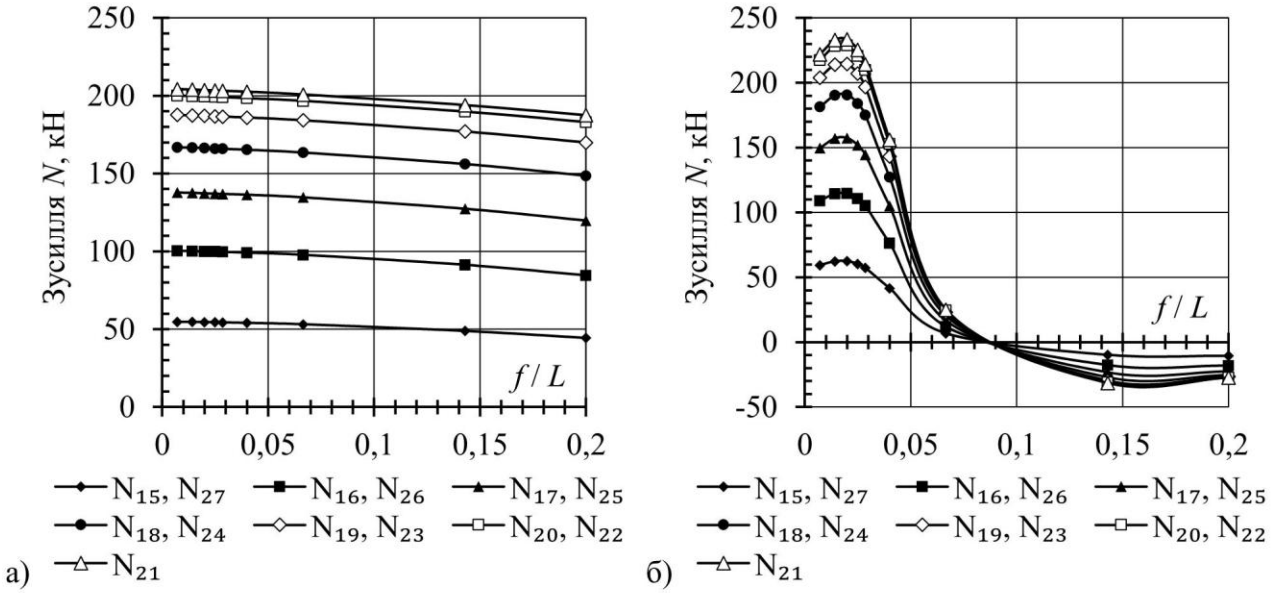


Рисунок 2.52 — Характер змінювання внутрішнього поздовжнього зусилля N в елементах нижнього пояса залежно від величини f / L при рівномірно розподіленому навантаженні:

а) закріплення за схемою 1; б) закріплення за схемою 2

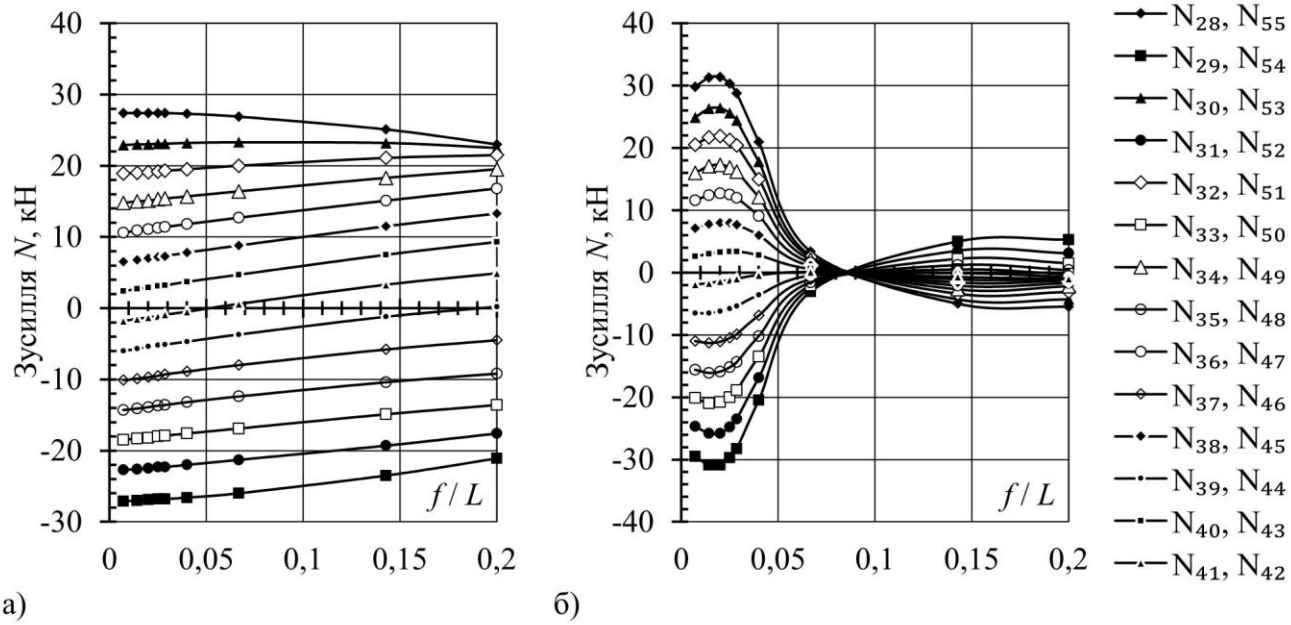


Рисунок 2.53 — Характер змінювання внутрішнього зусилля N в елементах решітки залежно від величини f / L при рівномірно розподіленому навантаженні:

а) закріплення за схемою 1; б) закріплення за схемою 2

Визначені співвідношення стріли підйому конструкції до її прольоту f / L приймалися у подальших дослідженнях.

2.8. Висновки за другим розділом

За результатами проведених досліджень, що присвячені створенню нових ефективних конструкцій зроблено наступні висновки:

1. На основі узагальнених даних, одержаних у результаті аналізу теоретичних і експериментальних досліджень відомих конструктивних рішень, їх специфіки проектування, переваг та недоліків, було сформульовано ідею нових конструкцій, яка полягала у набутті ними високих міцнісних властивостей і техніко-економічних показників завдяки поєднанню ефективних конструктивних рішень, раціонального використання матеріалів і суміщення функцій її елементами. Згідно цієї ідеї було створено новий тип конструкцій, які отримали назву ***просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції***.

2. Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції складаються з гнучких стрижневих елементів і жорстких просторових модулів. Стрижневі гнучкі елементи відіграють роль нижнього пояса і призначені сприймати лише зусилля розтягнення. Вони можуть виготовлятися зі сталевого каната, сталевих прутів тощо. Просторовий модуль виготовляється як наскрізний плитно-стрижневий пірамідальний елемент з основою у вигляді багатокутника, яка відіграє роль верхнього пояса (плити) і залежно від різних умов може бути залізобетонною, армоцементною, сталезалізобетонною тощо. Бічні ребра такого пірамідального елемента виготовляються зі сталевих труб круглого перерізу, а на його вершинах улаштовуються деталі вузлів з'єднання.

3. Виготовлення просторових модулів і стрижневих гнучких елементів виконується у заводських умовах із застосуванням типового обладнання. Відмінною ознакою технології виготовлення просторових модулів є спосіб бетонування плити, яке відбувається у перевернутому положенні на рівній поверхні із застосуванням мінімуму опалубки або взагалі без неї при наявності сталевого обрамлення плити.

4. Забезпечення сумісної роботи складових елементів просторового модуля (плити та стрижнів) відбувається без застосування спеціальних

анкерних засобів на стадії бетонування плити шляхом з'єднання труб з її армуванням.

5. Для складання просторових модулів і гнучких стрижневих елементів у конструкцію покриття для їх сумісної роботи було розроблено низку вузлових болтових з'єднань спрощеної будови.

6. До основних конструктивних переваг створених просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій відноситься те, що вони являються модульними збірними системами, у яких реалізовано принцип раціонального використання матеріалів завдяки оригінальному поєднанню несучих плитних і стрижневих елементів та ефективному використанню їх фізико-механічних властивостей, у тому числі просторове поєднання для сумісної роботи стиснутих жорстких та розтягнутих гнучких стрижнів. Окрім цього, до особливостей відноситься суміщення несучої та захисної функцій верхнім поясом.

7. До переваг технологічно характеру просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій відносяться проста будова конструкції в цілому та нескладна конструкція вузлів болтового з'єднання зокрема. Завдяки запропонованим болтовим вузлам з'єднання, на відміну від класичних структурних конструкцій, у розроблених конструкціях досягається зменшення загальної кількості болтів. Одночасно з цим до переваг цієї групи належить проста технологія виготовлення модульних елементів і монтажу конструкції, яка не передбачає застосування складних та вартісних риштувань і опалубних робіт.

8. На основі прийнятих припущень, що створена конструкція складається з шарнірно з'єднаних між собою жорстких елементів (модулів) і стрижневих елементів (нижнього пояса) сформульовано положення та запропоновано підхід щодо її розрахунку. Особливості розрахунку полягають у визначенні зусилля S, що, при дії зовнішнього навантаження F прикладеного у вузлах з'єднання верхнього пояса, виникає у вершинах жорстких і стрижневих елементів у безпосередній близькості до вузлів з'єднання шляхом розв'язання системи рівнянь (2.44), яка встановлює взаємозв'язок між зовнішнім навантаженням F і

характеристиками напружено-деформованого стану. Запропонований підхід використовується для розрахунку просторових і плоских систем. В останньому випадку просторова схема приводиться до плоскої, яка складається з жорстких дисків і стрижнів.

9. Установлено співвідношення між геометричними параметрами (h — висота модуля, α — кут нахилу стрижнів модуля до своєї горизонтальної проекції та a — розмір модуля на плані) просторових модулів і прольотом створеної конструкції L, які дозволяють зводити конструкції покриттів малих і великих прольотів громадських будівель та промислових споруд різних галузей виробництва. У зв'язку з тим, що модулі виготовляються в заводських умовах, то їх розміри обмежуються транспортними габаритами. Таким чином, виходячи з максимально допустимого для перевезення без спеціального дозволу розміру модуля $\alpha \le 3$ м та залежно від прийнятого кута нахилу стрижнів ($30° \le \alpha \le 60°$) максимальна висота модуля h може досягати 3,7 м.

10. На основі проведених власних теоретичних досліджень та аналізі праць попередників [327] встановлено сферу застосування створених конструкцій — діапазон рекомендованих прольотів до 52 м, а також отримано допустиме співвідношення стріли підйому вигнутої конструкції до її прольоту f/L, яке залежно від граничних умов, прольоту L та висоти модуля h має різне значення, зокрема допустимий діапазон f/L для конструкції, що має з обох боків шарнірно-нерухомі опори знаходиться в межах від $^1/_{35}$ до $^1/_{15}$. Для конструкцій, що мають з одного боку щарнірно-рухому, а з іншого шарнірно-нерухому опори діапазон допустимих значень f/L знаходиться в межах від 0 до $^1/_5$.

11. Новизна й оригінальність розроблених конструкцій підтверджена патентами України. До того ж отримані результати свідчать про безсумнівні переваги таких конструкцій, на підставі яких можна стверджувати про їх ефективність та ресурсоекономність порівняно з аналогами, що безперечно впливає на загальну вартість реалізації проекту, а отже, і на конкурентоздатність.

12. Зважаючи на те, що створено нову конструкцію та запропоновано низку назв їх елементів, то для кращого сприйняття інформації та коректного уявлення про будову створених конструкцій складено схему (рис. 2.54.), яка демонструє всю номенклатуру їх складових елементів і назв. Зі схеми видно, що основними елементами створених конструкцій є просторовий модуль (позиція 1) та гнучкий елемент нижнього пояса (позиція 5), а поняття «Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції» узагальнює всі розробки.

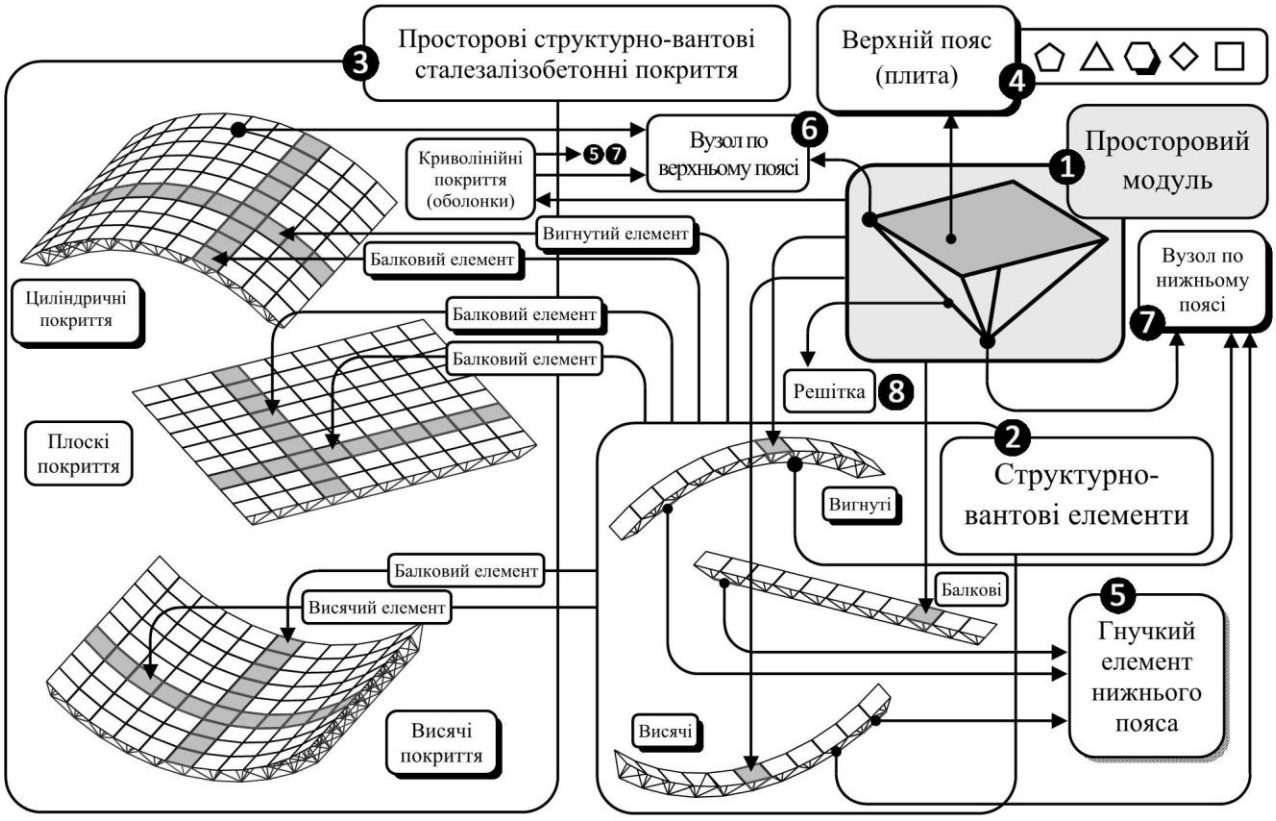


Рисунок 2.54 — Класифікація та номенклатура створених конструкцій

З огляду на основні пріоритети розвитку економіки країни, які передбачають упровадження нових енергоощадних технологій, дослідження розроблених конструкцій з їх особливостями та перевагами є надзвичайно актуальним і перспективним напрямом розвитку будівельної галузі. Однак для отримання повних даних та інформації, на підставі яких можна буде обґрунтувати техніко-економічну ефективність та з упевненістю говорити про перевагу розроблених конструкцій над існуючими аналогами, необхідно виконати ряд ґрунтовних і комплексних експериментальних та теоретичних досліджень.

РОЗДІЛ 3
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ГЕОМЕТРИЧНО ПОДІБНИХ МОДЕЛЕЙ ПРОСТОРОВИХ СТРУКТУРНО-ВАНТОВИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

Поєднання при дослідженні складних або нових будівельних конструкцій методів математичного (сьомий розділ) і фізичного моделювання обумовлює доцільність застосування принципу декомпозиції (членування) об'єкта досліджень на більш прості елементи, особливо цей принцип ефективний при дослідженні конструкцій, що складаються з великої кількості однотипних елементів і вузлів [248]. Тому для отримання даних, які дадуть можливість оцінити особливості роботи просторових сталезалізобетонних структурно-вантових конструкцій при дії різних видів навантаження, було прийнято рішення дослідити деформативність створених конструкцій на моделях [38, 186, 190]. Для цього було складено програму експериментальних досліджень, яка передбачала випробовування моделей структурно-вантових конструкцій під дією статичного навантаження. Дослідження виконувалися сумісно з аспірантом С. А. Гапченком [203] і магістрантами Ю. Л. Гладченком [68] та Я. П. Савченком.

3.1. Конструкції та виготовлення експериментальних зразків

Класифікація дослідних моделей. Для вивчення особливостей деформування створених конструкцій було розроблено та виготовлено моделі, загальною кількістю 10 шт., які поділили на дві групи. Перша група дослідних зразків включала в себе моделі окремих лінійних секцій структурно-вантового покриття. Друга група дослідних зразків включала в себе модель просторового структурно-вантового циліндричного покриття (рис. 3.1) [190, 293].

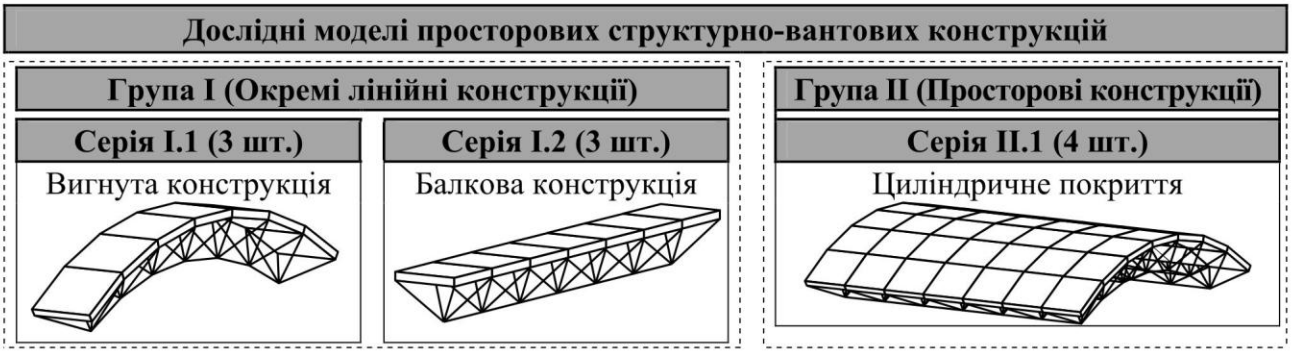
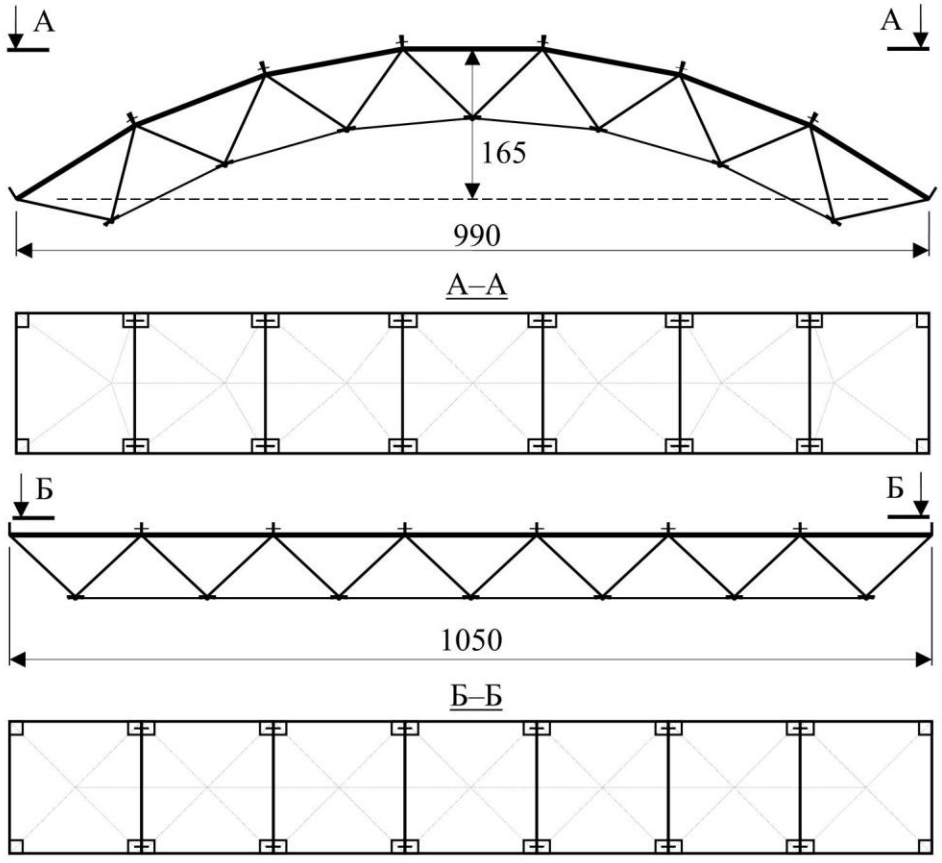


Рисунок 3.1– Класифікація дослідних моделей створених конструкцій [293]

Відповідно до рекомендацій НДІБК (НИИСК) [248] виготовлення фізичних моделей структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій здійснювалося на підставі теорії подібності та розмірностей, прийнятих в [86, 172], а також з урахуванням результатів теоретичних досліджень, які наведені у пункті 2.7, а саме визначення геометричних розмірів та співвідношення стріли підйому до прольоту. Перевірка адекватності розроблених моделей згідно до [248] проводилася зіставленням даних експериментальних досліджень з результатами чисельних (шостий розділ). Згодом було встановлено високу їх збіжність, що є однозначним підтвердження коректності проведеного дослідження.

Дослідні моделі І групи. Моделі цієї групи були поділені на дві серії: серія І.1 — вигнуті моделі та серія І.2 — балкові моделі. Було запроектовано та виготовлено вигнуту структурно-вантову конструкцію прольотом 990 мм (рис. 3.2, а) та балкову прольотом 1050 мм (рис. 3.2, б). Кожна модель складалася із семи просторових модулів з розмірами на плані 150×150 мм та висотою 70 мм (рис. 3.3), що з'єднувалися по верхньому поясі за допомогою болтового з'єднання, а по нижньому поясі — сталевим дротом.



а)

б)

Рисунок 3.2 — Схеми дослідних моделей структурно-вантової конструкції:
а) вигнута модель; б) балкова модель

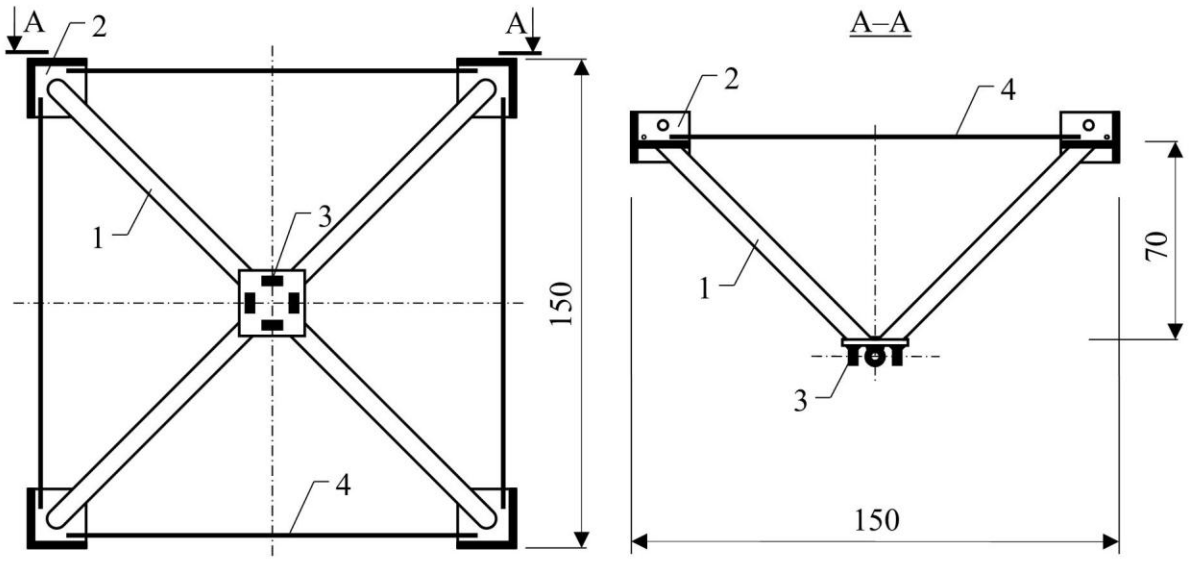
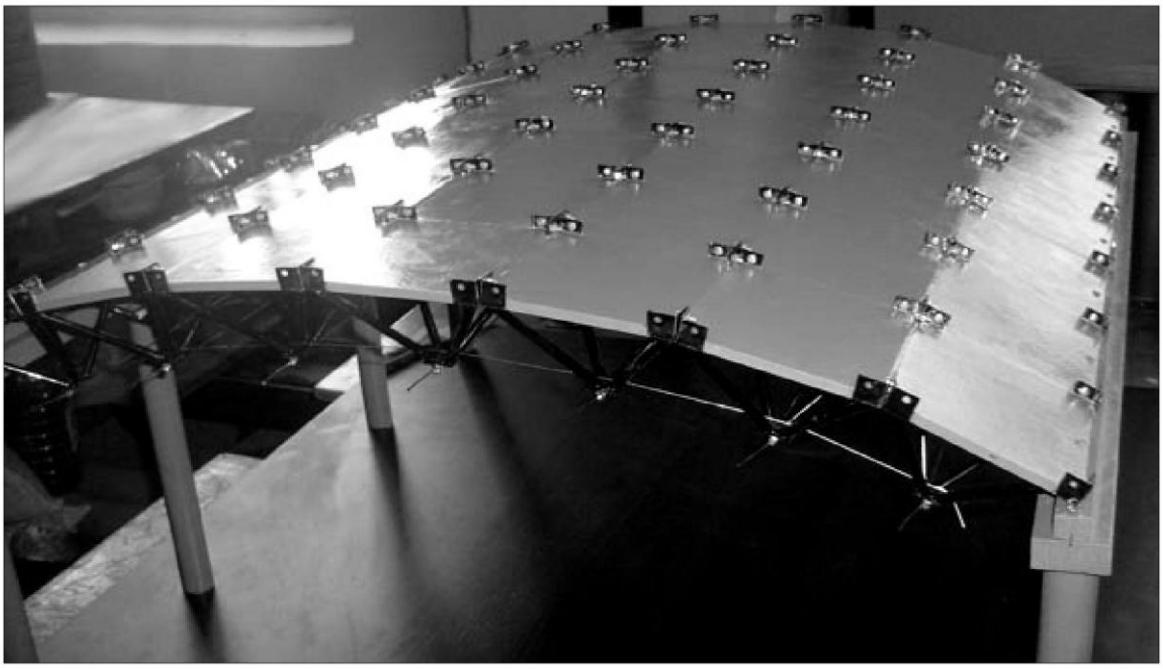


Рисунок 3.3 — Каркас моделі просторового модуля:
1 — мідні трубки; 2 — закладні деталі; 3 — гайки для фіксування троса; 4 — армувальний дріт

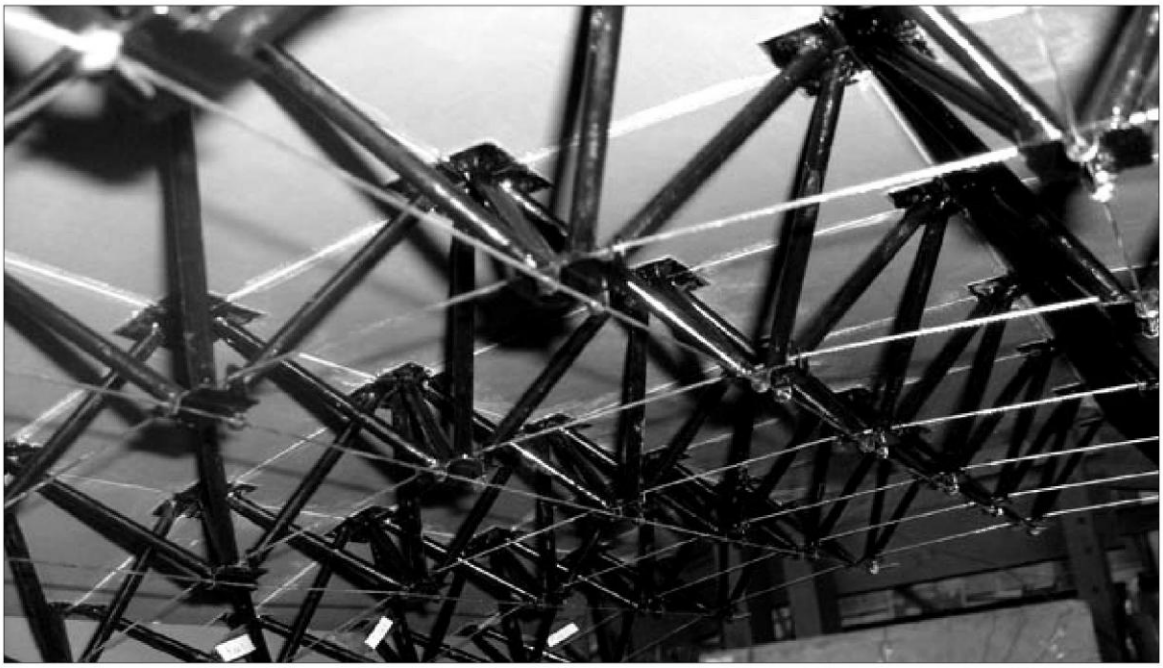
Матеріалами для виготовлення верхнього пояса моделей створених конструкцій слугували гіпсові плити, решітка з мідних трубок і сталевий дріт з нержавіючої сталі. Усі зразки виготовлялися шляхом спаювання елементів решітки із закладними деталями. Для виготовлення експериментальних зразків було використане гіпсове тісто, яке приготовлене у відповідності до технічних умов ДСТУ Б В.2.7–104–2000. Міцність гіпсового каменя визначалася у відповідності до ДСТУ Б В.2.7–82:2010 шляхом проведення випробувань стандартних зразків. Проектна міцність гіпсу (марка гіпсу) Г–5 Б–II. Деформаційні характеристики гіпсового каменю визначалися у відповідності ДСТУ ГОСТ 28985:2008. Встановлено, що E=6,4×10³ МПа, а υ=0,19. Гіпсові плити були зміцнені плетеною сіткою з чарункою 3×3 мм та мідним дротом d =0,5 мм. Для виготовлення нижнього пояса моделей створених конструкцій було використано сталевий дріт d =1,0 мм. Закладні та вузлові деталі були виготовлені зі сталевого оцинкованого листа товщиною 0,5 мм. Вибір матеріалів дослідних моделей приймався згідно до рекомендацій [248] та міркувань забезпечення найменшої маси та жорсткості моделей в цілому, щоб якомога краще дослідити схеми деформування створених конструкцій. Також при виборі матеріалів до уваги приймалося те, що на деформативність всієї системи суттєво впливають деформації нижнього пояса, а не модулів, саме тому пояс був виготовлений зі сталевого дроту, а модулі — з гіпсу та мідних трубок, оскільки їх деформації порівняно з деформаціями нижнього поясу є

зневажливо малими. Слід також зазначити, що метою експериментів було встановити схеми деформування системи в цілому, а не деформації чи переміщення окремих елементів чи вузлів відповідно, тому розміри дослідних моделей приймалися із міркувань зручності виготовлення та дослідження (прийнятність застосування фотограмметричного методу), як це рекомендується у [248].

Дослідні моделі II групи. Модель циліндричного покриття складалася із 49 просторових модулів з розмірами на плані 110×110 мм та висотою 50 мм (рис. 3.4).



а)



б)

Рисунок 3.4 — Вигляд зверху (а) і знизу (б) моделі просторового структурно-вантового циліндричного покриття

Схема моделі просторового структурно-вантового циліндричного покриття наведена на рисунку 3.5

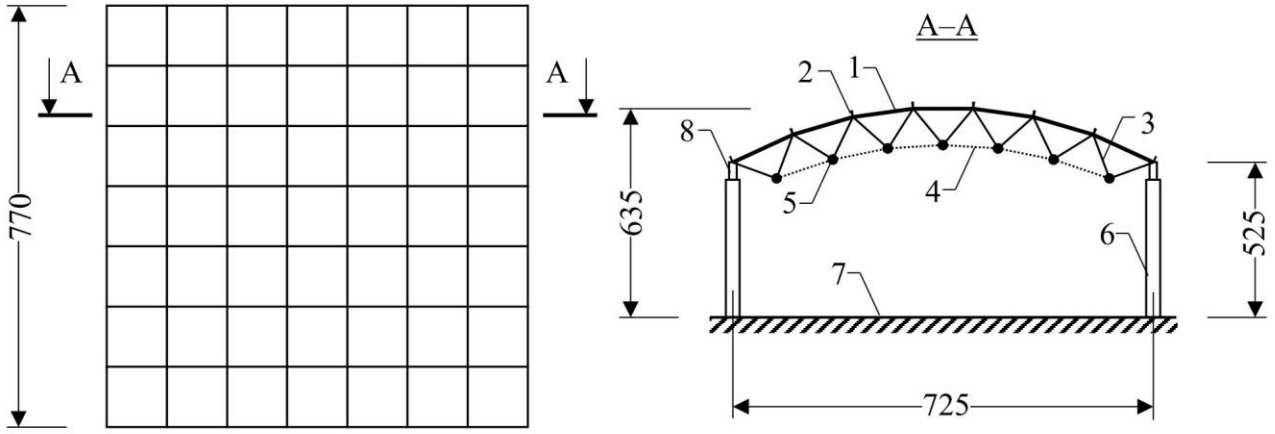


Рисунок 3.5 — Схема дослідної моделі структурно-вантової циліндричної оболонки [190, 293]:

1 — верхній пояс моделі покриття; 2 — з'єднання по верхньому поясі; 3 — елементи решітки моделі покриття; 4 — нижній пояс моделі покриття; 5 — з'єднання по нижньому поясі; 6 — опора; 7 — платформа; 8 — ригель

3.2. Методика експерименту та його проведення

З метою виявлення особливостей роботи створених конструкцій було розроблено методику експериментальних досліджень. Суть методики полягала у дослідженні моделей таких конструкцій при дії умовно рівномірно розподіленого та зосередженого навантаження. При дії рівномірно розподіленого навантаження були досліджені моделі першої групи, а при дії вузлового навантаження — зразки другої групи.

Для заміру переміщень було застосовано фотограмметричний метод, прийнятність та обґрунтованість якого для вимірювання деформацій наведено у монографії [71].

Особливості прийнятого методу вимірювання переміщень. Суть фотограмметричного методу полягає у застосуванні цифрової дзеркальної фотокамери та цифро-аналітичному аналізі знімків. Особливість та перевага цього методу порівняно із класичними методами дослідження деформованого стану конструкцій полягає у можливості дослідження значної кількості точок. Для реалізації цього методу було виготовлено спеціальний стенд із нанесеною на ньому контрольною сіткою та спеціальні марки-позначки (рис. 3.6).

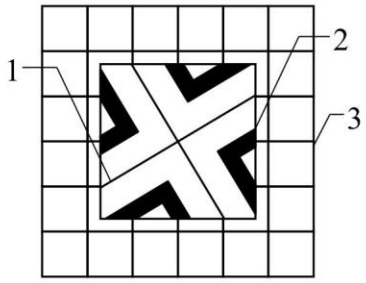


Рисунок 3.6 — Спеціальна марка-позначка:
1 — перехрестя; 2 — розпізнавальний знак; 3 — орнамент

Марка-позначка складалася з внутрішнього перехрестя, розпізнавального знака й орнаменту. Центральне перехрестя розміщується під кутом 30° відносно свого геометричного центру, а орнамент розміщується навколо розпізнавального знака та зображується у вигляді сітки з квадратів. Лінії сітки орнаменту дають змогу корегувати положення по вертикалі та горизонталі вимірювальних марок. Такі марки-позначки розміщувалися на досліджуваній конструкції у місцях найбільш цікавих і характерних (рис. 3.7–3.9).

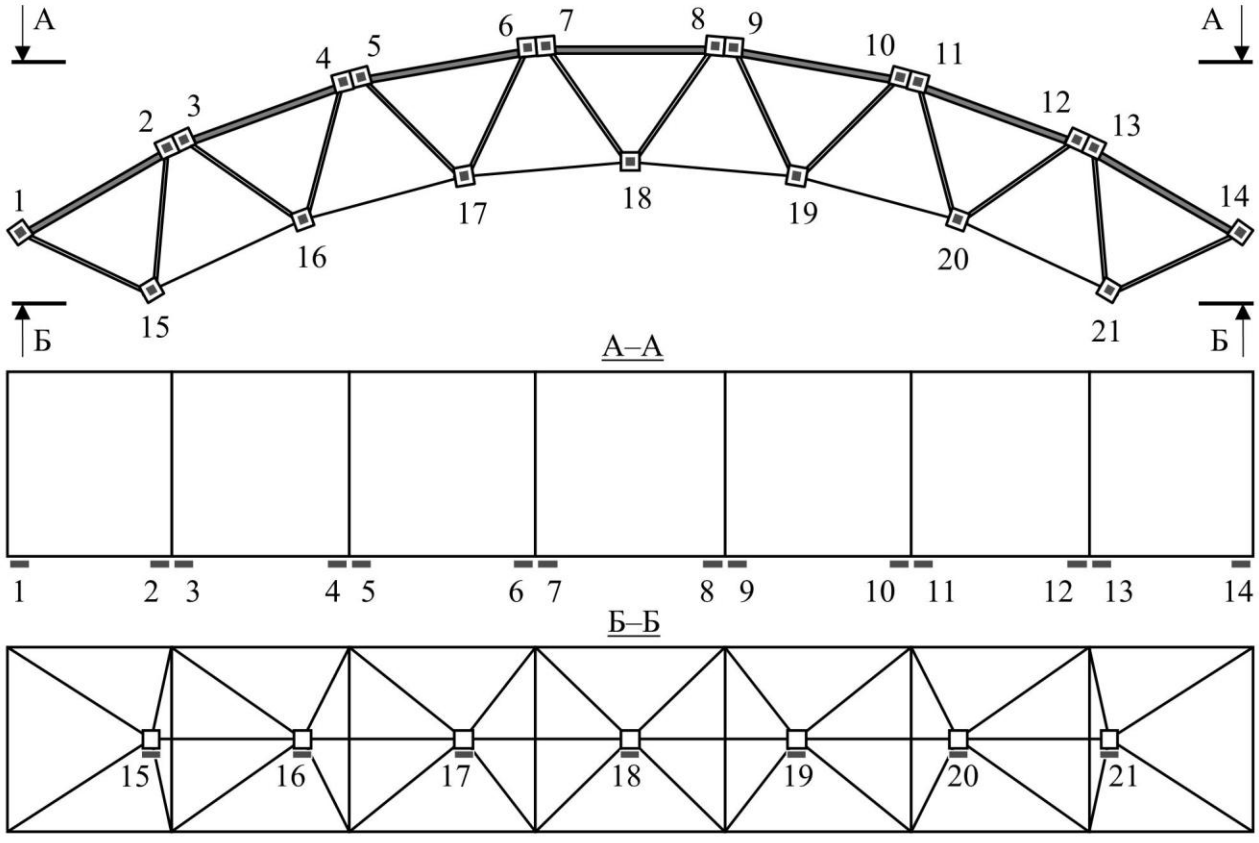


Рисунок 3.7 — Схема розміщення марок-позначок (маркувальних знаків) на моделі вигнутої конструкції

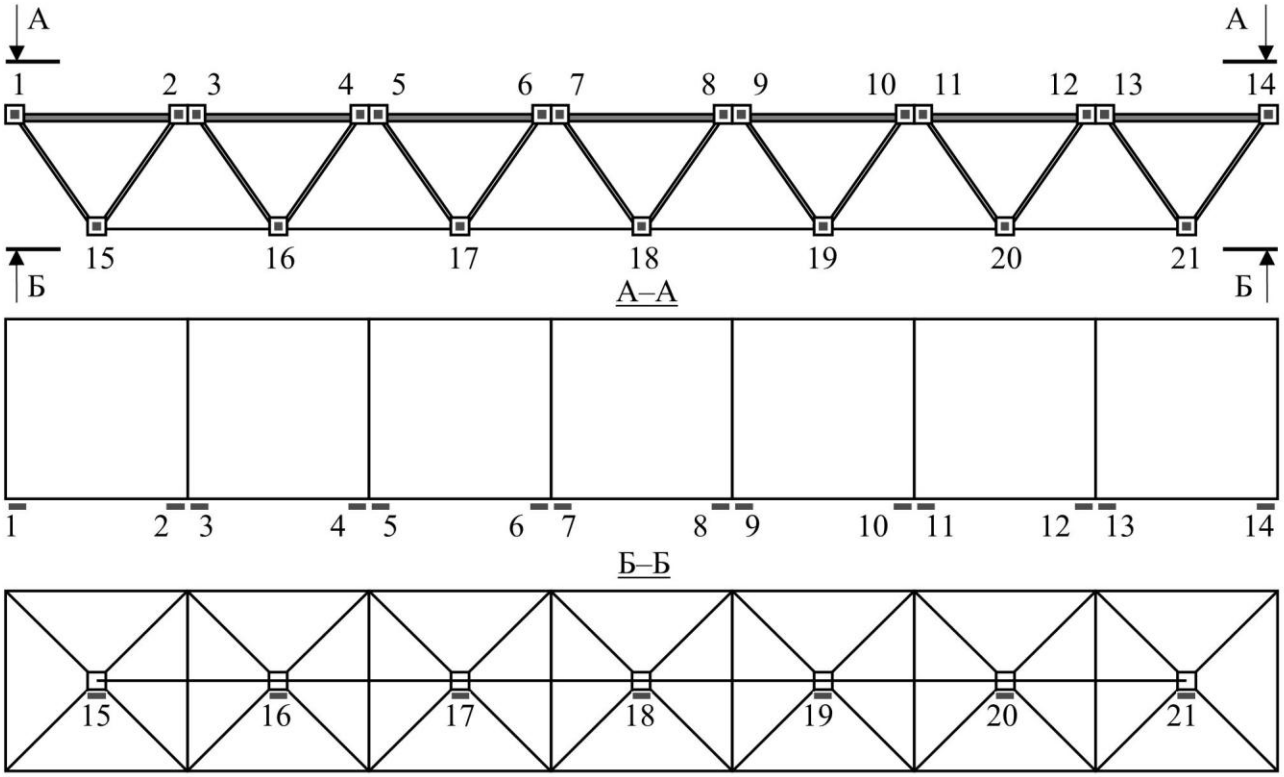


Рисунок 3.8 — Схема розміщення марок-позначок (маркувальних знаків) на моделі балкової конструкції

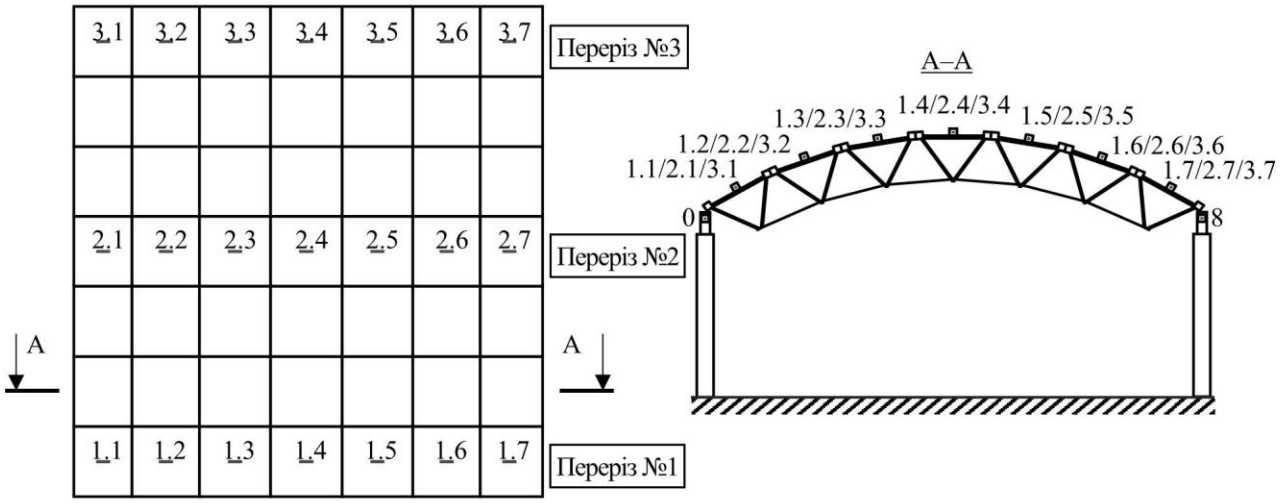


Рисунок 3.9 — Схема розміщення марок-позначок (маркувальних знаків) на моделі циліндричного покриття [186]

Марки-позначки на дослідних моделях структурно-вантових конструкцій першої групи були розміщені на бічних поверхнях верхнього та нижнього поясів у вузлах з’єднання. Зважаючи на те, що моделі цієї групи були лінійними, тобто один габаритний розмір (довжина) значно перевищував інший (ширину), то такий спосіб розміщення маркувальних знаків був достатнім, щоб об’єктивно та повною мірою оцінити деформативність.

У випадку дослідження деформативності моделей конструкцій другої групи маркувальні знаки розміщували безпосередньо на верхньому поясі кожного просторового модуля. Зважаючи на те, що довжина та ширина на плані моделей цієї групи були однаковими, то, щоб об'єктивно оцінити їх особливості просторової роботи, необхідно було дослідити деформації як у поздовжньому, так і в поперечному напрямках. З цією метою маркувальні знаки були розміщені у трьох перерізах. Розміщення досліджуваних перерізів приймалося так, щоб можна було отримати якомога повну картину деформування моделі покриття. Таким чином, було прийнято рішення розмістити маркувальні знаки у перерізах, які максимально близько знаходяться до країв моделі покриття та у перерізі, який розміщений посередині моделі.

Обладнання та пристосування. Для створення цифрових зображень застосовано дзеркальну цифрову камеру Nikon. Аналіз та обмірювання цифрових фотознімків здійснювалися на дисплеї з роздільною здатністю 1366768 пікселів зі співвідношенням сторін 16:9.

Основні характеристики та схеми дослідження моделей I групи. Для випробування моделей першої групи було прийнято схему дослідження з наведеними нижче характеристиками (рис. 3.10). Цифрові зображення створювалися з розширенням 3264×2448 пікселів, фізичний розмір яких приблизно дорівнював 0,00177 мм, кутова величина пікселя дорівнювала 1'03.2". Фокусна відстань для дослідження моделі балкової конструкції f дорівнювала 3277 пікселів. Відстань до поверхні з маркувальними знаками верхнього пояса Y_{v1} дорівнювала 847457 пікселів, до поверхні з маркувальними знаками нижнього пояса Y_{v2} — 887006 пікселів, до поверхні з контрольними точками Y_k — 943503 пікселів (рис. 3.10, а). Фокусна відстань для дослідження моделі вигнутої конструкції f дорівнювала 3277 пікселів. Відстань до поверхні з маркувальними знаками верхнього пояса Y_{v1} дорівнювала 847457 пікселів, до

поверхні з маркувальними знаками нижнього пояса Y_{v2} — 887006 пікселів, до поверхні з контрольними точками Y_k — 943503 пікселів (рис. 3.10, б).

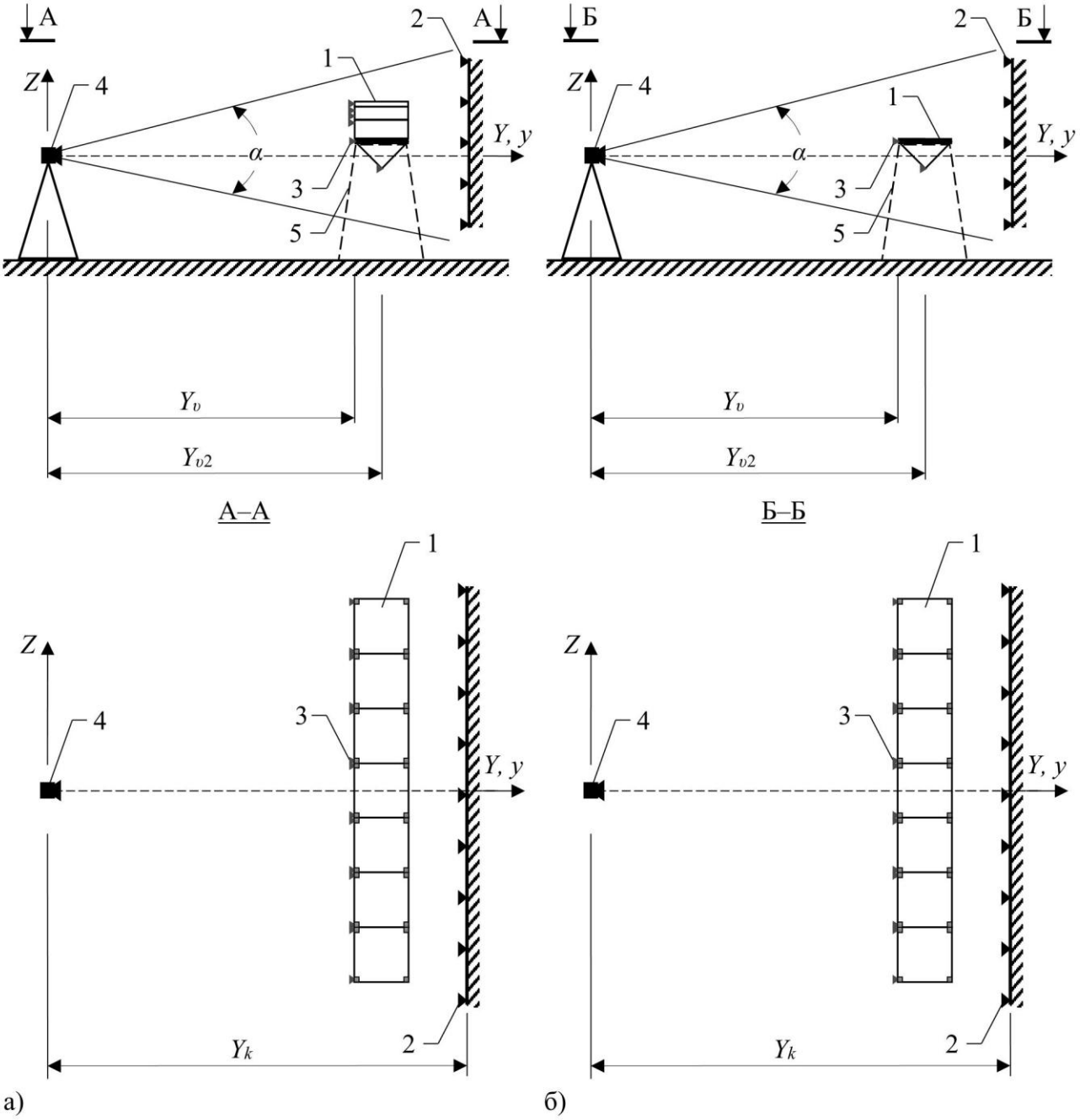


Рисунок 3.10 — Схема дослідження моделей просторових структурно-вантових конструкцій першої групи:

а) вигнута модель; б) балкова модель; 1 — конструкція; 2 — стенд з контрольною сіткою; 3 — маркувальний знак; 4 — фотокамера; 5 — опора

Основні характеристики та схема дослідження моделей II групи. Для випробування моделей другої групи було прийнято схему з наведеними нижче характеристиками (рис. 3.11).

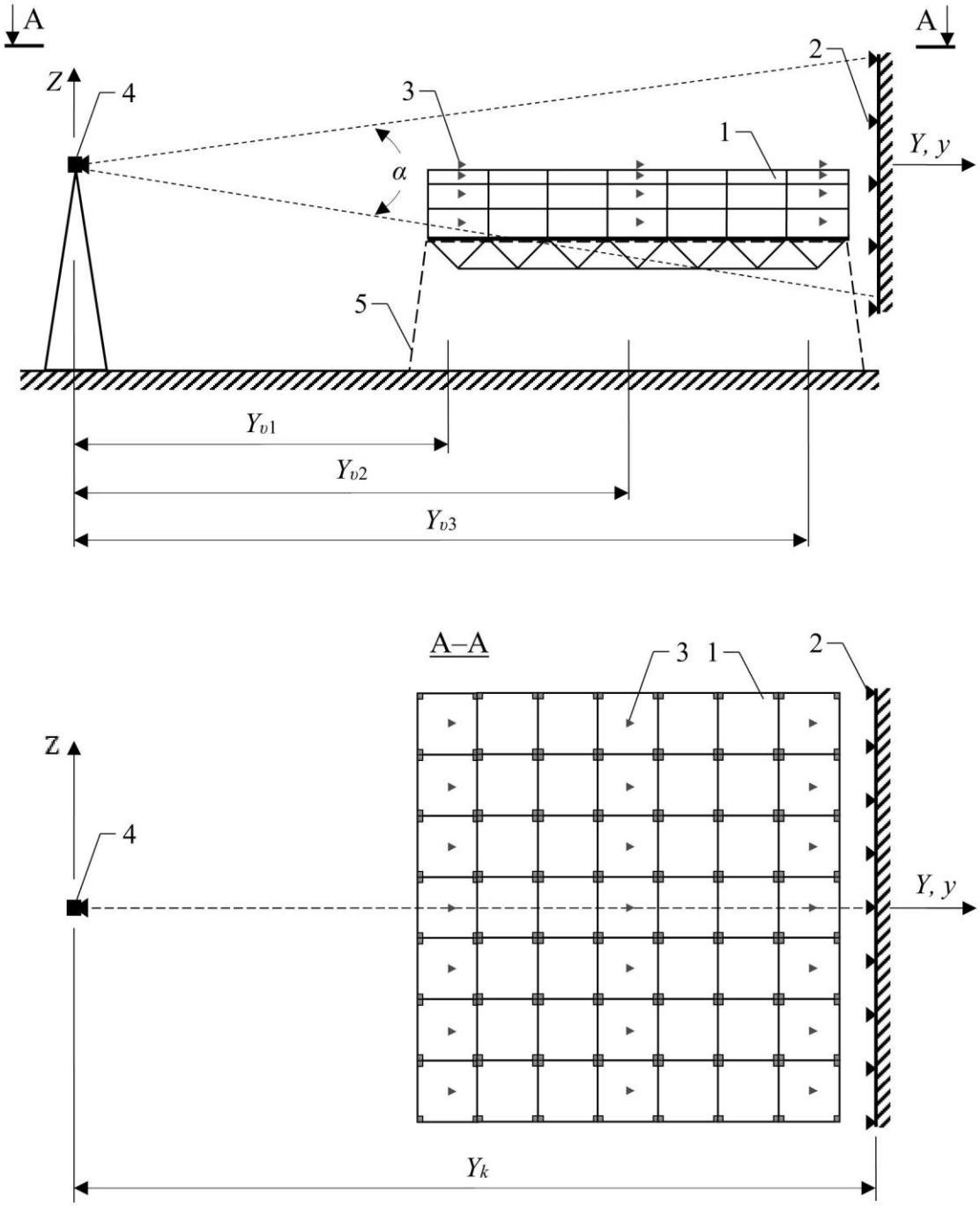
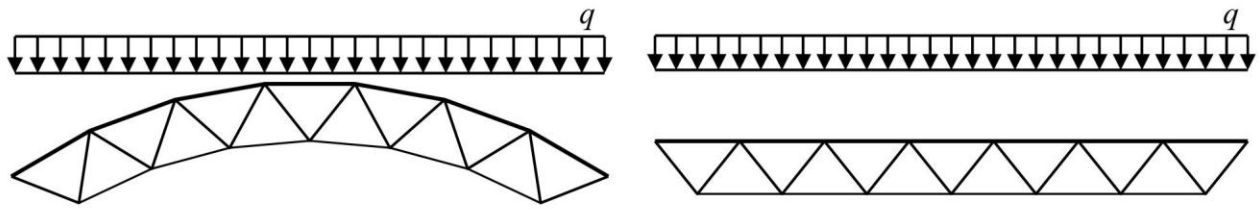


Рисунок 3.11 — Схема дослідження моделей другої групи [186, 190]:
1 — модель циліндричного покриття; 2 — стенд з контрольною сіткою; 3 — маркувальний знак; 4 — фотокамера; 5 — опора

Цифрові зображення створювалися з розширенням 4608×3456 пікселів, фізичний розмір яких приблизно дорівнював 0,001347222 мм, кутова величина пікселя дорівнювала 1’03.2". Фокусна відстань f дорівнювала 2969 пікселів. Відстань до поверхні з маркувальними знаками 1-ого профілю Y_{v1} дорівнювала 601237 пікселів, до поверхні з маркувальними знаками 2-ого профілю Y_{v2} — 846185

пікселів, до поверхні з маркувальними знаками 3-ого профілю Y_{v3} — 1091134 пікселів, до поверхні з контрольними точками Y_k — 1113402 пікселів.

Навантаження та способи його прикладення. Відповідно до технічної теорії тонких оболонок [167], яка передбачає розрахунок конструкції на рівномірно розподілене навантаження, дослідження моделей першої групи здійснювалося саме на таке навантаження, яке прикладалося до верхнього пояса за єдиною схемою (рис. 3.12–3.14). Проте, у зв'язку з тим, що розроблені конструкції є двопоясними, то при дослідженні моделей другої групи було прийнято рішення прикладати навантаження у вузлах нижнього пояса за двома схемами (рис. 3.15–3.17) з метою встановити прийнятність для конструкцій застосування підвісного обладнання тощо.



а) б)

Рисунок 3.12 — Схема завантаження моделей першої групи:
а) вигнута конструкція; б) балкова конструкція

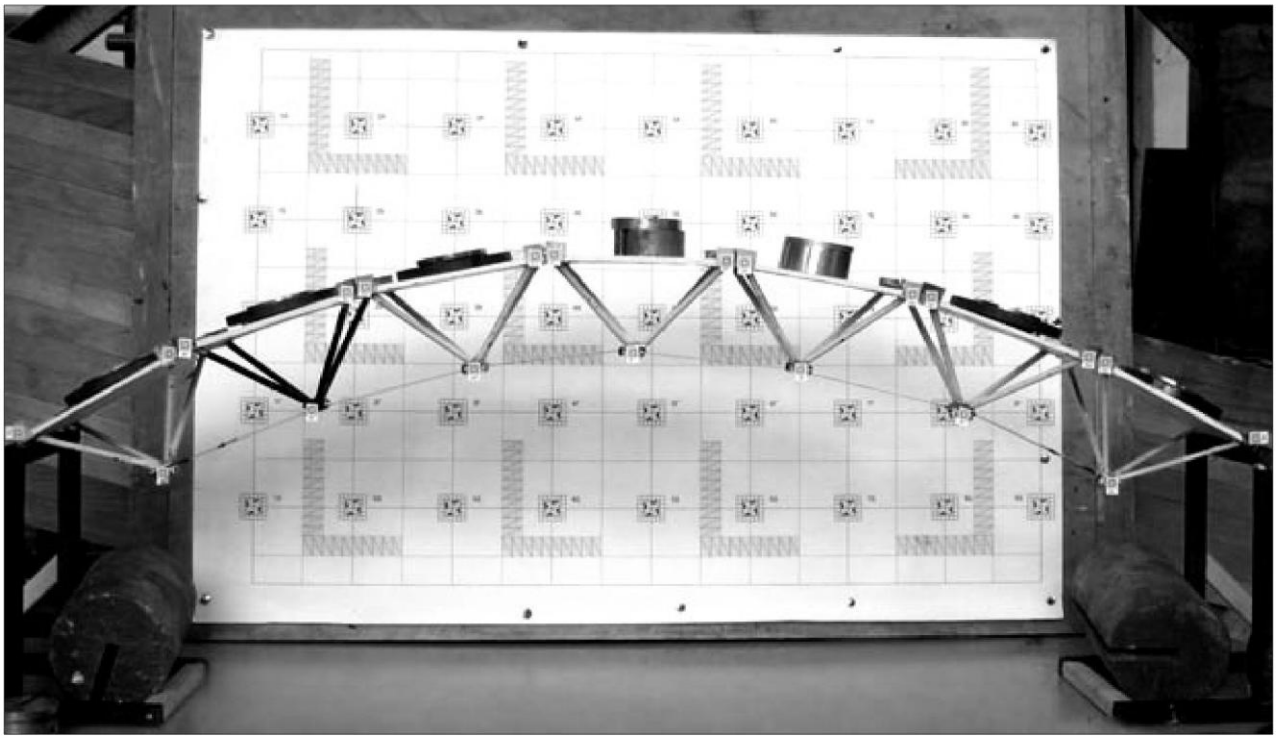


Рисунок 3.13 — Дослідна модель вигнутої структурно-вантової конструкції під час випробовування

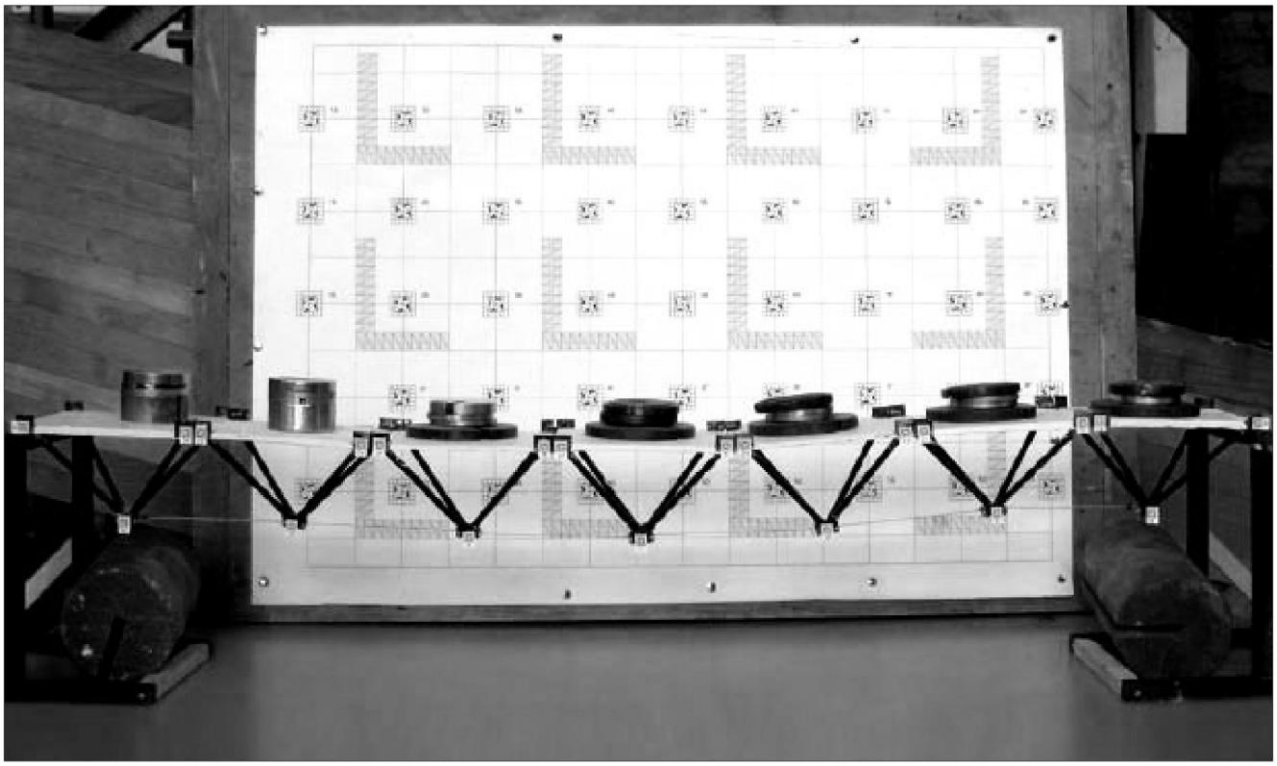
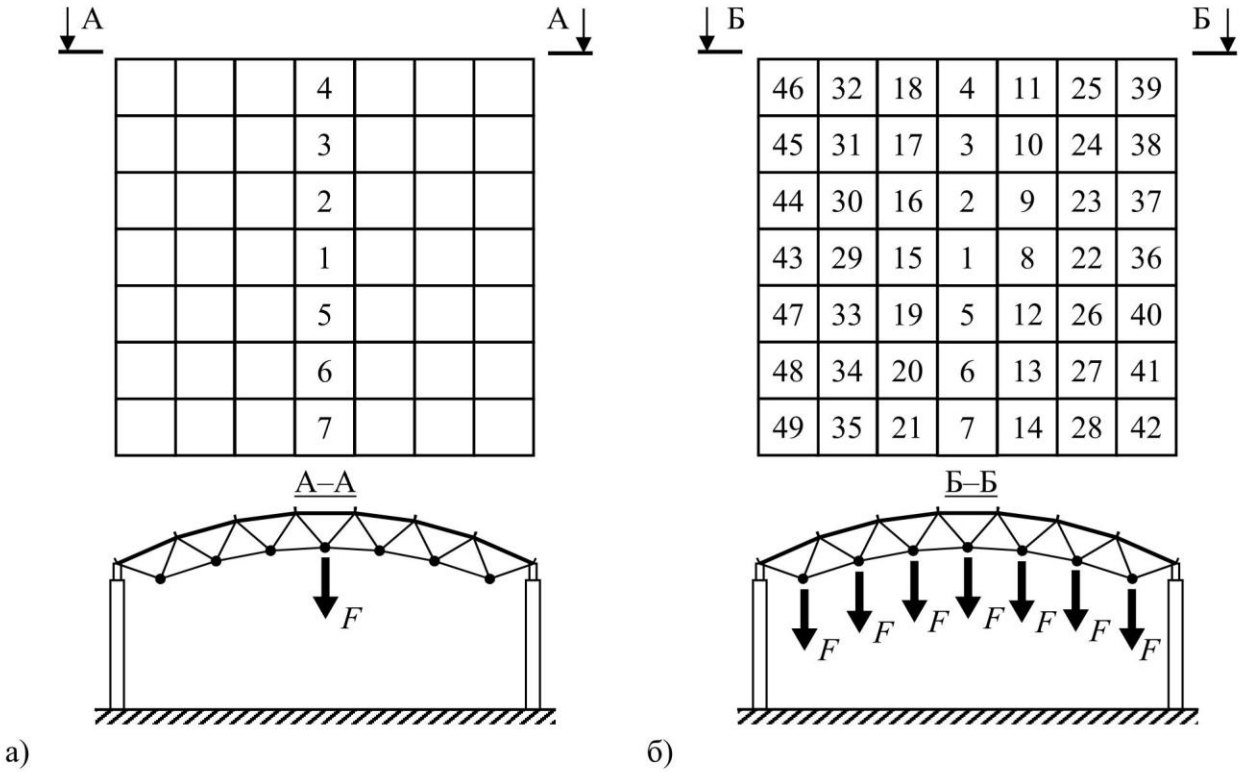


Рисунок 3.14 — Дослідна модель балкової структурно-вантової конструкції під час випробовування



а) б)

Рисунок 3.15 — Схема завантаження моделей другої групи:

а) зосередженою силою (схема № 1) [186]; б) розподіленим навантаженням (схема № 2) [190]; 1, 2 … *n* — послідовність прикладення ваги

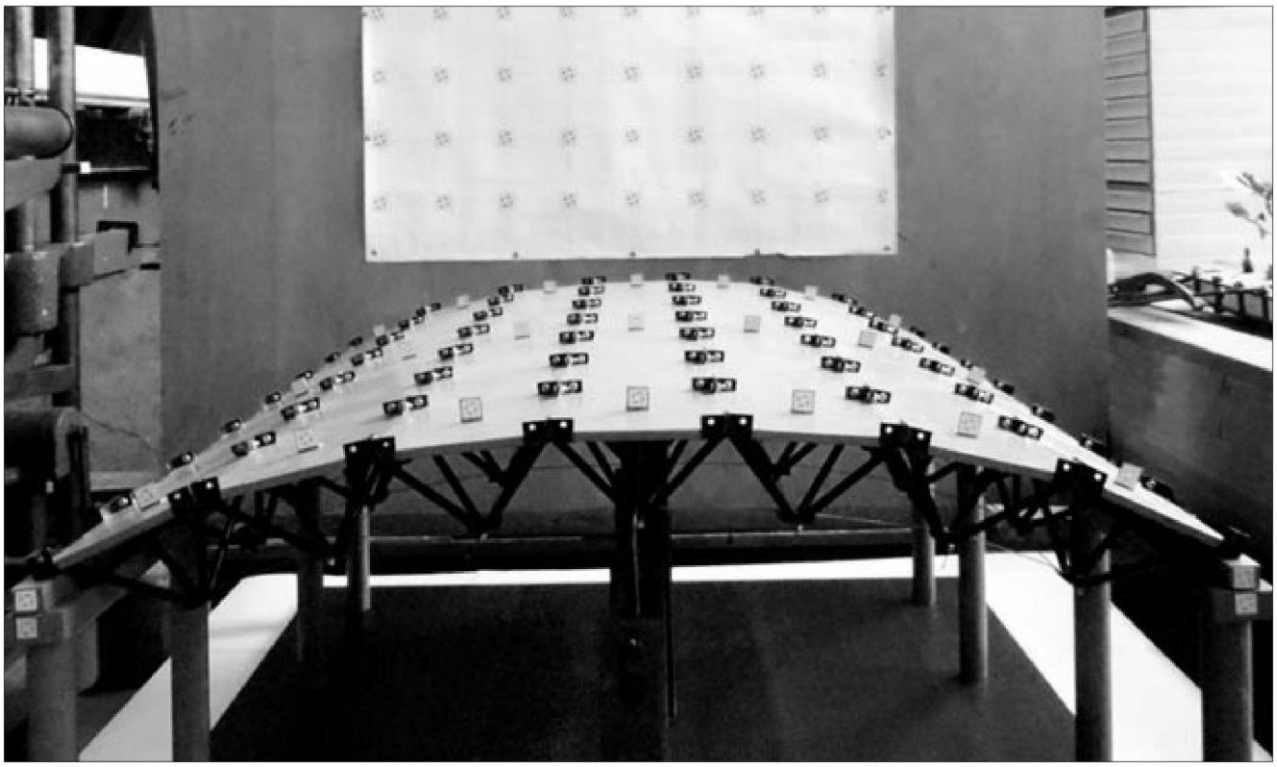


Рисунок 3.16 — Дослідження моделі структурно-вантової конструкції другої групи при дії зосередженої сили



Рисунок 3.17 — Дослідження моделі структурно-вантової конструкції другої групи при дії розподіленого вузлового навантаження

Випробування дослідних моделей. Дослідні моделі просторових структурно-вантових конструкцій покриття випробовувалися ступінчасто при дії статичного навантаження за прийнятою методикою. Кількість ступенів завантаження моделей першої групи дорівнювала 9. Кількість ступенів завантаження моделей другої групи залежала від способу прикладення зовнішньої сили. У випадку зосередженого прикладення сили (схема № 1) кількість ступенів дорівнювала 10, а у випадку рівномірно розподіленого вузлового завантаження (схема № 2) — 12. Крок завантаження прийнято з міркувань деформативності дроту нижнього пояса та визначено емпірично шляхом попереднього випробування дроту на дію поперечної сили.

Цифрові знімки робилися лише після 15-хвилинної витримки дослідних моделей під навантаженням. Для запобігання зрушення або зміщення фотокамери з визначеного місця вона фіксувалася на жорстко закріпленому нерухомому штативі. Керування фотокамерою під час фотографування, здійснювалося за допомогою дистанційного пульту, таким чином отримувалися якісні і чіткі фотознімки.

Місце розташування фотокамери по відношенню до дослідних моделей приймалося, виходячи із необхідності забезпечення максимально рівних віддалей від неї до симетрично розташованих на моделях марок-позначок, а також візуального огляду.

3.3. Результати експериментальних досліджень та їх аналіз

Спостереження та загальні результати проведення випробування дослідних моделей. У результаті проведення лабораторного дослідження моделей просторового структурно-вантового покриття було отримано цифрові знімки дослідних моделей на кожному етапі завантаження, на підставі обробки яких за спеціальним алгоритмом [71] було отримано залежності прогинів f від рівня навантаження F, які відображені у вигляді графіків та діаграм (рис. 3.18–3.31).

Під час випробування всі моделі продемонстрували сумісну просторову роботу у цілому та всіх складових елементів зокрема. Деформування дослідних моделей конструкцій відбувалося симетрично та плавно.

Результати дослідження моделей першої групи та їх аналіз.

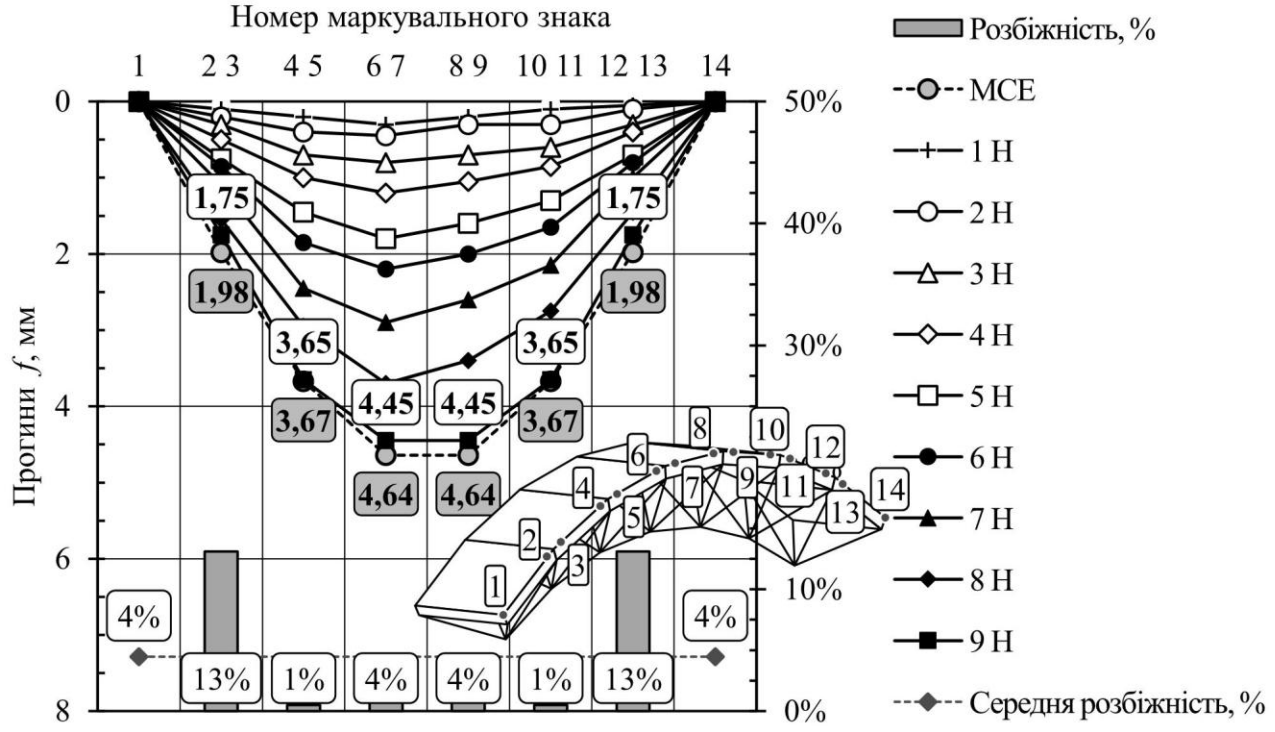


Рисунок 3.18 — Прогини верхнього пояса моделі вигнутої структурно-вантової конструкції, отримані маркувальними знаками 1, 2…14

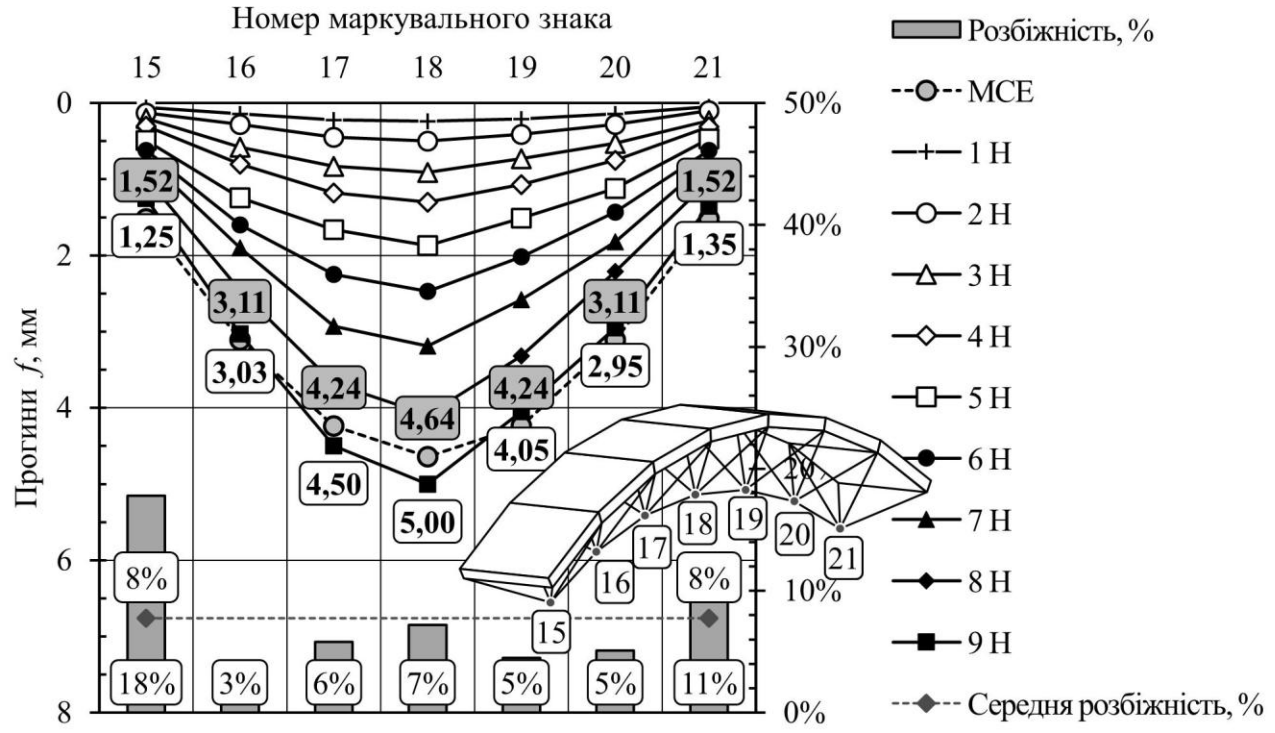


Рисунок 3.19 — Прогини нижнього пояса моделі вигнутої структурно-вантової конструкції, отримані маркувальними знаками 15, 16…21

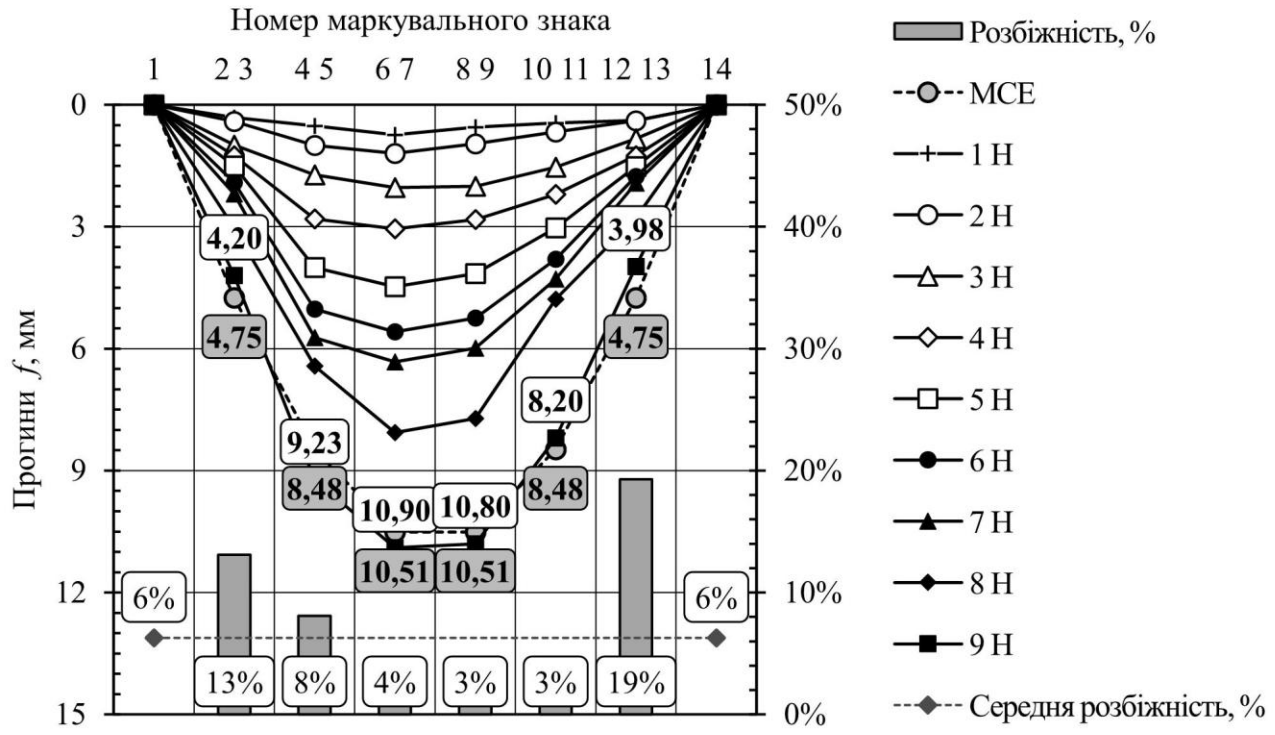


Рисунок 3.20 — Прогини верхнього пояса моделі балкової структурно-вантової конструкції, отримані маркувальними знаками 1, 2…14

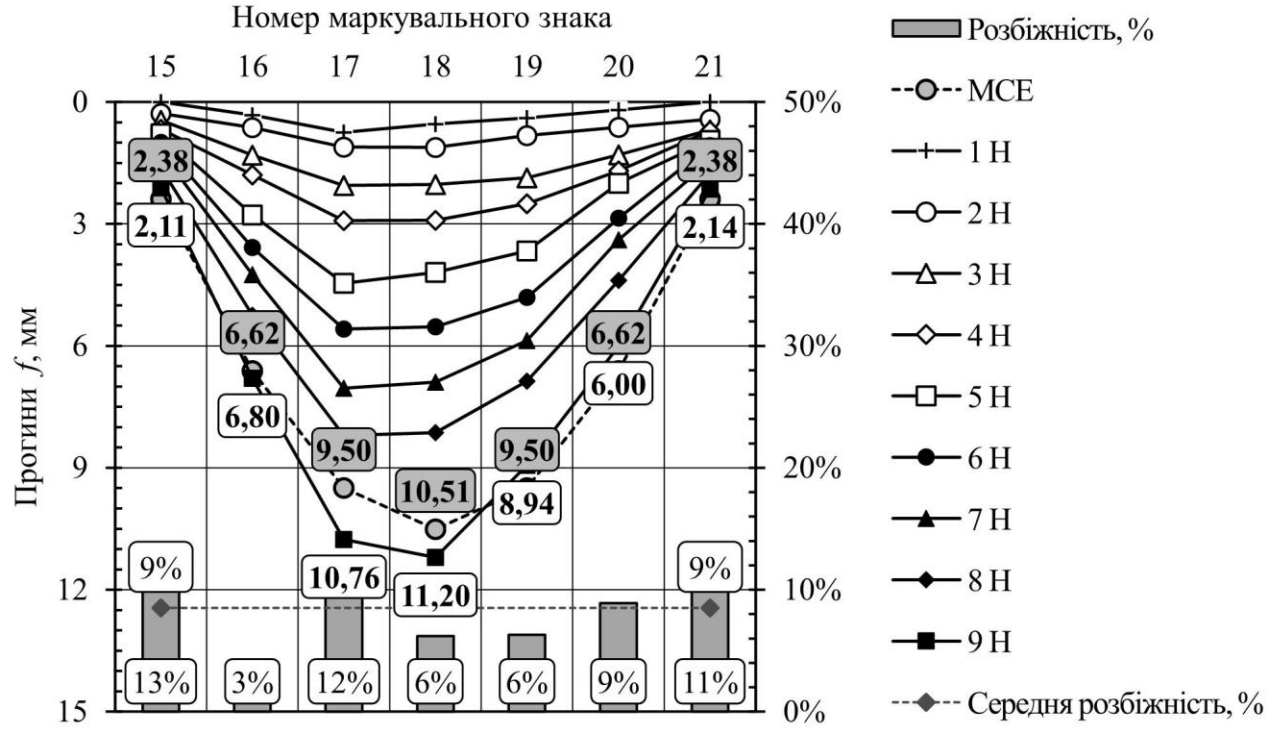


Рисунок 3.21 — Прогини нижнього пояса моделі балкової структурно-вантової конструкції, отримані маркувальними знаками 15, 16…21

Проаналізувавши наведені графіки, очевидним є те, що прогини моделей структурно-вантових конструкцій зростали від крайніх точок до середини. Також слід відмітити, що прогини у дзеркально розміщених вузлах чи точках відносно фотокамери мали приблизно однакові значення. Максимальні абсолютні відхилення не перевищували у випадку дослідження моделей вигнутих конструкцій 0,45 мм, а у випадку дослідження моделей балкових конструкцій — 1,11 мм, що відповідає відносній похибці 10 % та 12 % відповідно (табл. 3.1).

Таблиця 3.1

Розбіжність експериментальних даних в дзеркально розташованих досліджуваних вузлах моделей структурно-вантових конструкцій

Експериментальний зразок	Номер марки-позначки А–Б	Значення		Різниця (А–Б)	%
		Бік А	Бік Б		
Вигнутий (верхній пояс)	2–13	1,7	1,7	0	0,0
Вигнутий (верхній пояс)	3–12	1,8	1,8	0	0,0
Вигнутий (верхній пояс)	4–11	3,6	3,6	0	0,0
Вигнутий (верхній пояс)	5–10	3,7	3,7	0	0,0
Вигнутий (верхній пояс)	6–9	4,4	4,4	0	0,0
Вигнутий (верхній пояс)	7–8	4,5	4,5	0	0,0
Вигнутий (нижній пояс)	15–21	1,25	1,35	0,1	7,4
Вигнутий (нижній пояс)	16–20	3,03	2,95	0,08	2,6
Вигнутий (нижній пояс)	17–19	4,5	4,05	0,45	10,0
Вигнутий (нижній пояс)	18–18	5,0	5,0	0	0,0
Балковий (верхній пояс)	2–13	4,17	4,02	0,15	3,6
Балковий (верхній пояс)	3–12	4,23	3,94	0,29	6,9
Балковий (верхній пояс)	4–11	9,2	8,25	0,95	10,3
Балковий (верхній пояс)	5–10	9,26	8,15	1,11	12,0
Балковий (верхній пояс)	6–9	10,9	10,7	0,2	1,8
Балковий (верхній пояс)	7–8	10,9	10,9	0	0,0
Балковий (нижній пояс)	15–21	2,11	2,14	0,03	1,4
Балковий (нижній пояс)	16–20	6,8	6	0,8	11,8
Балковий (нижній пояс)	17–19	10,76	8,94	1,82	16,9
Балковий (нижній пояс)	18–18	11,2	11,2	0	0,0

Це свідчить про те, що моделі структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій узагалі працювали як єдине ціле, а застосовані з’єднання забезпечили сумісну роботу модульних елементів. Сумісність роботи також підтверджується тим, що прогини верхнього та нижнього поясів на кожному ступені завантаження були практично однаковими. Слід також зазначити, що зміщення суміжних вузлів з’єднання верхнього пояса відносно один до одного

у переважній більшості не спостерігалося, лише у деяких окремих випадках таке зміщення мало місце, однак його величина порівняно із загальними прогинами моделей конструкцій була незначна. Максимальне взаємне зміщення вузлів сусідніх просторових модулів для вигнутої моделі дорівнювало 2 % від максимальних прогинів моделі, а для балкової — 1 %. Таке зміщення вузлів пояснюється технологічними особливостями виготовлення моделей конструкцій, а саме улаштуванням допусків для отворів болтових з'єднань.

У цілому, характер деформування дослідних моделей конструкцій першої групи є одноманітним, однак прогини в моделях балкових конструкцій розвивалися більш інтенсивніше, ніж у моделях вигнутих конструкцій. Загалом прогини моделей вигнутих конструкцій у два рази менші, ніж прогини моделей балкових конструкцій при однаковому завантаженні. Менша деформативність моделей вигнутих конструкцій пояснюється більш ефективнішим використанням конструктивних елементів, ніж у балкових, зокрема вигином поясів.

З аналізу залежності прогинів моделей вигнутої (рис. 3.18, 3.19) та балкової (рис. 3.20, 3.21) структурно-вантової конструкції від рівня завантаження встановлено, що співвідношення прогину до прольоту становить 1/100 та 1/200 відповідно при дії експлуатаційного навантаження.

Результати дослідження моделей другої групи та їх аналіз при першій схемі завантаження.

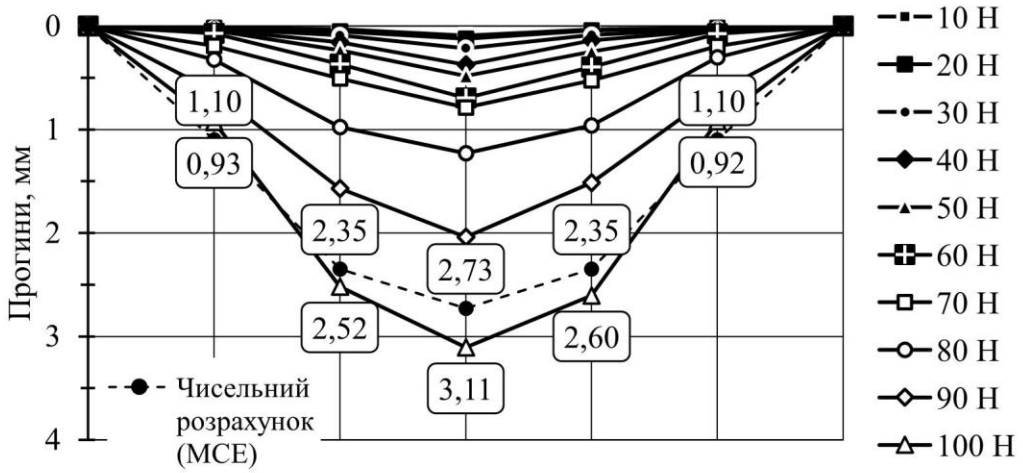


Рисунок 3.22 — Прогини моделі циліндричного структурно-вантового покриття в перерізі № 1 при першій схемі дослідження

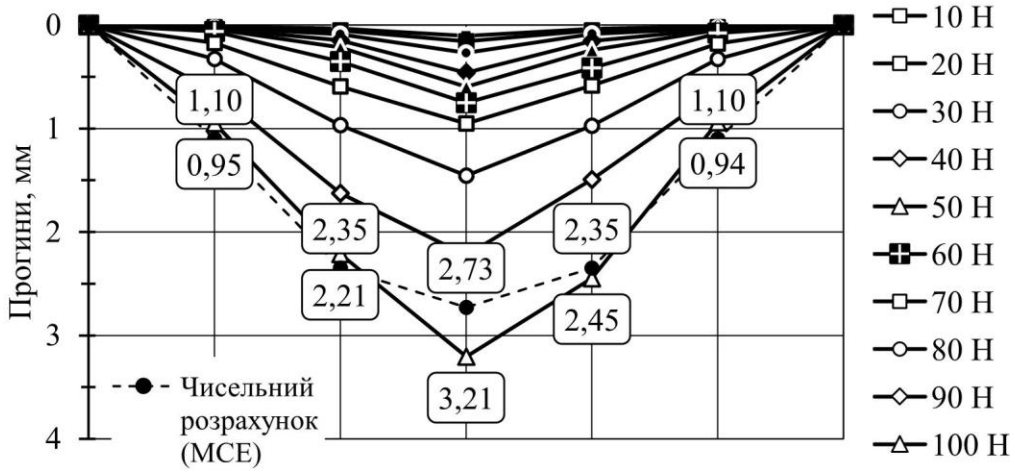


Рисунок 3.23 — Прогини моделі циліндричного структурно-вантового покриття в перерізі № 2 при першій схемі дослідження

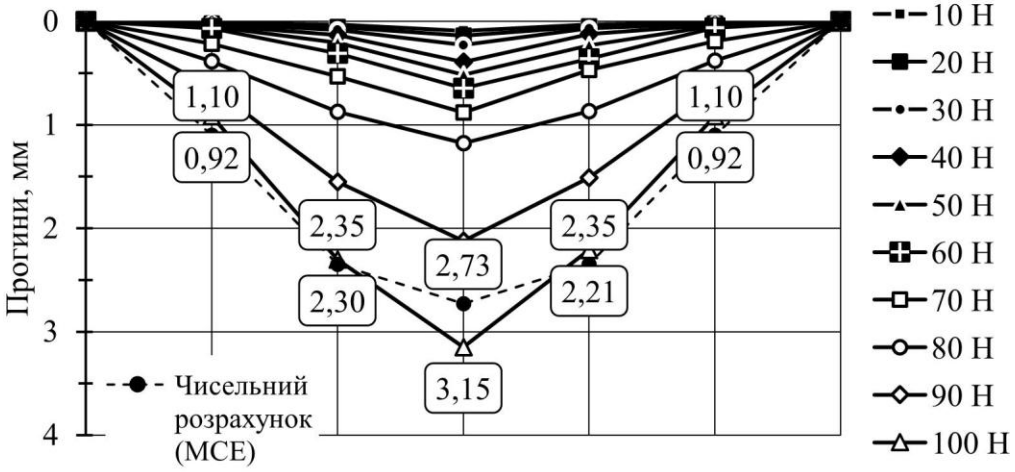


Рисунок 3.24 — Прогини моделі циліндричного структурно-вантового покриття в перерізі № 3 при першій схемі дослідження

На підставі аналізу наведених графіків (рис. 3.22–3.24) установлено, що прогини моделі циліндричного структурно-вантового покриття внаслідок дії зосередженого вузлового навантаження (схема 1) зростали від крайніх точок до середини. Такий характер деформування був однаковим для всіх досліджуваних перерізів. Також слід відмітити, що прогини у дзеркально розміщених точках відносно фотокамери мали приблизно однакові значення. У переважній більшості величини прогинів дзеркально розташованих маркувальних знаків у площині кожного з досліджуваних перерізів (у поперечному напрямку) відрізнялися одна від одної на величину, що не перевищувала 6 %. При всьому цьому загальна розбіжність прогинів у дзеркально розташованих точках по всіх трьох перерізах дорівнювала 10 %.

Для більш зручного аналізу деформативності дослідної моделі покриття було побудовано тривимірні діаграми прогинів для кожного ступеня завантаження (рис. 3.25, 3.26) [293].

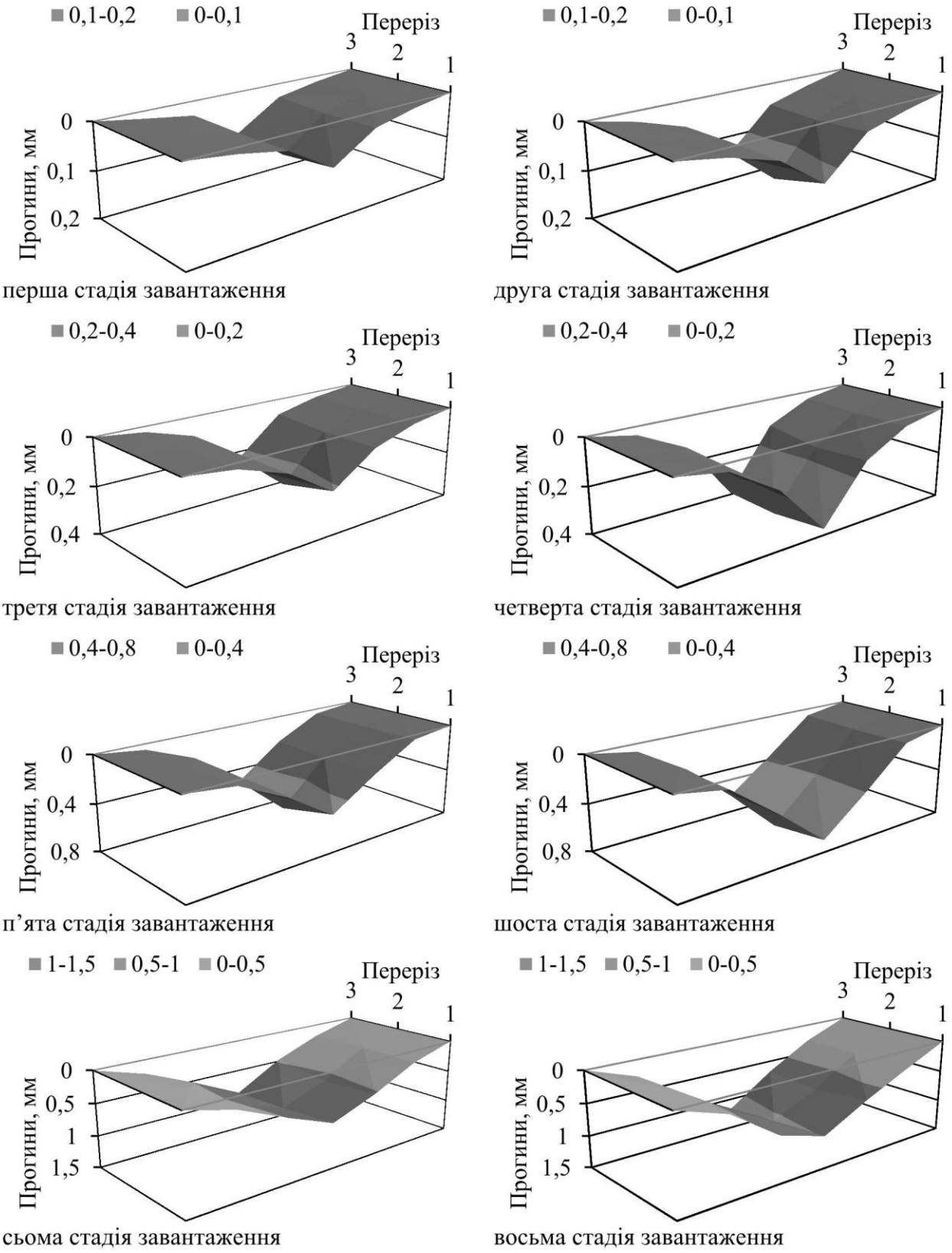
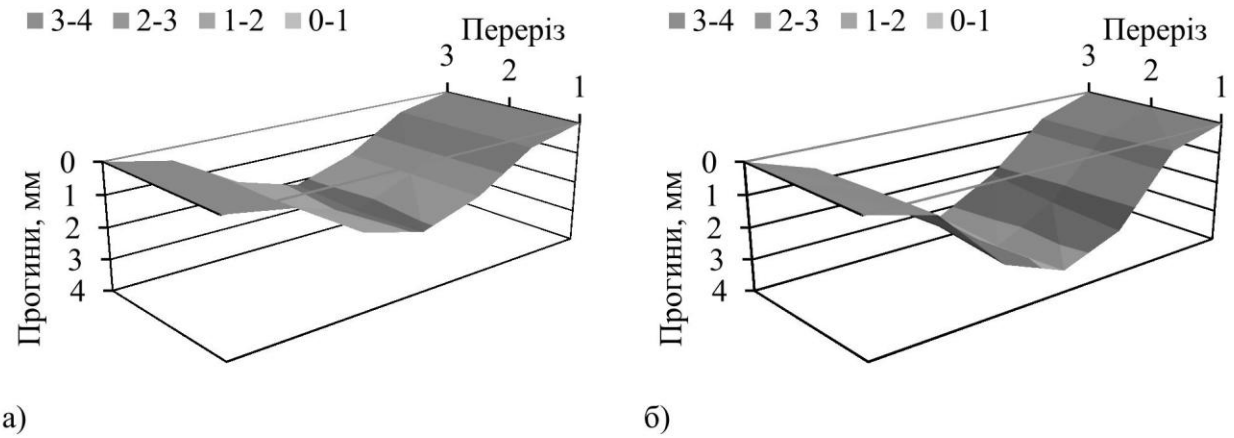


Рисунок 3.25 — Діаграма прогинів моделі циліндричного покриття з 1-ої до 8-ої стадій завантаження при першій схемі дослідження [186]



а) б)

Рисунок 3.26 — Діаграма прогинів моделі циліндричного покриття на 9-й (а) та 10-й (б) стадіях завантаження при першій схемі дослідження [186]

Проаналізувавши наведені діаграми, встановлено, що деформування дослідної моделі циліндричного структурно-вантового покриття відбувалося рівномірно. Про це свідчать практично однакові значення переміщення аналогічно розташованих маркувальних знаків у кожному з досліджуваних перерізів (у поздовжньому напрямку). Середня різниця між переміщеннями аналогічно розташованих маркувальних знаків у кожному з досліджуваних перерізів дорівнює 15 %. Це говорить про те, що прийнятий спосіб вузлового з'єднання забезпечив сумісну просторову роботу складових моделі покриття як у поздовжньому, так і в поперечному напрямках.

Результати дослідження моделей другої групи та їх аналіз при другій схемі завантаження.

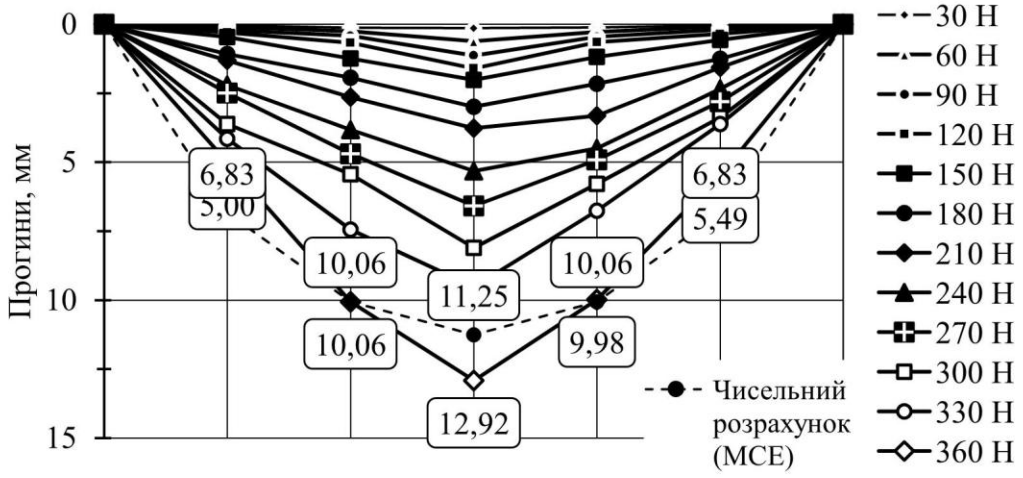


Рисунок 3.27 — Прогини моделі циліндричного структурно-вантового покриття в перерізі № 1 при другій схемі дослідження

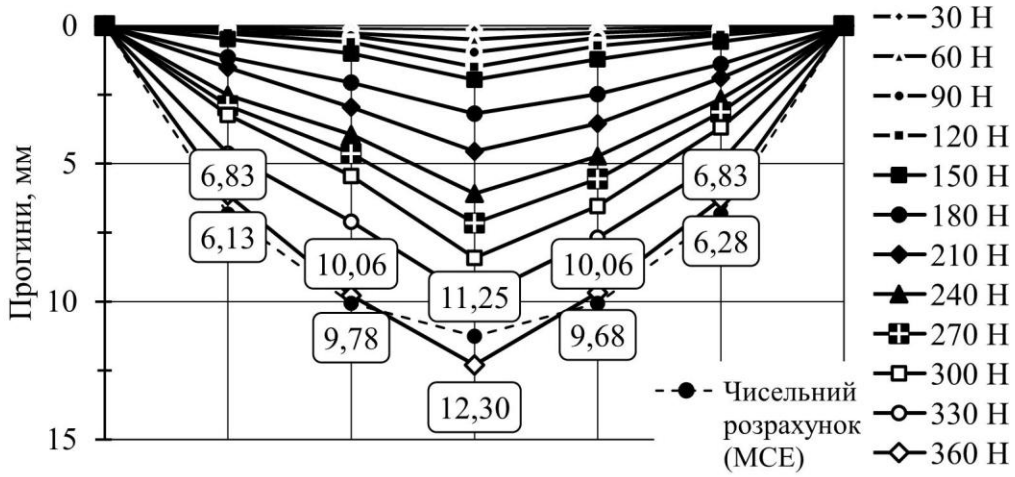


Рисунок 3.28 — Прогини моделі циліндричного структурно-вантового покриття в перерізі № 2 при другій схемі дослідження

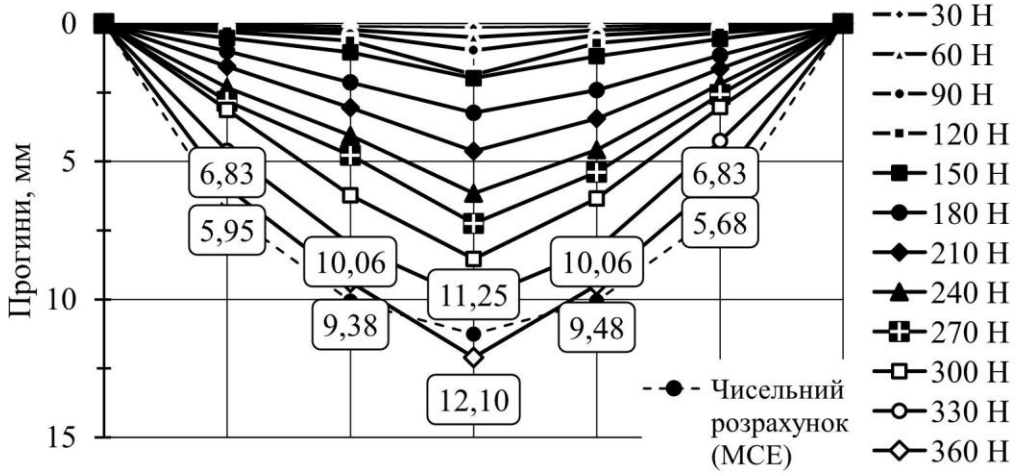
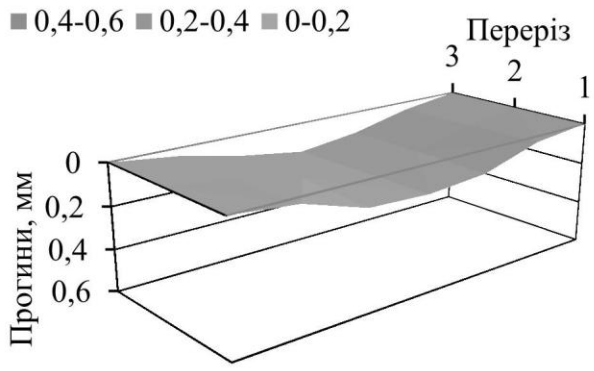


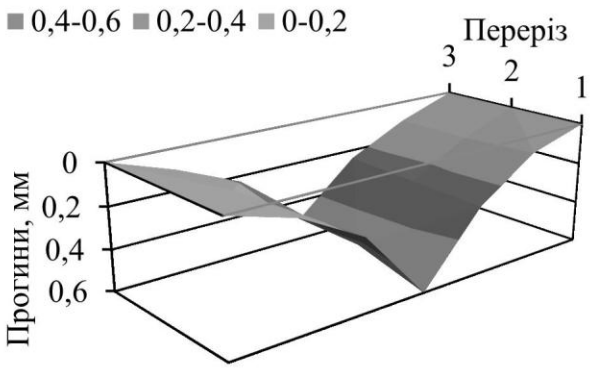
Рисунок 3.29 — Прогини моделі циліндричного структурно-вантового покриття в перерізі № 3 при другій схемі дослідження

На підставі аналізу наведених графіків (рис. 3.27–3.29) установлено, що прогини моделі структурно-вантової циліндричної оболонки при дії розподіленого навантаження (схема 2) зростали від крайніх точок до середини. Такий характер деформування був однаковим для всіх досліджуваних перерізів. Також слід відмітити, що прогини у дзеркально розміщених точках відносно фотокамери мали приблизно однакові значення. У переважній більшості величини переміщень дзеркально розташованих маркувальних знаків у площині кожного з досліджуваних перерізів відрізнялися одна від одної на величину, що не перевищувала 9 %. При всьому цьому загальна різниця по всіх трьох перерізах дорівнювала 12 %.

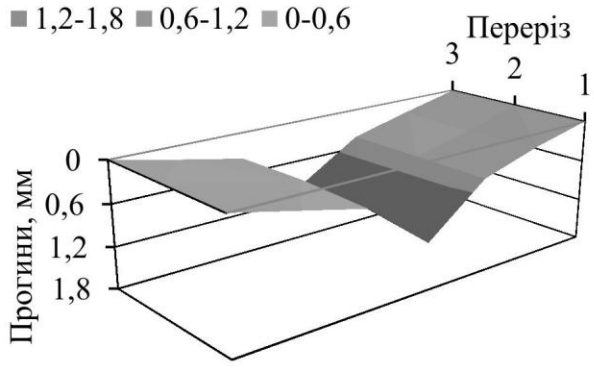
Для більш зручного аналізу деформативності дослідної моделі покриття було побудовано тривимірні діаграми прогинів (рис. 3.30, 3.31) [293].



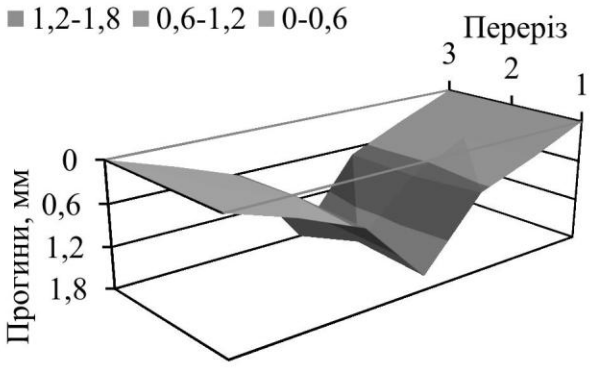
перша стадія завантаження



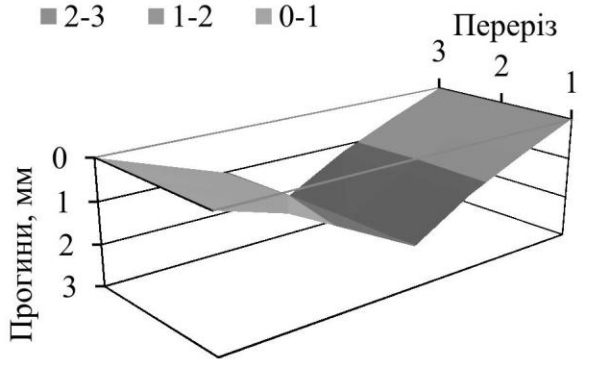
друга стадія завантаження



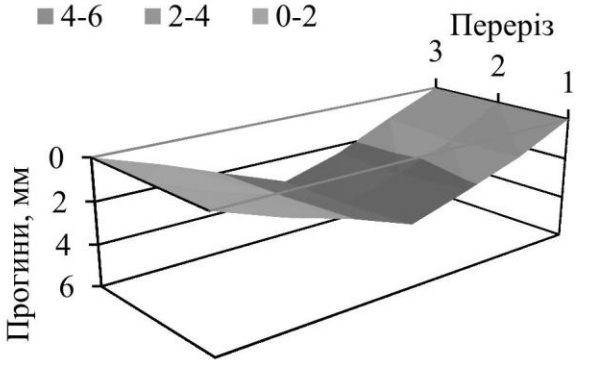
третя стадія завантаження



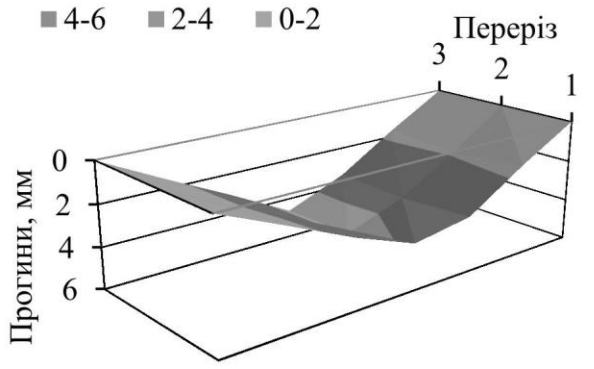
четверта стадія завантаження



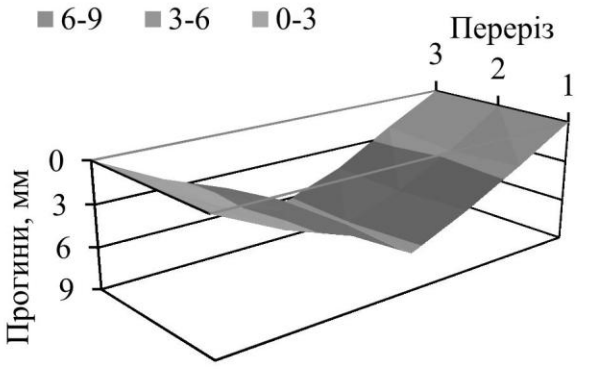
п’ята стадія завантаження



шоста стадія завантаження

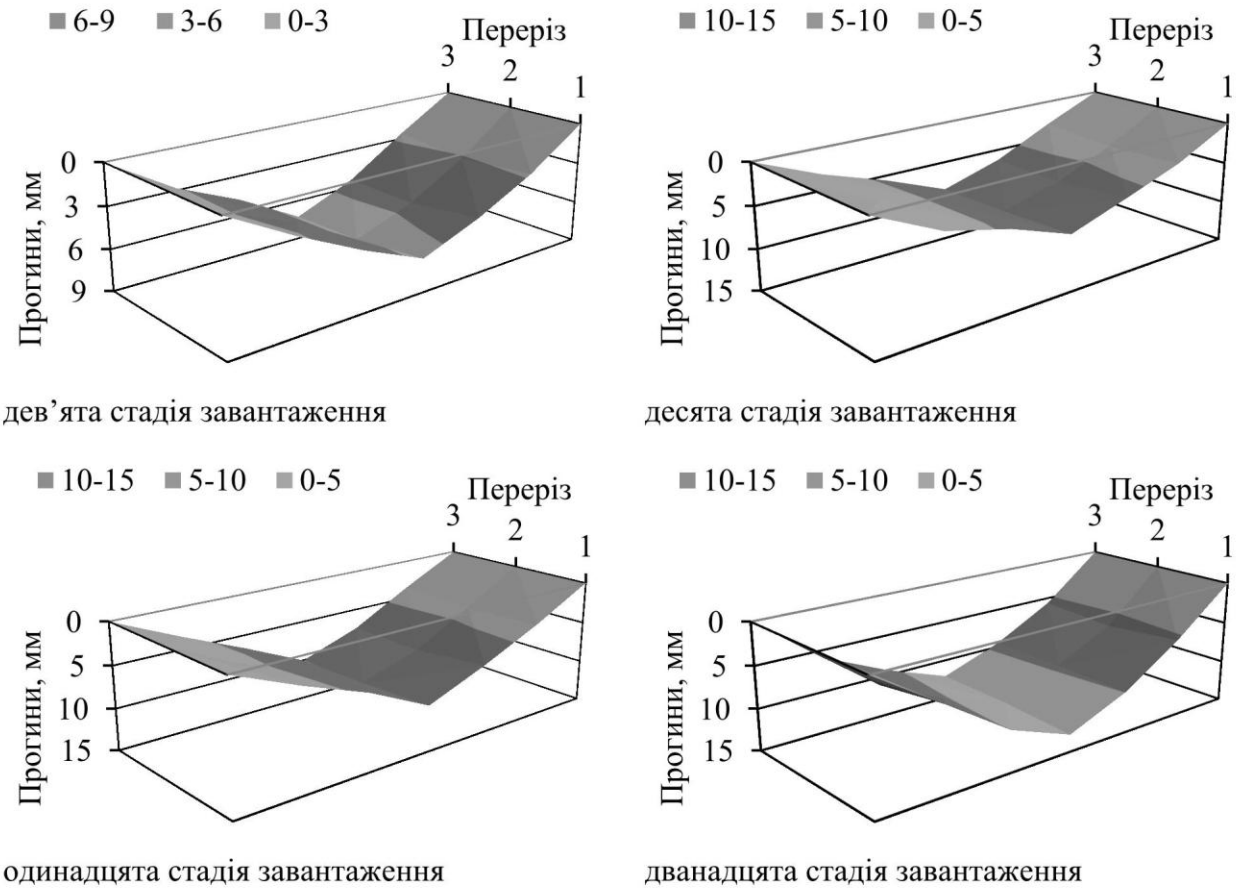


сьома стадія завантаження



восьма стадія завантаження

Рисунок 3.30 — Діаграма прогинів моделі циліндричного покриття від 1-ої до 8-ої стадій завантаження при другій схемі дослідження



дев'ята стадія завантаження

десята стадія завантаження

одинадцята стадія завантаження

дванадцята стадія завантаження

Рисунок 3.31 — Діаграма прогинів моделі циліндричного покриття від 9-ої до 12-ої стадій завантаження при другій схемі дослідження

Проаналізувавши наведені діаграми, встановлено, що деформування дослідної моделі циліндричного структурно-вантового сталезалізобетонного покриття відбувалося рівномірно. Про це свідчать практично однакові значення переміщення аналогічно розташованих маркувальних знаків у кожному з досліджуваних перерізів. Середня різниця між переміщеннями аналогічно розташованих маркувальних знаків у кожному з досліджуваних перерізів у поздовжньому напрямку дорівнює 13,3 %. Це свідчить про те, що прийнятий спосіб вузлового з'єднання забезпечив сумісну просторову роботу складових моделі покриття як у поздовжньому, так і в поперечному напрямках.

У цілому, характер деформування моделей дослідних конструкцій другої групи є рівномірним, разом з цим прогини моделей конструкцій циліндричного покриття як за першою, так і за другою схемою дослідження розвивалися більш інтенсивніше посередині, ніж по краях. Узагальнюючи

отримані дані встановлено, що співвідношення прогину моделі циліндричного структурно-вантового покриття до його прольоту (f/L) становить $1/28$ та $1/225$ відповідно за першою та другою схемою дослідження. Підсумовуючи отримані дані, можна стверджувати, що моделі циліндричного структурно-вантового покриття під дією як зосередженого, так і розподіленого навантаження працювали як єдине ціле. Також слід зазначити, що використання вантових елементів запобігає крихкому руйнуванню конструкції завдяки своїй деформативності, навіть при надмірних зовнішніх навантаженнях, яке перевищує власну вагу конструкції більше, ніж у 30 разів.

3.4. Висновки за третім розділом

У результаті експериментальних досліджень моделей просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій покриття при дії зовнішнього навантаження було отримано дані, на підставі аналізу яких зроблено наступні висновки:

1. Програма експериментального дослідження була розроблена таким чином, щоб отримати дані, які демонструють особливості деформування конструкції при дії зовнішнього навантаження, що прикладене різними способами. Деформативність створених конструкцій досліджувалася за допомогою фотограмметричного методу;

2. Фізико-механічні властивості матеріалів, використаних для виготовлення дослідних моделей були подібними до властивостей матеріалів, що звичайно використовуються для виготовлення будівельних конструкцій;

3. Конструкції моделей дослідних зразків значною мірою є аналогічними до реальних створених конструкцій (моделі були виготовлені з максимальною деталізацією деталей та виробів), зокрема вузлові з'єднання, армування верхнього пояса тощо. Такий підхід до виготовлення моделей конструкцій дозволив отримати достовірні експериментальні дані;

4. Застосовані в експериментальному досліджені вимірювальні прилади та пристосування дозволили отримати дані (переміщення досліджуваних вузлів), що об'єктивно описують особливості роботи конструкції під дією зовнішнього навантаження;

5. Загалом досліджувані моделі конструкцій покриття впродовж усього випробовування при всіх способах завантаження продемонстрували сумісну роботу усіх їх складових. Про це свідчить низька розбіжність експериментальних даних в дзеркально розміщених досліджуваних вузлах, зокрема для зразків першої серії (структурно-вантові балкові і вигнуті елементи) вона не перевищила 12 %, а для зразків другої серії — 15 %;

6. Дані, отримані експериментальним шляхом, демонструють просторову роботу моделей, що є свідченням ефективності рішення створених конструкцій;

7. Результати експериментальних досліджень свідчать про доцільність застосування вантових елементів для запобігання крихкому руйнуванню конструкції;

8. Встановлено, що деформативність вигнутих структурно-вантових елементів є меншою, ніж деформативність балкових приблизно у два рази при однаковому навантажені та граничних умовах (з одного боку шарнірно рухома опора, а з іншого — шарнірно нерухома);

9. В результаті проведених експериментальних випробувань моделей циліндричних структурно-вантових покриттів на дію навантаження, що прикладалося у вузлах нижнього пояса встановлено, що на створені конструкції можна улаштовувати підвісне обладнання;

10. Результати експериментальних досліджень моделей просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій свідчать про те, що застосування таких систем для великопролітних будівель і споруд різного призначення є доцільним і ефективним.

РОЗДІЛ 4
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ОКРЕМИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПРОСТОРОВИХ СТРУКТУРНО-ВАНТОВИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

Основною задачею експериментів було дослідження ефективності запропонованого способу забезпечення сумісної роботи сталевих стрижневих елементів із залізобетонною плитою, а також дослідження деформативності модулів та встановлення впливу способу армування плити на його несучу здатність [191, 387].

Дослідження виконувалися сумісно з аспірантом С. А. Гапченком [30] і магістрантами В. В. Волошиним, Н. Л. Голенко та В. О. Логвіненко [69, 205, 213].

4.1. Конструкції та виготовлення експериментальних зразків

Для розв'язання поставленої задачі було розроблено дві групи дослідних зразків: плоскі (група I) і просторові (група II) (рис. 4.1). Кожна група включала по дві серії дослідних зразків (серії I.1, I.2, II.1, II.2). Було виготовлено по три зразки-блюзника кожної серії.



Рисунок 4.1 — Групування дослідних зразків

Габаритні розміри зразків (ширина плити і висота модуля) приймалися конструктивно з дотриманням встановленого між ними співвідношення (п. 2.7), товщина залізобетонних плит та їх армування визначалися на підставі розрахунку міцності перерізу, як це показано у рекомендаціях [44] з дотриманням норм [59] та урахуванням досвіду попередників [121], щодо геометричних розмірів поперечного перерізу армоцементних плит, то вони приймалися розрахунком з урахуванням особливостей армування та

рекомендацій наведених у [66, 169]. Діаметр труб і товщина стінки приймалися за розрахунком із запасом міцності, щоб запобігти їх руйнуванню та повною мірою дослідити ефективність запропонованих вузлів з'єднання.

Зразки групи I. До цієї групи були віднесені експериментальні зразки плоских плит із розмірами на плані 1,0×1,0 м. У межах цієї групи зразки серії I.1 відрізнялися від зразків серії I.2 формою поперечного перерізу та способом армування плити (рис. 4.2).

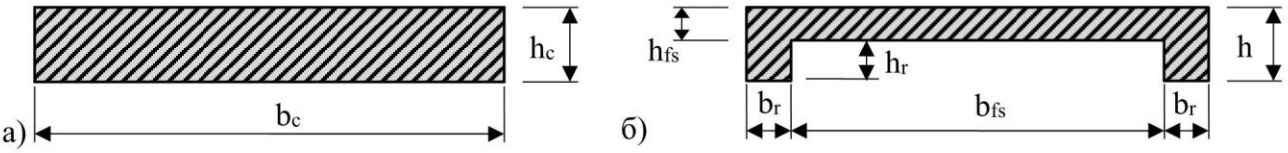


Рисунок 4.2 — Форми поперечних перерізів плит експериментальних зразків:
а) прямокутна форма; б) С-подібна форма (ребриста плита)

Варіативність плит полягала у застосуванні способів армування, які є типовими для залізобетонних та армоцементних конструкцій, тобто відмінність між залізобетонними й армоцементними плитами полягала у прийнятому відсотку армування та типі арматури.

Особливості конструктивного рішення залізобетонних плит. Висота поперечного перерізу h_{cs} плит дорівнювала 50 мм (рис. 4.3).

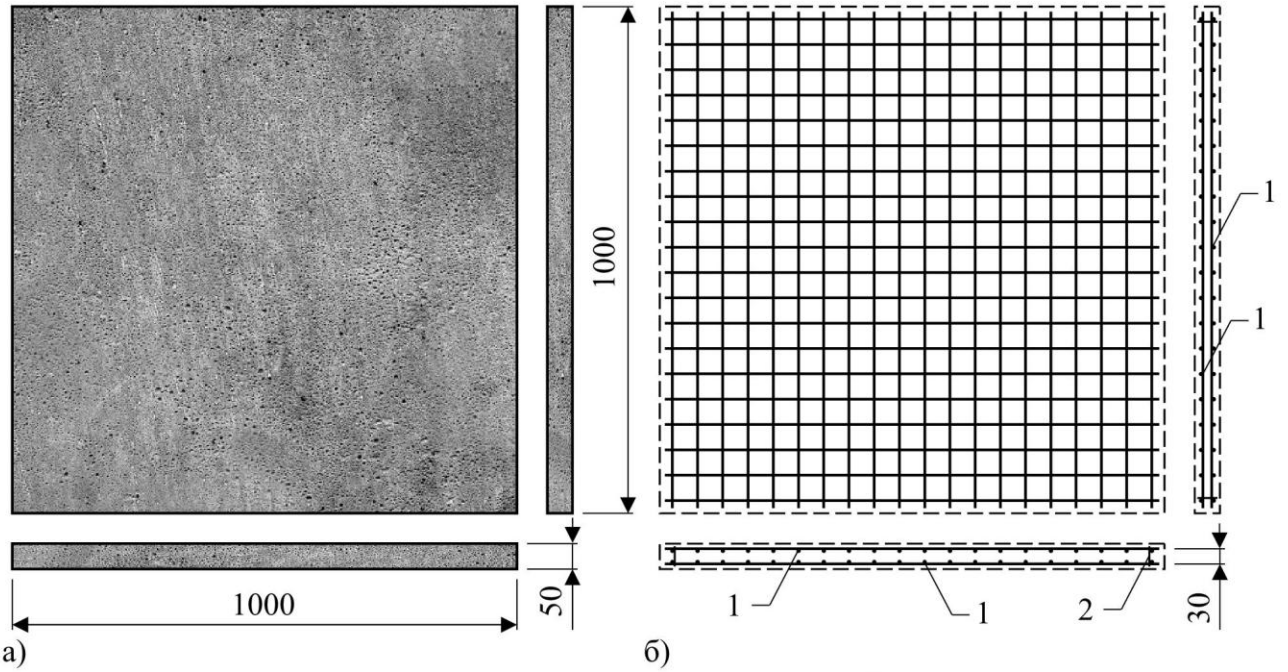
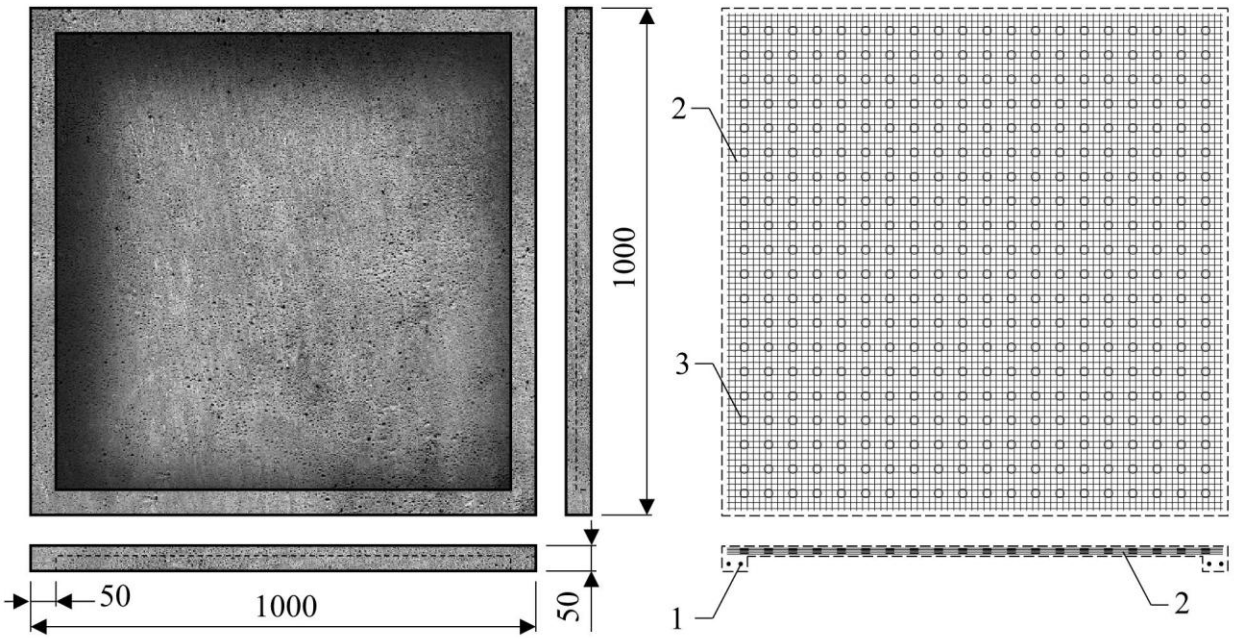


Рисунок 4.3 — Дослідний зразок серії I.1 [39]:
а) геометричні розміри; б) схема армування; 1 — сітка з дротяної арматури класу B500C діаметром Ø 3 мм; 2 — арматура, для фіксування решіток у просторі до бетонування

Примітки: 1. Штриховою лінією позначено контури плити; 2. Захисний шар бетону дорівнює 10 мм.

Для армування плит було використано сітки з розміром чарунки 50×50 мм, що виготовлені з дротяної арматури періодичного профілю В500С діаметром 3 мм. Армування здійснювалося двома сітками.

Особливості конструктивного рішення армоцементних плит. Сутність запропонованої армоцементної плити полягала в конструктивному рішенні поперечного перерізу. Висота поперечного перерізу h_s таких плит була меншою, ніж у залізобетонних, та дорівнювала 20 мм (рис. 4.4, а). Плити армувалися сітками із розміром чарунки 12×12 мм, які були виготовлені з тонкого сталевого дроту діаметром 0,9 мм. Армування однієї армоцементної плити здійснювалося п’ятьма сітками, що розміщувалися одна від одної на однаковій відстані, яка дорівнювала 3 мм (рис. 4.4, б) Така відстань була досягнута за допомогою сталевих шайб, які розміщувалися між сітками з кроком 50 мм, що прийнятий конструктивно з міркувань запобігання зміщення сіток по вертикалі (рис. 4.5). Такий спосіб армування дозволив отримати достатньо однорідний за властивостями матеріал.

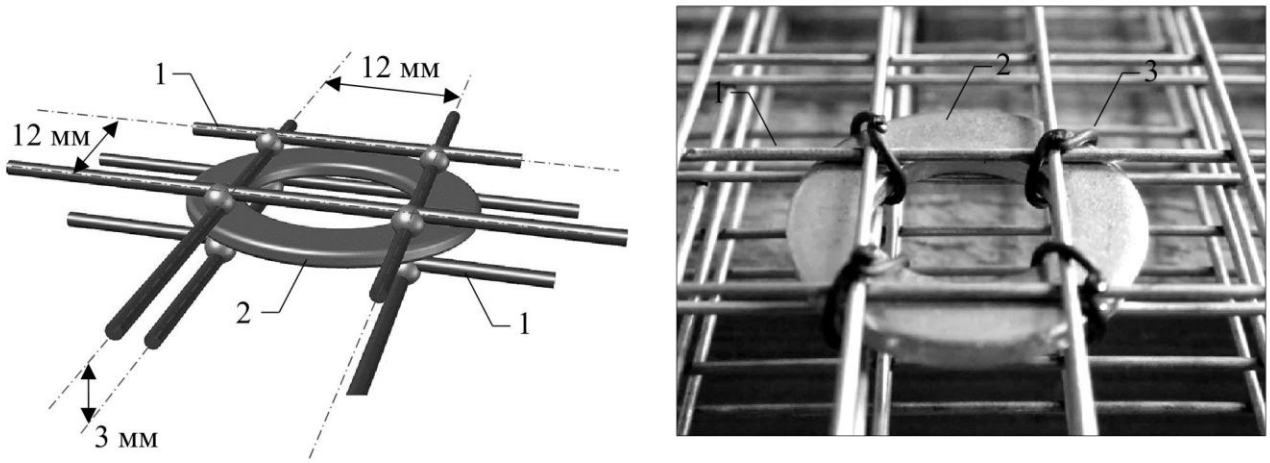


а) б)

Рисунок 4.4 — Дослідний зразок серії І.2:

а) геометричні розміри; б) схема армування; 1 — арматурний стрижень Ø 6 А400С; 2 — сітка із сталевого дроту Ø 0,9 мм; 3 — прокладка у вигляді сталевої шайби

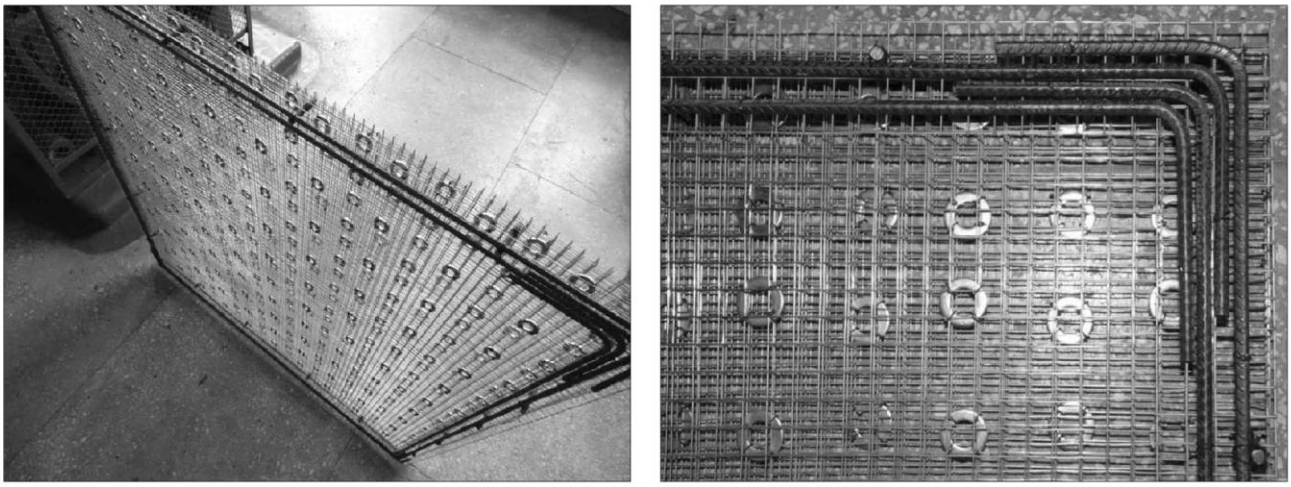
Примітки: 1. Штриховою лінією позначено контури плити; 2. Між арматурними сітками улаштовуються шайби товщиною 3 мм з кроком 50 мм.



а) б)

Рисунок 4.5 — Конструктивні особливості засобів армування зразків серії І.2:
а) геометричні характеристики арматурної сітки; б) загальний вигляд шайби та спосіб її кріплення між сітками; 1 — сітка; 2 — шайба; 3 — в'язальний дріт

Іншою особливістю армоцементних плит з точки зору малої висоти їх поперечного перерізу — це необхідність улаштування ребр жорсткості, які розміщувалися по периметру плити. Висота ребра h_r дорівнювала 30 мм, а ширина $b_s = 50$ мм. Ребра жорсткості армувалися стрижневою арматурою, яка розміщувалася в два ряди.



а) б)

Рисунок 4.6 — Конструктивні особливості ребер жорсткості зразків серії І.2:
а) загальний вигляд армування ребер жорсткості армоцементних плит; б) спосіб розміщення стрижневої арматури

Зразки групи II. Дослідні зразки цієї групи являли собою просторові модулі, які складалися із структурної решітки та плити. Зразки серії II.1 (рис. 4.7) включали залізобетонні плити, аналогічні тим, які наведені на рисунку 4.3, зразки серії II.2 (рис. 4.8) — армоцементні плити, які наведені на рисунку 4.4. Армування плит дослідних зразків цієї групи приймалося аналогічним, як і для плит першої групи відповідної серії.

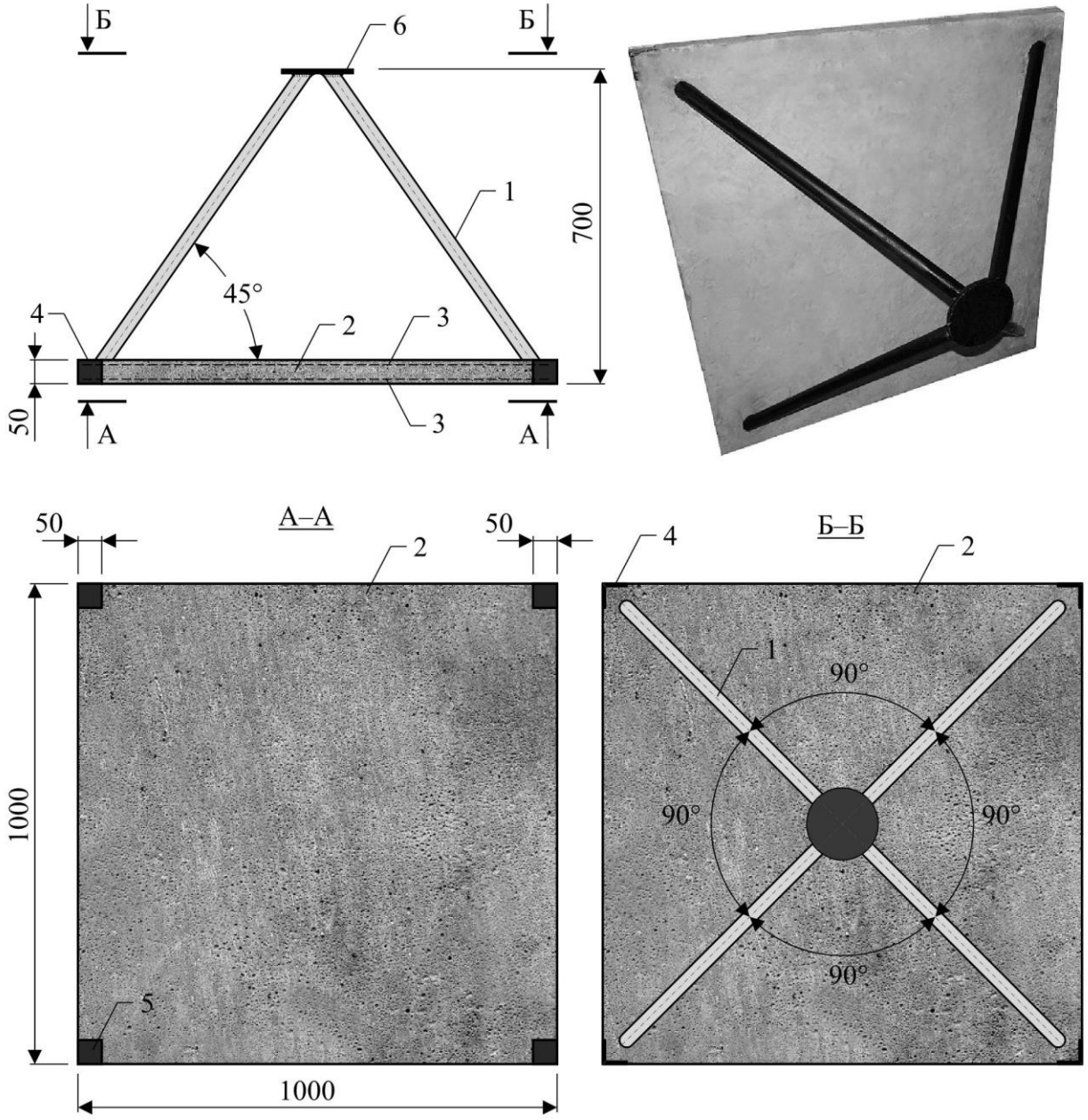


Рисунок 4.7 — Дослідний зразок серії II.1 [201]:

1 — стрижень з труби; 2 — залізобетонна плита; 3 — арматурна сітка; 4 — закладна деталь для з'єднання сталевої решітки й арматурної сітки; 5 — сталева пластина для з'єднання сталевої решітки і плити; 6 — сталевий диск

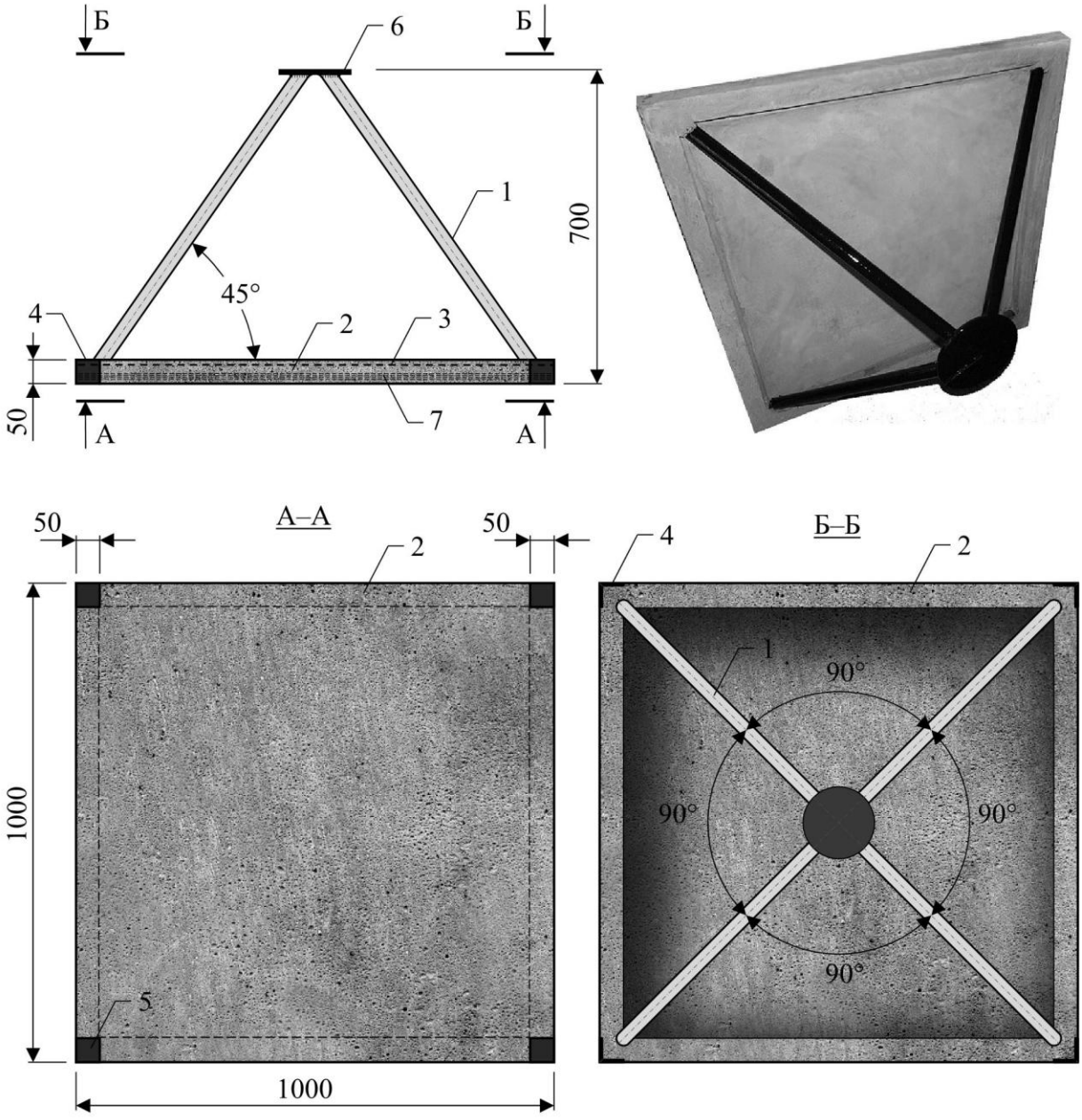


Рисунок 4.8 — Дослідний зразок серії II.2 [201]:

1 — стрижень з труби; 2 — армоцементна плита; 3 — стрижнева арматура; 4 — закладна деталь для з'єднання сталевої решітки й арматурної сітки; 5 — сталева пластина для з'єднання сталевої решітки і плити; 6 — сталевий диск; 7 — арматурні сітки у 5 рядів

Структурна решітка зразків другої групи виготовлялася зі сталевих труб із зовнішнім діаметром Ø 32 мм та товщиною стінки 2,8 мм, які розміщувалися під кутом $\alpha = 45°$ до своєї горизонтальної проекції. На торцях труб улаштовувалися вузлові деталі, які слугували анкерними засобами та забезпечували сумісну роботу плити і решітки.

Виготовлення дослідних зразків. Виготовлення дослідних зразків виконувалося в декілька стадій: виготовлення просторових решіток; виготовлення арматурних сіток і бетонування плит.

Просторові решітки виготовлялися на заводі металоконструкцій з використанням стандартного обладнання. Нарізання відрізків труб здійснювалося механічним способом. Поєднання сталевих елементів виконувалося за допомогою ручного дугового зварювання в заводських умовах. Виконання зварювальних робіт, підготовку деталей та виконання скосів кромок здійснювалося з дотриманням усіх норм та вимог відповідно до положень ГОСТ 11534–75 і ГОСТ 5264–80.

Бетонування плит виконувалося із дотриманням усіх вимог чинних норм і правил стосовно проведення бетонних і арматурних робіт. Зразки бетонувалися у перевернутому положенні на рівній площадці, при цьому опалубка улаштовувалася лише по контуру плити. Бетонна суміш готувалася в бетонозмішувачі примусової дії. Для запобігання утворення пустот укладання бетонної суміші в опалубку виконувалося рівномірними шарами з паралельним ущільненням, яке здійснювалося за допомогою віброущільнювача.

Тужавіння бетонної суміші відбувалося у виробничій неопалюваній споруді в літній період в нормальних умовах. Забетоновані зразки залишалися до моменту набуття ними проектної міцності в приміщенні виробничої споруди, яке захищало конструкцію від шкідливого впливу вітру та прямих сонячних променів. Середньодобова температура повітря впродовж твердіння зразків коливалася в межах +20°…+25°, а відносна вологість — 68…71 %. Зважаючи на високу температуру і низьку вологість повітря, для запобігання швидкого випаровування вологи та появи тріщин поверхня бетону накривалася тканиною, яка з періодичністю один раз на добу змочувалася водою.

Після набору бетоном проектної міцності була знята опалубка, а зразки транспортувалися в лабораторію для підготовки до проведення випробовування.

4.2. Матеріали та їх фізико-механічні властивості

Матеріали та їх характеристики. Експериментальні зразки складалися зі сталевих решіток, виготовлених із труб, залізобетонних або армоцементних плит, армованих стрижневою чи дротяною арматурою.

Труби. Для виготовлення структурних решіток дослідних зразків другої групи обох серій були використані сталеві безшовні гарячедеформовані труби за ГОСТ 8732–78.

Бетон. Для виготовлення дослідних зразків першої групи та плит дослідних зразків другої групи було використано бетонну суміш відповідно до ДСТУ Б В.2.7–176:2008. Склад використаної суміші наведений у таблиці 4.1 та підбирався за ДСТУ Б В.2.7–215:2009 та [66], а проектний клас бетону обумовлений досвідом проектування. Як в'яжучий компонент для її виготовлення був використаний портландцемент М500 згідно з ДСТУ Б В.2.7–46:2010, а як заповнювач був використаний дрібнозернистий кварцовий пісок з фракцією від 0,2 до 0,3 мм згідно з ДСТУ Б В.2.7–32–95.

Таблиця 4.1

Склад бетонної суміші

№ складу	Проектний клас бетону за міцністю (ДСТУ Б.В.2.7–176:2008)	Водоцементне відношення	Витрати матеріалів, кг/м³		
			Пісок	Вода	Цемент
1	С25/30	0,4	1225	280	700

Арматура. Для армування плит були використані стрижнева арматура та сітки, виготовлені відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.6–173:2011.

Для армування зразків серії І.1 першої групи та серії ІІ.1 другої групи (залізобетонних плит) було використано сітки з дротяної арматури діаметром 3 мм періодичного профілю класу В500С.

Ребра жорсткості армувалися стрижневою арматурою діаметром 6 мм класу А400С.

Для армування зразків серії І.2 першої групи та серії ІІ.2 другої групи (армоцементних плит) було використано сітки зі сталевого дроту діаметром 0,9 мм.

Фізико-механічні властивості матеріалів. Одночасно з виготовленням дослідних зразків з тих самих вихідних матеріалів для визначення їх фізико-механічних властивостей було виготовлено серії контрольних зразків.

Для визначення фізико-механічних властивостей були виготовлені наступні зразки: для сталі — смужки, вирізані з труб із довжиною робочої зони 35 мм та поперечним перерізом 10×2,8 мм; для арматурної сталі — відрізки довжиною 600 мм; для бетону — куби 150×150×150 мм і призми 150×150×600 мм.

Бетони. Бетонні зразки виготовлялись у металевих формах у лабораторії Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка. Зберігання контрольних бетонних зразків здійснювалося в тих самих умовах, що й самі експериментальні зразки. Випробування зразків виконувалося одночасно із експериментальними дослідженнями на гідравлічному пресі з дотриманням вимог ДСТУ Б В.2.7–214:2009.

У результаті випробувань бетонних зразків було отримано дані, після обробки яких було визначено фізико-механічні властивості використаних матеріалів (табл. 4.2).

Таблиця 4.2

Фізико-механічні властивості бетону

Номер замісу бетону	Кубикова міцність f_{cm}, МПа	Призмова міцність $f_{ck,prizm}$, МПа	Початковий модуль пружності E_c, МПа	Коефіцієнт Пуассона ν
1 (для виготовлення плит)	32,7	25,1	32900	0,19
2 (для виготовлення модулів)	30,8	23,9	31400	0,19

Арматурна сталь. Зразки арматурної сталі були випробувані на розтяг із ступінчасто зростаючим завантаженням згідно з ГОСТ 12004–81 та ГОСТ 1497–84. Випробування виконувалося на універсальній випробувальній машині УИМ–50. Результати відображені у таблиці 4.3.

Таблиця 4.3

Фізико-механічні властивості арматурної сталі

Тип зразка	Фактична площа, см^2	Межа текучості σ_y, МПа	Тимчасовий опір σ_u, МПа	Модуль пружності, E_s, МПа
Ø 6 А400С	0,33	350	428	205000

Сталь. Смужки були випробувані на розтяг згідно з ГОСТ 1497–84 на універсальній випробувальній машині УИМ–50. На підставі отриманих значень тимчасового опору та межі пружності смужок відповідно до ГОСТ 27772–88 сталь труб була віднесена до класу С245.

4.3. Методика проведення експерименту

Умови проведення експериментального дослідження. Дослідні зразки всіх серій випробовувались після того, як бетон набрав проектну міцність, а саме через 28 діб з моменту бетонування. Випробування проводилось при дії короткотривалого навантаження. Завантаження створювалося за допомогою гідравлічного домкрату. Випробування проводилися при температурно-вологісному режимі, основні параметри якого відповідали нормативним та тим, що були вказані в інструкції до обладнання.

Вимірювальні прилади, їх характеристики та розміщення. Деформації дослідних зразків вимірювались за допомогою дротяних тензорезисторів, а зняття показів здійснювалося багатоканальною вимірювальною тензометричною системою для статичних випробувань ВНП–8.

Для заміру деформацій сталевих елементів дослідних зразків усіх серій були використані тензорезистори 2ПКБ 20–200В з базою 20 мм. Для заміру деформацій бетонних елементів були використані тензорезистори 2ПКБ–50–325В з базою 50 мм. Перед використанням тензорезистори були протестовані на придатність згідно з положеннями ГОСТ 21615–76, а поверхня дослідних зразків у місцях їх кріплення була зачищена до гладкого і рівного стану за допомогою професійного шліфувального обладнання.

Кріплення тензорезисторів до поверхні конструкції здійснювалося за допомогою клею БФ–2. Місця розміщення тензорезисторів та робоча поверхня самих тензорезисторів були попередньо покритті тонким шаром клею БФ–2. Після наклеювання тензорезистори прокачувалися гумовим валиком.

Розміщення тензорезисторів залежало від типу дослідного зразка, однак усі вони розміщувалися у найбільш напружених місцях. Деформації трубчастих стрижнів вимірювалися в поперечному перерізі посередині елемента. Деформації плит вимірювалися на всіх її поверхнях у двох взаємно перпендикулярних напрямах.

Схеми розміщення тензорезисторів на зразках першої групи наведені на рисунках 4.9–4.12.

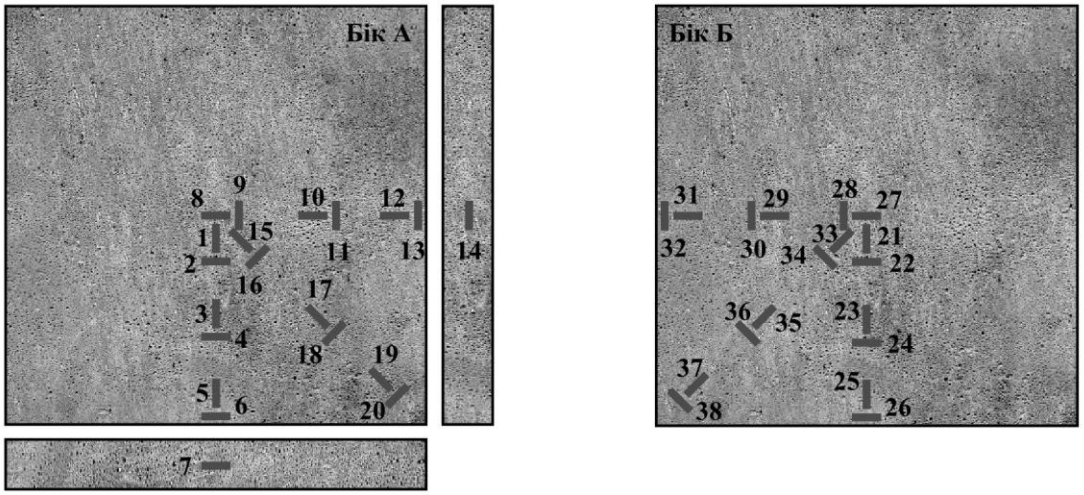


Рисунок 4.9 — Схема розміщення тензорезисторів на зразках серії І.1 (залізобетонна плита) [39, 205]

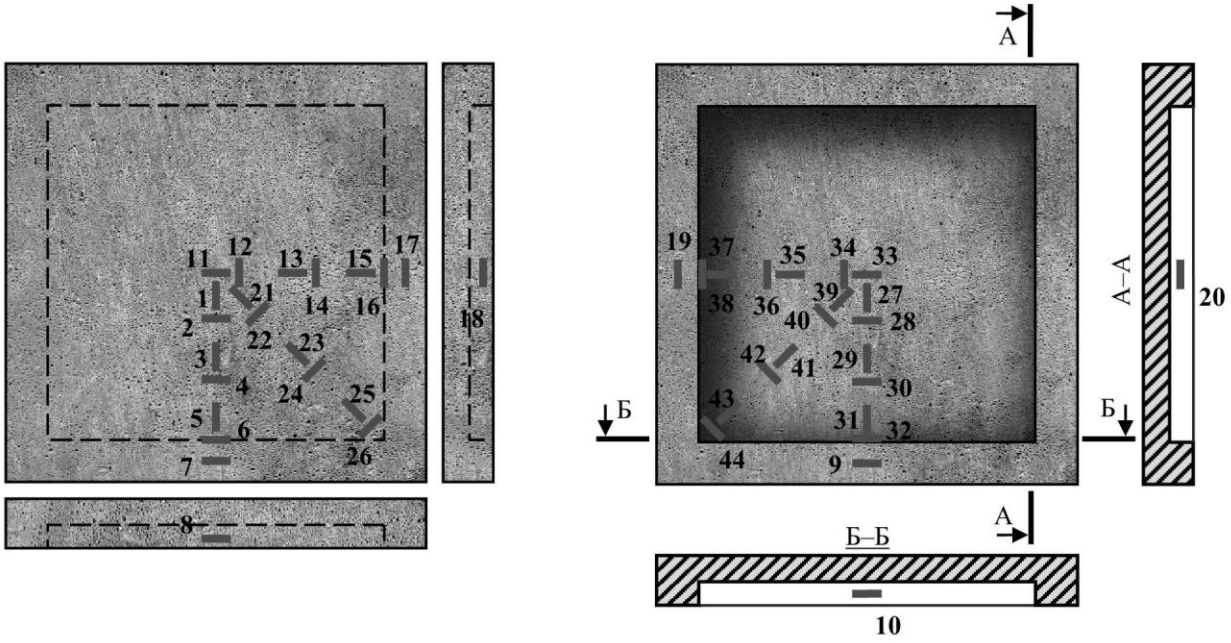


Рисунок 4.10 — Схема розміщення тензорезисторів на зразках серії І.2 (армоцементна плита) [205]

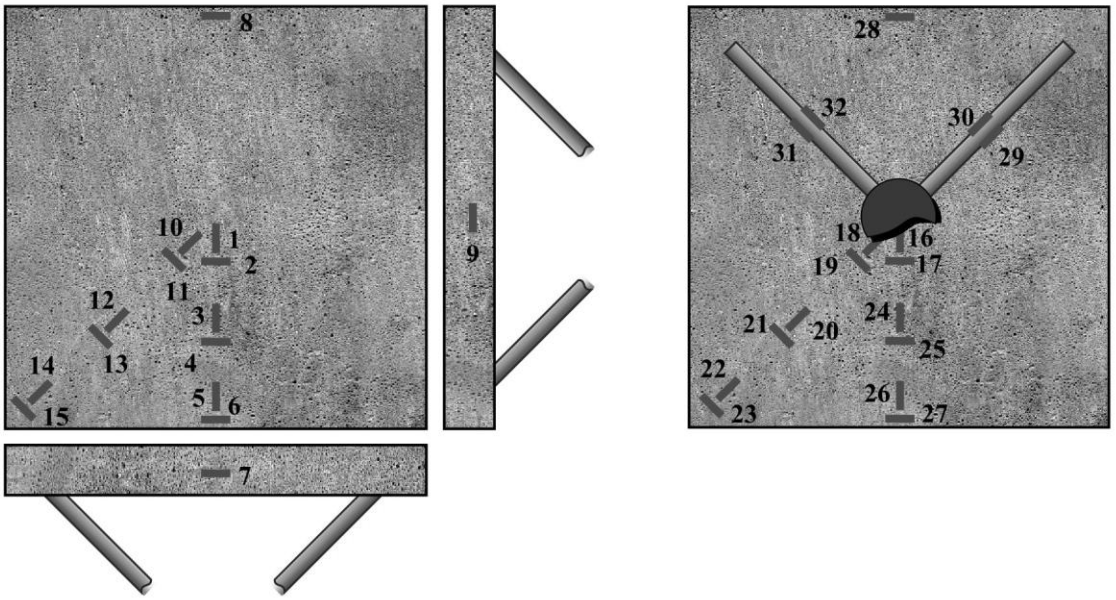


Рисунок 4.11 — Схема розміщення тензорезисторів на зразках серії II.1 (просторовий модуль із залізобетонною плитою) [205]

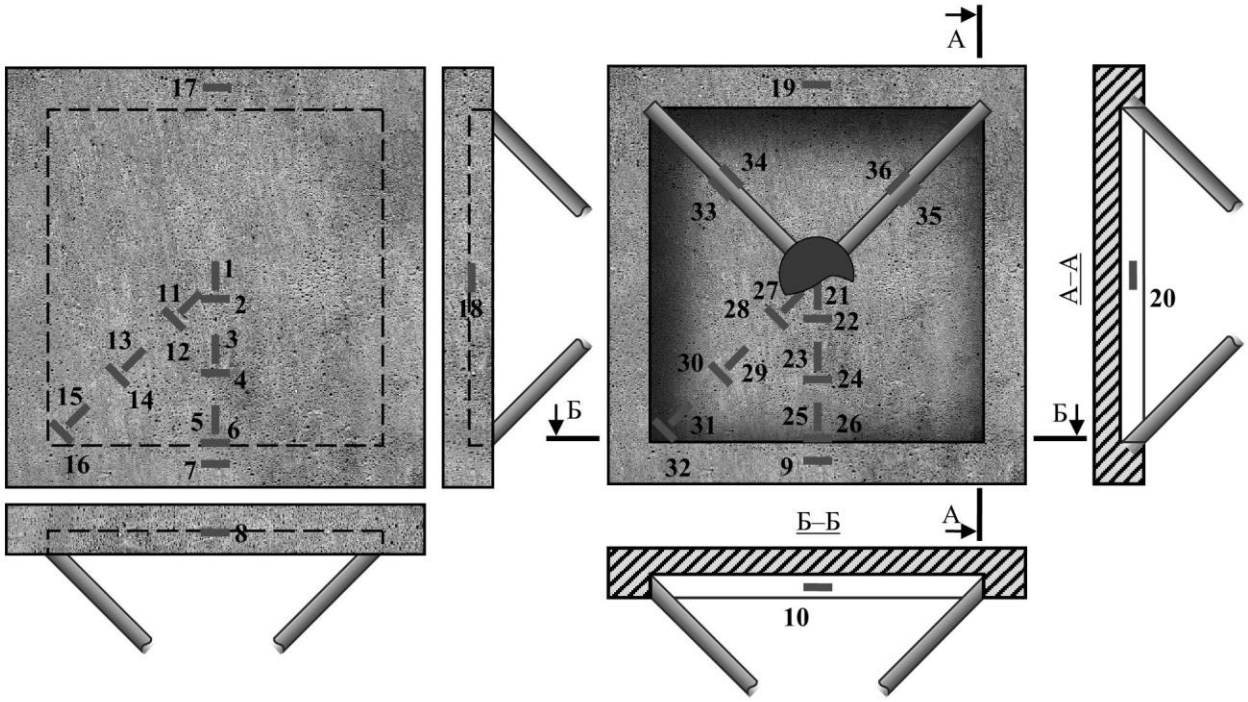


Рисунок 4.12 — Схема розміщення тензорезисторів на зразках серії II.2 (просторовий модуль із армоцементною плитою) [205]

Граничні умови та завантаження. Для випробування експериментальних зразків було сконструйовано та виготовлено спеціальну дослідну установку, що кріпилася до силової підлоги та складалася з гідродомкрата, штанг та силової траверси.

Дослідні конструкції випробовувалися на дію тимчасового навантаження при шарнірному обпиранні на чотири точки. Рівень прикладеного навантаження встановлювався за манометром силового обладнання. Навантаження прикладалося ступенями з 20-хвилинною витримкою, впродовж якої виконувалося опитування тензорезисторів та проводився візуальний огляд зразків на предмет виявлення тріщин.

Завантаження зразків першої групи. Схема дослідження зразків першої групи наведена на рисунку 4.13. Для дослідження зразків цієї групи було додатково використано систему з розподільчих траверс (3), за допомогою якої здійснювалося передавання зусилля від гідродомкрата на плиту.

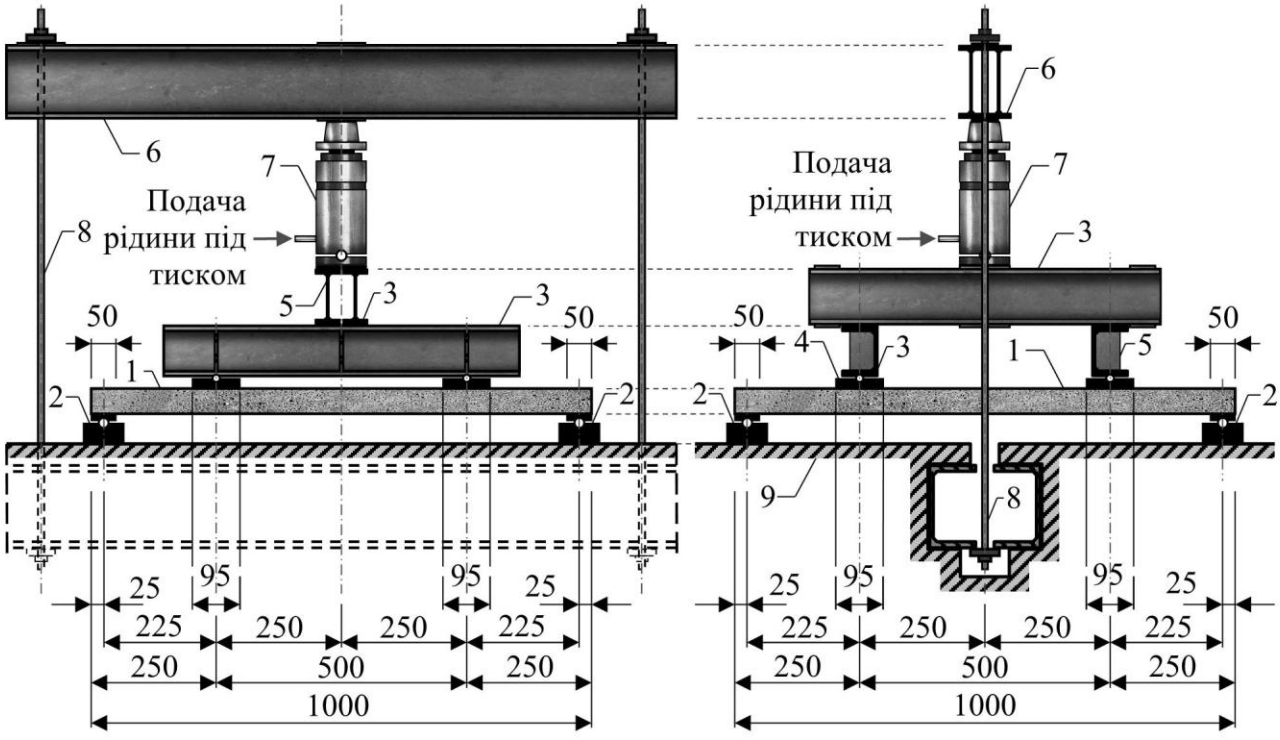


Рисунок 4.13 — Схема дослідження зразків першої групи [39]:

1 — дослідний зразок серій І.1 та І.2; 2 — шарнірні опори; 3 — розподільча траверса; 4 — сталевий диск Ø 95 мм; 5 — шарнір; 6 — силова траверса; 7 — гідродомкрат; 8 — штанга; 9 — силова підлога

Навантаження на зразки прикладалося у чотирьох точках, які знаходилися на однаковій відстані від центру зразка, тобто створювалася зона чистого згину. У місцях прикладення поперечної зосередженої сили P на плиту з метою запобігання продавлюванню бетону вкладалися сталеві диски товщиною 15 мм та діаметром 95 мм (4). Для забезпечення рівномірного передавання зусилля від домкрата на плиту було влаштовано шарніри та шарнірні зв’язки між

розподільчими траверсами (3) і сталевими дисками (4), під останні додатково було влаштовано піщаний прошарок висотою 3 мм.

Завантаження зразків другої групи. Перш за все необхідно зазначити, що схема випробування зразків другої групи, яка наведена на рисунку 4.14 обумовлена метою дослідження — встановити доцільність та прийнятність застосованого способу об'єднання стрижневих і плитних елементів у створених конструкціях при небажаних умовах роботи (виникнення у поздовжньому напрямку зусиль рзтягу) плити крайніх модулів. Дослідні зразки спиралися на шарнірні опори під плитою, тобто випробовувалися у перевернутому положенні. При такій схемі дослідження навантаження прикладалося через шарнір на структурну решітку, а вже через стрижні решітки зусилля передавалося на плиту.

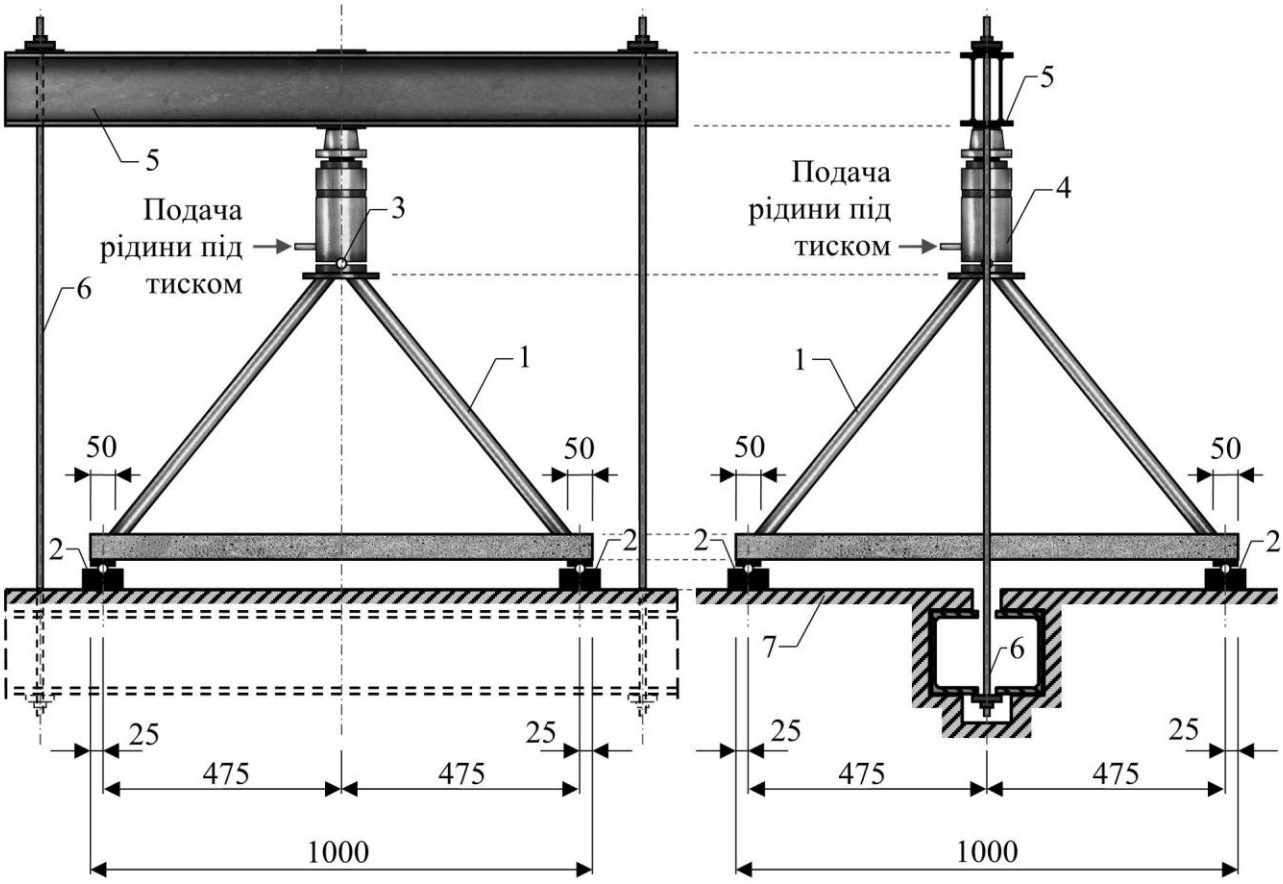
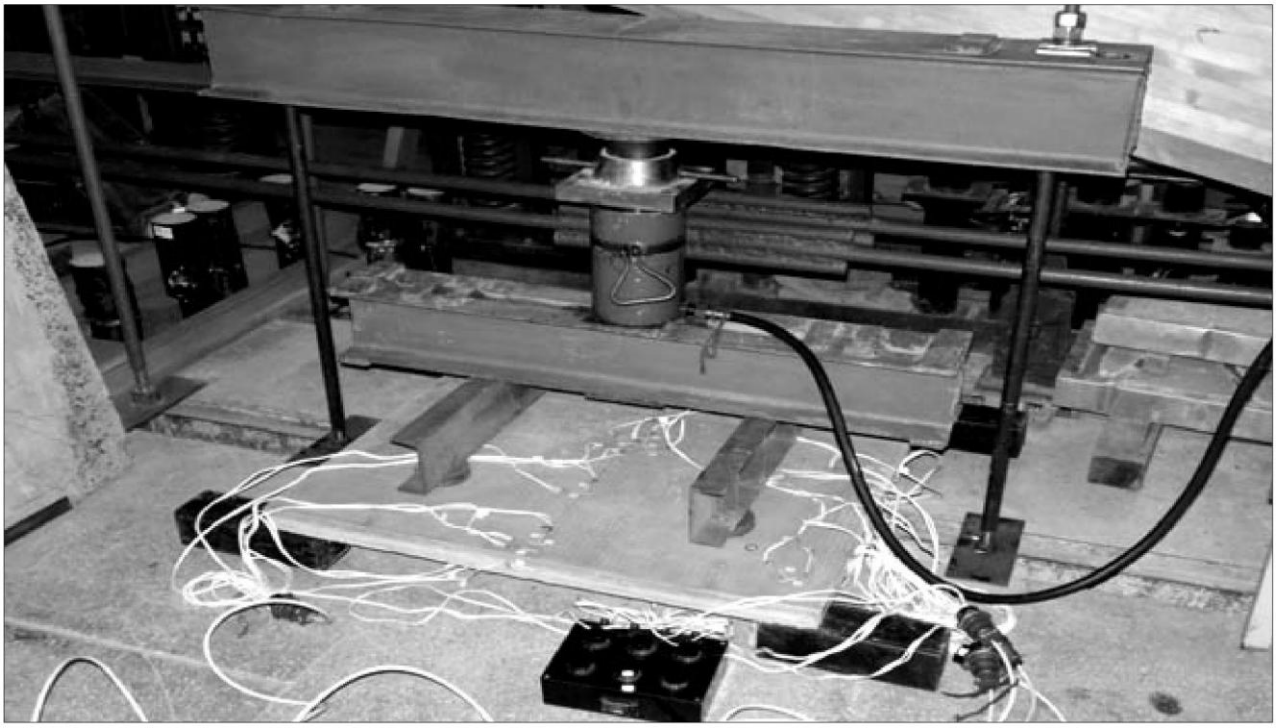


Рисунок 4.14 — Схема дослідження зразків другої групи:

1 — дослідний зразок серій II.1 та II.2; 2 — шарнірні опори; 3 — шарнір; 4 — гідродомкрат; 5 — силова траверса; 6 — штанга; 7 — силова підлога

Випробування. Відповідно до методики експериментальних досліджень зразки завантажувалися ступінчасто до моменту руйнування за допомогою гідродомкрата (рис. 4.15). Крок завантаження приймався з міркувань отримання достатньої кількості точок, що описують залежність розвитку деформацій від

рівня навантаження, а також з урахуванням досвіду випробування аналогічних конструкцій [121] та дорівнював 1 кН, хоча слід зазначити, що на графіках (рис. 4.18–4.33) для їх кращого сприйняття маркери, які відповідають стадії завантаження зображені з рідшим кроком.



а)



б)

Рисунок 4.15 — Дослідні зразки під час випробування [30, 69]:

а) зразки серії І.1 та І.2; б) зразки серії ІІ.1 та ІІ.2

На кожній стадії завантаження виконувалося опитування усіх тензорезисторів і проводився візуальний огляд конструкції. Факт появи тріщин реєструвався у журналі експериментальних досліджень, також відмічався рівень навантаження на момент їх появи, а самі вони позначалися відповідними мітками на конструкції.

4.4. Результати експериментальних досліджень та їх аналіз

При аналізі результатів експериментальних випробувань слід звернути увагу на те, що вони є порівнюваними лише в межах однієї групи дослідних зразків, тому співставлення результатів випробування плит і модулів неприйнятне, оскільки метою експериментів не було встановити ефект чи вплив присутності решітки на несучу здатність плити чи модуля в цілому. Випробування окремих груп дослідних зразків мали різні цілі і задачі дослідження, зазначені у вступі цього розділу. У результаті проведеної серії випробувань окремих елементів структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій на дію навантаження було отримано експериментальні дані, які дозволили виявити особливості роботи таких елементів під навантаженням та дослідити їх напружено-деформований стан.

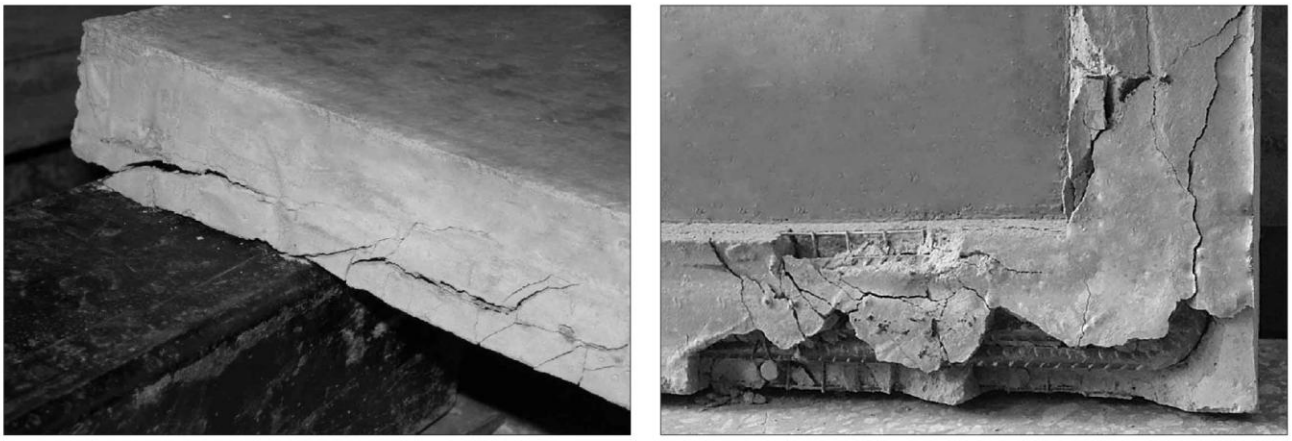
Спостереження за роботою конструкцій під навантаженням. Перш за все слід зауважити, що впродовж усього випробування дослідні зразки працювали як одне ціле, тобто спостерігалася сумісна робота сталевих та бетонних елементів. На початкових стадіях завантаження конструкцій спостерігалася пружна робота, а при поступовому збільшенні навантаження спостерігався розвиток тріщин у плиті. З досягненням критичного рівня завантаження відбувалося руйнування бетонної плити та спостерігалася текучість арматури. При досягненні пластичної стадії відбулося інтенсивне зростання деформацій та прогинів.

Завдяки проведеним випробуванням було встановлено несучу здатність та характер руйнування досліджуваних елементів.

Несуча здатність та характер руйнування дослідних зразків. Усі зразки зруйнувалися внаслідок втрати плитами несучої здатності. Руйнування зразків різних серій та груп мали різний характер.

Руйнування зразків серії І.1 першої групи — залізобетонних плит — відбулося за навантаження 47 кН унаслідок досягнення текучості арматури, надмірного розкриття тріщин в зоні чистого згину та руйнування опорної ділянки (рис. 4.16, а).

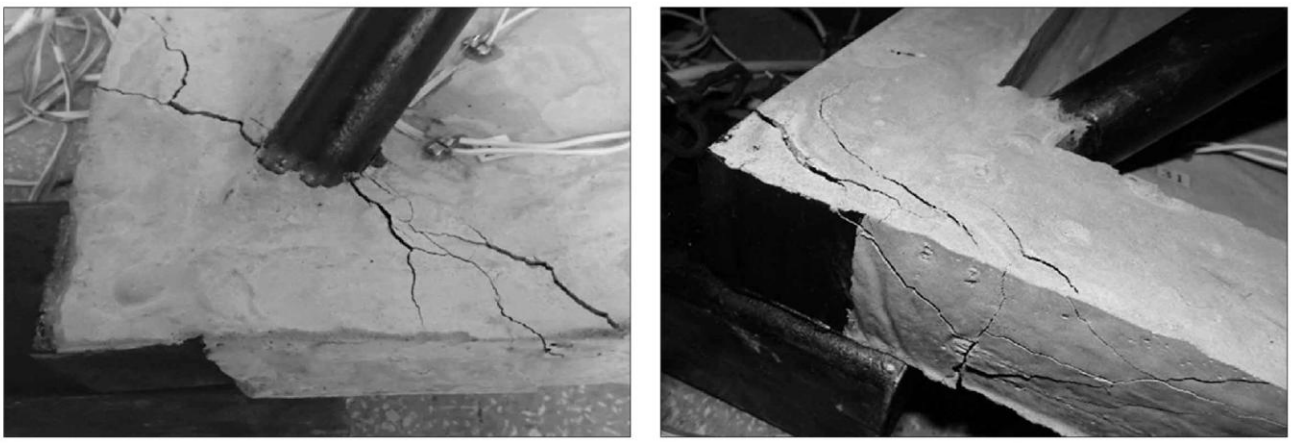
Руйнування зразків серії І.2 першої групи — армоцементних плит — відбулося при навантаженні 34 кН унаслідок руйнування ребр жорсткості в середині прольоту та в опорній частині плити (рис. 4.16, б).



а) б)

Рисунок 4.16 — Характер руйнування дослідних зразків першої групи:
а) зразок серії І.1; б) зразок серії І.2

Руйнування зразків другої групи (рис. 4.17) — просторових модулів із залізобетонною та армоцементною плитами — мало однаковий характер та відбулося внаслідок руйнування опорної ділянки при навантаженні 43 кН та 57 кН відповідно.



а) б)

Рисунок 4.17 — Характер руйнування дослідних зразків другої групи:
а) зразок серії ІІ.1; б) зразок серії ІІ.2

У результаті експерименту на основі показів приладів було побудовано графіки залежності деформацій від навантаження.

Результати дослідження зразків серії І.1. Спираючись на результати випробувань залізобетонних плит, були побудовані експериментальні залежності відносних деформацій від рівня завантаження (рис. 4.18–4.19).

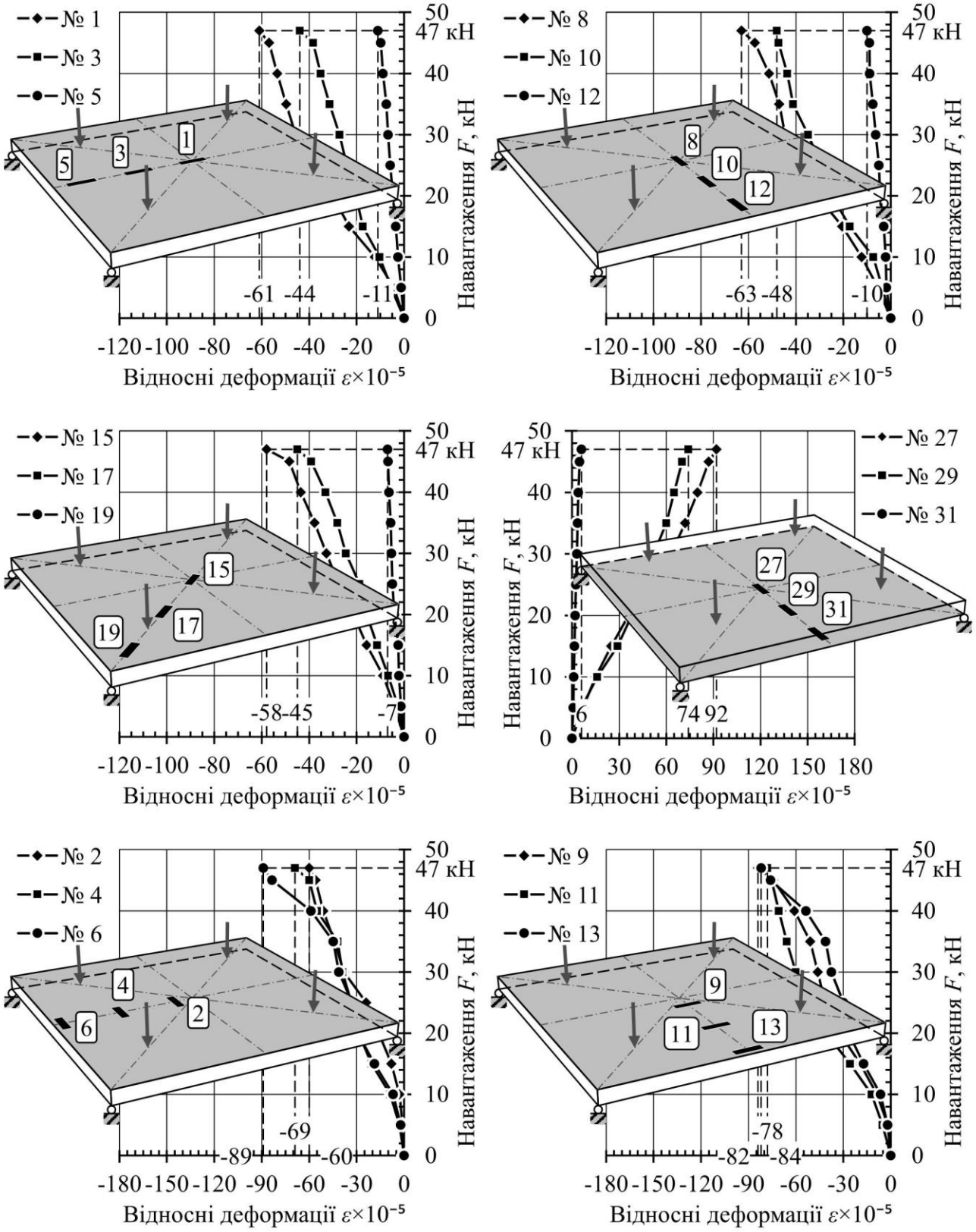


Рисунок 4.18 — Залежність деформації ε залізобетонної плити від рівня завантаження F у місцях розміщення тензорезисторів

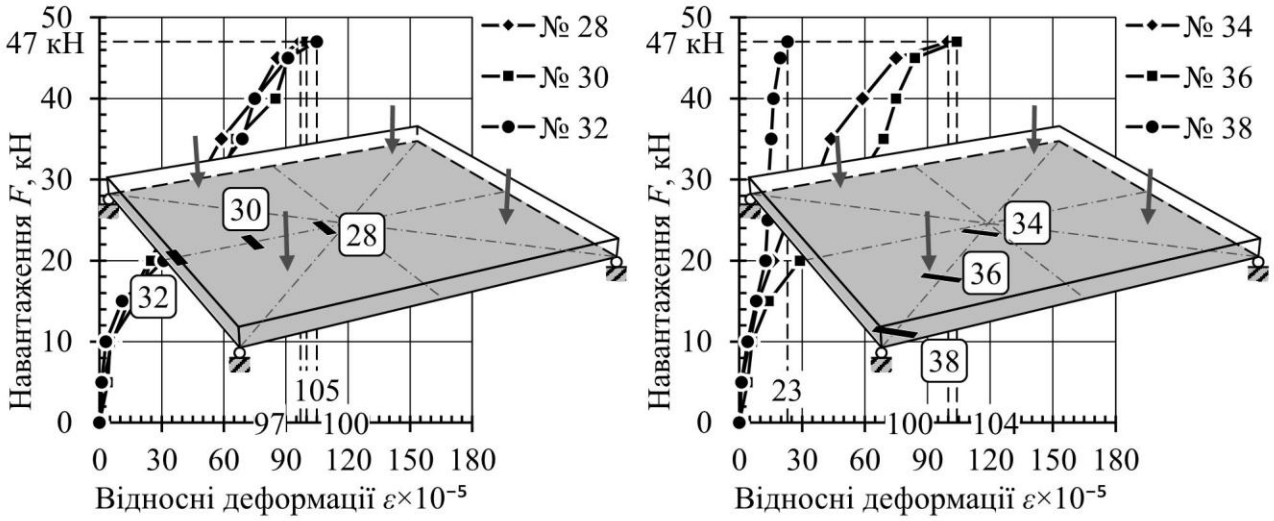


Рисунок 4.19 — Залежність деформації ε залізобетонної плити від рівня завантаження F у місцях розміщення тензорезисторів

Результати дослідження зразків серії І.2 (армоцементних плит) першої групи. Результати відображені у вигляді залежності відносних деформацій від рівня завантаження (рис. 4.20–4.22).

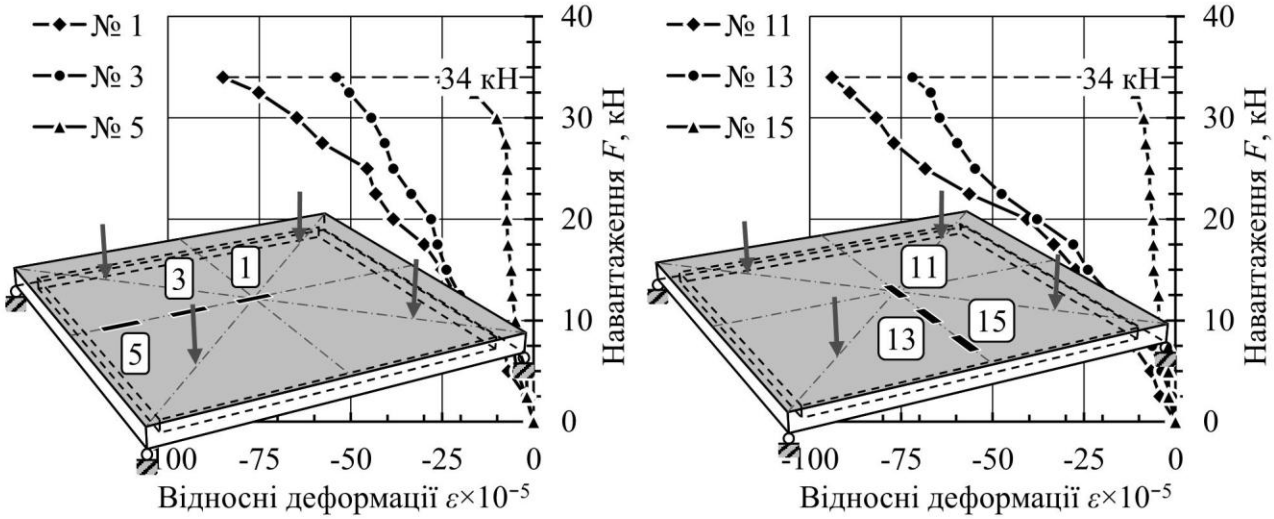


Рисунок 4.20 — Залежність деформації ε армоцементної плити від рівня завантаження F у місцях розміщення тензорезисторів

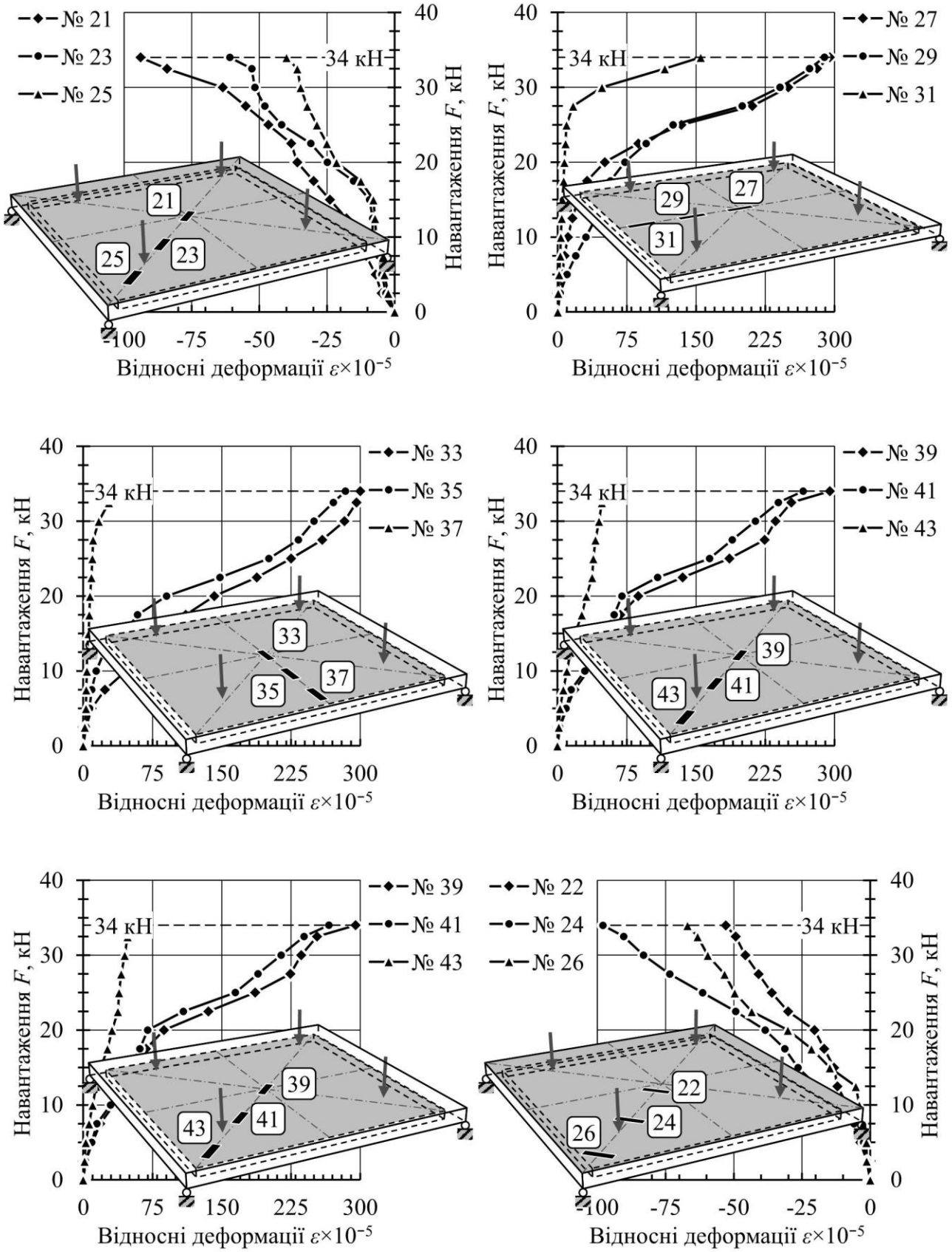


Рисунок 4.21 — Залежність деформації ε армоцементної плити від рівня завантаження F у місцях розміщення тензорезисторів

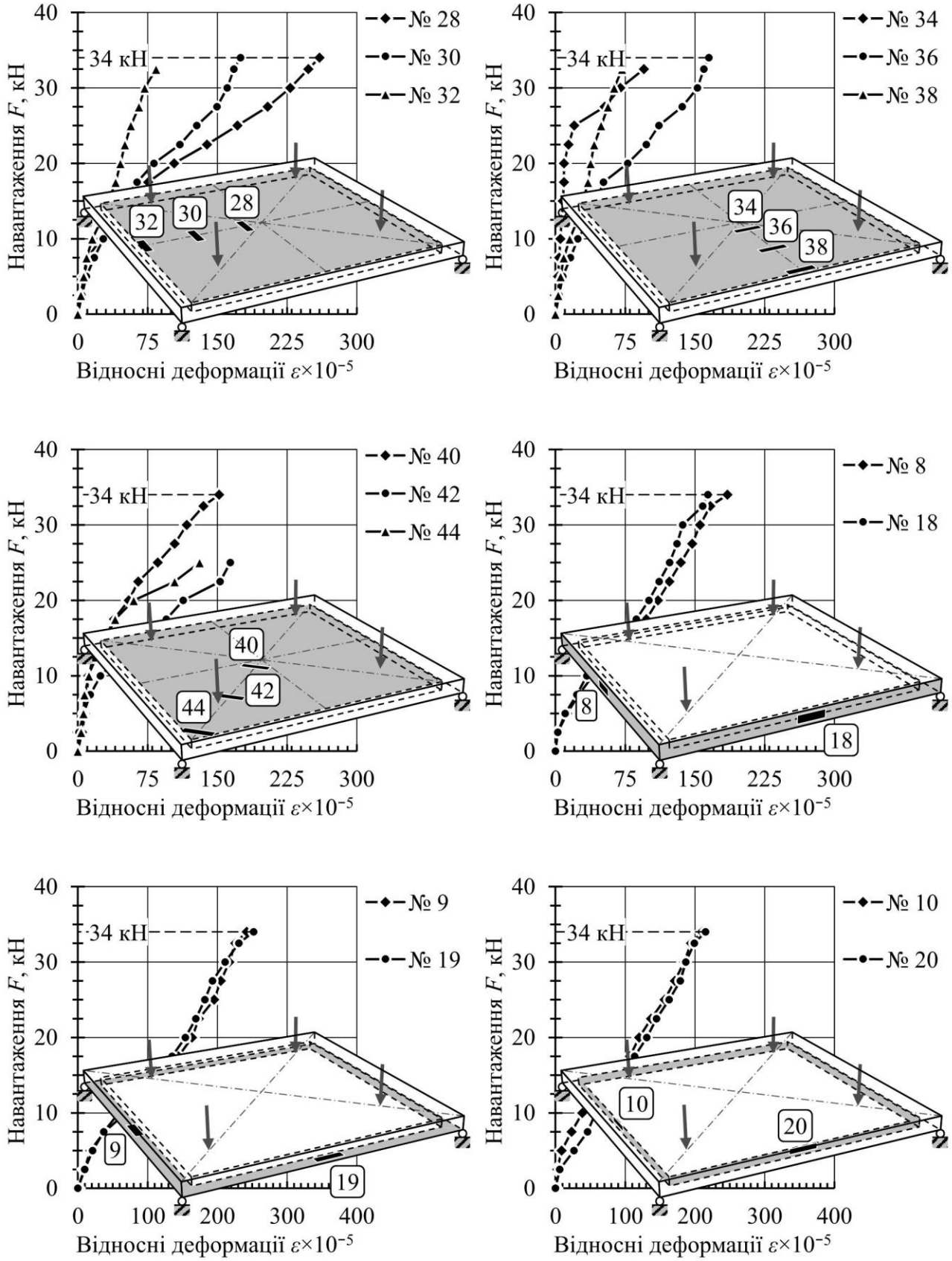


Рисунок 4.22 — Залежність деформації ε армоцементної плити від рівня завантаження F у місцях розміщення тензорезисторів

Аналіз наведених графіків (рис. 4.18–4.22) показав, що деформативність зразків серії І.1 (залізобетонні плити) була менша, ніж зразків серії І.2 (армоцементні плити). Цей факт цілком логічний та закономірний, якщо зважати на те, що дослідні зразки були виготовлені з однакових матеріалів, але висота поперечного перерізу залізобетонних плит була більша, ніж армоцементних плит у 2,5 раза (h_{cs} =50 мм; h_{fs} =20 мм).

Якщо проаналізувати характер розвитку поздовжніх деформацій, то очевидним є те, що їх розвиток був інтенсивнішим посередині плити (рис. 4.23–4.24).

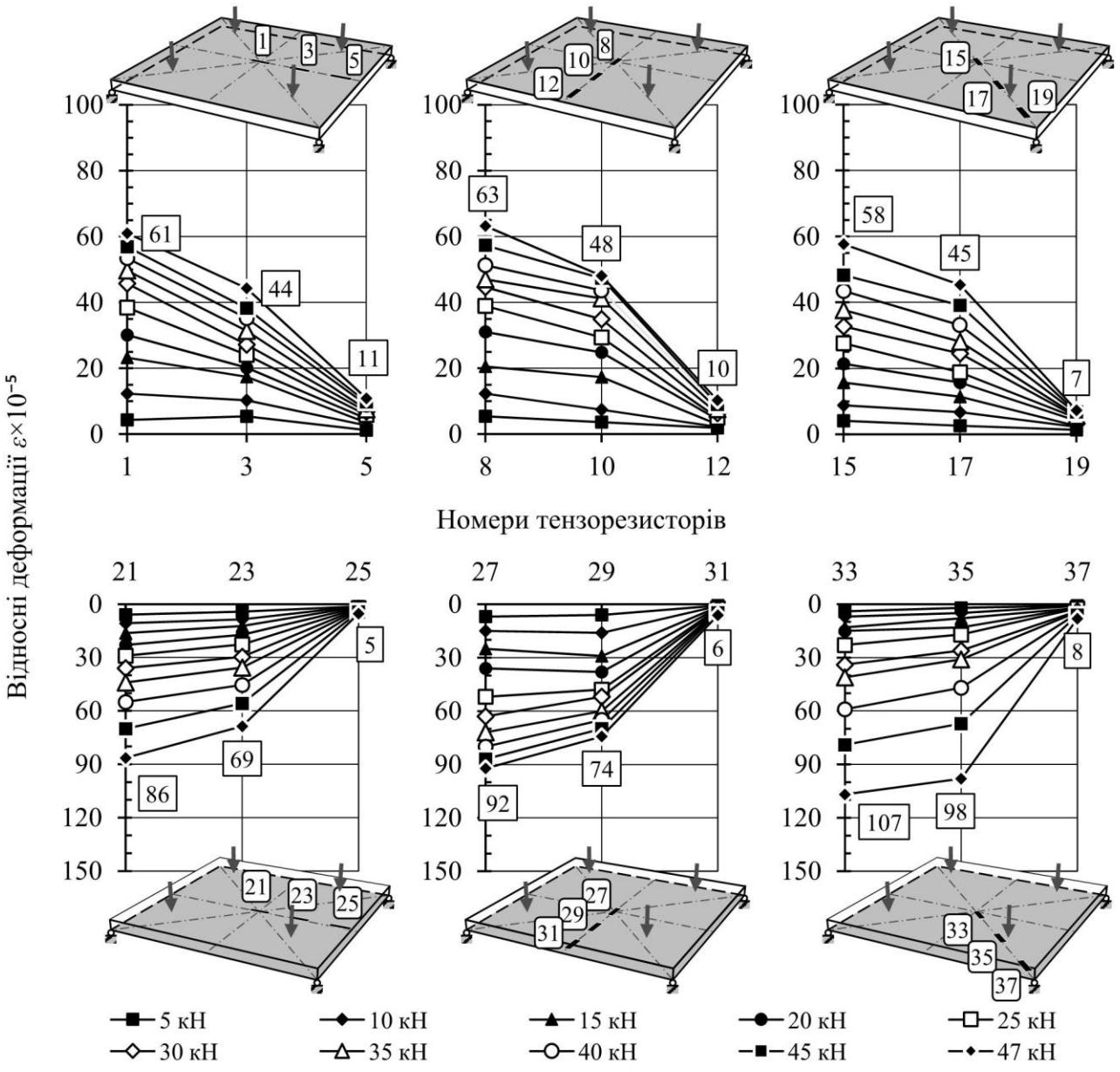


Рисунок 4.23 — Залежність відносних поздовжніх деформацій ε залізобетонної плити від рівня завантаження F

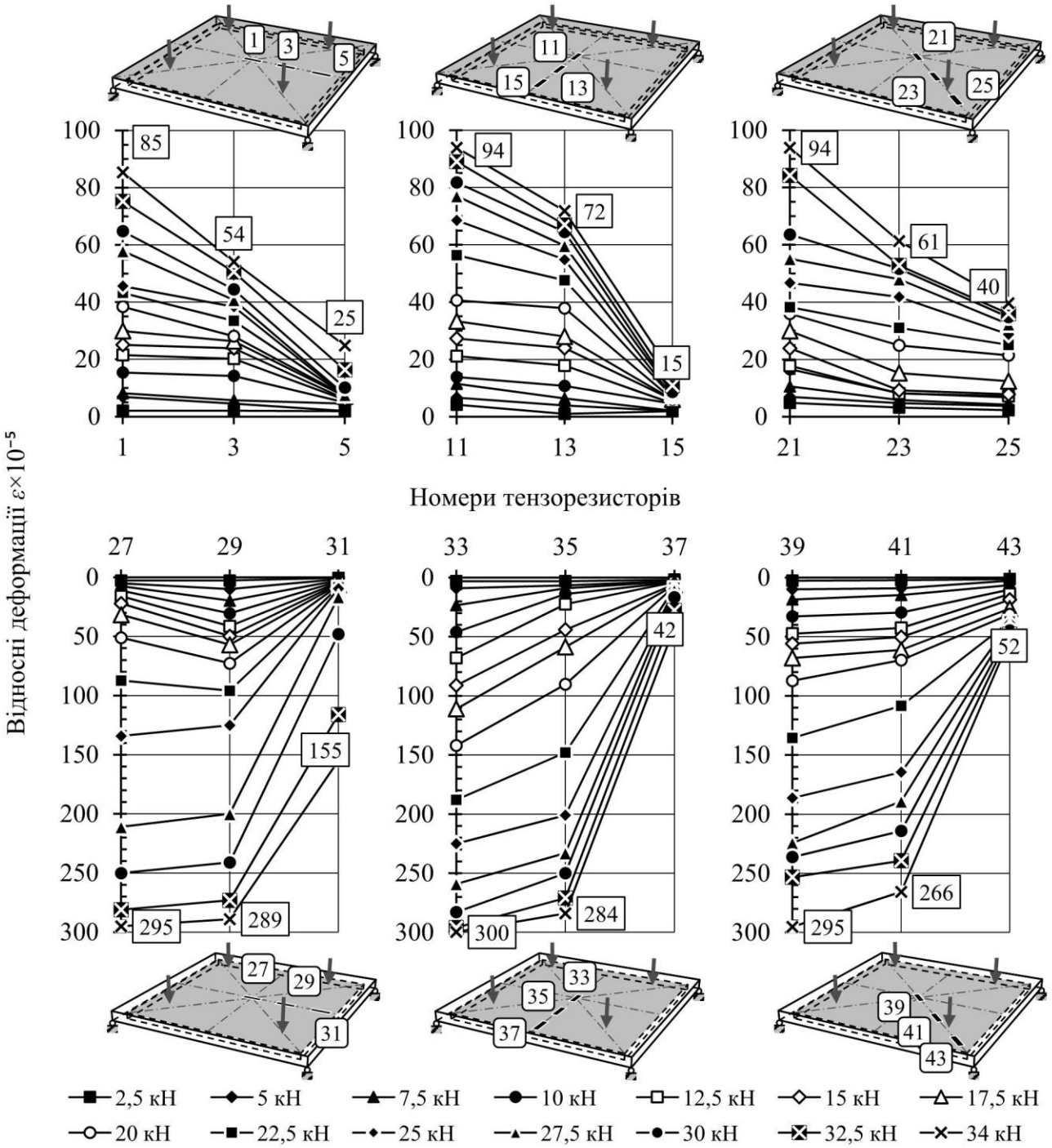


Рисунок 4.24 — Залежність відносних поздовжніх деформацій ε армоцементної плити від рівня завантаження F

З наведених графіків (рис. 4.23–4.24) також видно, що розвиток деформацій у цілому був плавним та рівномірним. Деформації дослідних зразків у симетрично розташованих місцях мали приблизно однакові значення. Середня різниця показів деформацій у таких перерізах не перевищувала 12 %.

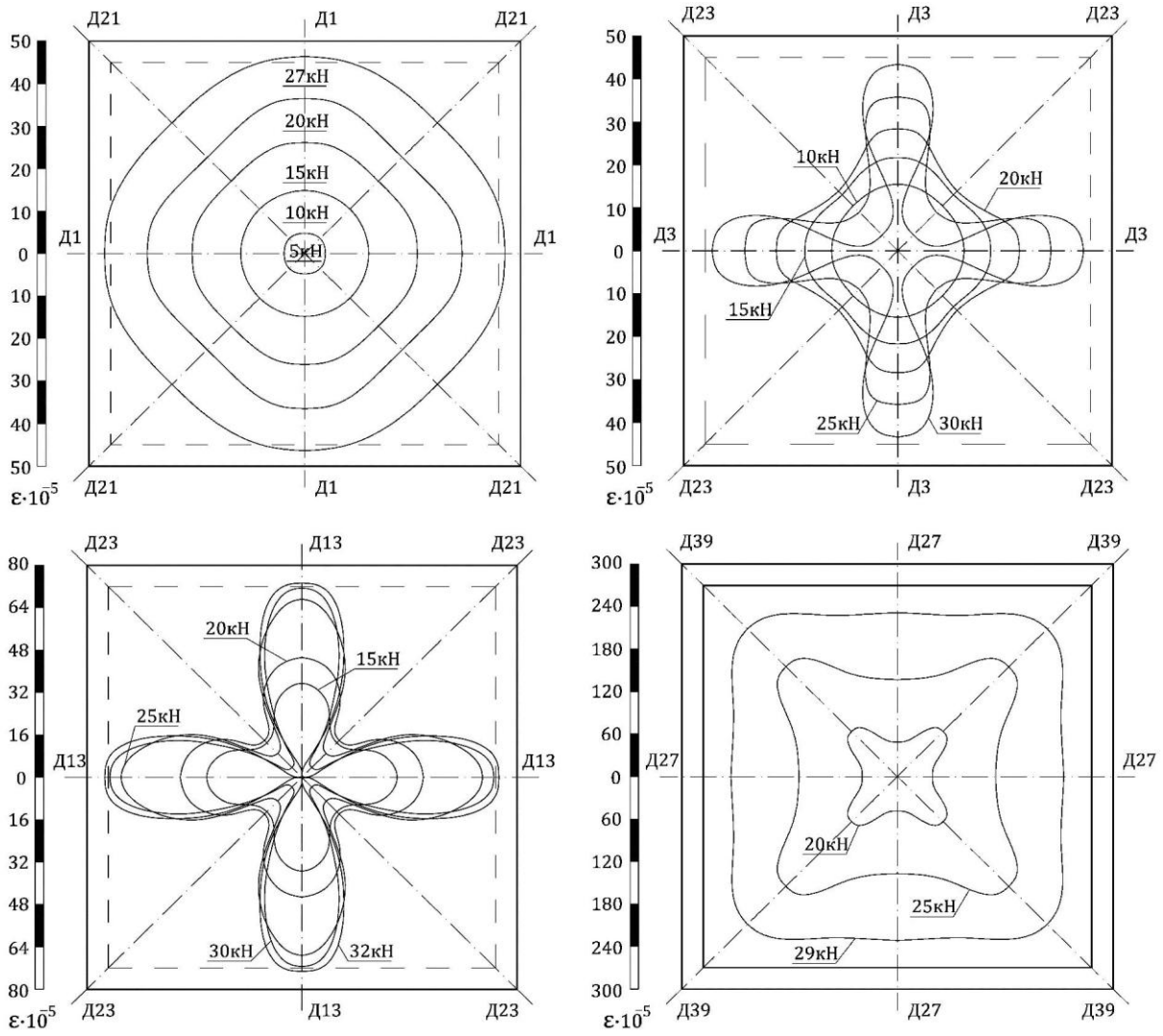


Рисунок 5.39 — Розподіл відносних деформацій на поверхні бетону, заміряних за допомогою електротензорезисторів для зразка без розкосів [205]

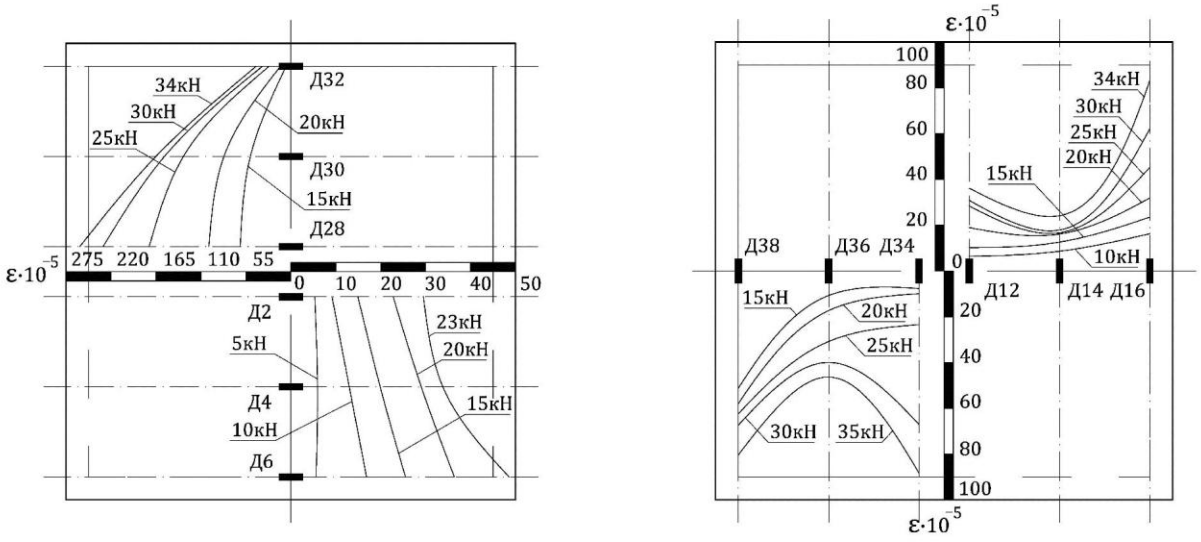


Рисунок 5.41 — Розподіл відносних деформацій на поверхні бетону, заміряних за допомогою поперечних електротензорезисторів [205]

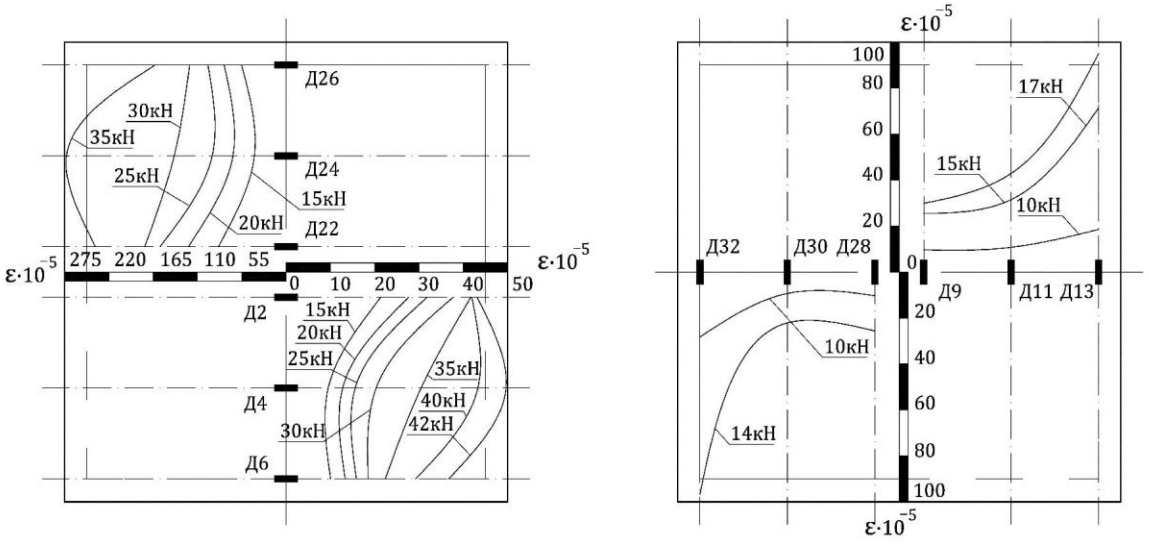


Рисунок 5.42 — Розподіл відносних деформацій на поверхні бетону, заміряних за допомогою поперечних електротензорезисторів [205]

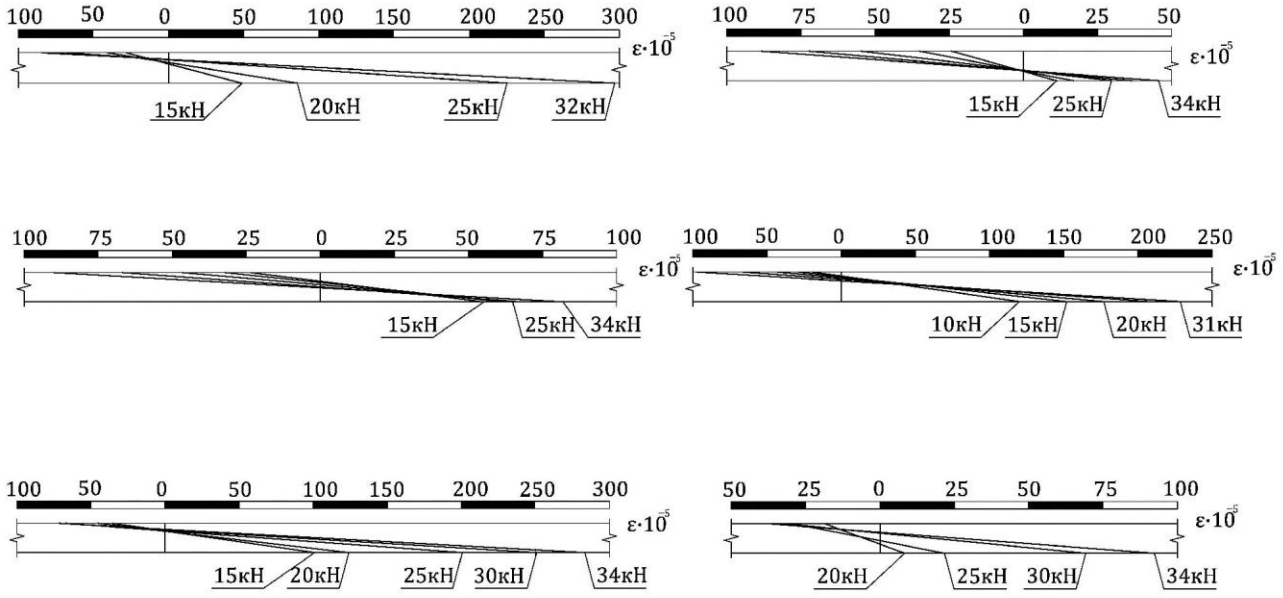


Рисунок 5.43 — Епюри розподілу деформацій по висоті перерізу, заміряних за допомогою поперечних електротензорезисторів [205]

Результати дослідження зразків серії II.1 (просторових модулів із залізобетонною плитою) другої групи. Результати відображені у вигляді залежності відносних деформацій від рівня завантаження (рис. 4.29 і 4.30).

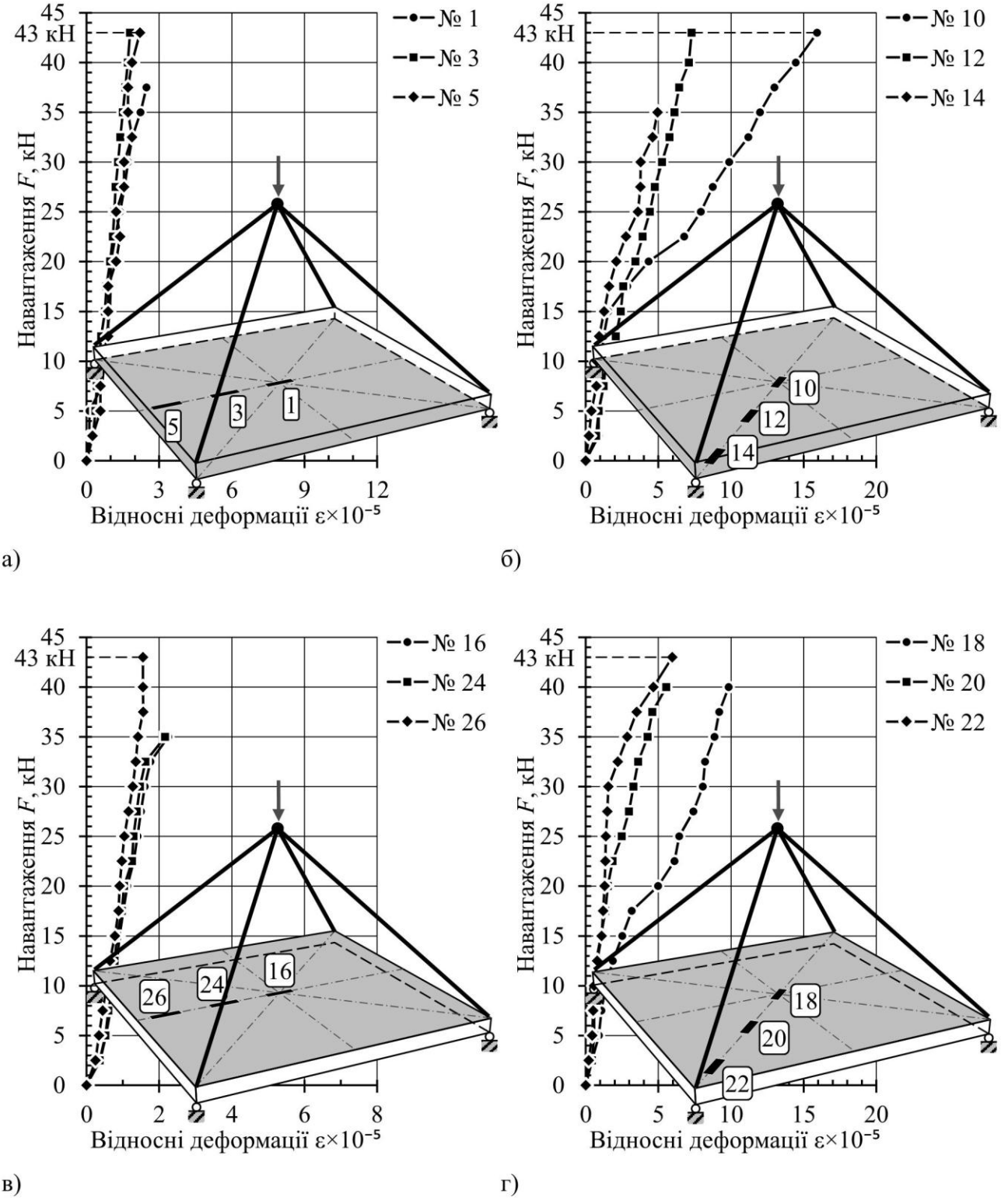


Рисунок 4.29 — Залежність деформації ε елементів просторового модуля із залізобетонною плитою від рівня завантаження F у місцях розміщення тензорезисторів № 1, 3, 5 (а), № 10, 12, 14 (б), № 16, 24, 26 (в), № 18, 20, 22 (г),

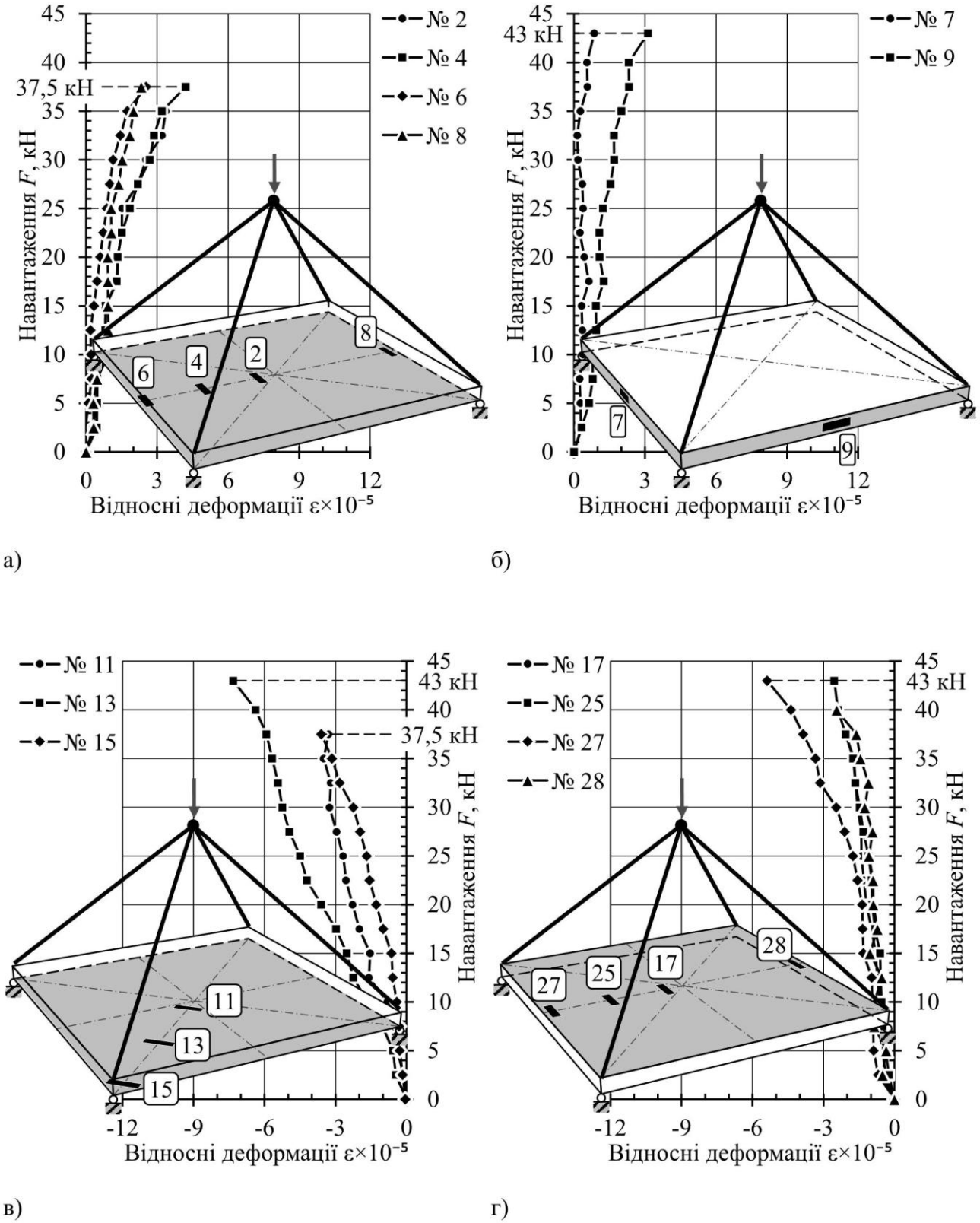


Рисунок 4.30 — Залежність деформації ε елементів просторового модуля із залізобетонною плитою від рівня завантаження F у місцях розміщення тензорезисторів № 2, 4, 6, 8 (а), № 7, 9 (б), № 11, 13, 15 (в) та № 17, 25, 27, 28 (г)

Результати дослідження зразків серії II.2 (просторових модулів із армоцементною плитою) другої групи. Результати відображені у вигляді залежності відносних деформацій від рівня завантаження (рис. 4.31–4.33).

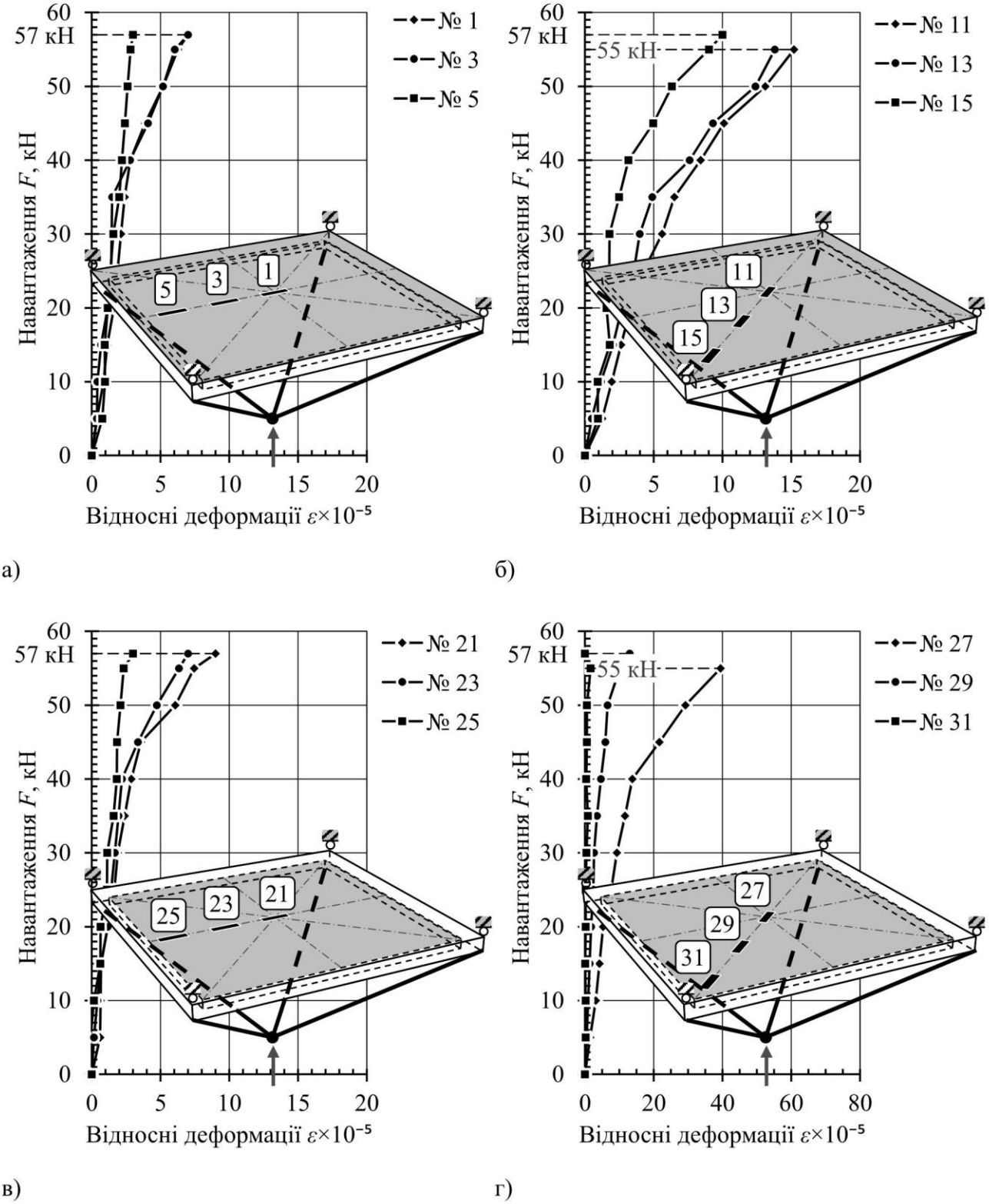


Рисунок 4.31 — Залежність деформації ε елементів просторового модуля з армоцементною плитою від рівня завантаження F у місцях розміщення тензорезисторів № 1, 3, 5 (а), № 11, 13, 15 (б), № 21, 23, 25 (в) та № 27, 29, 31 (г)

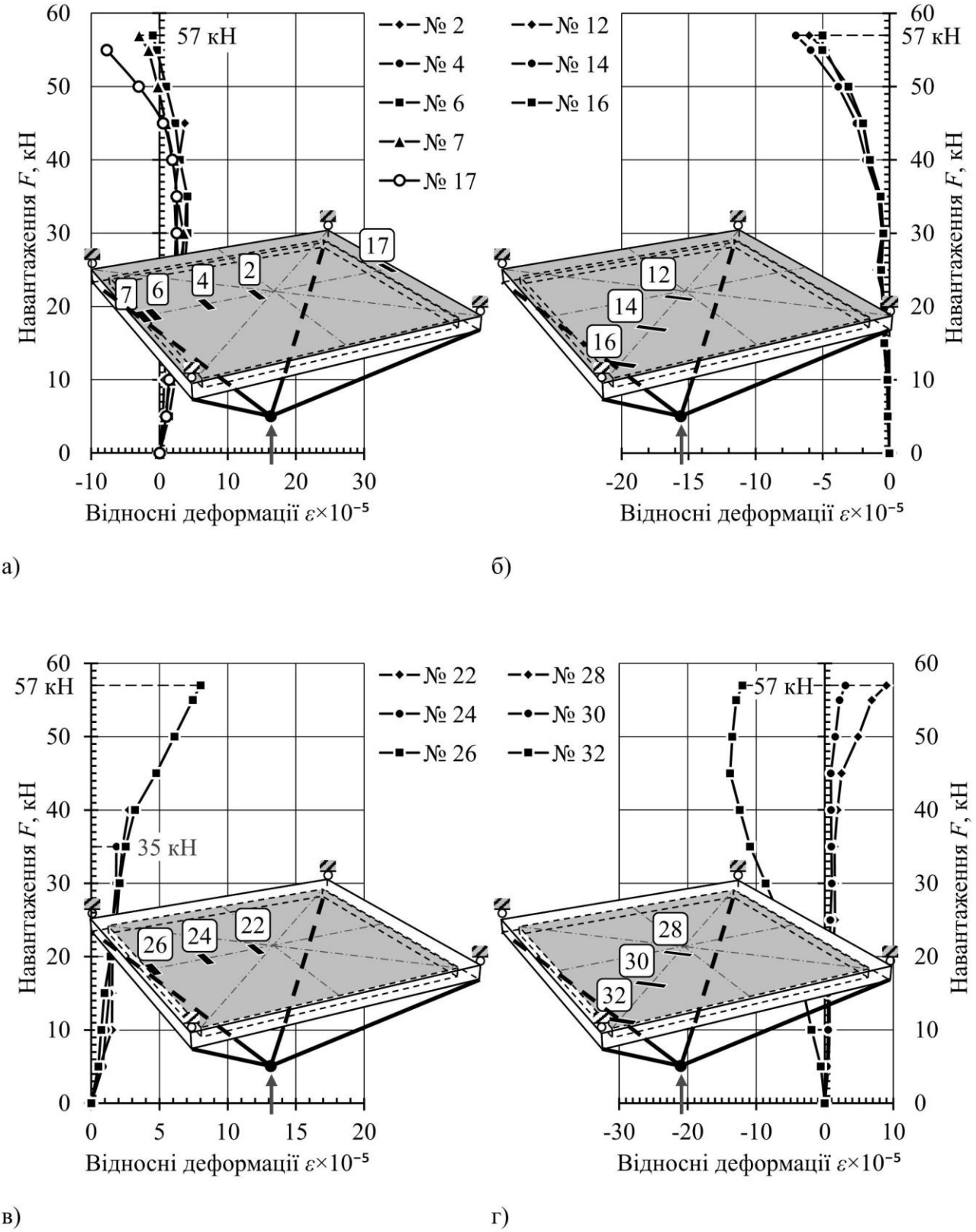


Рисунок 4.32 — Залежність деформації ε елементів просторового модуля з армоцементною плитою від рівня завантаження F у місцях розміщення тензорезисторів № 2, 4, 6, 7, 17 (а), № 12, 14, 16 (б), № 22, 24, 26 (в) та № 28, 30, 32 (г)

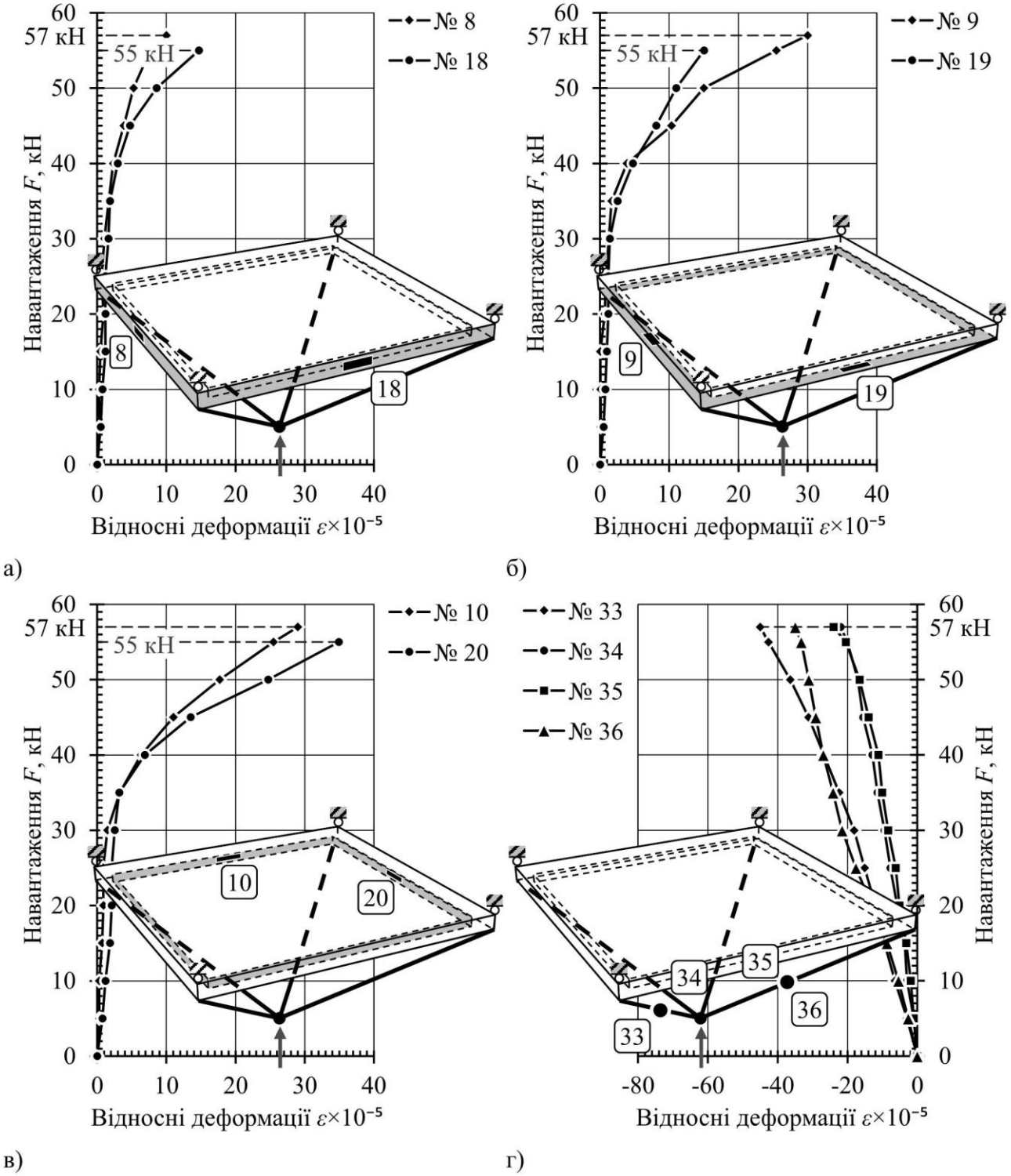


Рисунок 4.33 — Залежність деформації ε елементів просторового модуля з армоцементною плитою від рівня завантаження F у місцях розміщення тензорезисторів № 8, 18 (а), № 9, 19 (б), № 10, 20 (в) та № 33, 34, 35, 36 (г)

Наведені залежності (рис. 4.29–4.33) свідчать про те, що величина навантаження, при якому зруйнувалися просторові модулі з армоцементною плитою, була більшою, ніж для просторових модулів із залізобетонною плитою, у 1,3 раза на відміну від дослідних зразків першої групи, де навпаки залізобетонні плити мали

більшу несучу здатність, ніж армоцементні, в 1,4 раза. Це можна пояснити тим, шо зразки завантажувалися по-різному. У першому випадку зразки витримали більше навантаження, оскільки мали більшу площу поперечного перерізу, ніж армоцементі. До того ж залізобетонні плити мали постійну площу поперечного перерізу, тому зусилля розподілялися рівномірно по всій плиті. Інша ситуація з армоцементними плитами, де значні згинальні зусилля сприймали ребра жорсткості.

У випадку випробування зразків другої групи навантаження прикладалося у вузлах через елементи просторової решітки. При такій схемі завантаження в плитах досліджуваних просторових модулів виникали зусилля розтягу (такий випадок є можливий у поздовжньому напрямку покриття для крайніх модулів), а такі зусилля, як відомо з [115], краще сприймаються армоцементними плитами, ніж залізобетонними, тому навіть у випадку дії різнознакових зусиль по висоті перерізу армоцементні плити є більш ефективнішими навіть при меншій площі поперечного перерізу.

Із представлених графіків (рис. 4.29–4.33) видно, що деформації плити розвивалися повільно, а їх лінійна залежність спостерігалася до навантаження, яке дорівнювало 80–85 % руйнуючого. Такі малі деформації є наслідком пізнього включення у роботу середньої частини плити. Це також може свідчити про те, що при локальних вузлових зусиллях у плитах виникають незначні напруження, тоді можна стверджувати про більшу доцільність використання армоцементних плит як верхнього пояса просторових структурно-вантових сталезалізобетонних покриттів, оскільки вони краще працюють на подібне навантаження. До того ж вони легші, ніж залізобетонні елементи.

4.5. Висновки за четвертим розділом

У результаті проведення випробувань та на підставі аналізу отриманих експериментальних даних щодо несучої здатності, особливостей роботи під навантаженням і характеру руйнування дослідних зразків створених просторових модулів можна зробити наступні висновки:

1. З метою вивчення створених конструкцій та встановлення впливу виду армування і способу завантаження на їх несучу здатність була розроблена

методика експериментального дослідження, яка передбачала виготовлення та випробування на дію тимчасового навантаження окремих зразків — модулів просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій.

2. Для виготовлення дослідних зразків було використано матеріали, які за своїми фізико-механічним властивостями є типовими для будівельних конструкцій, а технологія виготовлення бетонної суміші не відрізнялася від загальноприйнятої. Слід зауважити, що застосований спосіб виготовлення дослідних зразків є апробованим [120, 121, 177, 216] і оригінальним, оскільки його ідея полягає у бетонуванні конструкцій у перевернутому положенні, що значно зменшує кількість опалубки та забезпечує сполучення залізобетонної плити зі сталевою решіткою.

3. Для вивчення напружено-деформованого стану дослідних зразків було застосовано тензометричний метод вимірювання деформацій із використанням сучасного обладнання ВНП–8, що у результаті дозволило отримати об’єктивні та детальні дані щодо особливостей роботи створених конструкцій з урахуванням типу арматури і способу завантаження.

4. Усі дослідні зразки — модулі під час проведення випробування на всіх ступенях завантаження працювали як єдина неподільна конструкція, тобто спостерігалася сумісна робота складових конструктивних елементів.

5. Характер руйнування дослідних зразків кожної серії мав спільні риси, що проявлялися в різкому збільшенні прогинів при досягненні пластичних деформацій та за відсутності раптової втрати несучої здатності.

6. Установлено, що несуча здатність залізобетонних плит у 1,3 раза більша, ніж армоцементних, при дії поперечної сили. Однак несуча здатність залізобетонних плит у складі просторового модуля менше на 20 %, ніж армоцементних, при вузловому навантаженні. Таким чином, виходячи зі співвідношення власної ваги зразка до його несучої здатності, армоцементні плити є ефективнішими, ніж залізобетонні.

7. Результати досліджень свідчать про те, що запропоновані конструкції модулів можуть з успіхом застосовуватися як елементи великопролітних просторових конструкцій.

РОЗДІЛ 5
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ СТРУКТУРНО-ВАНТОВОЇ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОНСТРУКЦІЇ

Основною задачею експериментального дослідження повнорозмірної просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції було отримати дані, які доповнюватимуть результати експериментальних і теоретичних досліджень, що відображені у попередніх розділах, а також дозволять аргументовано обґрунтувати ефективність конструктивного рішення запропонованої конструкції як в цілому, так і її складових елементів та вузлів з'єднання [189, 197, 293, 302]. Слід також зазначити те, що результати попередніх експериментальних досліджень і результати, які наведені у цьому розділі є непорівнюваними, оскільки мають різні мету і задачі дослідження, тому геометричні розміри і характеристики матеріалів не співпадають.

5.1. Проектування експериментального зразка просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції

Для дослідження ефективності створених конструкцій було запроектовано експериментальний натурний зразок — просторовий структурно-вантовий сталезалізобетонний вигнутий лінійний елемент прольотом 5,36 м, що зібраний з просторових сталезалізобетонних модулів і гнучких елементів нижнього пояса. Відповідно до сформульованих у другому розділі дисертаційної роботи положень щодо проектування створених конструкцій було визначено геометрію експериментального зразка — вигин конструкції дорівнював $f = 0{,}825$ м, тобто $f/L \approx {}^1/_7$ ($0 < {}^1/_7 = 0{,}14 < {}^1/_5 = 0{,}2$, що відповідає встановленим вимогам згідно до п. 2.7); розміри просторового модуля на плані дорівнювали 0,8×0,8 м, а його висота $h = 0{,}5$ м; довжина елементів нижнього пояса в $l = 0{,}728$ м.

Розрахунок експериментального зразка виконувався на дію навантаження у вигляді одиничної зосередженої сили F_1, яка прикладалася у вузлах № 2–7 верхнього пояса (рис. 5.1). Закріплення конструкції з одного боку було шарнірно нерухомим, а з іншого — шарнірно рухомим. У результаті статичного розрахунку

визначено зусилля S_{i-j}, які виникають в елементах конструкції внаслідок дії одиничної сили F_1.

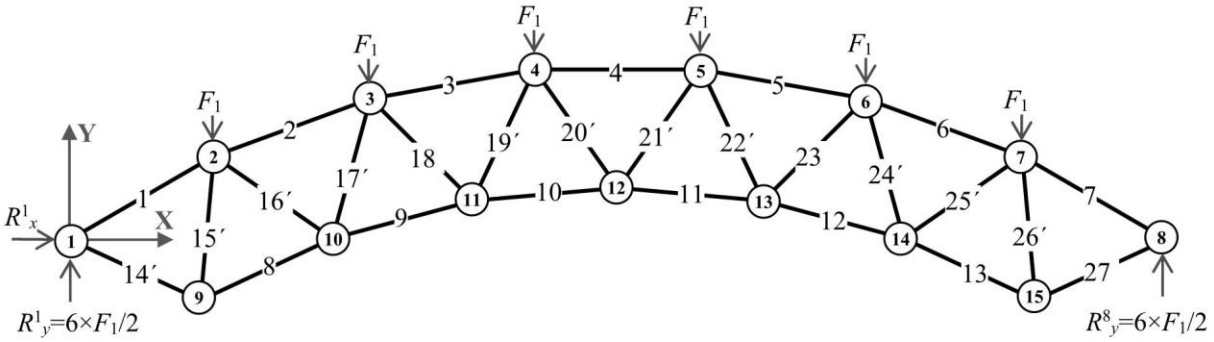


Рисунок 5.1 — Розрахункова схема експериментального зразка

Примітка. Цифрами в колі позначено номер вузла конструкції.

Приведемо значення внутрішніх зусиль S_{i-j}, визначених унаслідок дії одиничної сили F_1=1 кН до зусиль, що виникатимуть у випадку, коли на конструкцію діятиме експериментальне навантаження у вигляді зосередженої сили $F_{експер.} = 3{,}625$ кН, що передбачено методикою експериментальних досліджень. Остаточні результати статичного розрахунку занесено в таблиці 5.1.

Таблиця 5.1

Теоретично визначені внутрішні зусилля в елементах просторової конструкції

Елемент	1	2	3	4	5	6	7
Зусилля, кН	−12,08	−20,61	−26,09	−27,96	−26,09	−20,61	−12,08
Елемент	8	9	10	11	12	13	—
Зусилля, кН	12,60	21,72	26,5	26,5	21,72	12,60	—
Елемент	14	15	16	17	18	19	20
Зусилля, кН	6,66	−5,89	5,6	−3,45	3,91	−0,9	1,62
Елемент	21	22	23	24	25	26	27
Зусилля, кН	1,62	−0,9	3,91	−3,45	5,6	−5,89	6,66

Відповідно до розробленої методики експериментальних випробувань структурно-вантова сталезалізобетонна конструкція досліджується на дію експлуатаційного навантаження, тобто не руйнується, а загальний рівень завантаження конструкції не повинен перевищувати 70–80 % від максимального.

Проектування експериментального зразка структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції здійснювалося відповідно до норм [58, 59]. Як вхідні дані для розрахунку прийнято сталь С235 і бетон С20/25.

Розрахунок болтів. Болти для з'єднання елементів конструкції по верхньому та нижньому поясах прийняті за розрахунком з умови їх роботи на зріз і зминання відповідно до положень [58]. Відповідно до конструктивних вимог попередньо було прийнято болти Ø 16 мм та Ø 18 мм з класом міцності 5.6 відповідно по верхньому та нижньому поясах.

Згідно п. 16.2.9 [58] зусилля, що сприймає болт Ø 18 мм при роботі на зріз

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 210 \cdot 254 \cdot 1 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}9 = 33{,}6 \text{ кН}, \qquad (5.1)$$

де A_b — розрахункова площа перетину болта приймається по таблиці Д.8 [58], $A_b = 254 \text{ мм}^2 = 2{,}54 \text{ см}^2$;

γ_b — коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання приймається за таблицею 16.4 [58]. При $1{,}35 \le a/d \le 1{,}5$ $\gamma_b = a/d - 0{,}7 = 25/18 - 0{,}7 = 0{,}7$;

R_{bs} — розрахунковий опір болта зрізу приймається по таблиці Д.4 [58].

Згідно положенню п. 16.2.9 [58] зусилля, що сприймає болт Ø 18 мм при роботі на зминання визначається за формулою

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot d \cdot \sum t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 475 \cdot 18 \cdot 10 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}9 = 53{,}8 \text{ кН}, \qquad (5.2)$$

де R_{bp} — розрахунковий опір болта зминанню приймається по таблиці Д.5 [58] залежно від R_{un};

d — зовнішній діаметр стрижня болта;

$\sum t$ — найменша сумарна товщина елементів.

Тоді найменше значення розрахункового зусилля для одного болта

$$N_{b,\min} = \min\left(N_{bs}; N_{bp}\right) = \min\left(33{,}6; 53{,}8\right) = 33{,}6 \text{ кН}. \qquad (5.3)$$

Зусилля, що сприймає болт Ø 16 мм (рис. 5.4) при роботі на зріз $N_{bs} = 26{,}6$ кН, а при роботі на змин $N_{bp} = 43{,}1$ кН. Тоді $N_{b,\min} = 26{,}6 \text{ кН} > N = 12{,}1$ кН. Тобто рівень завантаження болта Ø 16 мм дорівнює 50 %, а Ø 18 мм — 80 %, що задовольняє розробленій програмі експериментальних досліджень.

Розрахунок елементів нижнього пояса. Попередньо для нижнього пояса прийнято сталевий прут Ø 16 мм ($A_n = 2{,}01$ см²), а для вузлових деталей — листова сталь $t = 10$ мм.

Зусилля, яке сприймає розтягнений елемент нижнього пояса (рис. 5.2, переріз А–А) визначається за формулою

$$N = A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c = 201{,}062 \cdot 230 \cdot 0{,}9 = 41{,}6 \text{ кН}. \quad (5.4)$$

Гнучкість розтягненого елемента нижнього пояса (сталевого прута) $\lambda = \frac{l}{i} = \frac{460}{4} = 115 < [\lambda] = 400$.

Зусилля, яке сприймає деталь нижнього пояса в місці отвору під болт (рис. 5.2, переріз Б–Б) визначається за формулою (5.4).

$$N = A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c = 320 \cdot 230 \cdot 0{,}9 = 66{,}2 \text{ кН},$$

де $A_n = A_1 + A_2 = 160 + 160 = 320$ мм.

Оскільки $\beta_f \cdot R_{wf} / (\beta_z \cdot R_{wz}) = 0{,}7 \cdot 180 / (1 \cdot 162) = 0{,}77777 < 1$ то зусилля, що сприймається зварним кутовим з'єднанням (рис. 5.2) розраховується по металу шва

$$N = \beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c = 0{,}7 \cdot 6 \cdot 100 \cdot 180 \cdot 0{,}9 = 68{,}04 \text{ кН}, \quad (5.5)$$

де $k_f = k_{f,\min} = 6$ мм $\rightarrow$ за таблицею 16.1 [58] при $t_{\max} = 16$ мм;

$l_w = \min\left((l_1 + l_2) - 20; (l_1 + l_2) - 2 \cdot k_f\right) = \min(100; 108) = 100$ мм;

$R_{wz} = 0{,}45 \cdot R_{un} = 0{,}45 \cdot 360 = 162$ МПа.

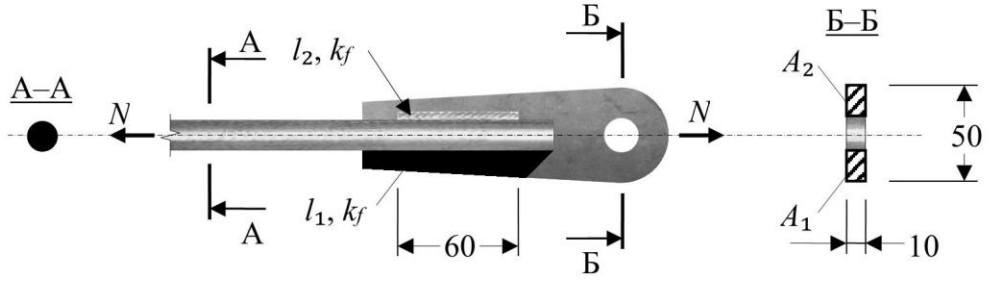


Рисунок 5.2 — Розрахунок елементів нижнього пояса

Таким чином максимальне поздовжнє зусилля, яке сприймає нижній пояс дорівнює $N_{\max} = \min(41{,}6; 66{,}2; 68{,}04) = 41{,}6$ кН. Тобто несуча здатність елемента нижнього пояса при дії експлуатаційного навантаження буде забезпечена ($N_{\max}^{роз} = 26{,}5 \text{ кН} < N_{\max} = 41{,}6 \text{ кН}$), а рівень завантаження дорівнюватиме 64 %.

Розрахунок стрижнів решітки. У загальному випадку розрахунок стиснених та розтягнених елементів решітки виконується на дію осьового

поздовжнього зусилля згідно п.п. 8.1.1 і 8.1.3 [58]. Однак в даному випадку стрижні працюють на позацентровий стиск і розтяг з ексцентриситетом e=34 мм. Попередньо з урахуванням конструктивних вимог та з умов уніфікації для елементів решітки було прийнято труби Ø 42×3 мм.

Тоді для найбільш позацентрово-розтягненого стрижня решітки

$$\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_x}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{6660}{367{,}6 \cdot 230 \cdot 0{,}9} + \frac{230000}{3347 \cdot 230 \cdot 0{,}9} = 0{,}42 < 1, \qquad (5.6)$$

де $M_x = e \cdot N = 0{,}034 \cdot 6{,}66 = 0{,}23$ кН · м.

Тобто умова виконується.

Гнучкість найбільш розтягненого елемента решітки $\lambda = \frac{l}{i} = \frac{638}{13{,}83} = 46 < [\lambda] = 400$.

Для найбільш позацентрово-стисненого стрижня решітки

$$\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_x}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{5890}{367{,}6 \cdot 230 \cdot 0{,}9} + \frac{200260}{3347 \cdot 230 \cdot 0{,}9} = 0{,}37 < 1,$$

де $M_x = e \cdot N = 0{,}034 \cdot 5{,}89 = 0{,}20026$ кН · м.

Тобто умова виконується.

Розрахунок на стійкість позацентрово-стиснених стрижнів решітки із площини дії згинального моменту згідно [58] виконується за формулою

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{5890}{0{,}26961 \cdot 367{,}6 \cdot 230 \cdot 0{,}9} = 0{,}29 < 1. \qquad (5.7)$$

Тобто умова виконується.

У формулі (5.7) φ_e — коефіцієнт стійкості при центральному стиску, який визначається згідно таблиці Ж.3 [58] залежно від значення умовної гнучкості $\bar{\lambda} = 1{,}54415$ та приведеного відносного ексцентриситету m_{ef}.

$$m_{ef} = \eta \cdot m = 1{,}14372 \cdot 3{,}73493 = 4{,}27171, \qquad (5.8)$$

де $m = e \cdot A/W_c = (M_x/N) \cdot (A/W_c)$ — відносний ексцентриситет;

η — коефіцієнт впливу форми перерізу. Визначається за талицею Ж.2 [58].

Гнучкість стисненого елемента решітки $\lambda = 46$, що менше граничної $[\lambda] = 180 - 90 \cdot \alpha = 150$, тобто умова виконується.

Таким чином рівень завантаження стрижнів решітки виходячи з умов роботи стрижня на позацентровий розтяг дорівнює ≈42 %.

Розрахунок вузла з'єднання по нижньому поясі. Сталеві деталі вузла з'єднання (рис. 5.3) прийняті з конструктивних вимог: розміри деталі ① прийняті з вимог розміщення трубчастих стрижнів решітки ③; розміри деталі ② — з вимог розміщення у вузлі елемента нижнього пояса (рис. 5.2). У цьому випадку довжини зварних швів $l_1 = l_2 = 100$ мм та $l_3 = l_4 = 160$ мм визначені розмірами деталі ② та ③ відповідно. Катет шва $k_f = k_{f,\min} = 5$ мм (табл. 16.1 [58] при $t_{\max} = 10$ мм).

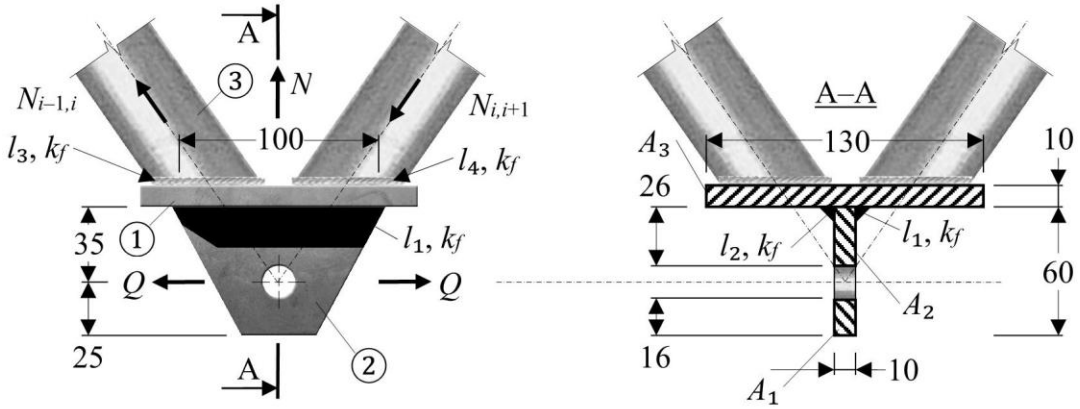


Рисунок 5.3 — Розрахунок вузла з'єднання нижнього пояса

Згідно п. 16.1.19 [58] розрахунок зварного з'єднання з кутовими швами $l_1 = l_2$ на одночасну дію поздовжньої та поперечної сил і згинального моменту повинен виконуватися виходячи з умов:

$$\frac{\tau_f \cdot \gamma_n}{R_{wf} \cdot \gamma_c} \le 1 \text{ та } \frac{\tau_z \cdot \gamma_n}{R_{wz} \cdot \gamma_c} \le 1, \tag{5.9}$$

де τ_f і τ_z — дотичні напруження в небезпечній точці перерізу кутового шва відповідно у площинах наплавленого металу та металу межі сплавлення.

Напруження в розрахунковому перерізі визначаються як геометрична сума напружень від дії повздовжньої та поперечної сил і моменту.

Напруження в площині наплавленого металу

$$\tau_f = \sqrt{(\tau_{Nf} + \tau_{Mxf})^2 + (\tau_{Qf} + \tau_{Myf})^2} = \sqrt{(4{,}9 + 79{,}5)^2 + (42{,}1 + 0)^2} = 94{,}3 \text{ МПа}. \tag{5.10}$$

Напруження у площині металу межі сплавлення

$$\tau_z = \sqrt{(\tau_{Nz} + \tau_{Mxz})^2 + (\tau_{Qz} + \tau_{Myz})^2} = \sqrt{(3{,}4 + 55{,}7)^2 + (29{,}4 + 0)^2} = 66{,}02 \text{ МПа}. \tag{5.11}$$

У формулах (5.10) та (5.11):

$$\tau_{Nf} = N/(\beta_f \cdot k_f \cdot l_w) = 3099{,}98/(0{,}7 \cdot 5 \cdot 180) = 4{,}9 \text{ МПа}; \quad (5.12)$$

$$\tau_{Qf} = Q/(\beta_f \cdot k_f \cdot l_w) = 26500/(0{,}7 \cdot 5 \cdot 180) = 42{,}1 \text{ МПа}; \quad (5.13)$$

$$\tau_{Mxf} = M_x/(\beta_f \cdot W_{wx}) = 927509{,}5/(0{,}7 \cdot 16666{,}67) = 79{,}5 \text{ МПа}; \quad (5.14)$$

$$\tau_{Nz} = N/(\beta_z \cdot k_f \cdot l_w) = 3099{,}98/(1 \cdot 5 \cdot 180) = 3{,}4 \text{ МПа}; \quad (5.15)$$

$$\tau_{Qz} = Q/(\beta_z \cdot k_f \cdot l_w) = 26500/(1 \cdot 5 \cdot 180) = 29{,}4 \text{ МПа}; \quad (5.16)$$

$$\tau_{Mxz} = M_x/(\beta_z \cdot W_{wx}) = 927509{,}5/(1 \cdot 16666{,}67) = 55{,}7 \text{ МПа}, \quad (5.17)$$

де $l_w = 2 \cdot (l - 10) = 2 \cdot (100 - 10) = 180$ мм — розрахункова довжина шва.

Тоді

$\tau_f/(R_{wf} \cdot \gamma_c) = 94{,}3/(180 \cdot 0{,}9) = 0{,}58 < 1 \rightarrow$ умова виконується;

$\tau_z/(R_{wz} \cdot \gamma_c) = 66{,}02/(162 \cdot 0{,}9) = 0{,}45 < 1 \rightarrow$ умова виконується.

Конструктивні вимоги до зварного з'єднання згідно [58] дотримуються:

$$\begin{cases} k_f = 5 \text{ мм} \geq k_{f,\min} = 5 \text{ мм} \rightarrow \text{табл.16.1}; \\ k_f = 5 \text{ мм} \leq 1{,}2 \cdot t = 1{,}2 \cdot 10 = 12 \rightarrow \text{п.16.1.5, б}; \\ l_w = 180 \text{ мм} \geq \min\,(4 \cdot k_f = 20 \text{ мм}; 50 \text{ мм}) \rightarrow \text{табл.16.1, в}. \end{cases} \quad (5.18)$$

Розрахунок зварного з'єднання з кутовими швами $l_3 = l_4$ при дії поздовжньої сили $N_{i-1,i}$, яка проходить через центр ваги з'єднання (рис. 5.3) при умові, що $\beta_f \cdot R_{wf}/(0{,}45 \cdot \beta_z \cdot R_{un}) = 0{,}7 \cdot 180/(0{,}45 \cdot 1 \cdot 360) = 0{,}78 < 1$ згідно з п.п. 16.1.16 [58] виконується у площині наплавленого металу за формулою (5.5).

Тоді

$6660/(0{,}7 \cdot 4 \cdot 150 \cdot 180 \cdot 0{,}9) = 0{,}1 < 1 \rightarrow$ умова виконується.

Розрахункова довжина шва $l_w = l_3 - 10$ мм $= 160 - 10 = 150$ мм.

Оскільки $R_{yn} < 235$ МПа то $R_{wf} = 180$ МПа $> 1{,}1 \cdot R_{wz} = 146$ МПа $\rightarrow$ умова виконана; $R_{wf} = 180$ МПа $< R_{wz} \cdot \beta_z/\beta_f = 209$ МПа $\rightarrow$ умова виконана.

Розрахунок вузла з'єднання по верхньому поясі. Довжина і катет шва зварного з'єднання сталевих деталей приймалися конструктивно (рис. 5.4). Довжина шва приймалася рівною довжині сторони з'єднуваної деталі, а

мінімальний катет шва — за таблицею 16.1 [58]. При найбільшій стороні з'єднуваного елемента $t_{\max} = 9$ мм катет шва дорівнює $k_{f,\min} = 5$ мм.

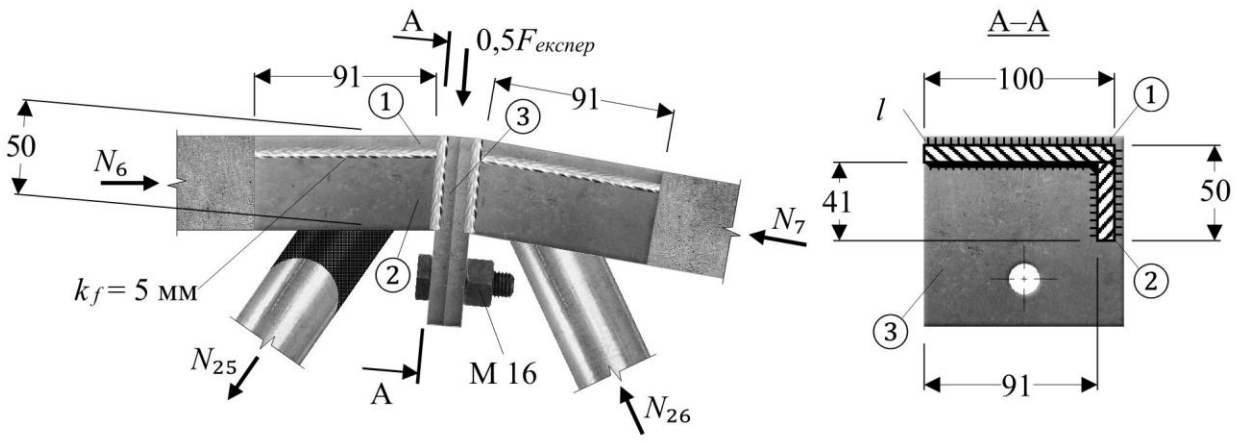


Рисунок 5.4 — Розрахунок вузла з'єднання верхнього пояса

Перевірка міцності зварного шва l вузла з'єднання верхнього пояса виконується за умовами (5.9). Тоді напруження в площині наплавленого металу $\tau_f = \sqrt{(\tau_{Qf} + \tau_{Myf})^2} = \sqrt{(11{,}67 + 12{,}39)^2} = 24{,}06$ МПа, а напруження у площині металу межі сплавлення $\tau_z = \sqrt{(\tau_{Qz} + \tau_{Myz})^2} = \sqrt{(8{,}17 + 8{,}67)^2} = 16{,}84$ МПа. Де напруження від дії поперечної сили та згинального моменту дорівнюють:

$$\tau_{Qf} = Q/(\beta_f \cdot k_f \cdot l_w) = 5800/(0{,}7 \cdot 5 \cdot 142) = 11{,}67 \text{ МПа};$$

$$\tau_{Myf} = M_y/(\beta_f \cdot W_{wy}) = 199999/(0{,}7 \cdot 23069) = 12{,}39 \text{ МПа};$$

$$\tau_{Qz} = Q/(\beta_z \cdot k_f \cdot l_w) = 5800/(1 \cdot 5 \cdot 142) = 8{,}17 \text{ МПа};$$

$$\tau_{Myz} = M_y/(\beta_z \cdot W_{wy}) = 199999/(1 \cdot 23069) = 8{,}67 \text{ МПа},$$

де $l_w = l_{заг} - 40 = 182 - 40 = 142$ мм — розрахункова довжина шва.

Тоді

$$\tau_f/(R_{wf} \cdot \gamma_c) = 24{,}06/(180 \cdot 0{,}9) = 0{,}15 < 1 \rightarrow \text{умова виконується};$$

$$\tau_z/(R_{wz} \cdot \gamma_c) = 16{,}84/(162 \cdot 0{,}9) = 0{,}12 < 1 \rightarrow \text{умова виконується}.$$

Конструктивні вимоги до зварного з'єднання згідно [58] дотримуються:

$$\begin{cases} k_f = 5 \text{ мм} \geq k_{f,\min} = 5 \text{ мм} \rightarrow \text{табл. 16.1}; \\ l_w = 142 \text{ мм} \geq \min(4 \cdot k_f = 20 \text{ мм}; 50 \text{ мм}) \rightarrow \text{табл. 16.1, в}. \end{cases}$$

Розрахунок верхнього пояса (залізобетонної плити). Елементи верхнього пояса сприймають поздовжнє осьове стискаюче зусилля N. Відповідно до положення п. 5.2.5 [59] розрахунок таких елементів необхідно виконувати з урахуванням випадкового ексцентриситету $e_0 = \max(l/600; h/30; 10\text{ мм})$. Таким чином $e_0 = \max(1{,}3\text{ мм}; 1{,}7\text{ мм}; 10\text{ мм}) = 10\text{ мм}$.

Оскільки армування елементів верхнього пояса є конструктивним, то у розрахунку арматура не враховується, тоді розрахункове зусилля, що сприймає елемент відповідно до п.п. 12.2.1.5 [59] визначається за формулою

$$N = f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot (1 - 2 \cdot e_0 / h) = 10{,}7 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}05 \cdot (1 - 2 \cdot 0{,}01/0{,}05) = 256\text{ кН}, \quad (5.19)$$

де f_{cd} — розрахункове значення міцності бетону на стиск. Визначається відповідно до положення п. 3.1.4 [59] за формулою

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0{,}8 \cdot 20/1{,}5 = 10{,}7\text{ МПа}, \quad (5.20)$$

де f_{ck} — характеристичне значення міцності бетону на стиск (табл. 3.1 [59]);

$\gamma_c = 1{,}5$ — коефіцієнти надійності матеріалу (табл. 2.1 [59]);

$\alpha_{cc} = 0{,}8$ — коефіцієнт, що враховує вплив на міцність бетону при стиску тривалість дій та непсприятливих впливів.

Таким чином рівень завантаження елементів верхнього пояса експериментального зразка структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції з розмірами поперечного перерізу, які прийняті з конструктивних міркувань дорівнює 11 %.

5.2. Конструкція та виготовлення елементів експериментального зразка

Конструкція дослідного зразка. Дослідний зразок просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції прольотом 5,3 м (рис. 5.5) складався із семи просторових сталезалізобетонних модулів, які були з'єднані між собою за допомогою одноболтових вузлів та окремими гнучкими стрижневими елементами. Модульні елементи поділялися на опорні (рис. 5.6–5.9) і пролітні (рис. 5.10 та 5.11). Гнучкі стрижневі елементи (рис. 5.12) з'єднуючи просторові модулі, утворювали нижній пояс [185].

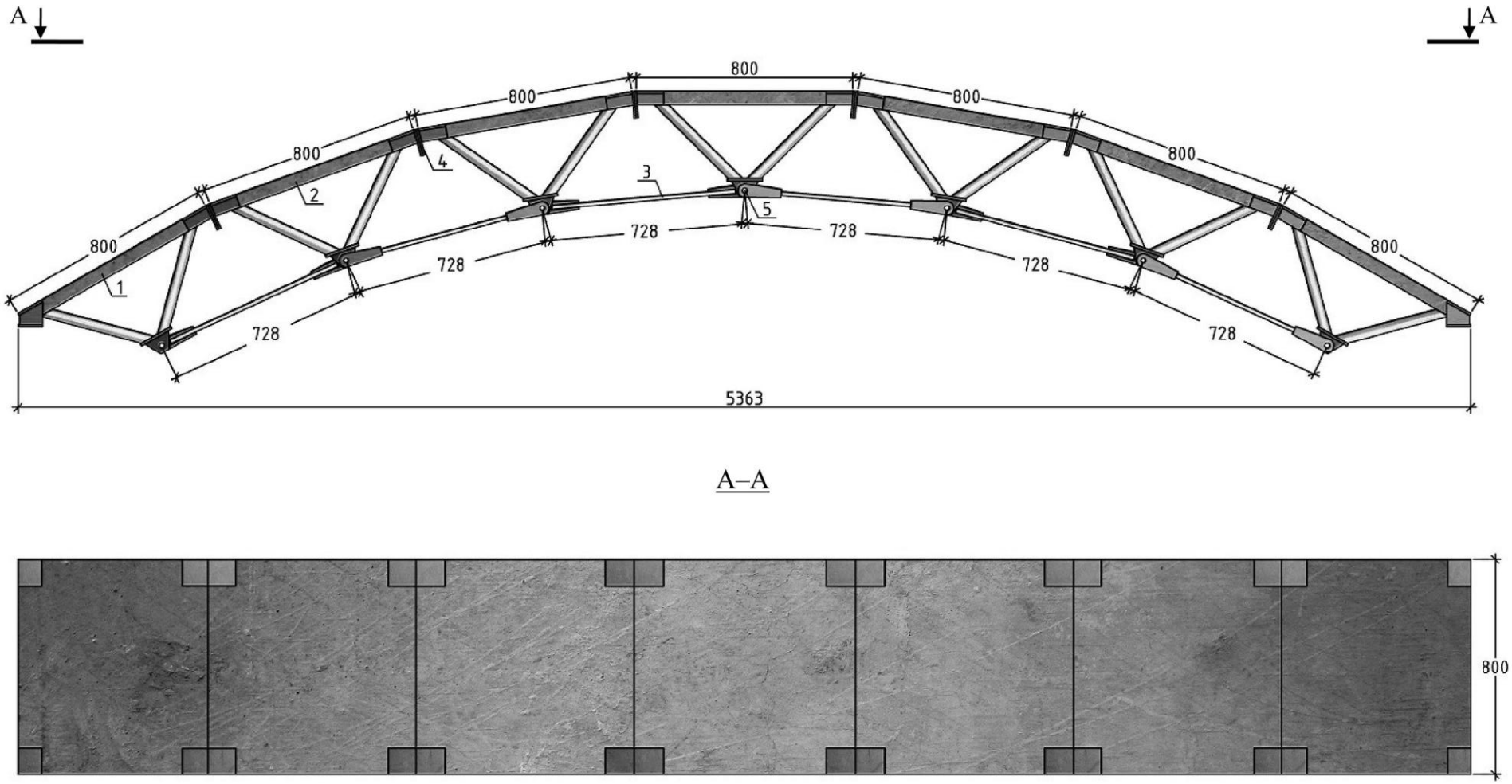


Рисунок 5.5 — Загальний вигляд експериментального зразка просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції прольотом 5,3 м:

1 — опорний просторовий сталезалізобетонний модуль; 2 — пролітний просторовий сталезалізобетонний модуль; 3 — гнучкий стрижневий елемент нижнього пояса; 4 — болтове з’єднання по верхньому поясі; 5 — болтове з’єднання по нижньому поясі

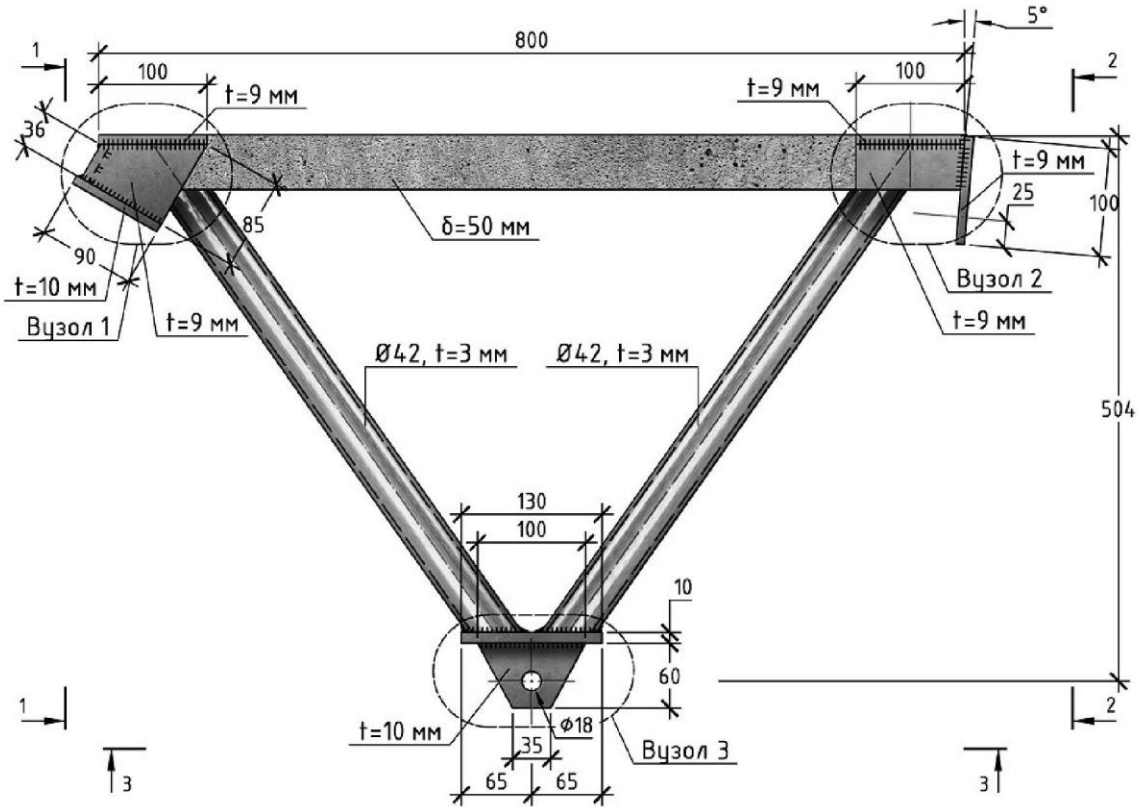


Рисунок 5.6 — Просторовий сталезалізобетонний опорний модуль

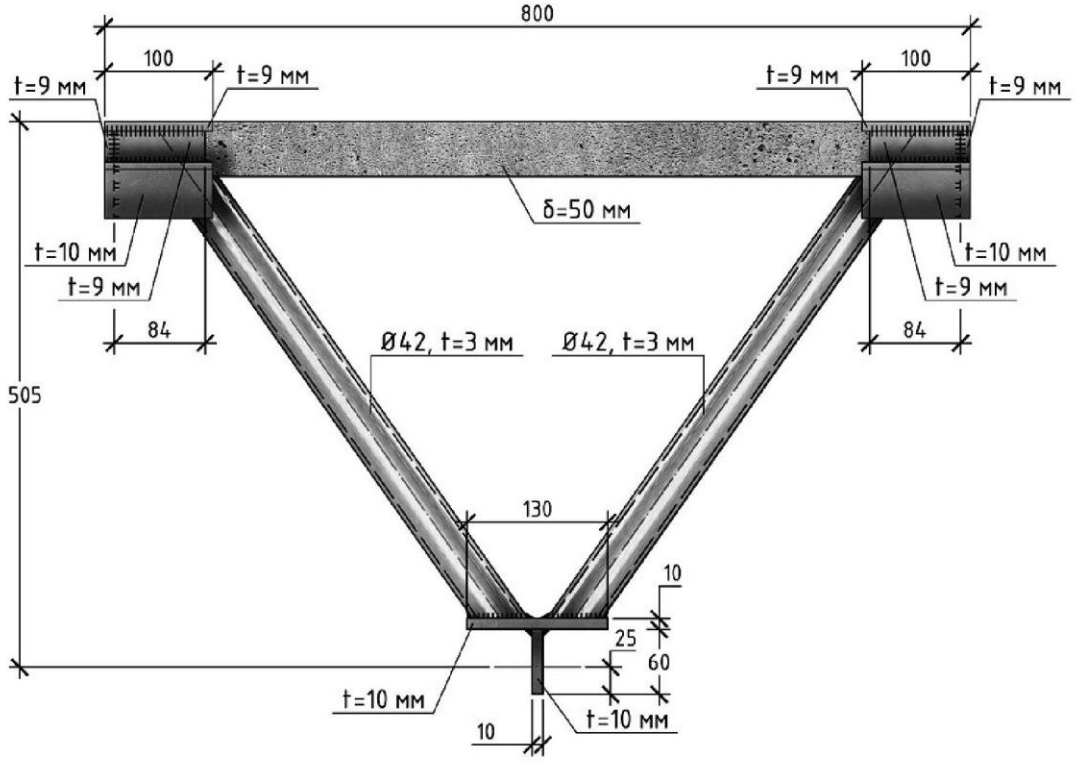


Рисунок 5.7 — Просторовий сталезалізобетонний опорний модуль (вид 1–1)

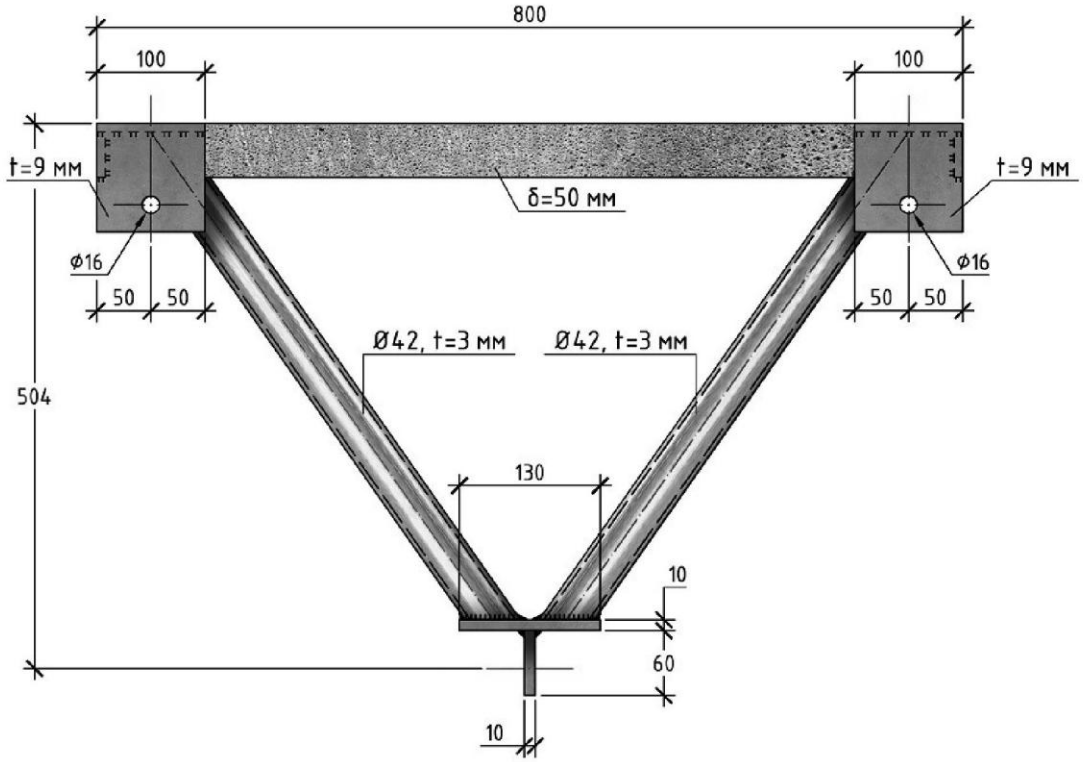


Рисунок 5.8 — Просторовий сталезалізобетонний опорний модуль (вид 2–2)

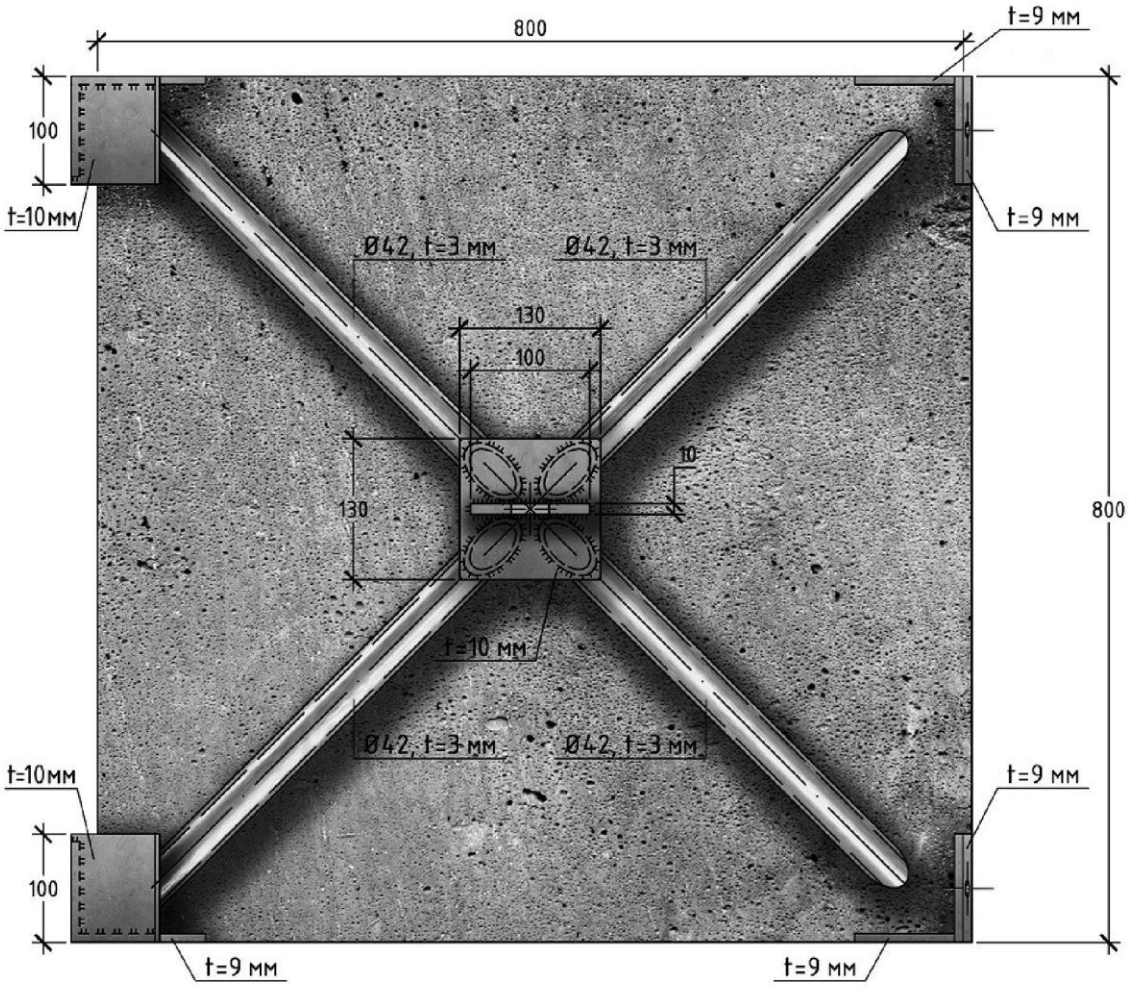


Рисунок 5.9 — Просторовий сталезалізобетонний опорний модуль (вид 3–3)

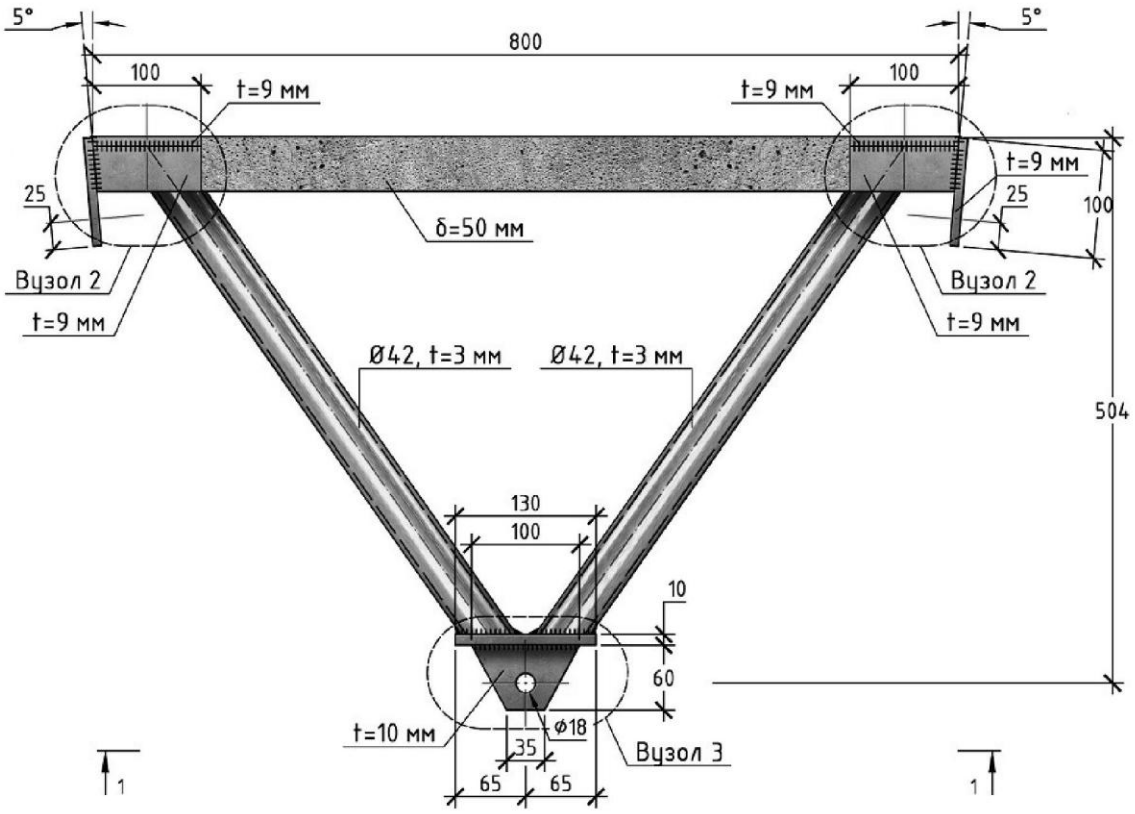


Рисунок 5.10 — Просторовий сталезалізобетонний пролітний модуль

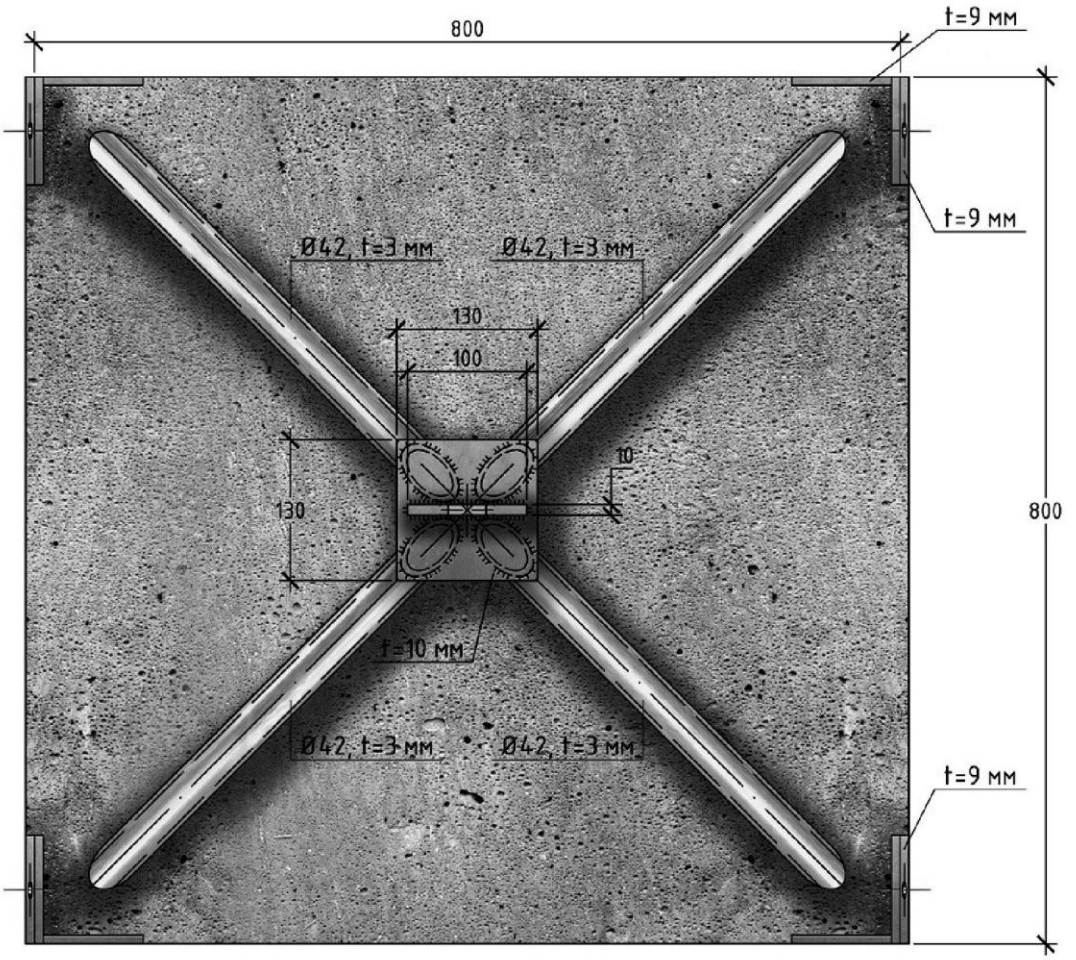


Рисунок 5.11 — Просторовий сталезалізобетонний пролітний модуль (вид 1–1)

Для виготовлення дослідної просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції було використано шість гнучких стрижневих елементів, два опорних і п’ять просторових сталезалізобетонних модулів.

Просторовий сталезалізобетонний модуль складався із двох частин: залізобетонної плити і сталевої просторової решітки, а гнучкий стрижневий елемент — лише зі сталі.

Сталеві частини та деталі дослідної конструкції виготовлялися на заводі металоконструкцій у м. Полтава, а бетонування — у лабораторії з виготовлення будівельних конструкцій в умовах, близьких до реального будівництва.

Просторові сталезалізобетонні модулі мали розміри на плані 0,8×0,8 м та висоту 0,5 м. Залізобетонна плита такого модуля мала товщину 50 мм та армувалася сіткою, зробленою з арматурних стрижнів класу А400С діаметром 6 мм та кроком 150 мм.

Слід зазначити, що усі елементи конструкції та їх поперечні перерізи приймалися на підставі теоретичних розрахунків, виконаних відповідно до вимог чинних нормативних документів України з проектування сталевих, залізобетонних і сталезалізобетонних конструкцій. Необхідні параметри та геометрія складних деталей визначалися на підставі комп’ютерного моделювання їх роботи під дією навантаження. Завдяки такому моделюванню за критерієм розподілу напружень у тілі деталі було визначено місця найменших напружень, що дозволило вилучити тіло з таких ділянок, а це у свою чергу позитивно вплинуло на зменшення загальної маси модулів та їх вартості.

Виготовлення сталевої частини дослідного зразка. Просторова решітка виготовлялася зі сталевих труб безшовних гарячедеформованих за ГОСТ 8732–78 із зовнішнім діаметром 42 мм та товщиною стінки 3 мм.

Деталі вузлових з’єднань виготовлялися з листової сталі товщиною 9 і 10 мм за ГОСТ 27772–88. Для виготовлення елементів вузлових з’єднань нижнього пояса застосовувалася листова сталь товщиною 10 мм, а для вузлових з’єднань верхнього пояса — листова сталь товщиною 9 мм.

Гнучкі стрижневі елементи нижнього пояса виготовлялися із прокату сталевого гарячекатаного круглого за ГОСТ 2590–88 діаметром 16 мм та листової сталі товщиною 10 мм (рис. 5.12).

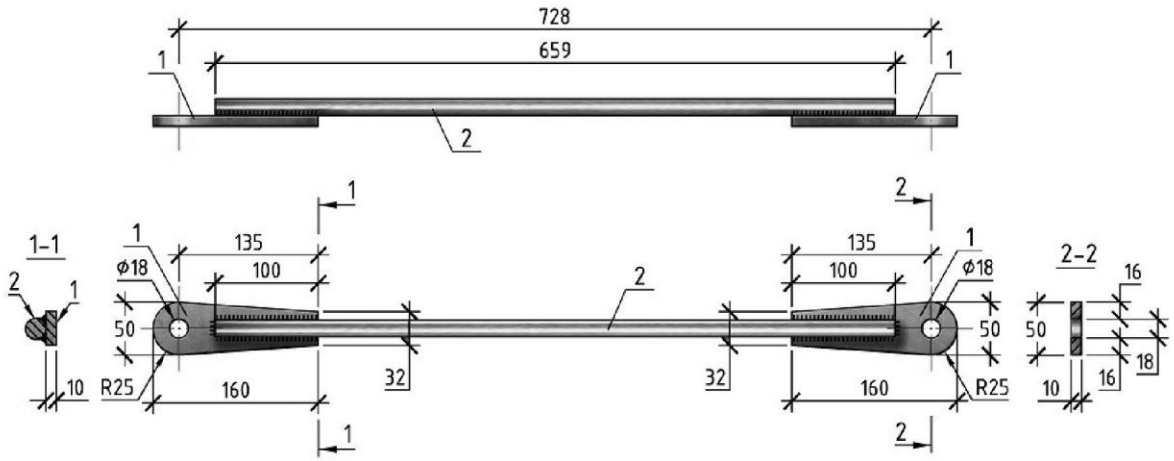
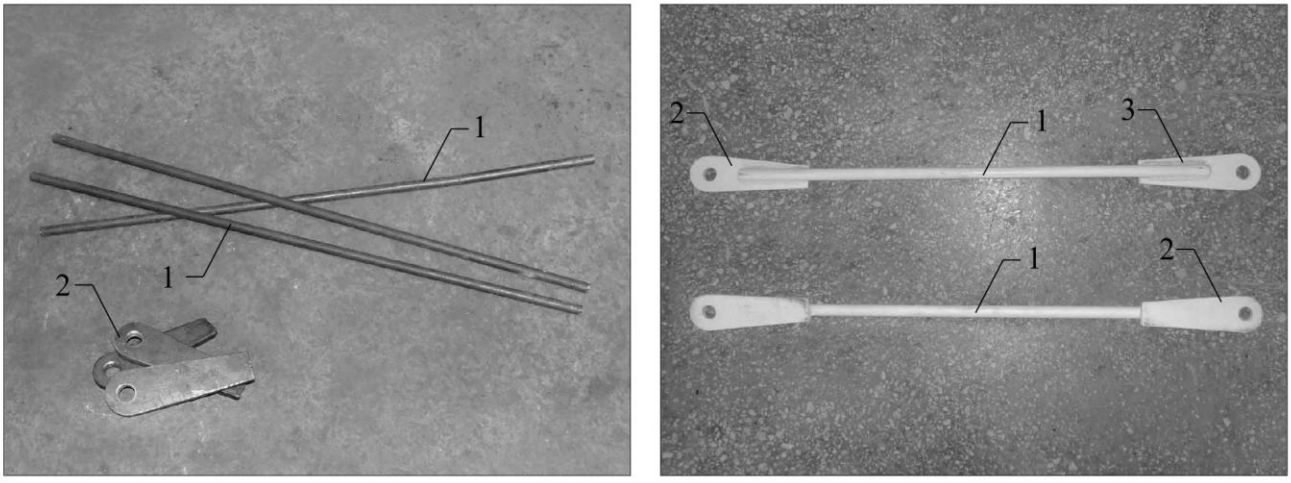


Рисунок 5.12 — Гнучкий елемент нижнього пояса:

1 — деталь з листової сталі 10 мм; 2 — прокат сталевий гарячекатаний круглий Ø 16 мм

З’єднання сталевих деталей й елементів виконувалося за допомогою ручного дугового зварювання в заводських умовах з дотриманням усіх правил контролю якості зварного з’єднання (рис. 5.13 та 5.14), катет шва при цьому визначався відповідно до чинних норм з проектування сталевих конструкцій.



а) б)

Рисунок 5.13 — Виготовлення гнучкого стрижневого елемента нижнього пояса:

а) деталі; б) загальний вигляд; 1 — нижній пояс із круглої сталі Ø 16 мм; 2 — вузлові деталі із листової сталі товщиною 10 мм; 3 — зварний шов

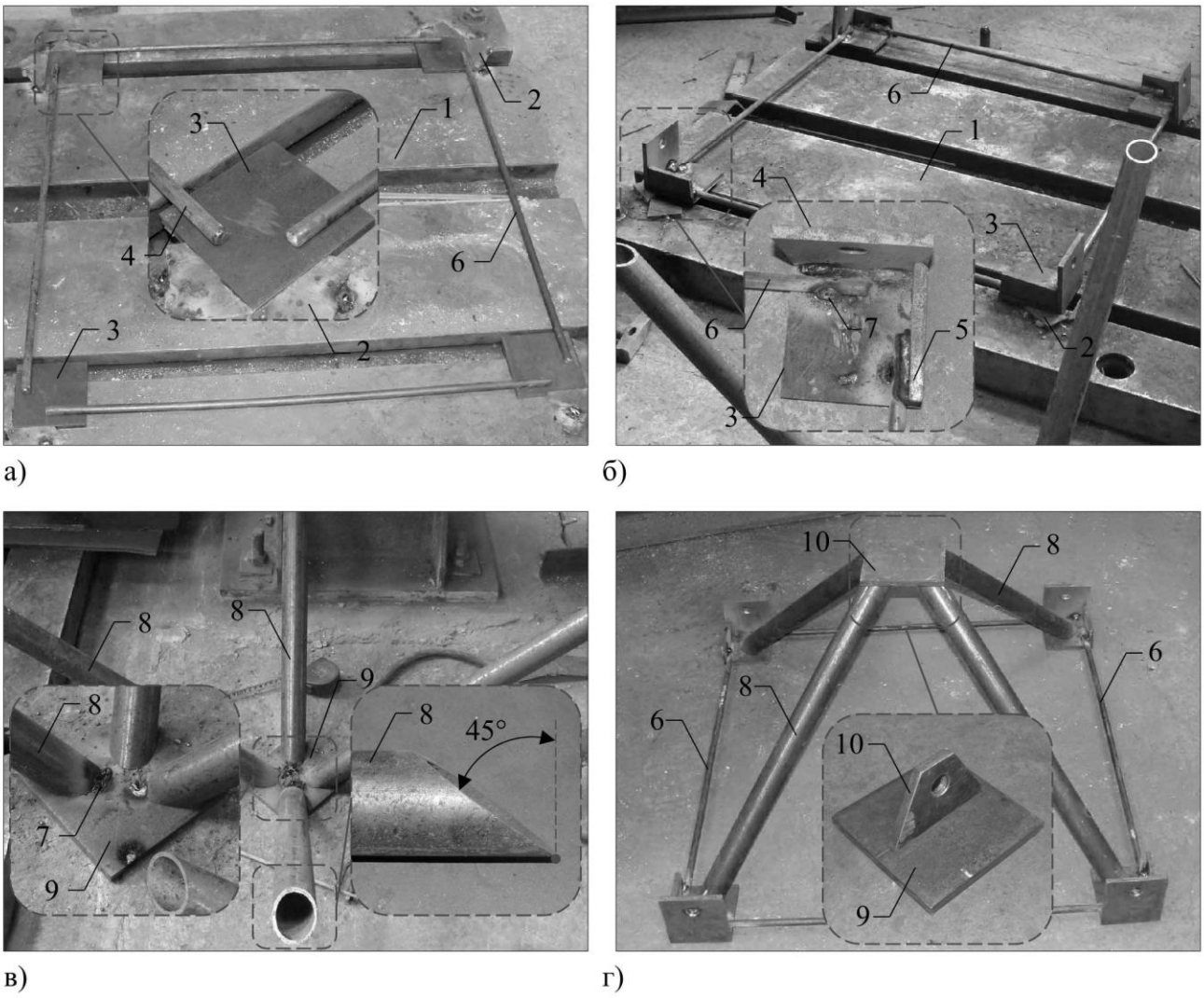


Рисунок 5.14 — Виготовлення сталевого каркаса просторового сталезалізобетонного модуля:

а) формування контуру плити; б) виготовлення вузлів верхнього пояса; в) формування решітки; г) виготовлення вузла нижнього пояса; 1 — нерухома платформа; 2 — упори; 3, 4, 5 — сталева пластина товщиною 9 мм; 6 — стрижень круглого перерізу; 7 — зварний шов; 8 — стрижень решітки з труби Ø 42×3; 9, 10 — сталева пластина товщиною 10 мм

Виконання зварювальних робіт сталевих деталей та усіх операцій, пов’язаних з цим, зокрема підготовку деталей та виконання скосів кромок під зварювання, здійснювалося відповідно до вимог ГОСТ 11534–75 і ГОСТ 5264–80.

Одночасно із виготовленням сталевих деталей з цих же вихідних матеріалів відповідно до ГОСТ 1497–84 були виготовлені стандартні зразки для визначення фізико-механічних властивостей сталі труб (решітка), листової

сталі товщиною 9 і 10 мм (вузлові з'єднання) та круглої сталі Ø 16 мм (нижній пояс) (п. 5.3).

Після виконання усіх зварювальних робіт, перевірки якості зварного з'єднання та відповідності фактичних геометричних розмірів і форми проектним було виконано бетонування верхнього пояса (рис. 5.15). Слід зазначити, що під час перевірки відповідності фактичної геометрії проектній відхилень не виявлено.

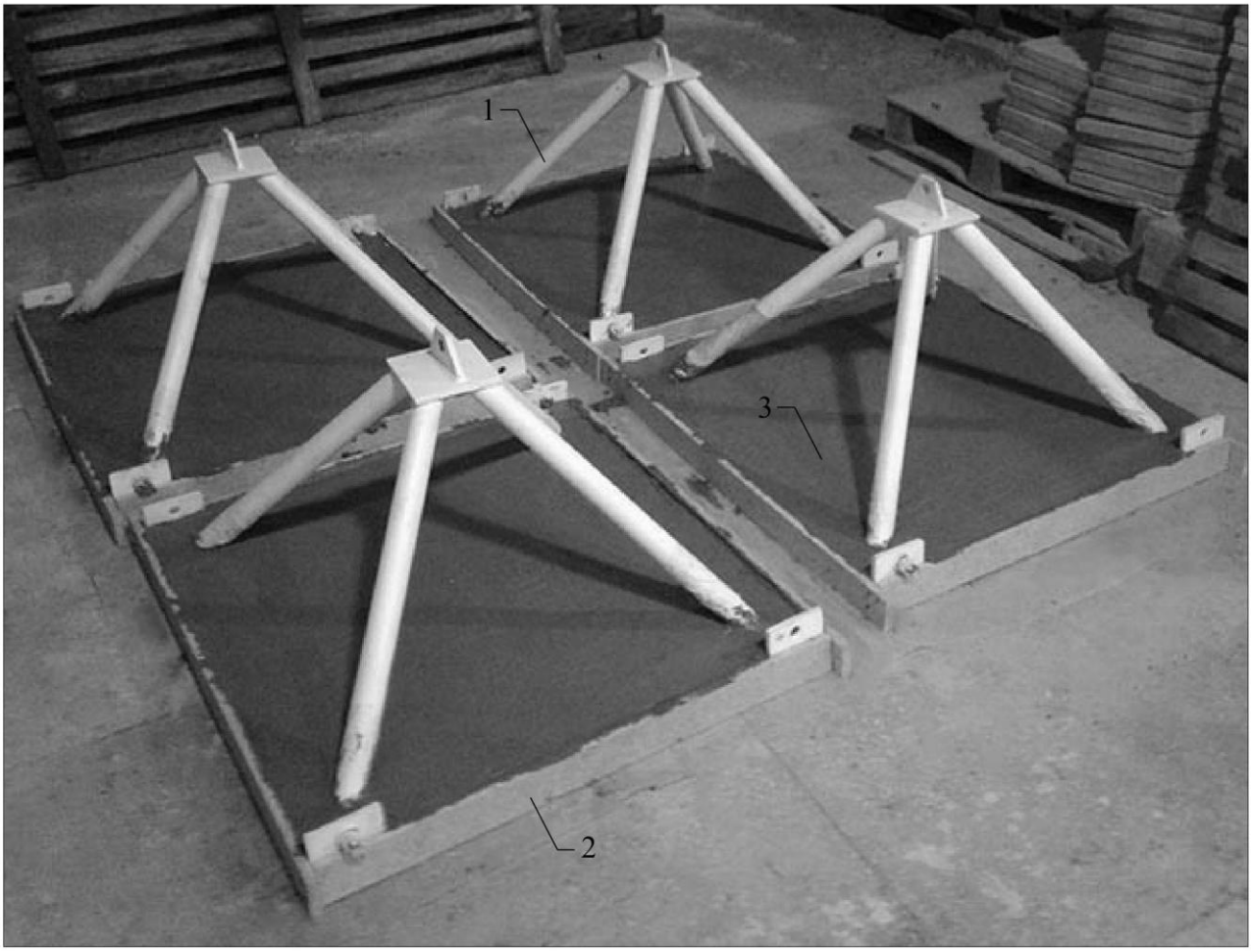


Рисунок 5.15 — Бетонування верхнього пояса просторового сталезалізобетонного модуля [185]:
1 — сталевий каркас; 2 — опалубка; 3 — бетонна суміш

Бетонування плити. Виготовлення верхнього пояса виконувалося із дотриманням усіх вимог чинних норм і стандартів стосовно проведення бетонних і арматурних робіт. Бетонування модулів здійснювалося на рівній площадці з улаштуванням опалубки по контуру плити (рис. 5.16).

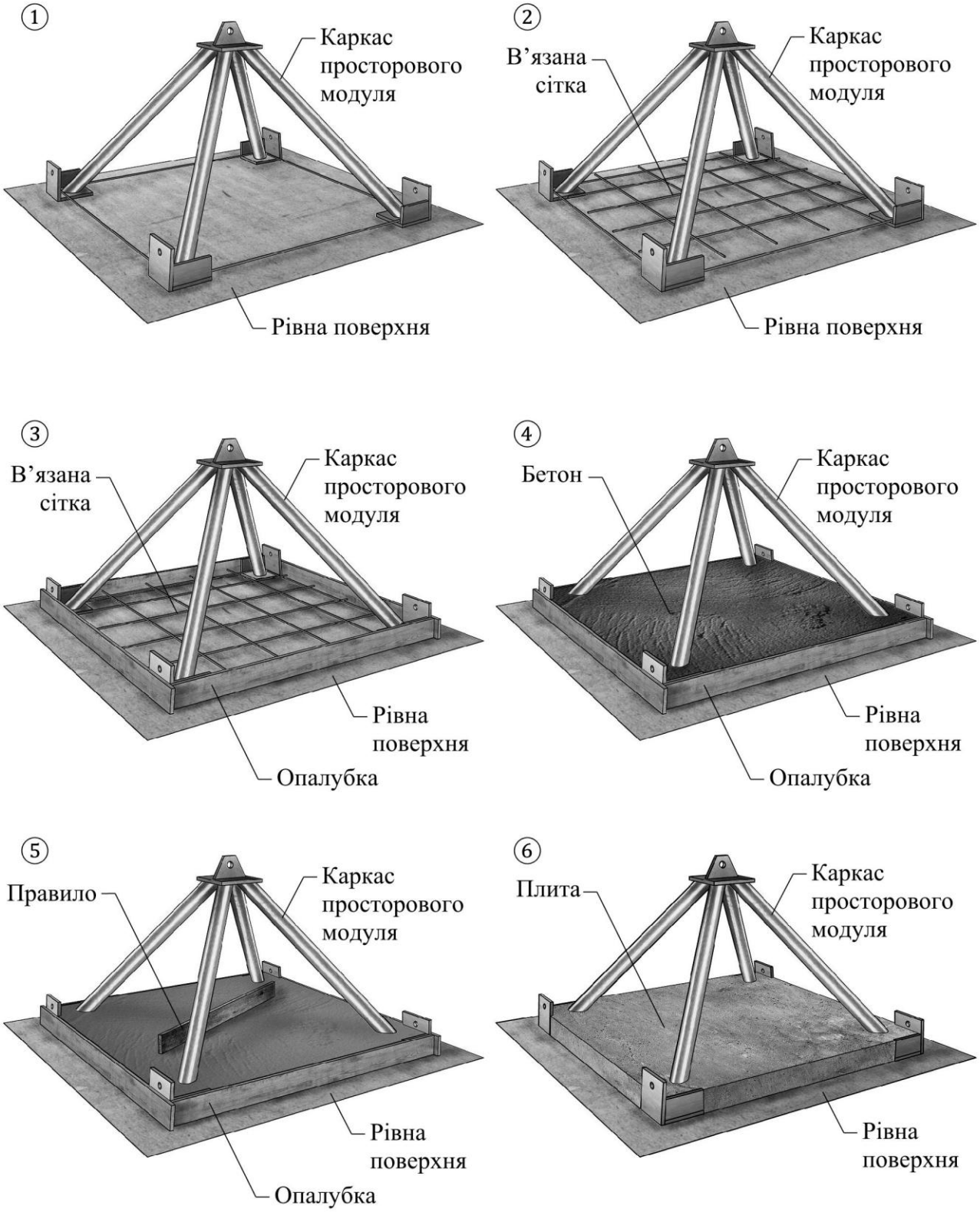


Рисунок 5.16 — Технологічна послідовність бетонування просторових сталезалізобетонних модулів:

① — установлення каркаса модуля на рівну поверхню; ② — в'язання арматурної сітки; ③ — улаштування опалубки по контуру плити; ④ — укладання бетонної суміші з одночасним ущільненням; ⑤ — вирівнювання поверхні та процес тужавіння бетону; ⑥ — зняття опалубки після набору бетоном проектної міцності

Бетонна суміш готувалася в бетонозмішувачі примусової дії. Ущільнення бетонної суміші в опалубці здійснювалося за допомогою ручного штикування. Оскільки верхній пояс є малоармованим а товщина шару укладання бетонної суміші дорівнює 50 мм, то такий спосіб ущільнення бетонної суміші є прийнятним.

З бетонної суміші, приготовленої для бетонування верхнього пояса, були також виготовленні контрольні зразки кубів 150×150×150 мм і призм 100×100×400 мм для визначення фізико-механічних властивостей бетону згідно з ДСТУ Б В.2.7–214:2009 та ДСТУ Б В.2.7–217:2009 (п. 5.3).

Тужавіння бетонної суміші відбувалося в лабораторних умовах у неопалюваному павільйоні в осінній період за сприятливих умов і задовільних показників мікроклімату приміщення. Тужавіння бетону відбувалося в приміщенні, яке захищало конструкцію від шкідливого впливу вітру та прямих сонячних променів при температурі повітря, котра коливалася в межах +15°…+17° і відносній вологості 70 %. До того ж для запобігання появи усадкових тріщин поверхня бетону накривалася тканиною, яка з періодичністю один раз на добу змочувалася водою до моменту набору бетоном 70 % проектної міцності.

Після того як бетон набрав проектну міцність, була знята опалубка, а зразки транспортувалися в лабораторію для збирання дослідної конструкції. Слід також зазначити, що як і при виготовленні та бетонуванні, так і при транспортуванні застосовувалися лише типові операції для відповідних дій, ніякої потреби у використанні спеціальних чи унікальних пристосувань, засобів застереження або приладів не було.

Збирання експериментального зразка. Перед збиранням дослідної конструкції просторові сталезалізобетонні модулі були розкладені у ряд на рівній поверхні (рис. 5.17), це було зроблено для того, щоб полегшити процедуру подавання модулів до робочого місця та процедуру збирання в цілому, потім виконувалося збирання (рис. 5.18 та 5.19).

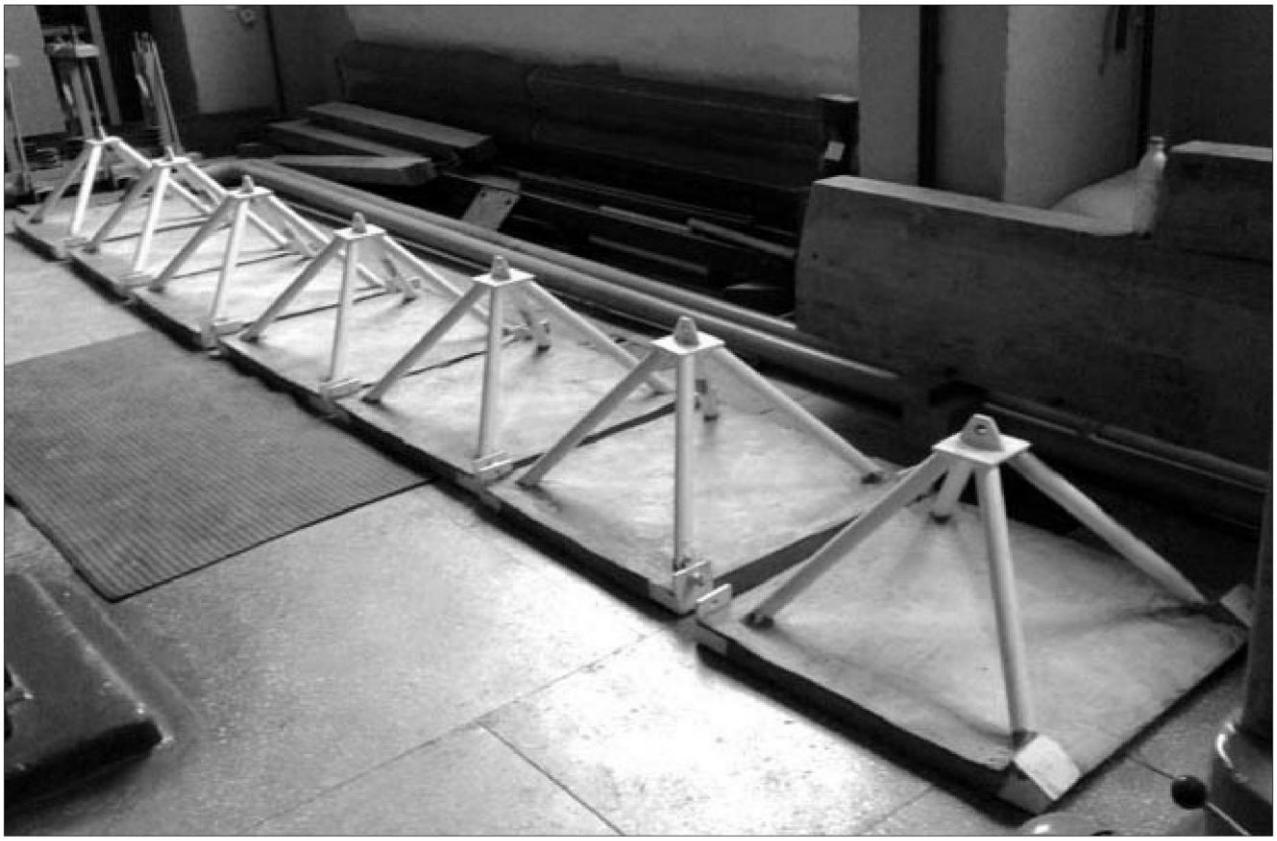


Рисунок 5.17 — Попередня розкладка просторових сталезалізобетонних модулів перед збиранням дослідної конструкції

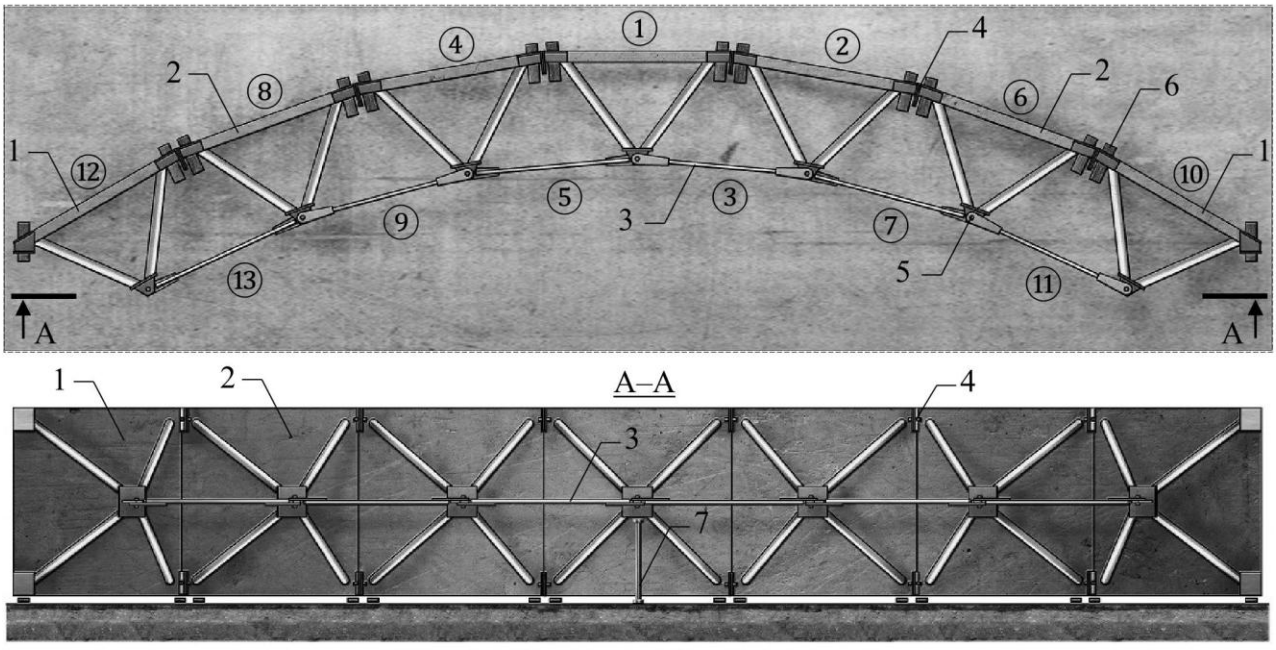
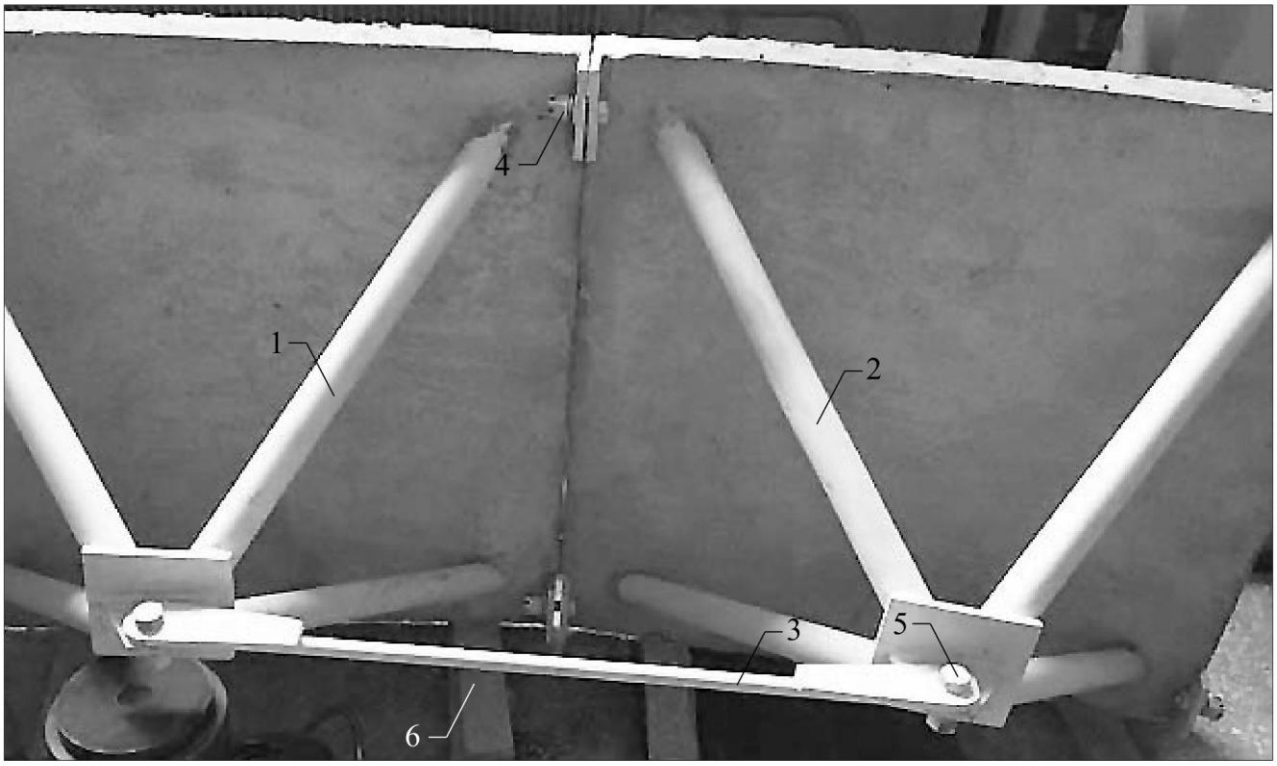


Рисунок 5.18 — Схема збирання дослідної просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції:

①, ② ... ⑬ — послідовність з'єднання елементів; 1 — опорний (крайній) модуль; 2 — пролітний модуль; 3 — стрижневий гнучкий модуль; 4 — болтове з'єднання по верхньому поясі; 5 — вузлове з'єднання по нижньому поясі; 6 — підкладки; 7 — підпірка



а)



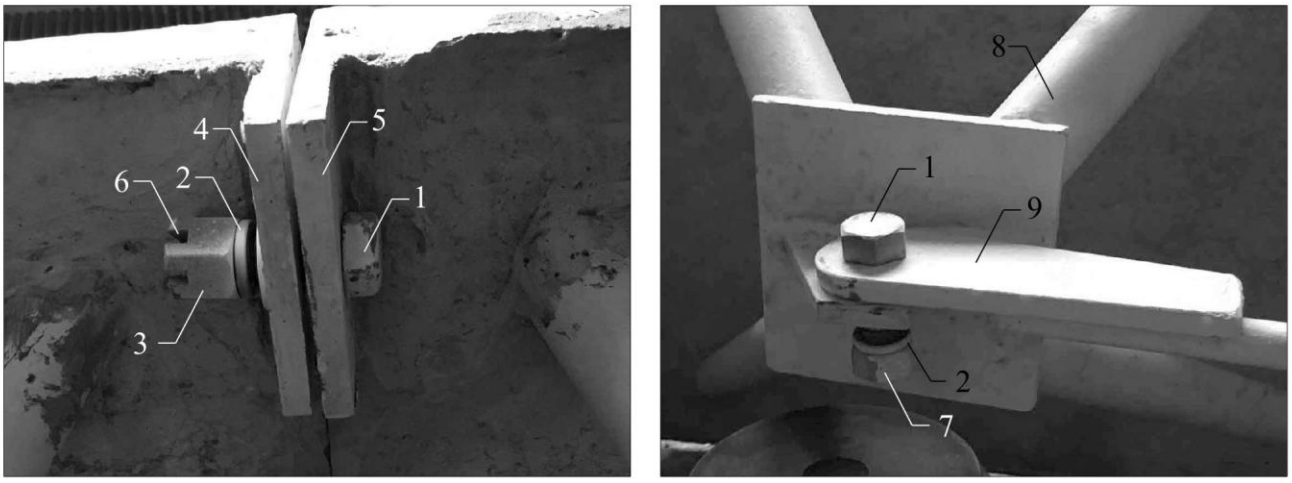
б)

Рисунок 5.19 — Збирання дослідної конструкції:

а) вигляд зі сторони нижнього пояса; б) вигляд зі сторони верхнього пояса; 1 — середній модуль; 2 — пролітний модуль; 3 — стрижневий гнучкий модуль; 4 — болтове з’єднання по верхньому поясі; 5 — те ж по нижньому поясі; 6 — дерев’яні підкладки

Збирання дослідної конструкції починалося з її середини, для цього почергово симетрично праворуч і ліворуч відносно середнього пролітного модуля на болтах приєднувалися інші просторові сталезалізобетонні модулі, які розкріплювалися елементами нижнього пояса.

Збирання дослідної конструкції здійснювалося на рівні площадки. Для цього просторові сталезалізобетонні модулі поверталися й укладалися на дерев'яні підкладки бічною поверхнею плити (верхнього пояса), тобто на ребро. При цьому болти спершу не затягувалися до проектного натягу (рис. 5.20), а лише після того, як конструкція була зібрана повністю, болти затягувалися до відмови. Це дало змогу шляхом почергового затягування болтів нівелювати неточності виготовлення модулів при збиранні конструкції. Загалом болтові з'єднання виконувалися відповідно до чинних стандартів України.



а) б)

Рисунок 5.20 — Вузлові з'єднання на стадії збирання [185]:

а) по верхньому поясі; б) по нижньому поясі; 1 — високоміцний болт; 2 — шайба Гровера; 3 — корончата гайка; 4, 5 — сталеві деталі з'єднання суміжних модулів; 6 — шпилька; 7 — шестигранна шайба; 8 — просторовий сталезалізобетонний модуль; 9 — стрижневий гнучкий елемент нижнього пояса

Для надання дослідній конструкції жорсткості стики між модулями заповнювалися цементно-піщаним розчином (рис. 5.21).

Після виконання технологічно нескладних операцій було отримано цілісний дослідний зразок просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції (рис. 5.22).

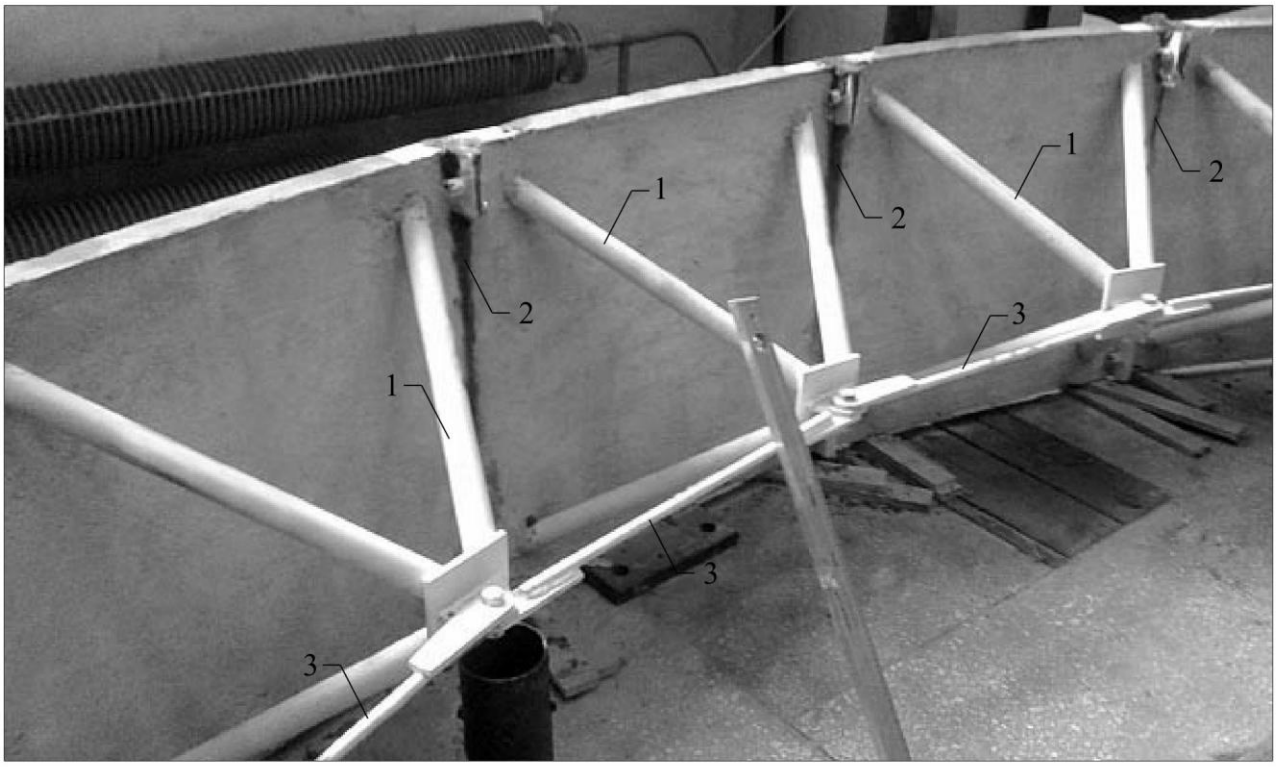


Рисунок 5.21 — Заповнення стиків:

1 — просторовий сталезалізобетонний модуль; 2 — стик; 3 — нижній пояс

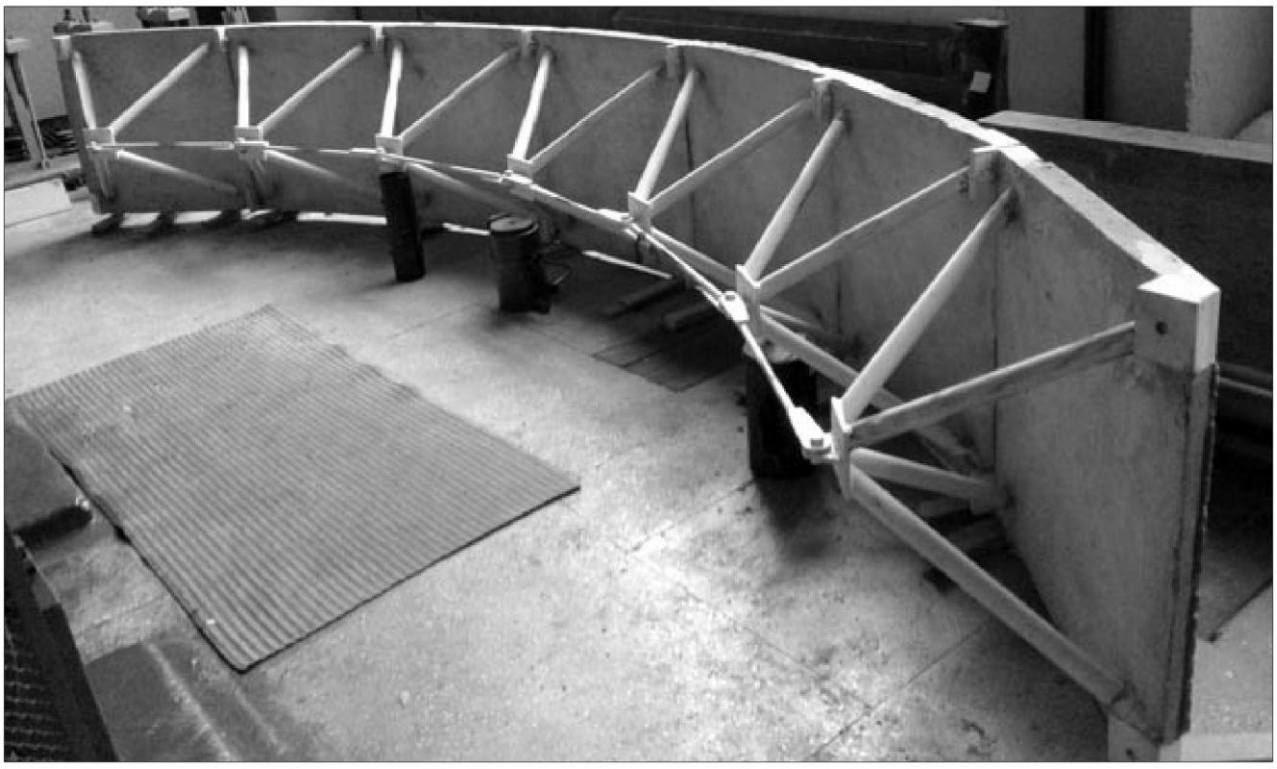


Рисунок 5.22 — Дослідна просторова структурно-вантова сталезалізобетонна конструкція у зібраному стані

Монтаж дослідного зразка на опори. Далі дослідна конструкція із положення на ребрі монтувалася на жорсткі опори та закріплювалася (рис. 5.23).

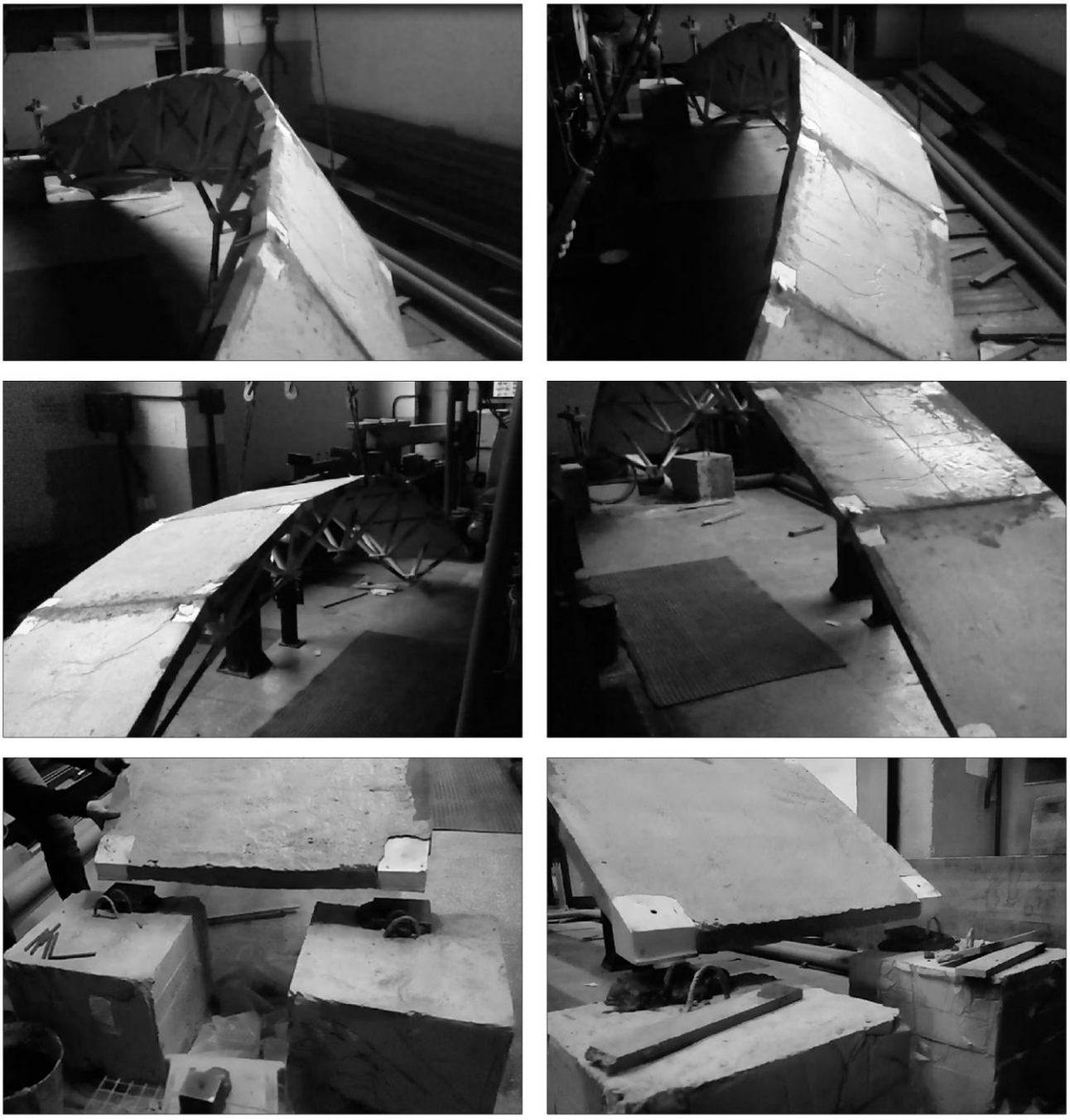


Рисунок 5.23 — Процес установки дослідної конструкції на опори

Монтування конструкції здійснювалося за допомогою кран-балки вантажопідйомністю 1 т. Конструкція установлювалася на опори як вільно обперта із накладанням на опорні вузли в'язей, які перешкоджали вертикальним переміщенням опорних вузлів з обох сторін та

горизонтальним переміщенням з однієї сторони. Після установлення дослідного зразка на опори було отримано просторову структурно-вантову сталезалізобетонну конструкцію прольотом 5,3 м, яка була готова до випробувань (рис. 5.24) [185].



Рисунок 5.24 — Дослідний зразок просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції у змонтованому стані [185]

Для проведення випробувань зразка запропонованої конструкції та дослідження особливостей її роботи та напружено-деформованого стану було розроблено методику експериментальних досліджень (п. 5.4).

5.3. Матеріали та їх фізико-механічні властивості

Для виготовлення решітки і нижнього пояса експериментального зразка були використані сталеві труби безшовні гарячедеформовані за ГОСТ 8732–78, прокат сталевий гарячекатаний круглий за ГОСТ 2590–88, прокат листовий універсальний за ГОСТ 27772–88.

Для виготовлення верхнього пояса була використана бетонна суміш згідно з ДСТУ Б В.2.7–176:2008, підбір складу якої виконувався згідно з

ДСТУ Б В.2.7–215:2009 (табл. 5.2). Бетон був виготовлений на основі цементного в'яжучого, яким слугував портландцемент М400 згідно з ДСТУ Б В.2.7–46:2010. Як дрібний та крупний заповнювач був використаний дрібнозернистий пісок згідно з ДСТУ Б В.2.7–32–95 з фракцією в межах від 0,125 до 0,25 мм і щебінь з фракцією від 5 до 10 мм згідно з ДСТУ Б В.2.7–75–98 відповідно. Для армування плит (верхнього пояса) були виготовлені легкі сітки згідно з ДСТУ Б В.2.6–173:2011.

Таблиця 5.2

Склад бетонної суміші

№ складу	Проектний клас за міцністю (ДСТУ Б.В.2.7–176)	Водоцементне відношення	Витрати матеріалів, кг/м³		
			Пісок	Щебінь	Цемент
1	С 20/25	0,5	610	1217	383

Визначення фізико-механічних властивостей сталі та бетону, що були використані для виготовлення експериментальної конструкції, виконано відповідно до положень чинних норм і правил із дотриманням усіх вимог ГОСТ 10006–80, ГОСТ 1497–84, ДСТУ EN 10002–1:2006, ДСТУ Б В.2.7–214:2009, ДСТУ Б В.2.7–217:2009.

Визначення фізико-механічних властивостей бетону здійснювалося шляхом випробування на стиск стандартних бетонних кубів та призм на гідравлічному пресі ПММ–250. Зважаючи на те, що для отримання необхідної кількості бетонної суміші при виготовленні експериментального зразка було зроблено тільки один заміс, то для визначення міцності бетону було виготовлено по одній партії кубів 150×150×150 мм та призм 100×100×400 мм. Зразки зберігалися в одному і тому самому приміщенні за ідентичних умов, що й експериментальні зразки. Випробування контрольних бетонних зразків було виконано одночасно з проведенням експерименту. Перед випробуванням контрольних зразків був проведений їх візуальний огляд з метою виявлення зовнішніх пошкоджень та дефектів. При огляді контрольних зразків пошкоджень, які б перевищували допустимі, не виявлено, однак були виявлені незначні дефекти геометрії, що

характеризувалися зміною площі поперечного перерізу по висоті. Загалом якість контрольних бетонних зразків була задовільна.

Для вимірювання деформації контрольних бетонних зразків були використані тензорезистори з базою 50 мм (тип ПКБ–50), які мали ідентичні характеристики, що і тензорезистори, які були використані для заміру деформацій бетонних елементів дослідної конструкції при проведенні експериментальних досліджень.

При випробуванні призм, окрім призмової міцності, було також визначено модуль деформації та коефіцієнт поперечної деформації.

У результаті проведених випробувань стандартних зразків були отримані дані (табл. 5.3), на підставі аналізу яких були визначені фізико-механічні характеристики бетону.

Таблиця 5.3

Результати випробування стандартних зразків

Тип і номер зразка	Фактична площа поперечного перерізу, см²	Руйнівне навантаження, т	Міцність, МПа
Куб 1	15,1×14,9=225	53,6	23,37
Куб 2	14,95×15,05=225,03	51,2	22,32
Куб 3	14,85×15,15=225,05	47,9	20,88
Призма 1	9,9×10,1=99,99	18,0	17,66
Призма 2	9,85×10,15=99,99	16,4	16,09
Призма 3	10,5×9,52=99,97	15,5	15,21

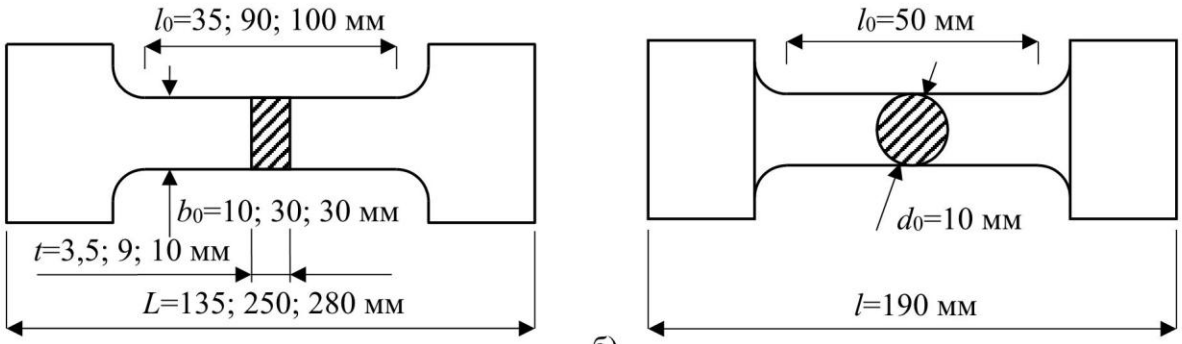
Для визначення нормативної міцності бетону було виконано статистичний аналіз отриманих даних, результати якого занесені у таблицю (табл. 5.4).

Таблиця 5.4

Статистичні характеристики бетонних зразків

Тип зразка	Середня міцність бетону в партії, МПа	Розкид міцності бетону в партії W_m, МПа	Середнє квадратичне відхилення міцності в партії S_m, МПа	Коефіцієнт варіації міцності бетону в партії V_m, %	Нормативна міцність бетону на стиск, МПа
Куб	22,85	2,49	1,47	6,45	20,43
Призма	16,88	2,45	1,45	8,59	14,50

Визначення фізико-механічних властивостей сталевих елементів здійснювалося шляхом випробування на осьовий розтяг сталевих зразків, виготовлених з листової сталі та труб у вигляді смуг і відрізків круглої сталі (рис. 5.25). Для визначення властивостей арматурної сталі вирізалися стрижні довжиною 600 мм, які також випробувалися на осьовий розтяг.



а) б)

Рисунок 5.25 — Розміри смужок для визначення фізико-механічних властивостей сталі:

а) смужки із труб і листової сталі товщиною 9 мм та 10 мм відповідно (решітка та вузли з'єднання); б) відрізки із круглої сталі Ø 16 мм (нижній пояс)

Було підготовлено по три смужки з кожного прокату. Для визначення відносного видовження смужок і відрізків унаслідок їх випробування на кожному зразку були нанесені риски через кожні 10 мм. Для заміру деформацій сталевих зразків були застосовані тензорезистори з базою 20 мм (тип ПКБ–20–200) і 3 мм (тип БПІ–3–200–А–12). Тензорезистори з базою 3 мм наклеювалися на смужки, вирізані з труб, і відрізки з круглої сталі, а тензорезистори з базою 20 мм — на сталеві смужки товщиною 9 і 10 мм. Тензорезистори наклеювалися в поздовжньому і поперечному напрямках. Методика підготовки поверхні сталевих зразків (зачищення, знежирення, ґрунтування), а також клей, який був застосований, і технологія наклеювання тензорезисторів були аналогічними, як і у випадку основного експериментального випробування. Випробування зразків здійснено на універсальній випробовуваній машині УИМ–50, а опитування тензорезисторів виконувалося за допомогою обладнання ВНП–8.

У результаті проведених випробувань зразків сталі з якої було виготовлено експериментальний зразок, згідно з ГОСТ 27772–88 її було віднесено до класів С285 та С235.

5.4. Методика та проведення експерименту

Умови та місце проведення експериментального дослідження. Методика експериментального дослідження передбачала випробування дослідного зразка прольотом 5,3 м на дію тимчасового навантаження (рис. 5.26).

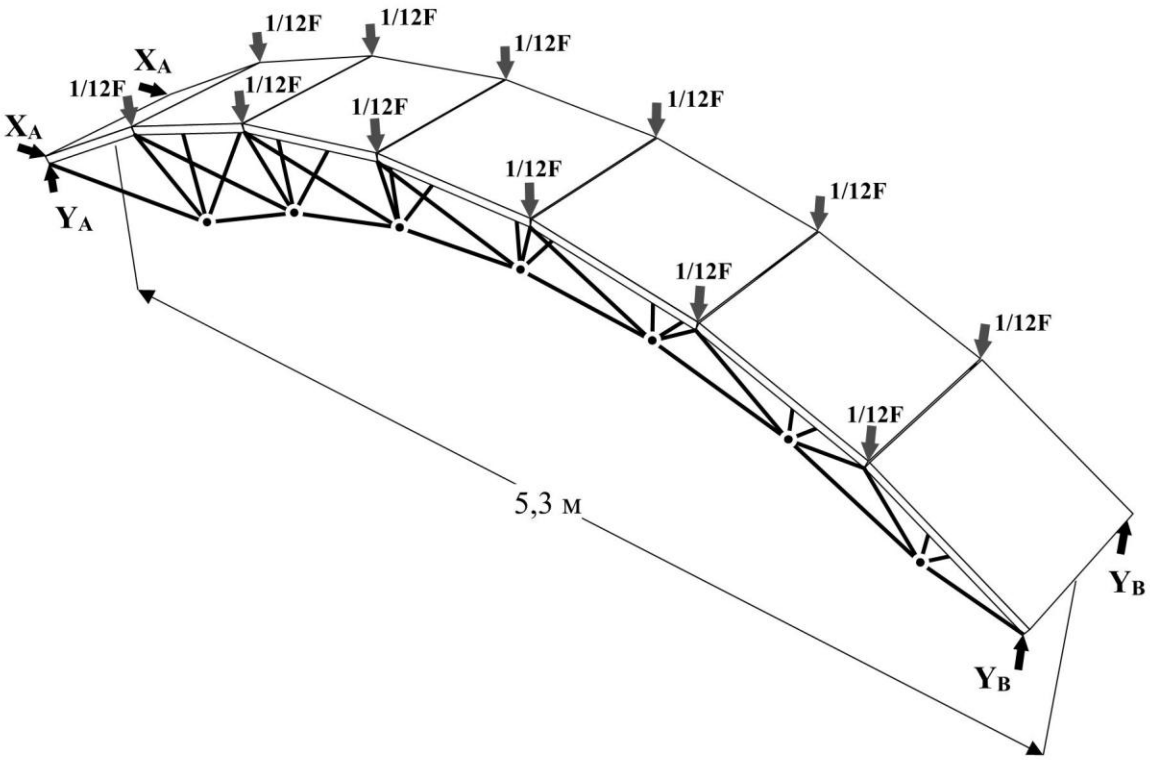


Рисунок 5.26 — Схема дослідження експериментального зразка просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції на дію вузлового навантаження [197]

Випробування було проведено в навчальній лабораторії Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка. Випробування експериментального зразка було виконано тільки після того, як він був остаточно змонтований, а рекомендований термін набору бетоном проектної міцності було вичерпано, тобто через 28 діб після бетонування. Слід зауважити, що усі бетонні роботи та процес тужавіння бетону здійснювалися при рекомендованих нормами параметрах мікроклімату та температурно-вологісному режимі, які були близькими до умов реального будівництва.

Обґрунтування способу прикладення навантаження. Оскільки габарити дослідного зразка були значні, то застосування стандартного

лабораторного силового обладнання, зокрема пресів для створення та прикладення тимчасового навантаження на конструкцію було неможливим. Тому завантаження дослідного зразка було здійснено за допомогою металевих вантажів. Кожен з таких вантажів мав форму суцільного диска та масу 42 кг. Для прикладення до дослідної конструкції ваги у формі металевих дисків було застосовано систему траверс, яка складалася із перекладини і двох штанг, на які навішувалися вантажні диски (рис. 5.27). З однієї сторони штанги був зроблений шарнір, який дозволяв штанзі обертатися відносно його осі, а з іншої сторони був зроблений наконечник, на який укладалися диски.

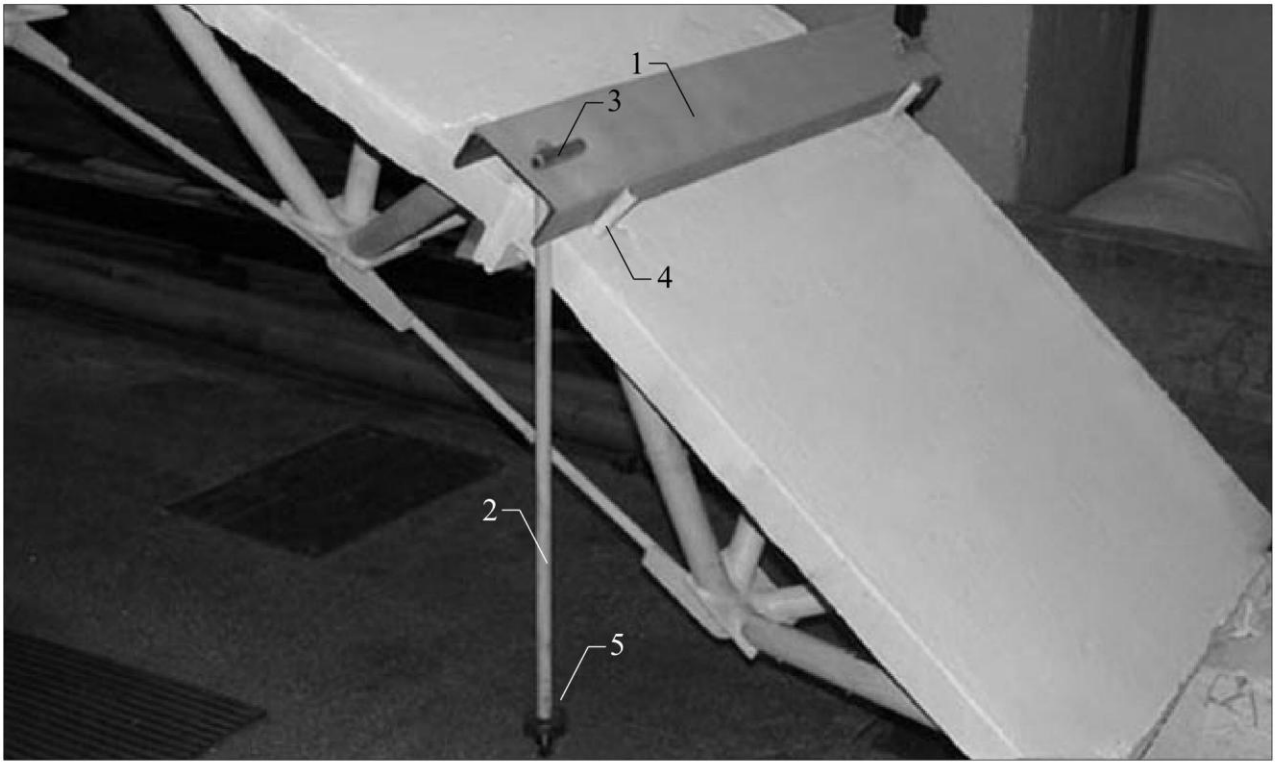


Рисунок 5.27 — Траверса для завантаження дослідного зразка:
1 — перекладина; 2 — штанга; 3 — шарнір; 4 — упор; 5 — наконечник

Такі траверси укладалися перекладиною на верхній пояс конструкції у вузлах з'єднання (рис. 5.28). Для фіксування та запобігання зсуву або переміщення траверси під час завантаження конструкції у місцях укладання траверс було улаштовано упори. Завдяки такому рішенню випробування запропонованої конструкції на дію тимчасового навантаження за схемою відповідно до методики експериментального дослідження було можливим [185].

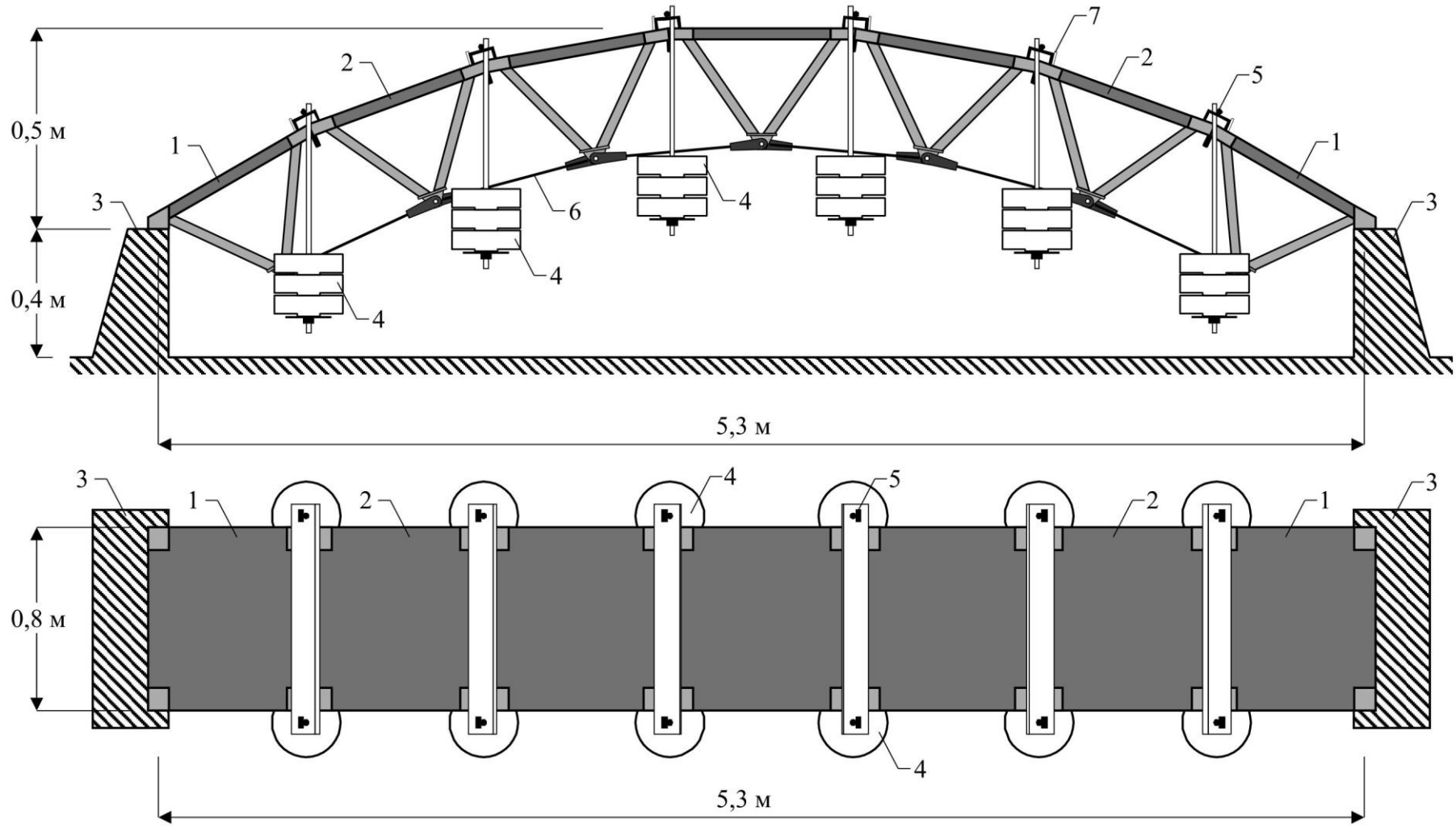


Рисунок 5.28 — Схема випробування дослідного зразка [197]:

1 — крайній (опорний) модуль; 2 — пролітний модуль; 3 — опора; 4 — вантаж; 5 — траверса; 6 — нижній пояс; 7 — упор

Методика випробування дослідного зразка. Дослідження експериментального зразка на дію вузлового навантаження здійснювалося ступінчасто у декілька стадій (рис. 5.29).

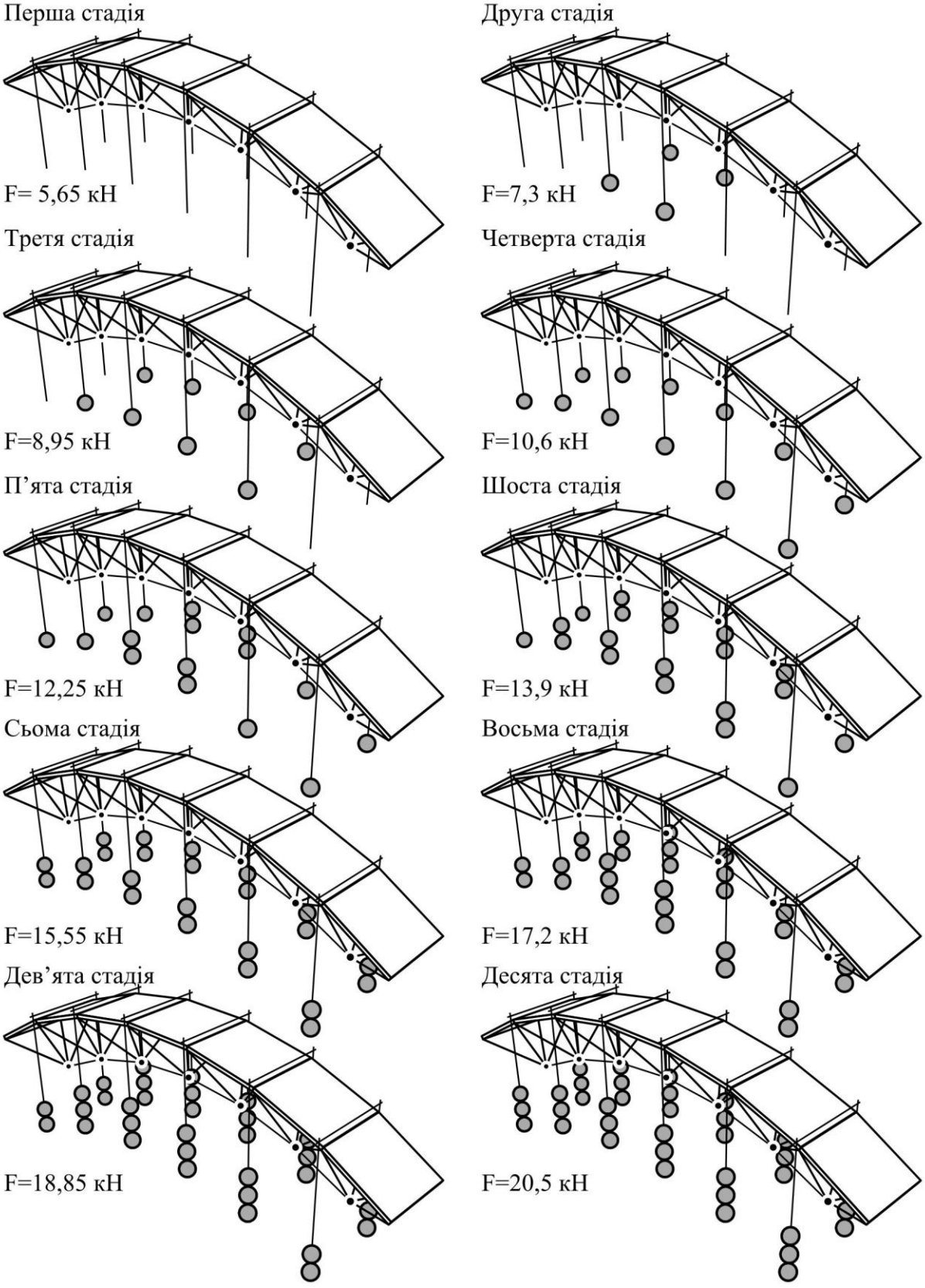


Рисунок 5.29 — Стадії завантаження дослідної конструкції

На першій стадії випробування дослідної конструкції її завантаження складалося з власної ваги та ваги траверс, які були навішені на верхній пояс конструкції. Маса кожної траверси дорівнювала 25 кг. На кожній наступній стадії випробування через систему траверс на дослідну конструкцію прикладалася вага, яка дорівнювала 1,65 кН. Така вага досягалася симетричним навішуванням на траверси 4-х металевих вантажів. Загальна кількість стадій завантаження дорівнювала десяти. Таким чином, на першій стадії випробування навантаження на конструкцію склало 5,65 кН, на другій — 7,3 кН, на третій — 8,95 кН, на четвертій — 10,6 кН, на п'ятій — 12,25 кН, на шостій — 13,9 кН, на сьомій — 15,55 кН, на восьмій — 17,2 кН, на дев'ятій — 18,85 кН і на десятій — 20,5 кН.

Згідно з методикою експериментальних досліджень вивчався вплив вузлового навантаження на напружено-деформований стан розробленої конструкції. Для досягнення поставленої мети експерименту було досліджено поперечні перерізи елементів конструкції, в яких закономірність розподілу напружень найбільш чітко і ясно характеризувала напружено-деформований стан розробленої конструкції в цілому. Для більш точного визначення таких перерізів було здійснено попереднє комп'ютерне моделювання роботи конструкції під дією вузлового навантаження. На підставі результатів такого моделювання було визначено найбільш напружені локації, міцність перерізів яких визначали міцність елементів конструкції та конструкції в цілому. Таким чином, були прийняті поперечні перерізи в елементах конструкції, в яких експериментально було досліджено напружено-деформований стан (рис. 5.30).

Вимірювання деформацій. Обладнання та пристосування. Для заміру відносних деформацій у досліджуваних перерізах експериментальної конструкції були застосовані дротяні тензорезистори опору, які мали паперову підкладку, котра виготовлена на основі клею БФ–2. Для заміру деформацій сталевих елементів конструкції були використані тензорезистори з базою 30 мм (тип 2ПКБ–30–200ХБ), які мали коефіцієнт тензочутливості 2,19 та опір 201–201,49 Ом. Для заміру деформацій бетонних елементів були використані тензорезистори з базою 50 мм (тип ПКБ–50), які мали коефіцієнт тензочутливості 2,21 та опір 310,3 Ом ± 0,3 Ом.

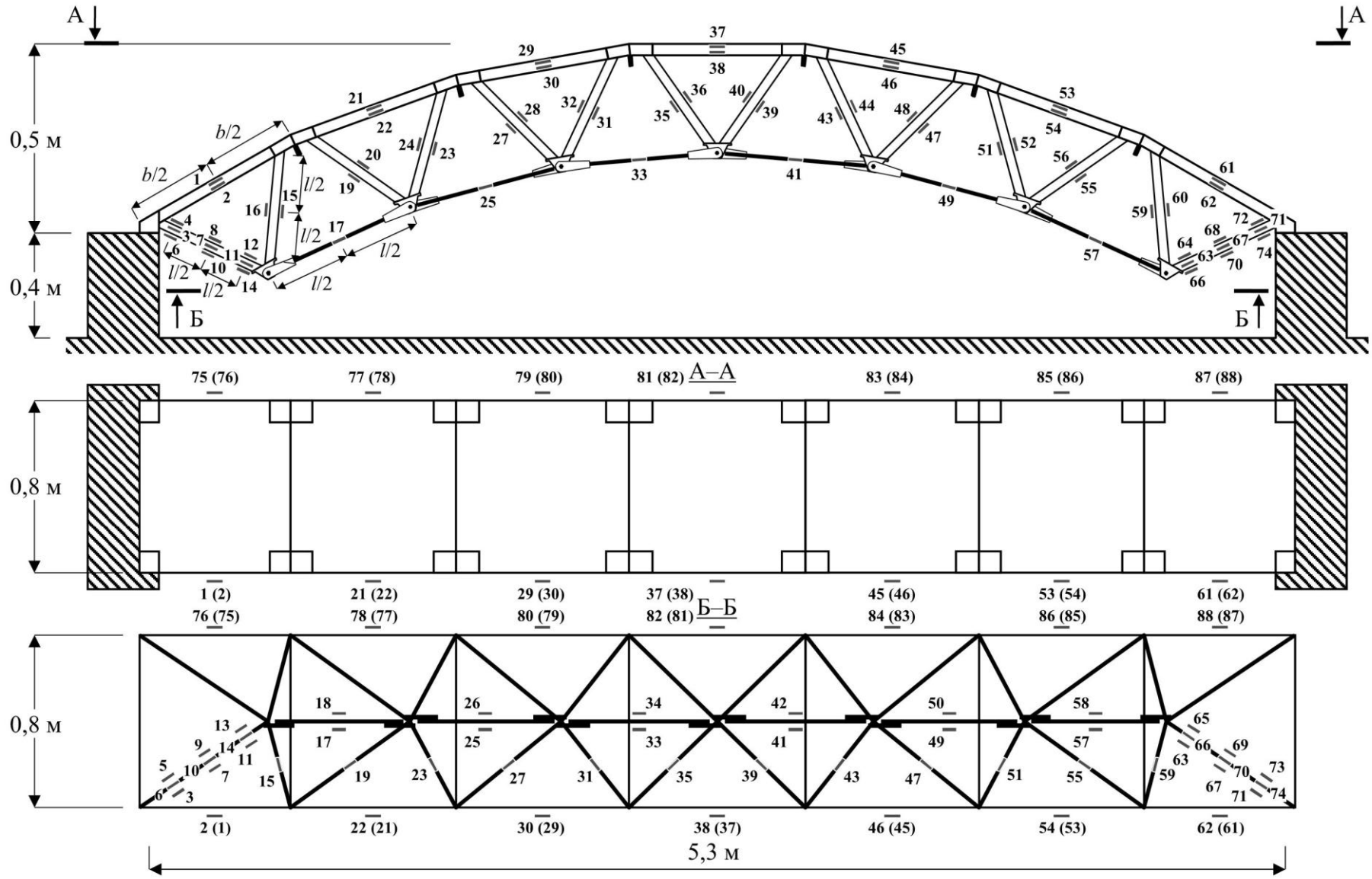
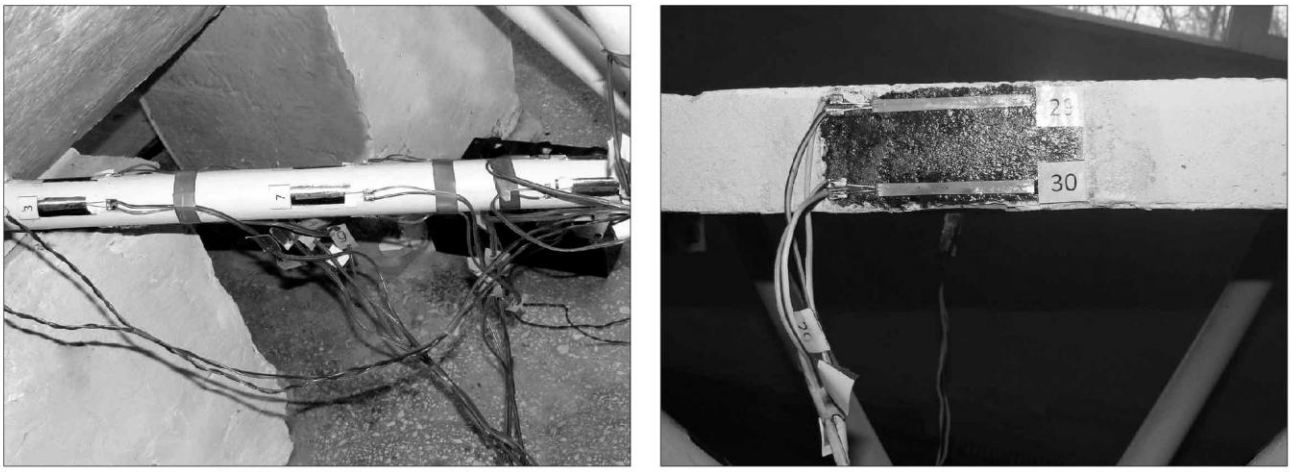


Рисунок 5.30 — Схема розміщення тензорезисторів

Тензорезистори кожного типу були однієї комплектності і протестовані на придатність до використання згідно з ГОСТ 21615–76. Дротяні тензорезистори кріпилися до поверхні конструкції у визначених місцях за допомогою фенолполівінілацетатного клею БФ–2 (рис. 5.31). Для якісного зчеплення тензорезисторів із поверхнею сталевих і бетонних елементів конструкції, а також для їх коректної роботи під час випробування ці ділянки були зачищені до гладкого і рівного стану за допомогою почергового застосування шліфувального обладнання та пристосувань з різним ступенем абразивності, потім знежирені спиртовим розчином і покриті декількома тонкими шарами фенолполівінілацетатного клею. Одночасно з цим ґрунтувалися і тензорезистори. Через короткий проміжок часу, який був необхідний для підсихання клею, тензорезистор кріпився до конструкції.



а) б)

Рисунок 5.31 — Загальний вигляд розміщення тензорезисторів на сталевих елементах (а) та бетоні (б) [197]

Покази тензорезисторів знімалися за допомогою обладнання «АИД–4», а їх з’єднання з приладом було здійснено за допомогою мідних багатожильних дротів перетином 0,2 мм² з довжиною до 6 м. Зважаючи на те, що для вивчення напружено-деформованого стану досліджуваної конструкції була використана значна кількість тензорезисторів, то в цьому випадку мало місце поняття масової тензометрії, тому для опитування усіх тензорезисторів у вимірювальний ланцюг було введено однополюсний перемикач.

Вимірювання переміщень. Методи та обладнання. Одночасно з виміром деформацій елементів дослідної конструкції за допомогою

тензометричного методу було здійснення замір переміщень вузлів конструкції, використовуючи механічні прогиноміри та фотограмметричний метод.

Механічний спосіб вимірювання переміщень. Для вимірювання переміщень досліджуваних вузлів конструкції були використані механічні прогиноміри Аістова типу 6ПАО (рис. 5.32).

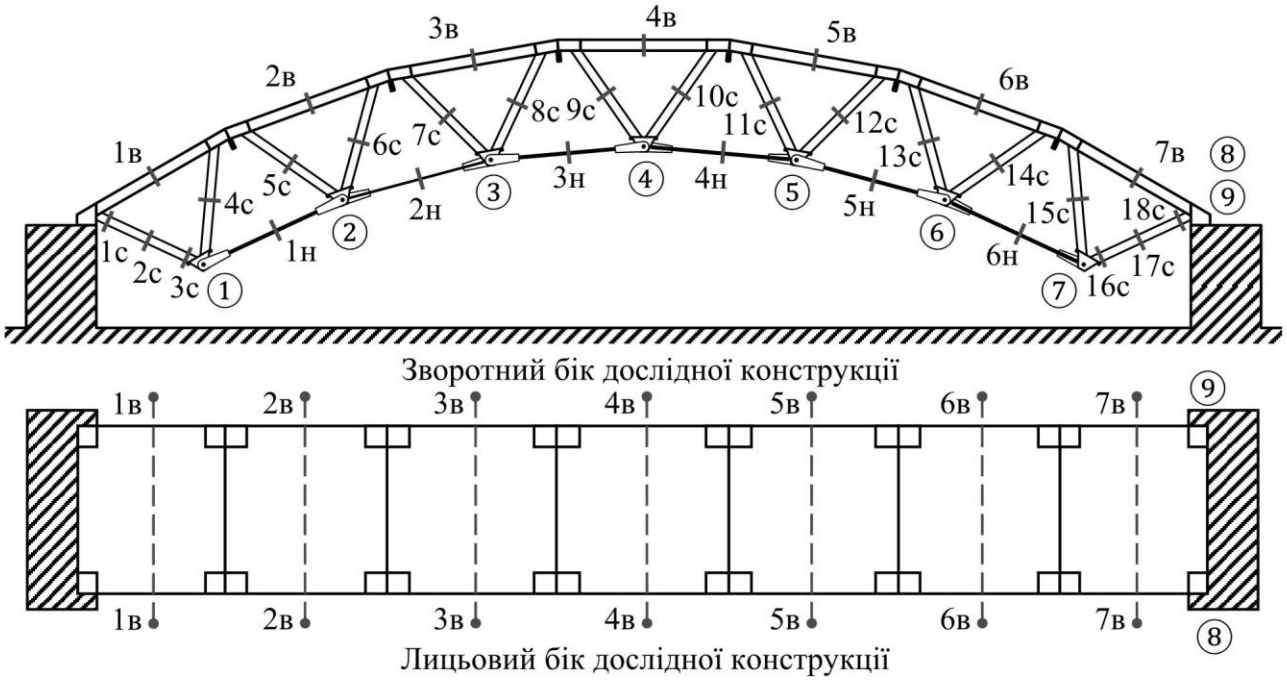


Рисунок 5.32 — Нумерація досліджуваних вузлів і перерізів конструкції [197]

Примітки: ①, ② … ⑨ — номери вузлів. 1. Літери «с», «в» і «н» — умовні позначення елементів структурної решітки, верхнього та нижнього поясів відповідно. 2. Поєднання цифри і літери вказує порядковий номер досліджуваного перерізу відповідного елемента конструкції.

Для заміру вертикальних переміщень конструкції прогиноміри встановлювалися у кожному вузлі нижнього пояса дослідної конструкції (рис. 5.33 та 5.34).

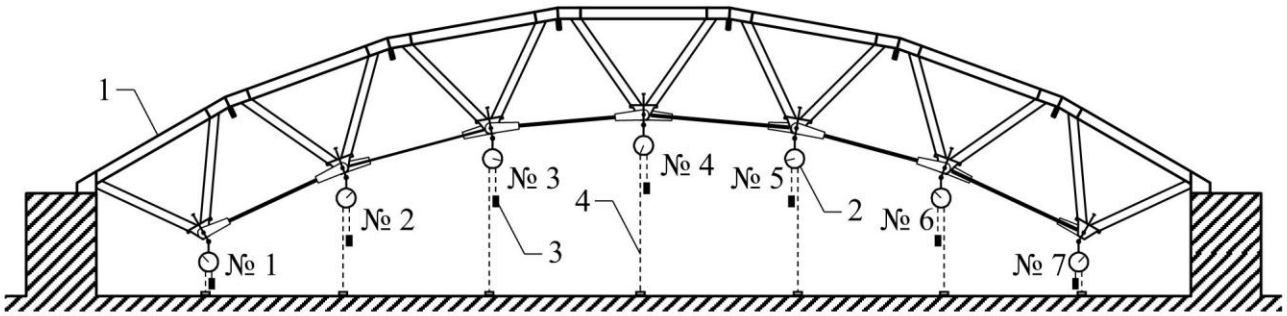


Рисунок 5.33 — Схема розміщення приладів для вимірювання прогинів конструкції:

№ 1, № 2 … № 7 — нумерація прогиномірів; 1 — дослідна конструкція; 2 — прогиномір Аістова типу 6ПАО; 3 — вантаж; 4 — сталевий дріт Ø 0,25 мм

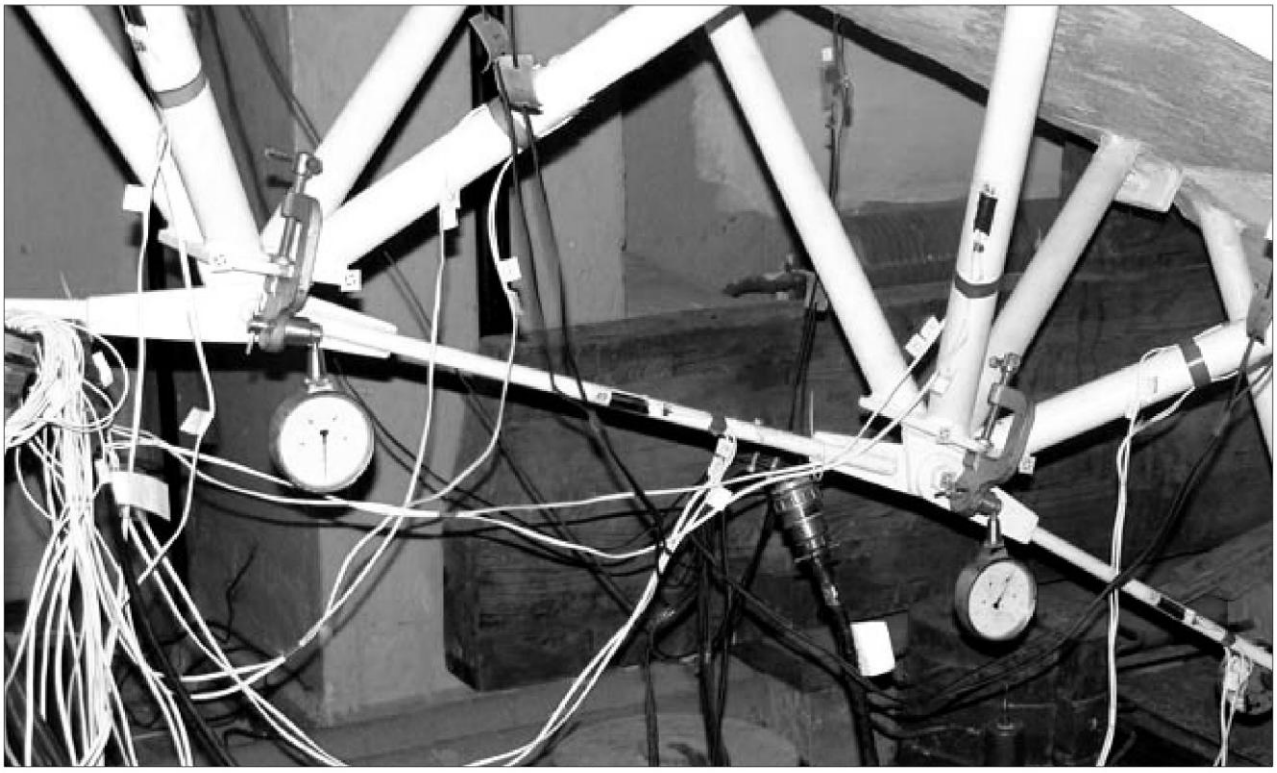


Рисунок 5.34 — Загальний вигляд розміщення прогиномірів на нижньому поясі дослідної конструкції [185]

Окрім вертикальних переміщень, за допомогою прогиномірів було визначено також і горизонтальні переміщення. Зокрема горизонтальні переміщення були заміряні у вузлах № 8 і № 9 (рис. 5.35 та 5.36).

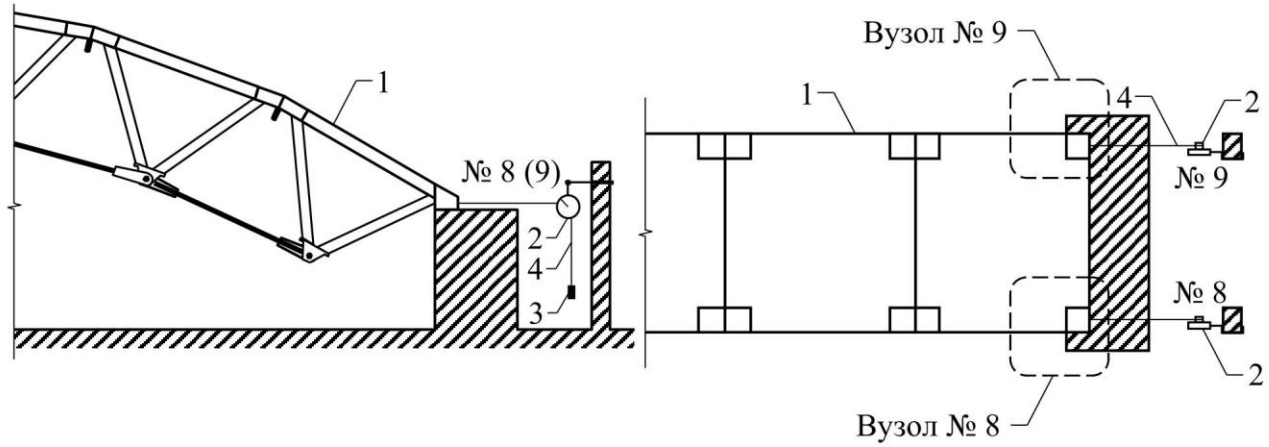


Рисунок 5.35 — Схема розміщення приладів для вимірювання переміщень опорних вузлів конструкції [197]:

№ 1, № 2 — нумерація прогиномірів; 1 — дослідна конструкція; 2 — прогиномір Аістова типу 6ПАО; 3 — вантаж; 4 — сталевий дріт Ø 0,25 мм

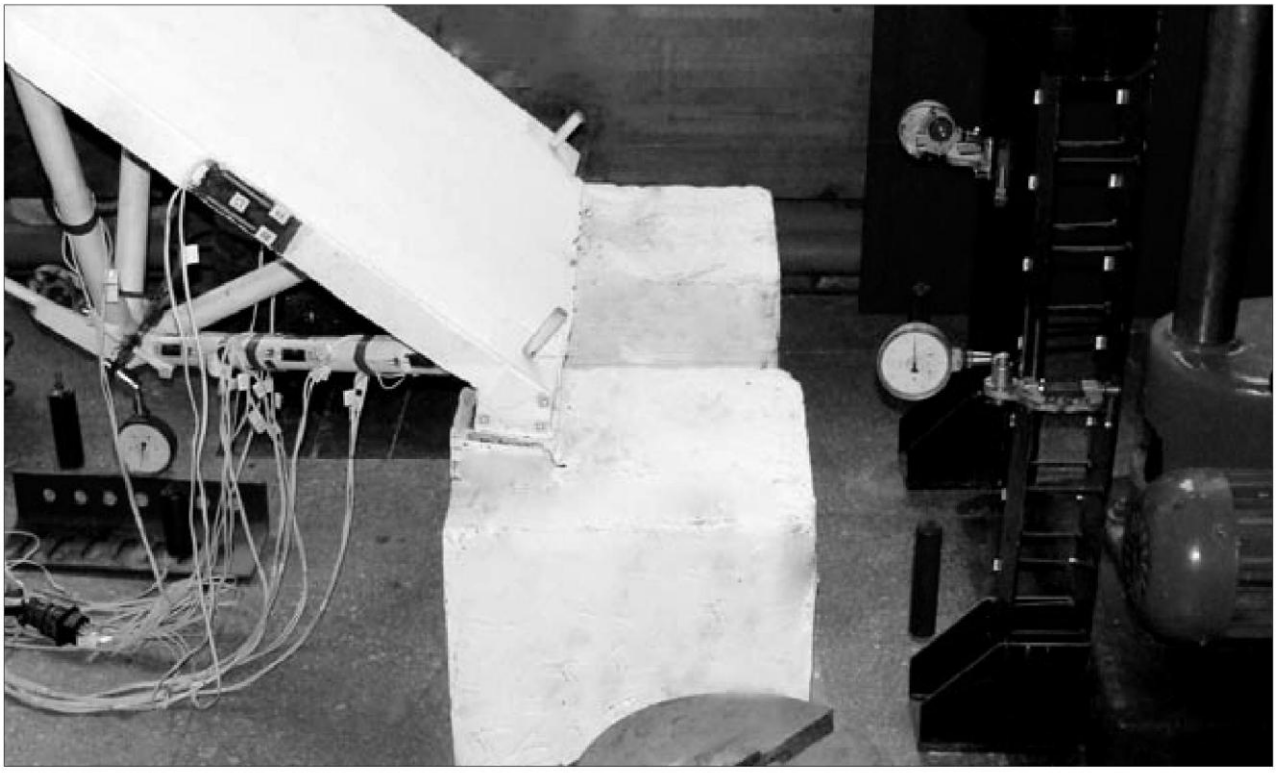


Рисунок 5.36 — Загальний вигляд розміщення приладів для вимірювання переміщень опорних вузлів конструкції [185]

Також за допомогою прогиномірів Аістова було заміряно взаємне зміщення крайніх вузлів нижнього пояса № 1 і № 7 (рис. 5.37).

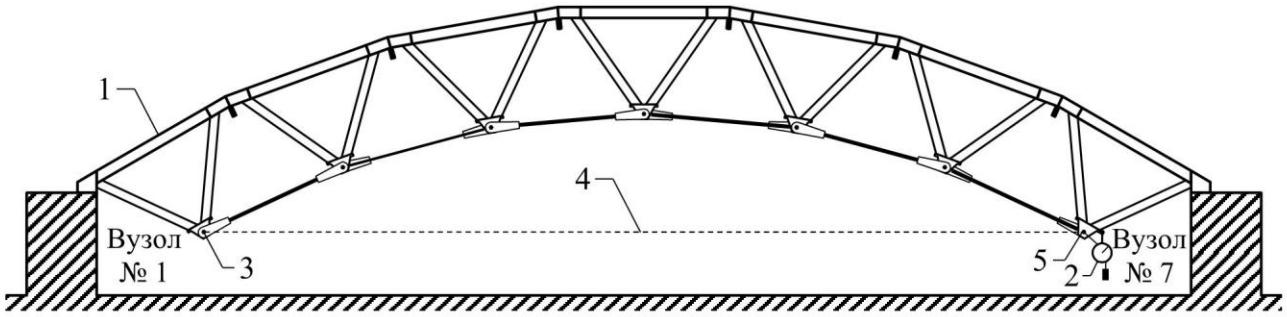
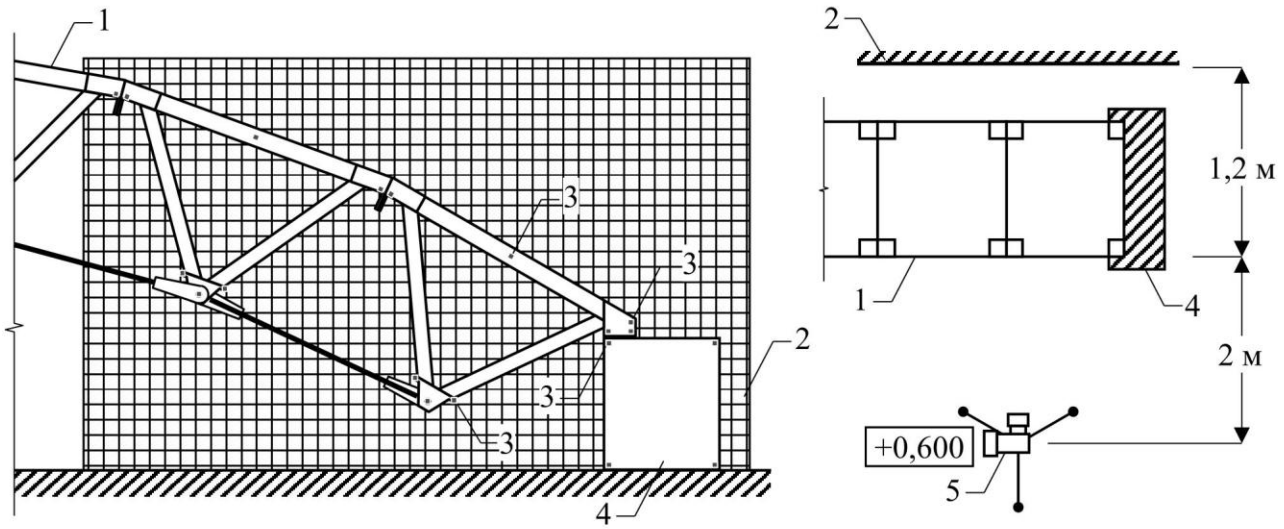


Рисунок 5.37 — Схема розміщення приладів для вимірювання відносних переміщень крайніх вузлів нижнього пояса:

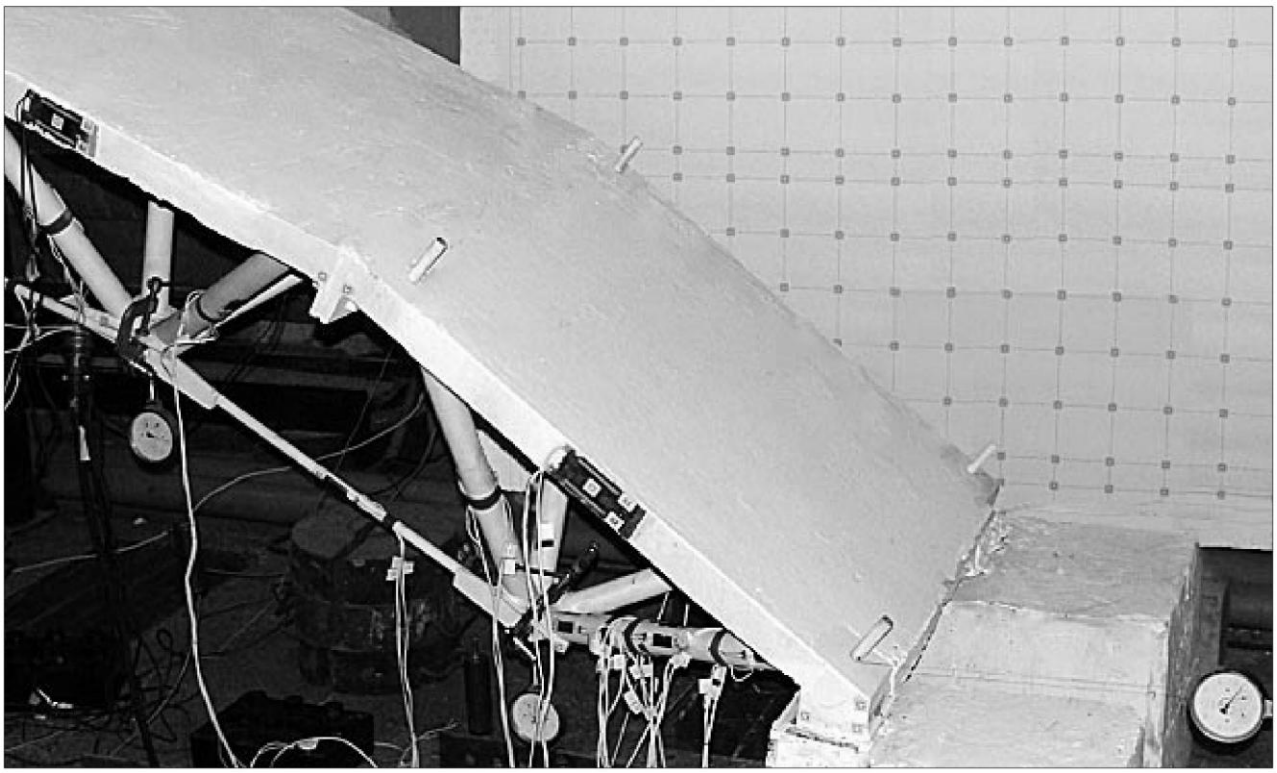
1 — дослідна конструкція; 2 — прогиномір Аістова типу 6ПАО; 3 — шарнірне кріплення дроту; 4 — сталевий дріт Ø 0,25 мм; 5 — обвідний блок

Для цього у вузлі № 1 на шапці болта було улаштовано шарнірне кріплення, до якого приєднали сталевий дріт, а у вузлі № 7 — обвідний блок, через який дріт обертався і кріпився до прогиноміра.

Фотограмметричний метод вимірювання переміщень. Для детальнішого вивчення деформованого стану приопорної частини дослідної конструкції було застосовано оптичний метод фіксування переміщень — фотограмметричний метод (рис. 5.38).



а)



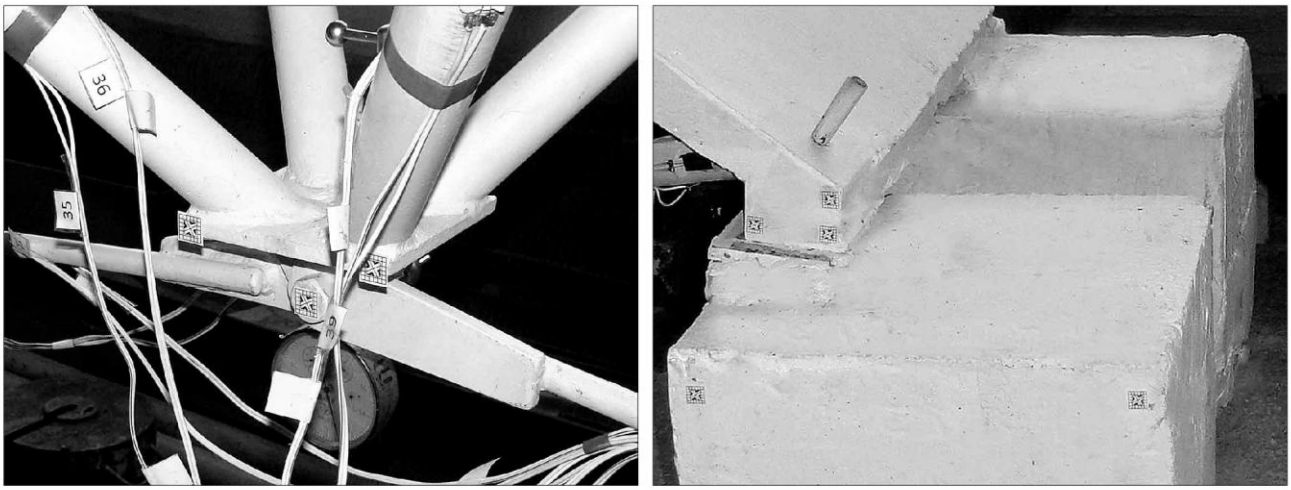
б)

Рисунок 5.38 — Розміщення приладів для фотограмметричного вимірювання переміщень:

а) схема дослідження [197]; б) загальний вигляд; 1 — дослідна конструкція; 2 — стенд із розміткою; 3 — спеціальні позначки; 4 — опора; 5 — дзеркальна цифрова фотокамера

Цей метод заснований на аналізі цифрових фотознімків дослідної конструкції на кожній стадії завантаження. Для цього було виготовлено спеціальний стенд із розміченою на ньому контрольною сіткою, який улаштовувався навпроти фотокамери з іншої сторони конструкцією паралельно її бічній поверхні. Також безпосередньо на конструкцію були нанесені спеціальні позначки, саме за зміщеннями цих позначок відносно стенда визначалися переміщення досліджуваних точок.

Спеціальні позначки були нанесені у вузлах конструкції як по верхньому поясі, так і по нижньому (рис. 5.39). Також позначки були нанесені на опорний вузол, це було зроблено з метою отримати додаткові відомості про їх переміщення. Разом із цим спеціальні позначки були нанесені також на опори, це було зроблено з метою виявити та визначити величину їх горизонтального зміщення, щоб установити, чи виникав розпір під час випробовування. Також це дозволило б скорегувати та встановити загальну величину горизонтального зміщення опорних вузлів конструкції та виконати коректну оцінку напружено-деформованого стану дослідної конструкції.



а) б)

Рисунок 5.40 — Загальний вигляд спеціальних позначок у вузлі по нижньому поясі (а) та на опорі (б) [197]

Випробування дослідного зразка. Таким чином, загальна методика дослідження напружено-деформованого стану конструкції налічувала тензометричний, фотограмметричний методи виміру деформацій та механічний метод заміру лінійних переміщень (рис. 5.40).

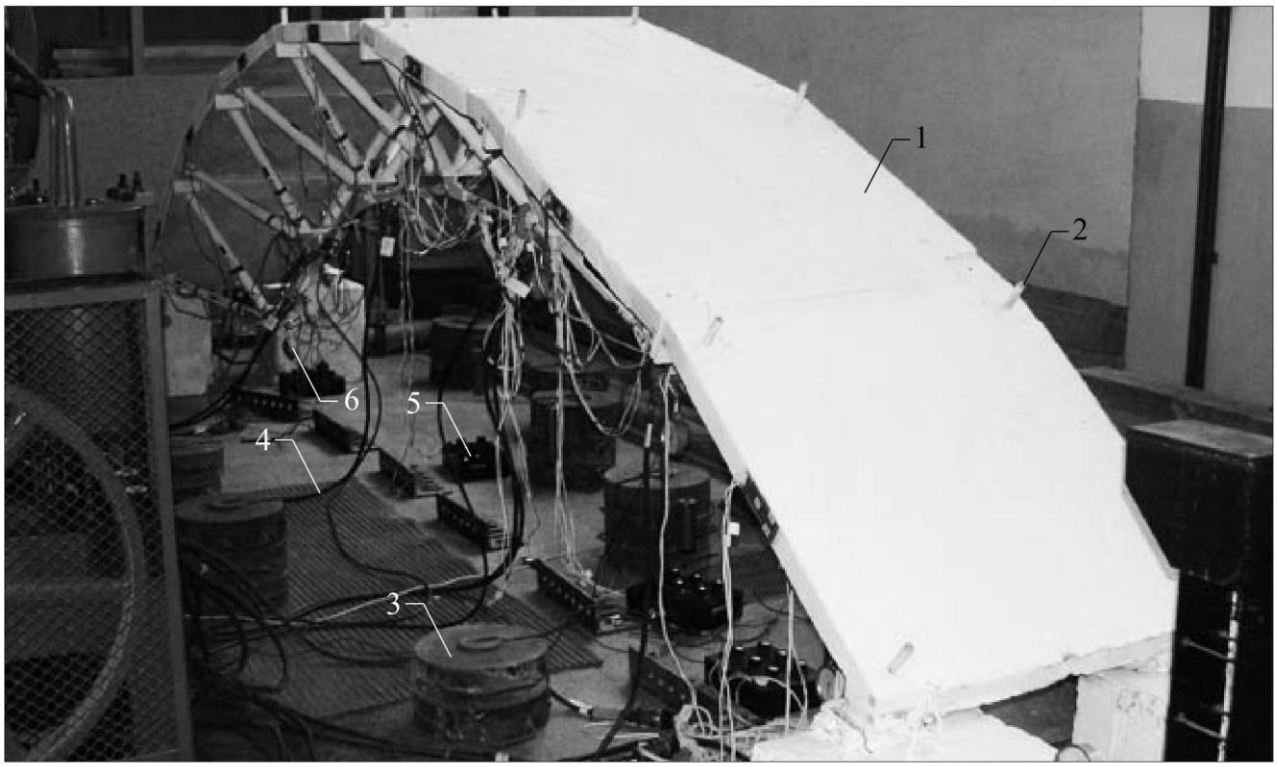


Рисунок 5.40 — Загальний вигляд дослідної конструкції [197]:
1 — дослідна конструкція; 2 — упор для траверси; 3 — металеві вантажі; 4 — з'єднувальні дроти; 5 — вимірювальний міст Уітстона; 6 — прогиномір Аістова

Після налагодження всього обладнання та пристосувань було проведено випробування дослідної конструкції на дію тимчасового вузлового навантаження (рис. 5.41 і 5.42). Зняття показів із вимірювального обладнання здійснювалося на кожному етапі після 30-хвилинної витримки.

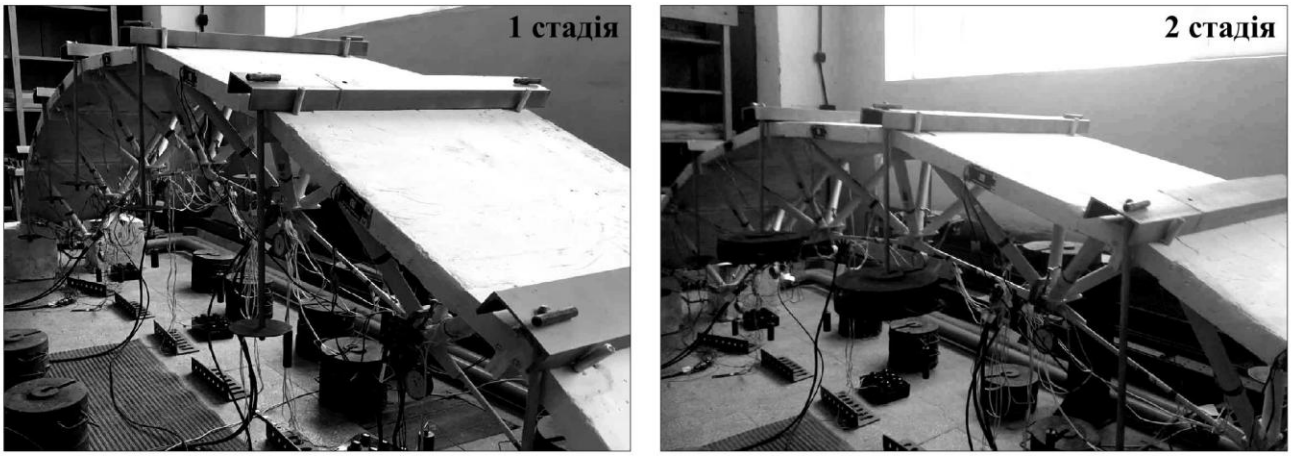


Рисунок 5.41 — Випробування просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції

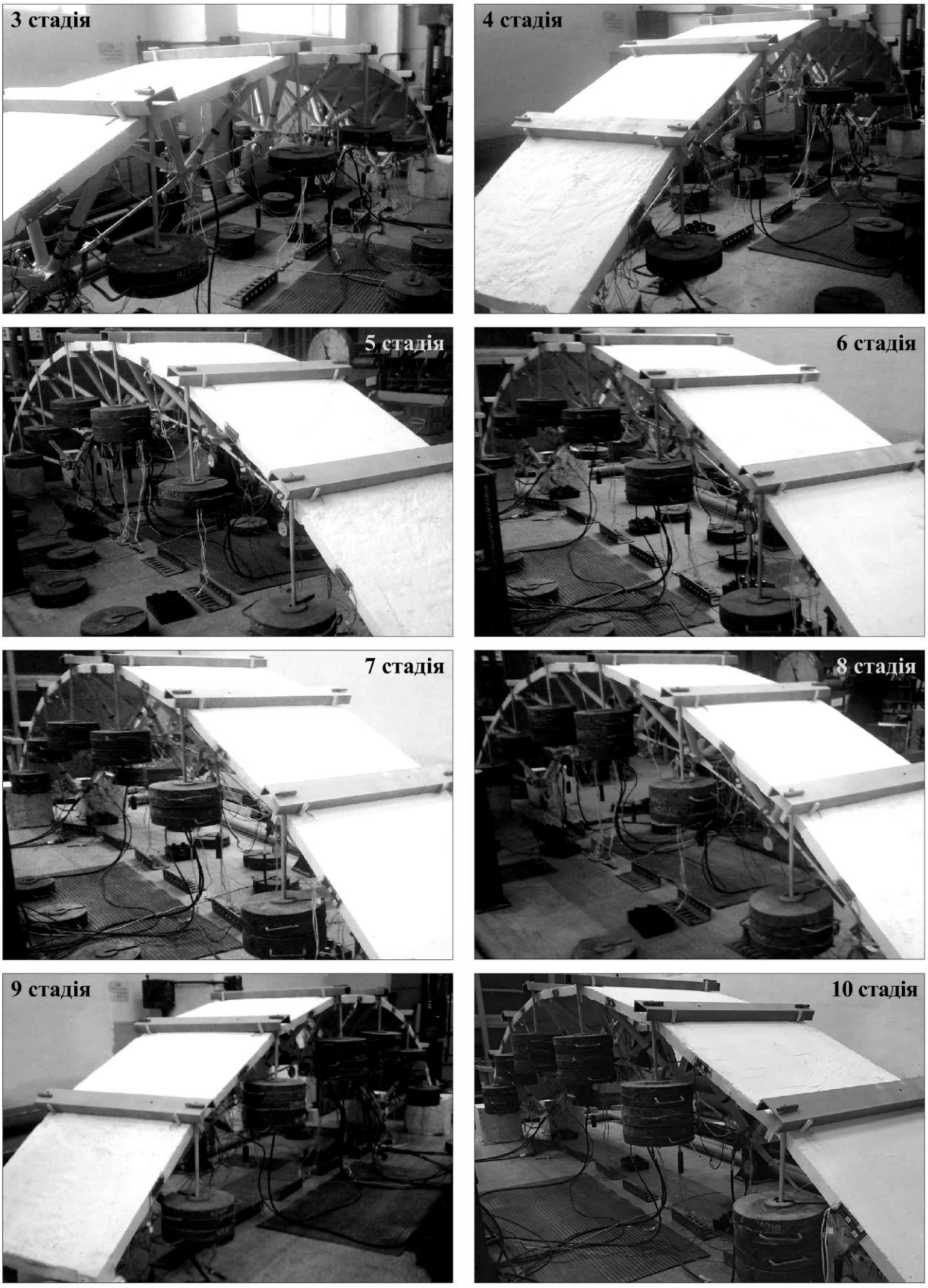


Рисунок 5.42 — Випробування просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції

Після проведення випробування було отримано дані, аналіз яких наведено у пункті 5.5.

5.5. Результати експериментальних досліджень просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції та їх аналіз

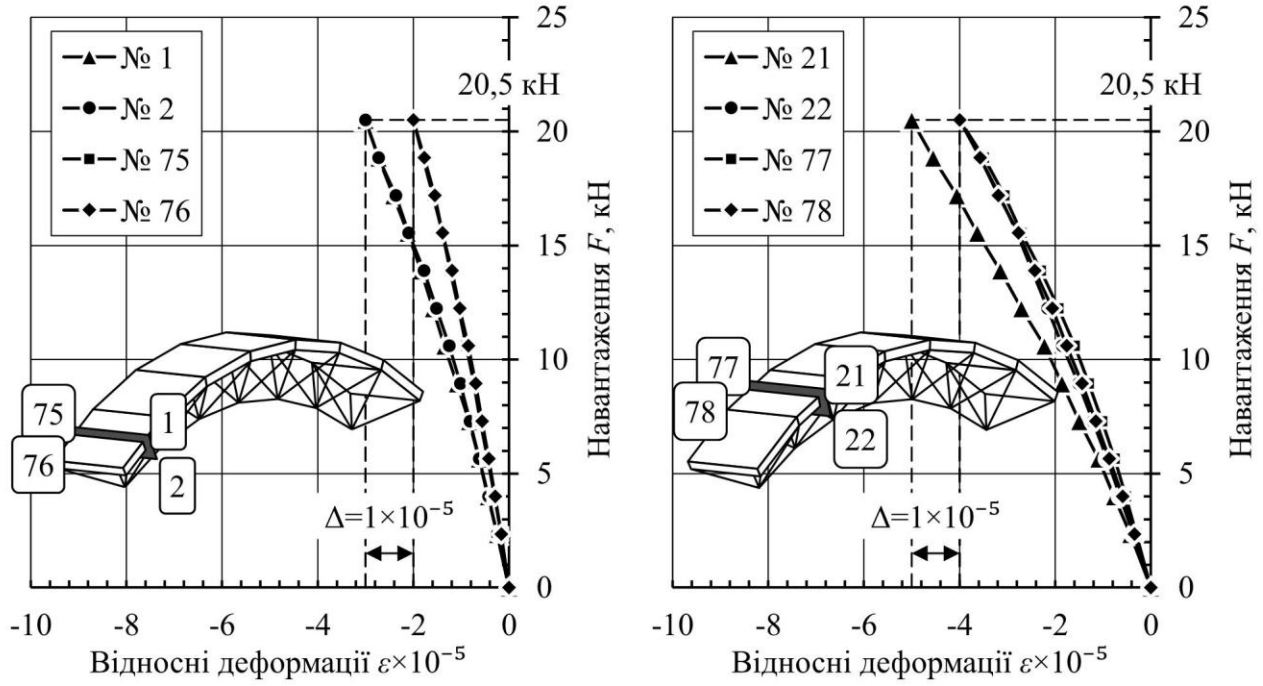
Загальні результати, спостереження та підсумки проведення випробування дослідного зразка. У результаті виконаного експерименту було отримано дані, аналіз яких дозволив дослідити особливості поведінки конструкції під навантаженням. Одночасно зі зняттям показів із вимірювального обладнання здійснювався візуальних огляд дослідної конструкції щодо виявлення тріщин, деформацій, руйнування вузлових з'єднань або елементів конструкції. Слід зазначити, що відповідно до завдання конструкція досліджувалася на дію експлуатаційного навантаження, що складало 70 % від руйнуючого, тобто зразок не доводився до руйнування.

Спостерігаючи за конструкцією під час проведення експерименту, встановлено, що її поведінка і схема деформування цілком відповідає теоретичним даним. Також, слід зазначити, що під час огляду конструкції після кожної стадії завантаження та в кінці експерименту пошкоджень вузлів чи елементів конструкції, а також тріщин не виявлено.

У результаті оброблення експериментальних даних були отримані: залежності розвитку відносних деформацій від рівня завантаження для верхнього пояса (рис. 5.43–5.49), нижнього пояса (рис. 5.59–5.65) та елементів решітки (рис. 5.72–5.74); епюри напружень у поперечних перерізах верхнього пояса (рис. 5.51–5.57); ізополя нормальних напружень у поперечних перерізах нижнього пояса (рис. 5.70); поздовжні зусилля в елементах нижнього пояса (рис. 5.71).

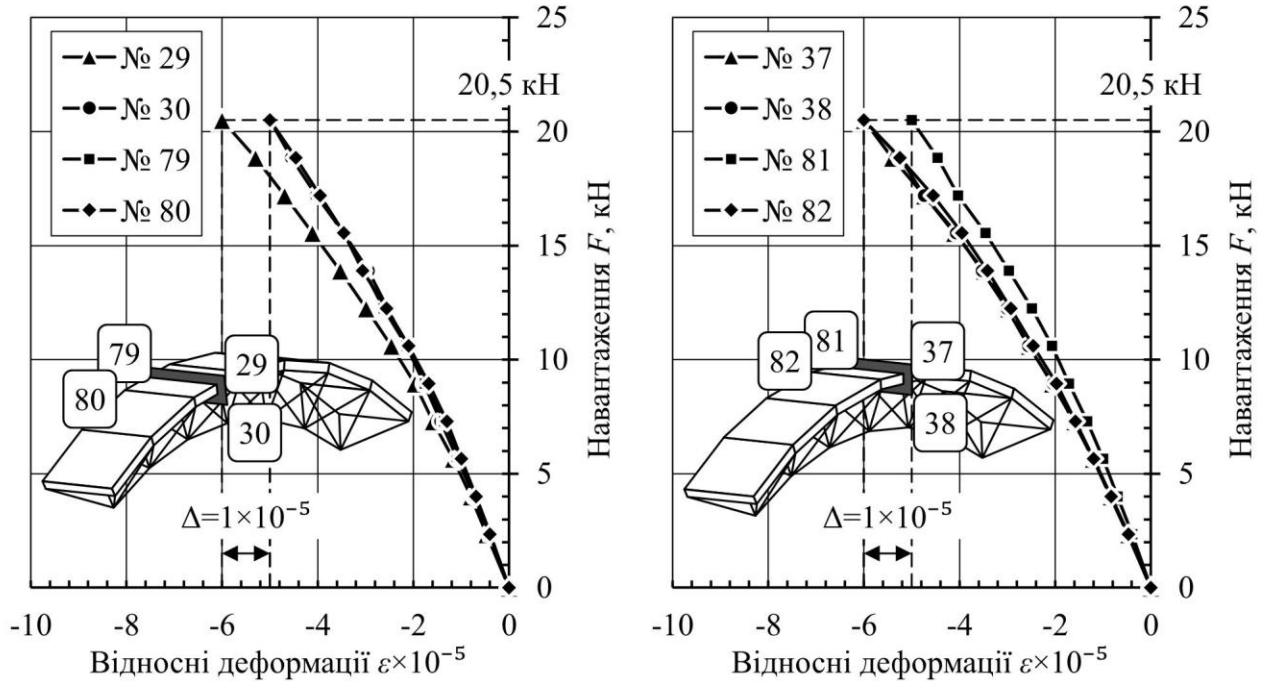
Також були отримані залежності розвитку переміщень вузлів нижнього пояса конструкції від рівня завантаження (рис. 5.82), залежності переміщення опорних вузлів від рівня завантаження (рис. 5.84), залежність взаємного зміщення крайніх вузлів нижнього пояса від рівня завантаження (рис. 5.85).

Результати дослідження деформацій верхнього пояса та їх аналіз.



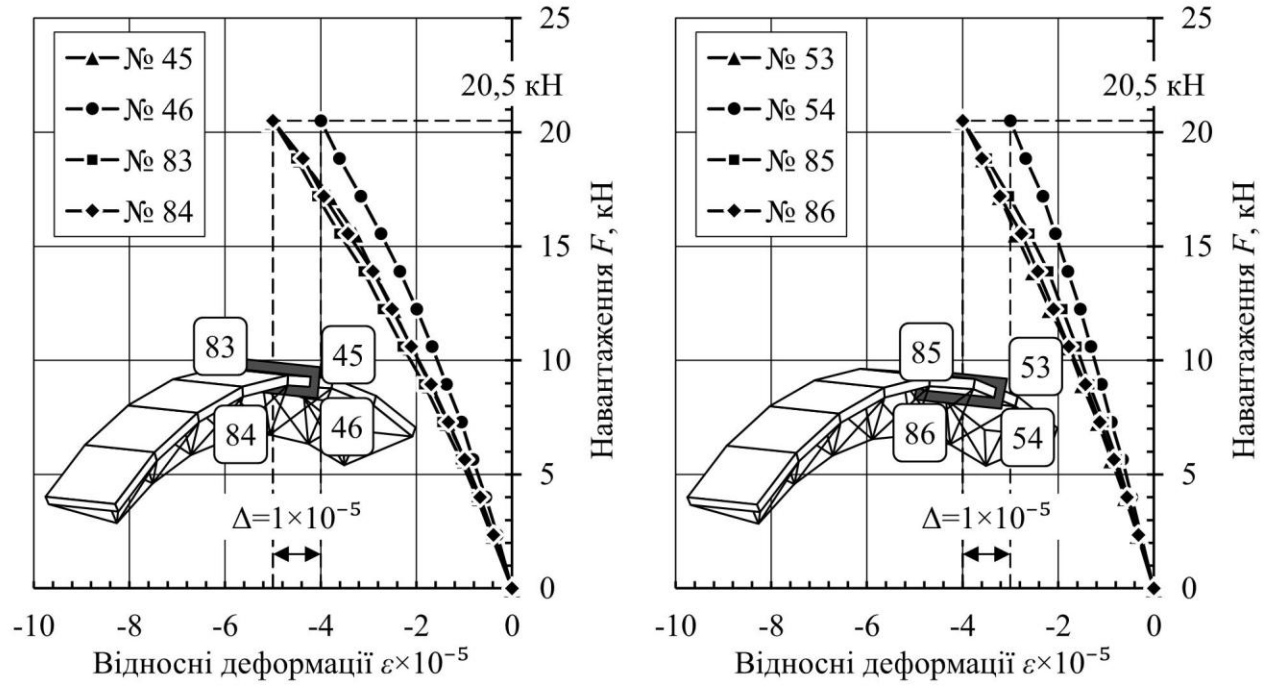
а) б)

Рисунок 5.43 — Залежність відносних деформацій ε верхнього пояса від рівня навантаження F у перерізі № 1в (а) і перерізі № 2в (б)



а) б)

Рисунок 5.44 — Залежність відносних деформацій ε верхнього пояса від рівня навантаження F у перерізі № 3в (а) і перерізі № 4в (б)



а) б)

Рисунок 5.45 — Залежність відносних деформацій ε верхнього пояса від рівня навантаження F у перерізі № 5в (а) і перерізі № 6в (б)

Наведені залежності демонструють інтенсивність розвитку деформацій крайніх волокон у поперечних перерізах верхнього пояса № 1в, № 2в, № 3в, № 4в, № 5в, № 6в та № 7в від рівня завантаження дослідної конструкції. Залежності показують, що розвиток деформацій мав лінійний характер, однак у деяких з досліджуваних перерізах спостерігався ледь помітний криволінійний характер. Такий розвиток деформацій є типовим для залізобетонних елементів та пояснюється неоднорідністю матеріалу.

Розвиток деформацій з найбільш вираженим криволінійним характером відбувався в поперечних перерізах № 3в, № 4в та № 5в. Це відбулося унаслідок особливостей розподілу внутрішніх зусиль у тілі верхнього пояса. Також у зазначених перерізах виникли найбільші деформації.

Унаслідок неоднорідності матеріалу та особливостей розподілу внутрішніх зусиль у всіх досліджуваних перерізах за висотою спостерігалася незначна розбіжність максимальних деформацій Δ, яка не перевищила значення 1×10^{-5}.

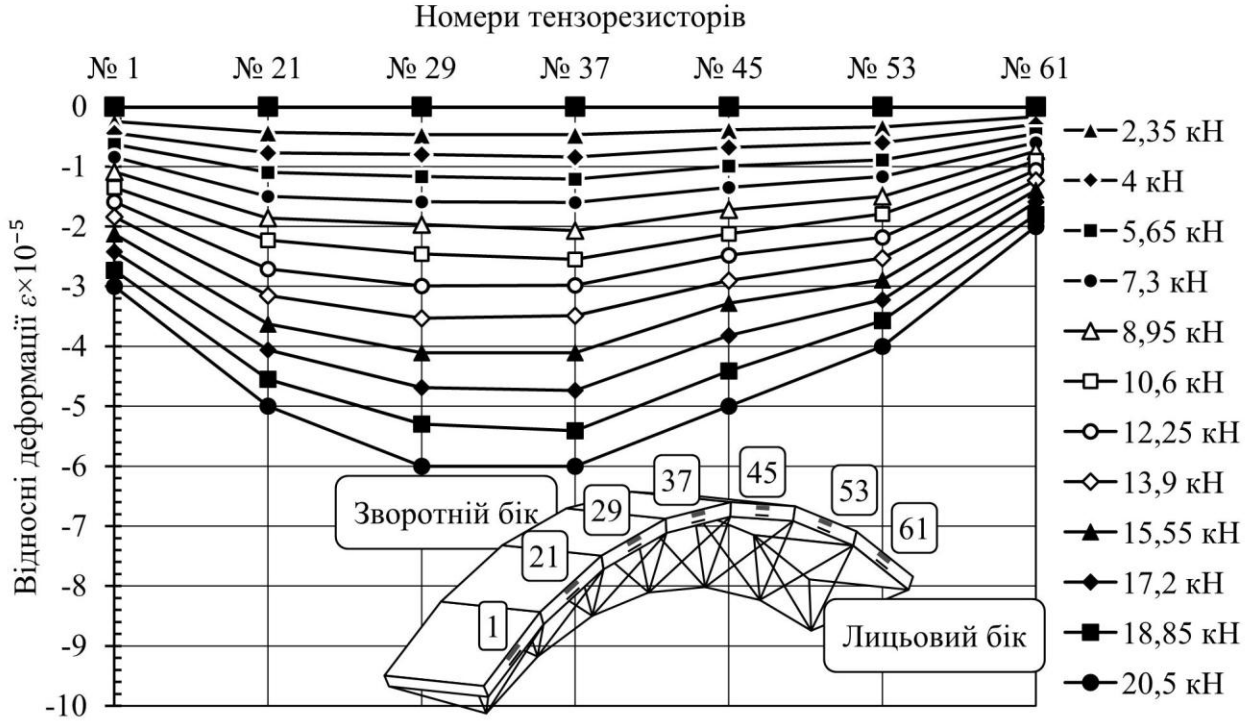


Рисунок 5.46 — Відносні деформації ε верхнього пояса в поздовжньому напрямку з лицьового боку, отримані з показів тензорезисторів № 1; 21; 29; 37; 45; 53; 61

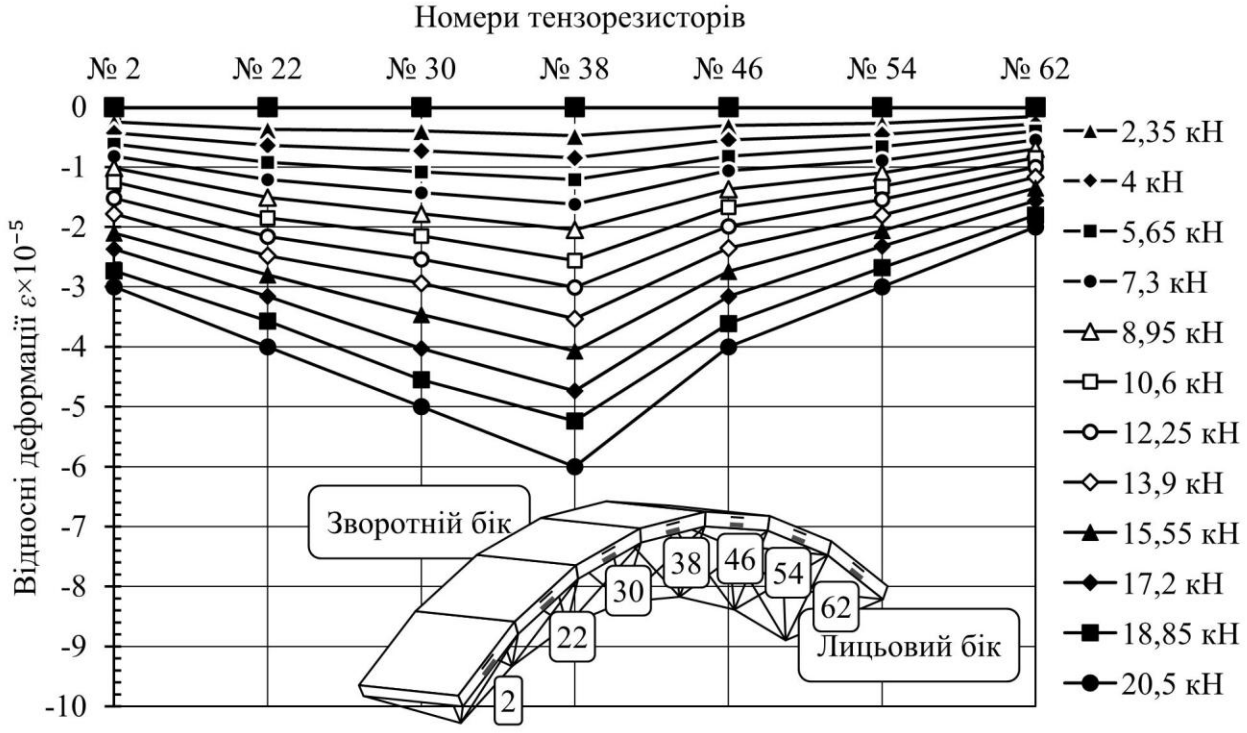


Рисунок 5.47 — Відносні деформації ε верхнього пояса в поздовжньому напрямку з лицьового боку, отримані з показів тензорезисторів № 2; 22; 30; 38; 46; 54; 62

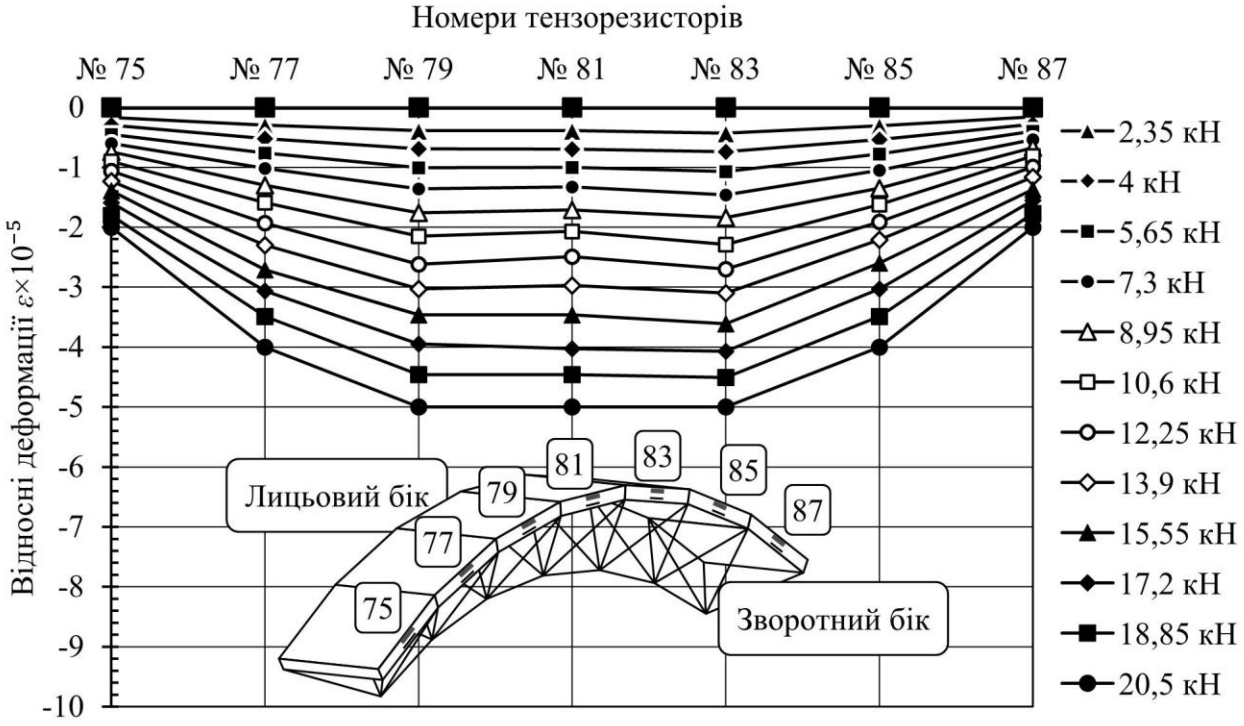


Рисунок 5.48 — Відносні деформації ε верхнього пояса в поздовжньому напрямку зі зворотного боку, отримані з показів тензорезисторів № 75; 77; 79; 81; 83; 85; 87

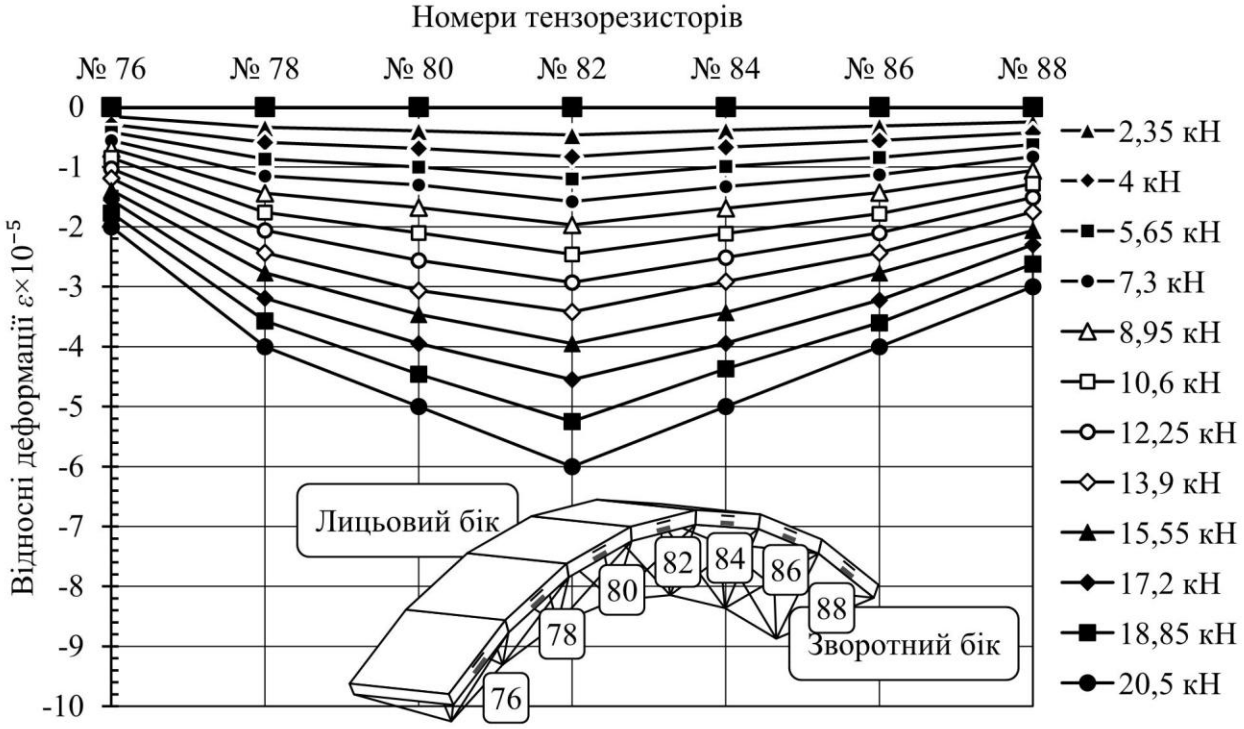


Рисунок 5.49 — Відносні деформації ε верхнього пояса в поздовжньому напрямку зі зворотного боку, отримані з показів тензорезисторів № 76; 78; 80; 82; 84; 86; 88

Із аналізу наведених графіків очевидним є те, що верхній пояс працював як єдина конструкція, а розроблені вузли з'єднання забезпечили сумісну роботу модульних елементів. Розвиток деформацій уздовж верхнього пояса зростали плавно від його крайніх точок до середини. Як і очікувалося, максимальні деформації виникли посередині конструкції у перерізі № 4в, які на 58 % перевищували усереднені деформації у перерізах № 1в і № 7в, на 30 % — у перерізах № 2в і № 6в та на 13 % — у перерізах № 3в і № 5в. Деформації у дзеркально розміщених перерізах у поздовжньому напрямку мали приблизно однакові значення. Максимальна розбіжність між усередненими деформаціями (покази тензорезисторів з лицьового і зворотного боків в одному перерізі) у дзеркально розташованих перерізах дорівнювала 11,8 %, а середня розбіжність не перевищила 10,4 % (рис. 5.50).

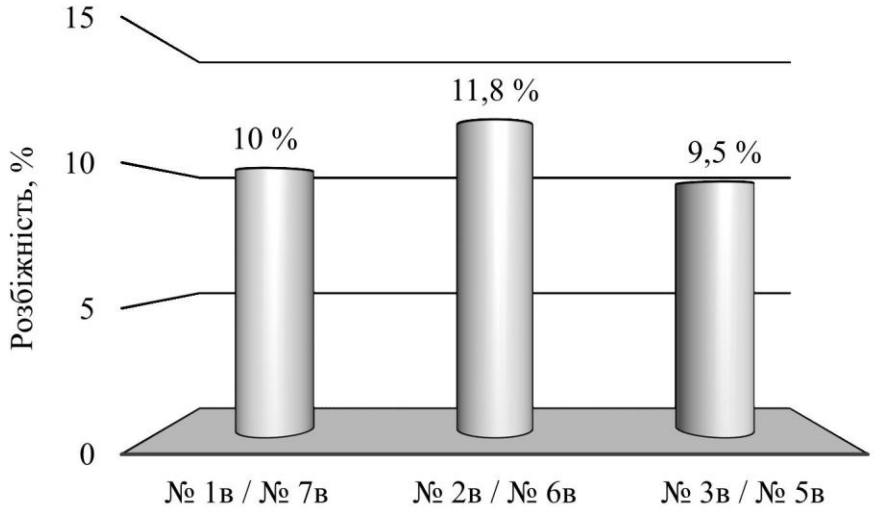


Рисунок 5.50 — Розбіжність усереднених деформацій у дзеркально розташованих перерізах у поздовжньому напрямку конструкції

Незначна різниця деформацій у досліджуваних поперечних перерізах верхнього пояса свідчить про те, що розподіл внутрішніх зусиль був рівномірним по всій конструкції. Такий розвиток деформацій указує на те, що верхній пояс працював на осьовий стиск.

На підставі визначених деформацій було визначено напруження в досліджуваних поперечних перерізах (рис. 5.51–5.57) та величину внутрішньої поздовжньої сили N (рис. 5.58).

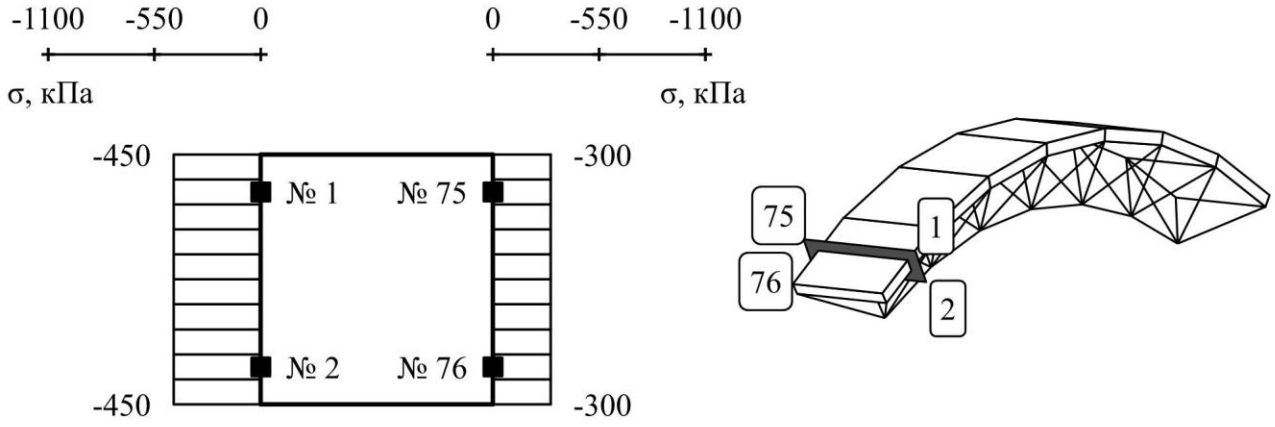


Рисунок 5.51 — Епюра нормальних напружень у поперечному перерізі № 1в верхнього пояса

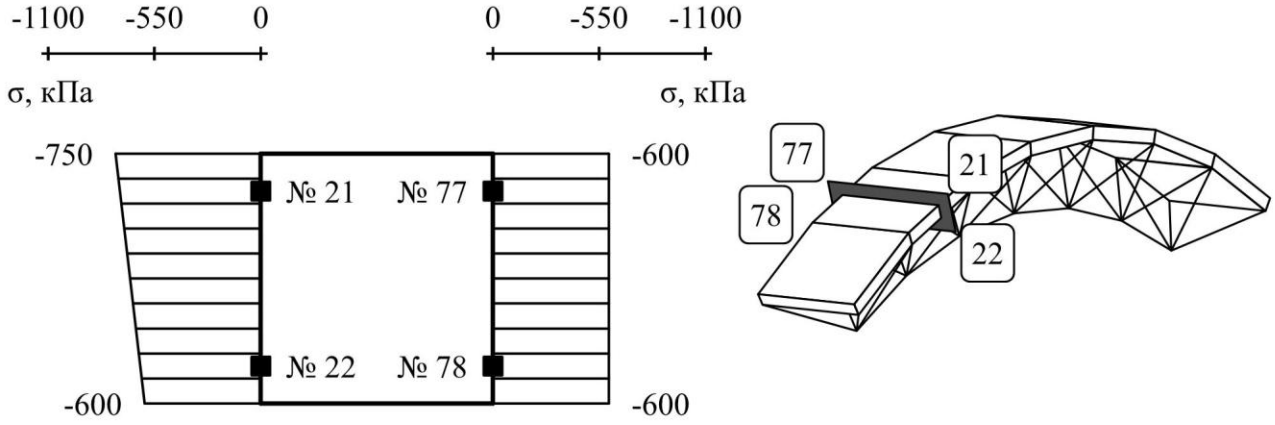


Рисунок 5.52 — Епюра нормальних напружень у поперечному перерізі № 2в верхнього пояса

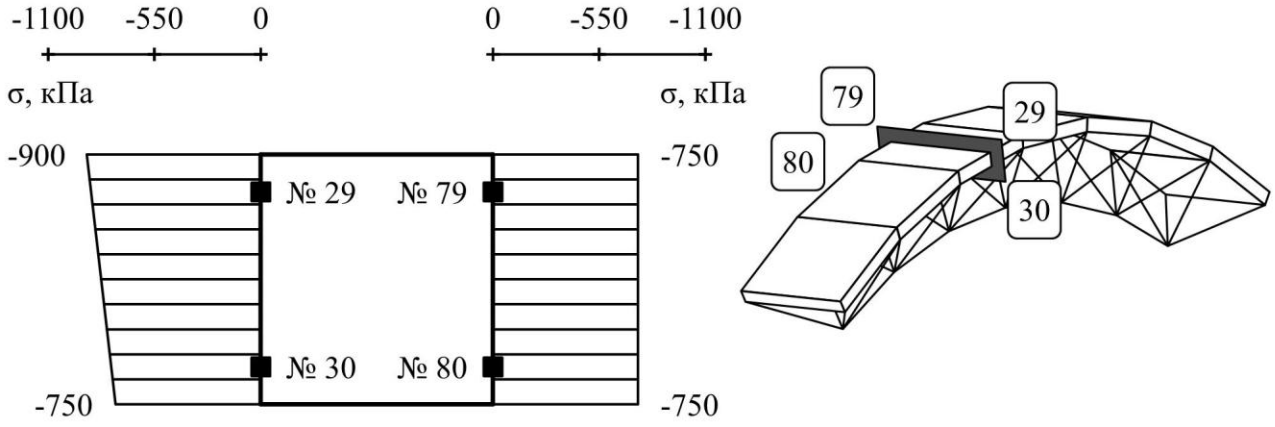


Рисунок 5.53 — Епюра нормальних напружень у поперечному перерізі № 3в верхнього пояса

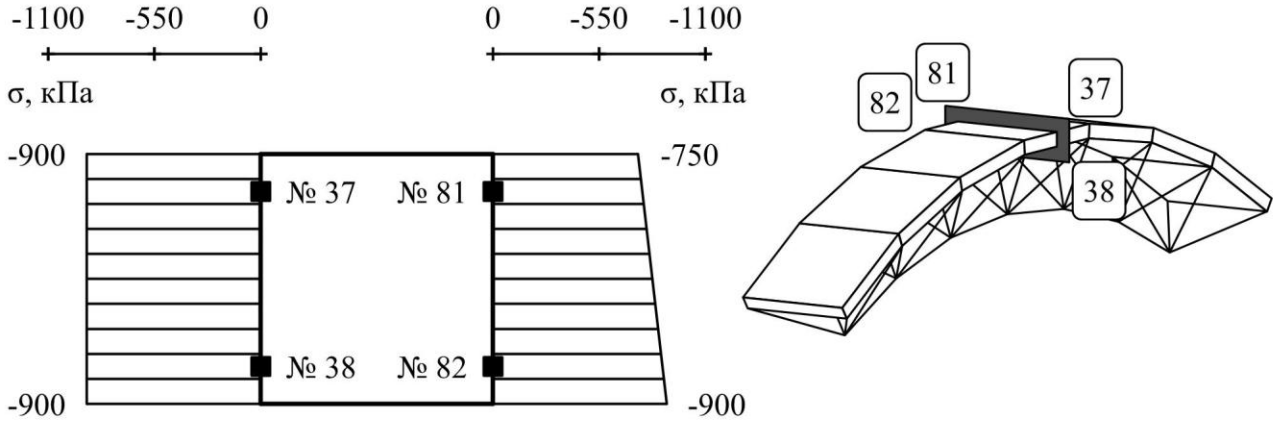


Рисунок 5.54 — Епюра нормальних напружень у поперечному перерізі № 4в верхнього пояса

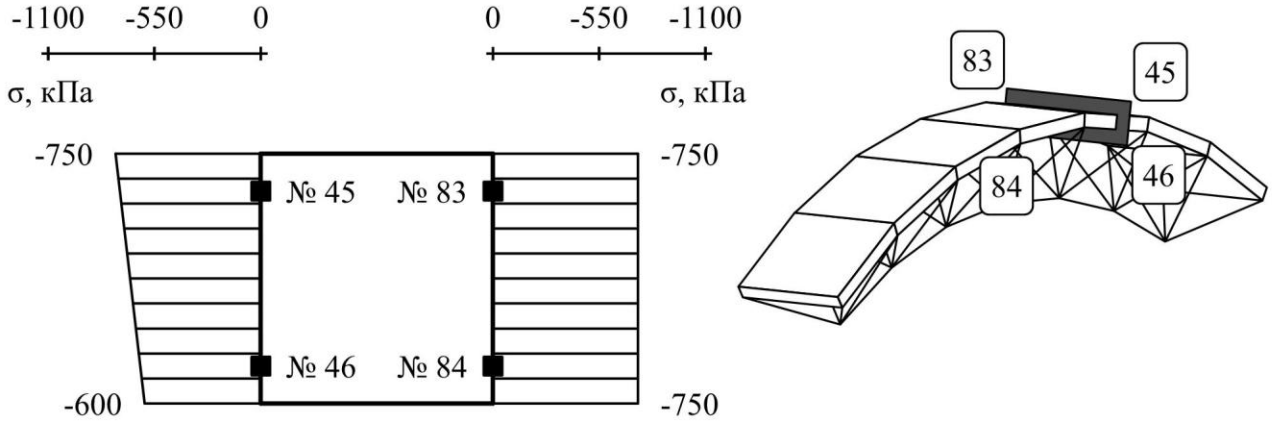


Рисунок 5.55 — Епюра нормальних напружень у поперечному перерізі № 5в верхнього пояса

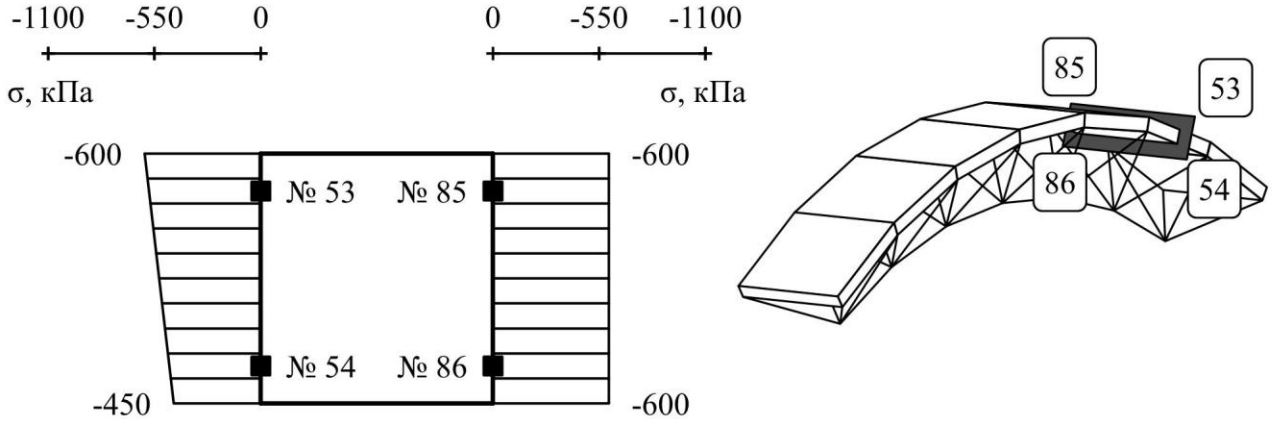


Рисунок 5.56 — Епюра нормальних напружень у поперечному перерізі № 6в верхнього пояса

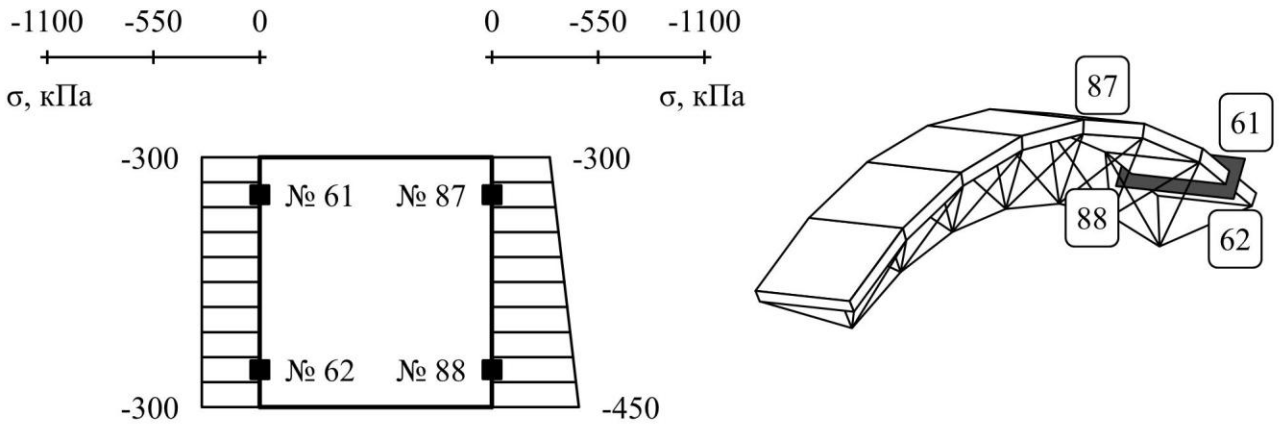


Рисунок 5.57 — Епюра нормальних напружень у поперечному перерізі № 7в верхнього пояса

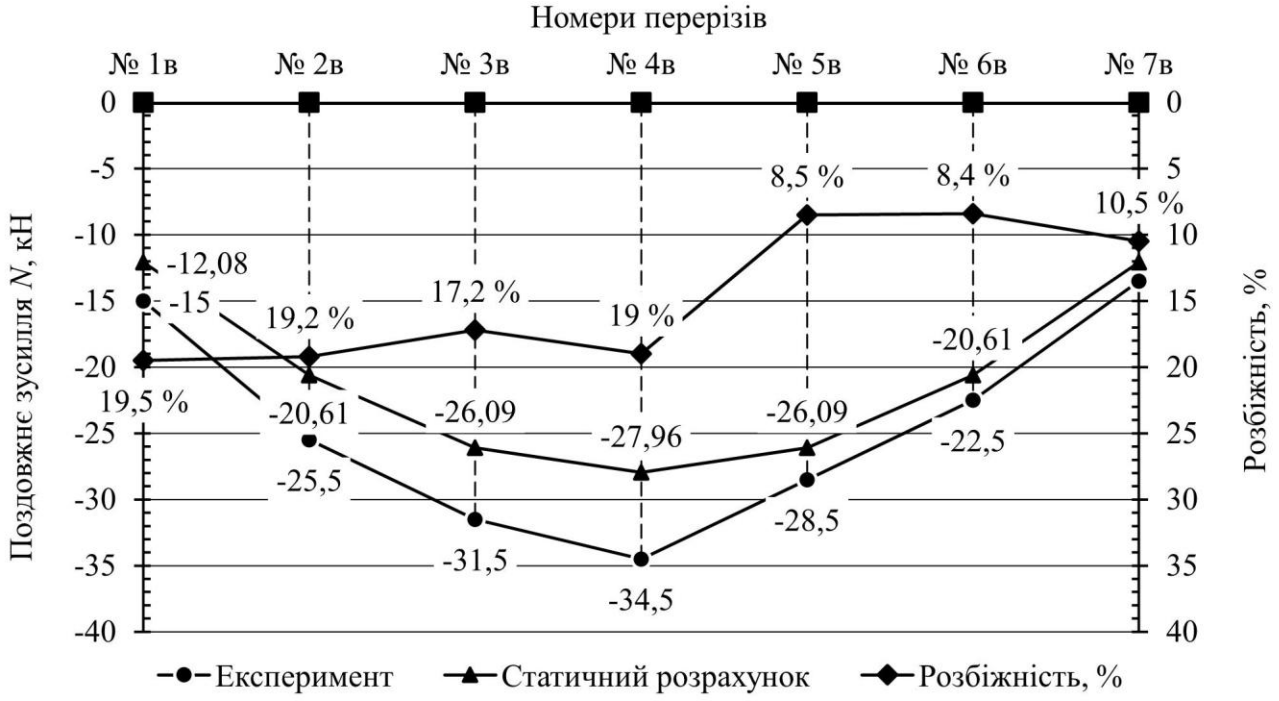


Рисунок 5.58 — Розподіл поздовжньої сили в елементах верхнього пояса дослідної конструкції

Експериментально визначений характер розподілу внутрішніх зусиль цілком відповідає теоретичному. Порівняння експериментально визначеного поздовжнього зусилля N з результатом статичного розрахунку, який наведеного у пункті 5.1, показало добру збіжність отриманих даних. Максимальна розбіжність між теоретичними і експериментальними даними дорівнювала 19,5 %, а середня — 14,6 %.

Результати дослідження деформацій нижнього пояса та їх аналіз.

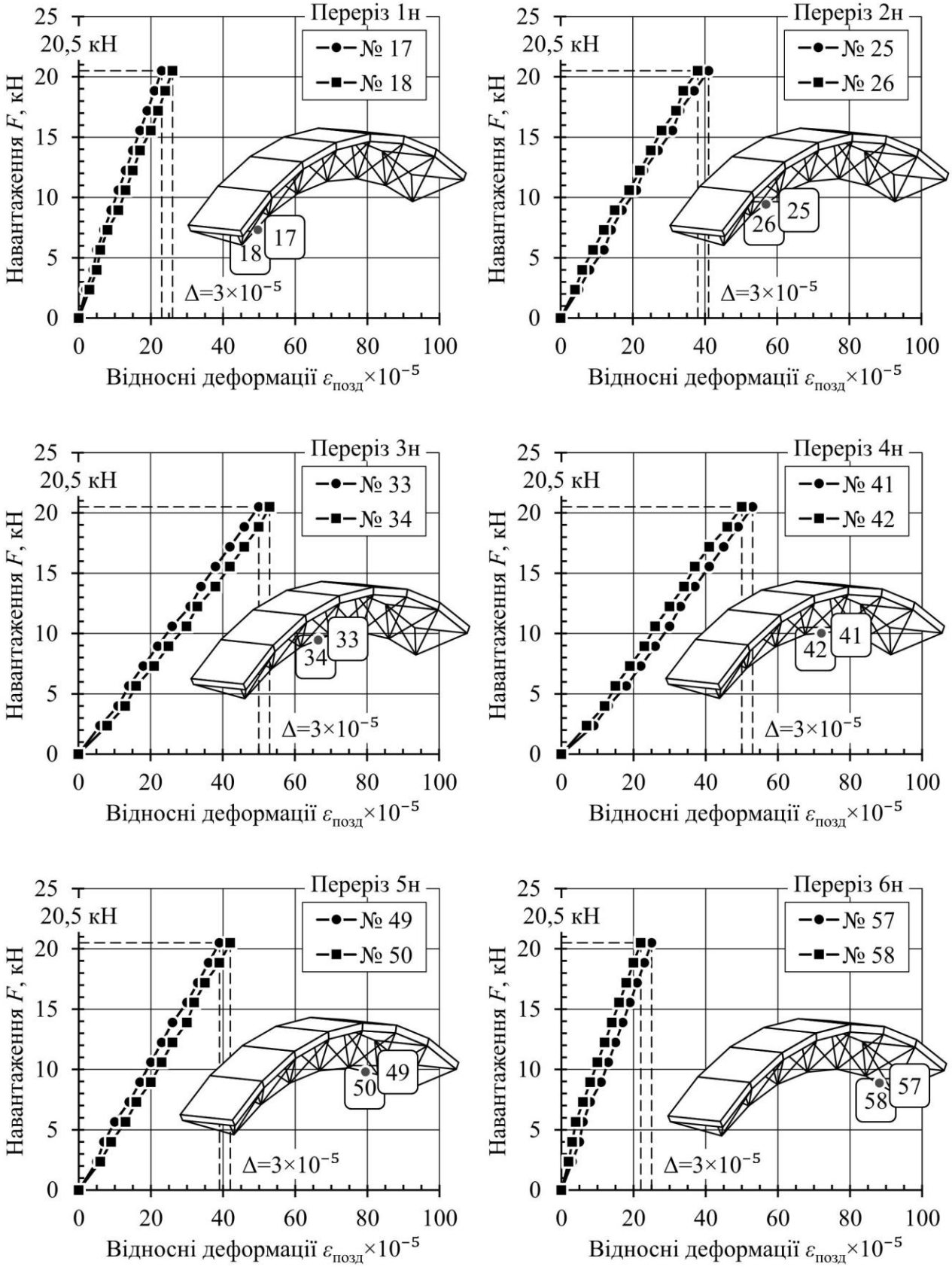


Рисунок 5.59 — Залежність відносних деформацій ε від рівня навантаження F у досліджуваних перерізах нижнього пояса

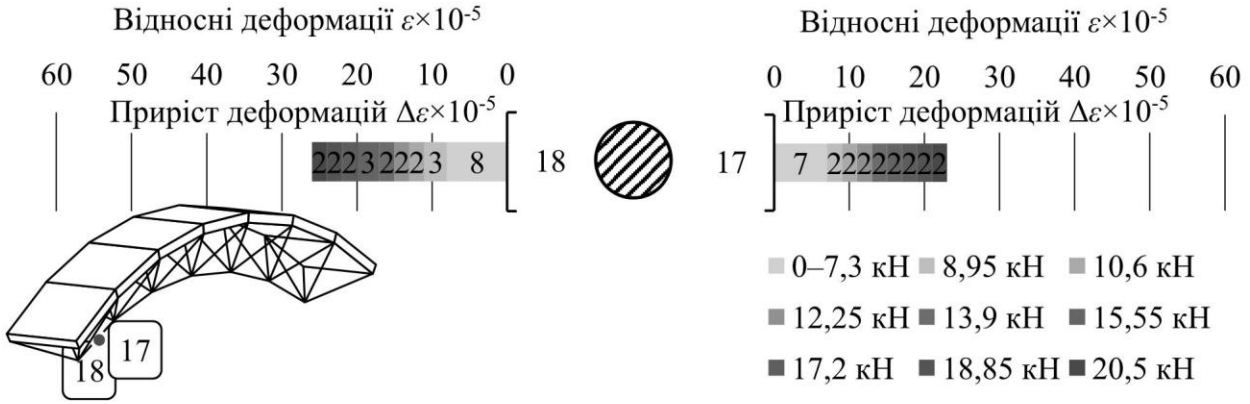


Рисунок 5.60 — Відносні деформації ε нижнього пояса у перерізі № 1н, отримані з показів тензорезисторів № 17; 18

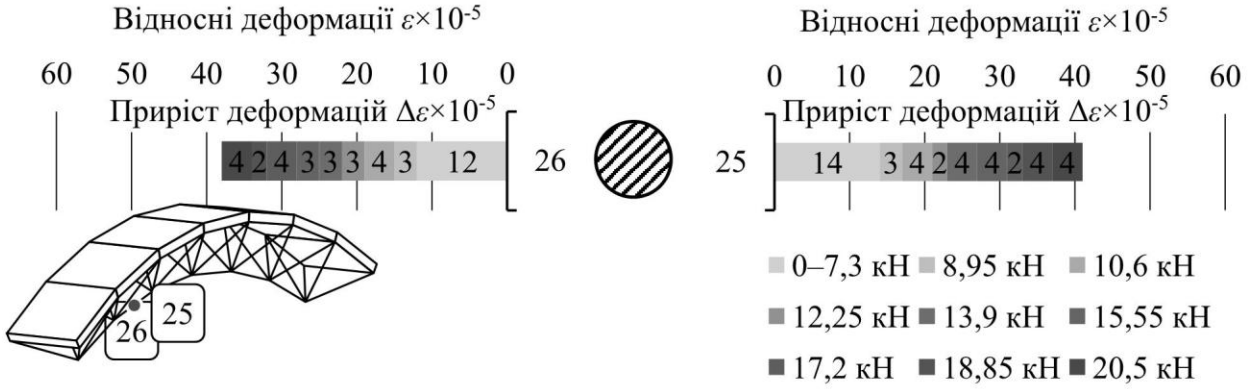


Рисунок 5.61 — Відносні деформації ε нижнього пояса у перерізі № 2н, отримані з показів тензорезисторів № 25; 26

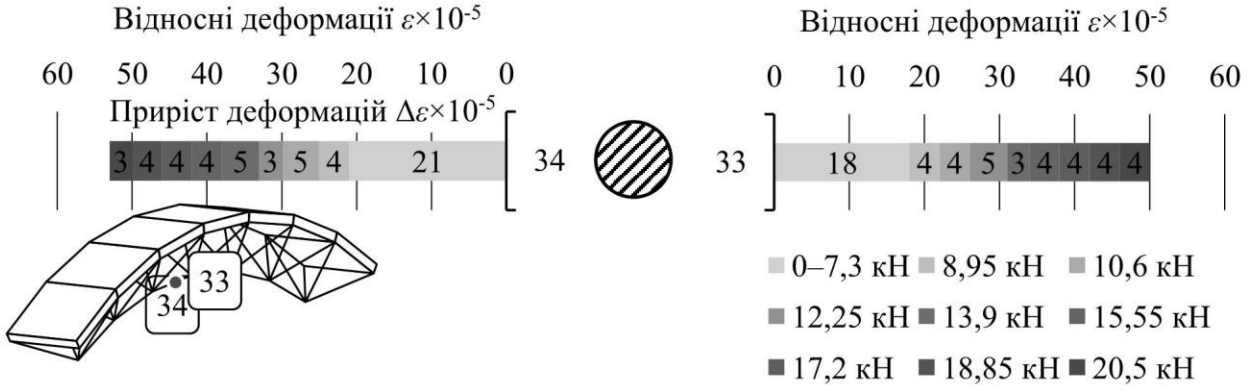


Рисунок 5.62 — Відносні деформації ε нижнього пояса у перерізі № 3н, отримані з показів тензорезисторів № 33; 34

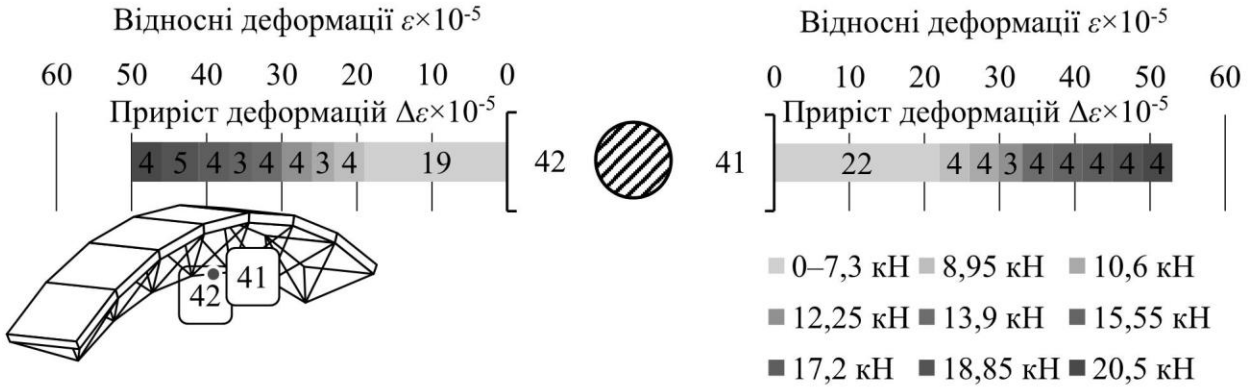


Рисунок 5.63 — Відносні деформації ε нижнього пояса у перерізі № 4н, отримані з показів тензорезисторів № 41; 42

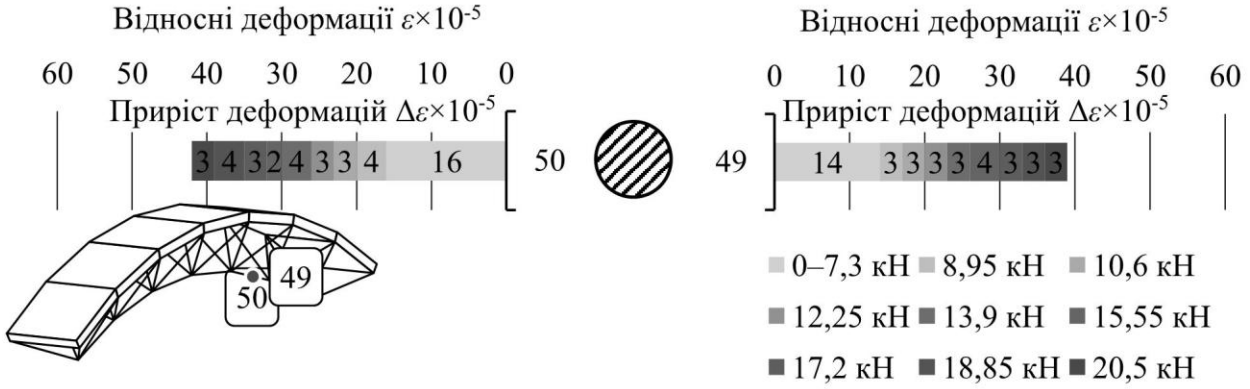


Рисунок 5.64 — Відносні деформації ε нижнього пояса у перерізі № 5н, отримані з показів тензорезисторів № 49; 50

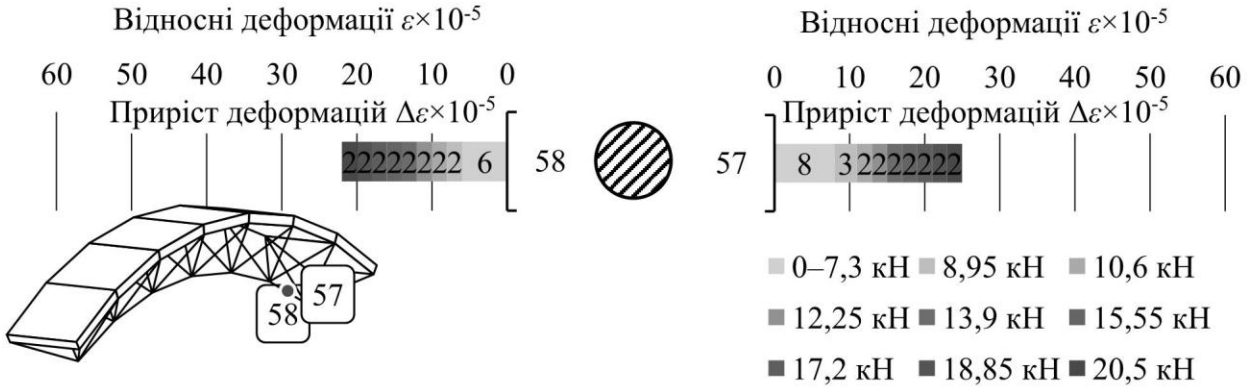


Рисунок 5.65 — Відносні деформації ε нижнього пояса у перерізі № 6н, отримані з показів тензорезисторів № 57; 58

Зображені графіки відображають залежність розвитку деформацій ε від рівня завантаження конструкції в крайніх волокнах досліджуваних перерізів нижнього пояса № 1н, № 2н, № 3н, № 4н, № 5н та № 6н. З графіків видно, що розвиток деформацій мав чітко виражений лінійний характер. Найбільших деформацій зазнали елементи нижнього пояса, які розміщувалися посередині конструкції, тобто у перерізах № 3н та № 4н, а найменших деформацій — у перерізах № 1н та № 6н.

Особливістю деформування елементів нижнього пояса є те, що розвиток деформацій крайніх волокон з обох боків досліджуваного перерізу мав різну інтенсивність. Така різниця інтенсивності розвитку деформацій пояснюється конструкцією нижнього пояса, тобто поздовжня сила, яка виникає в нижньому поясі від зовнішнього навантаження, передається на його елементи через петлі, котрі кріпляться з одного боку, що і спричиняє різну величину деформацій. Однак ця різниця є незначною (рис. 5.66). Максимальна різниця деформацій в одному перерізі дорівнює 13,6 %, а середня — 9 %.

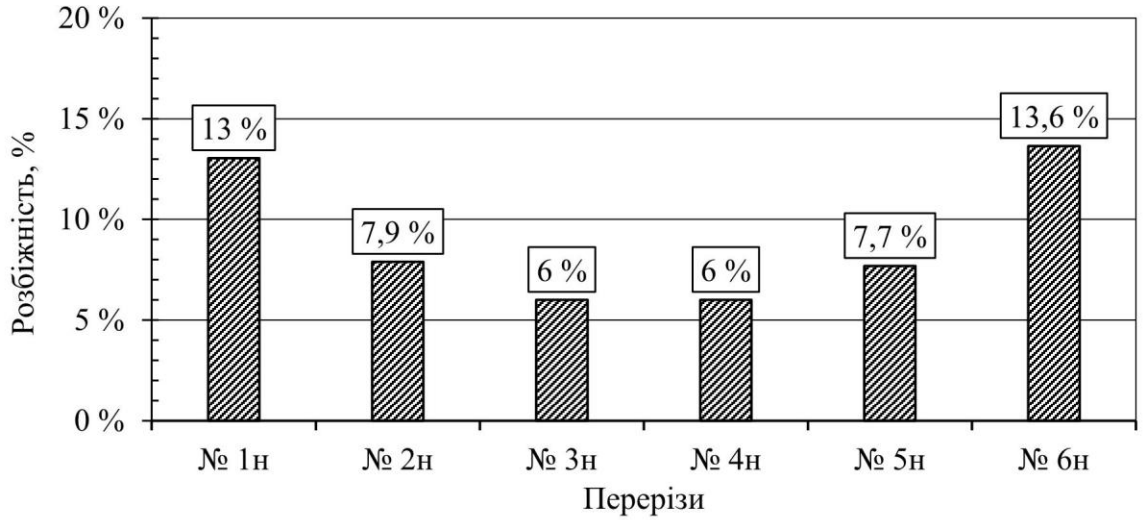


Рисунок 5.66 — Розбіжність між деформаціями, заміряними в досліджуваних перерізах

Зважаючи на зазначене та у зв'язку з тим, що діаметр поперечного перерізу елемента нижнього пояса є малим, можна вважати, що нижній пояс працював на осьовий розтяг.

Також були побудовані графіки, які демонструють розвиток деформацій у поздовжньому напрямку конструкції.

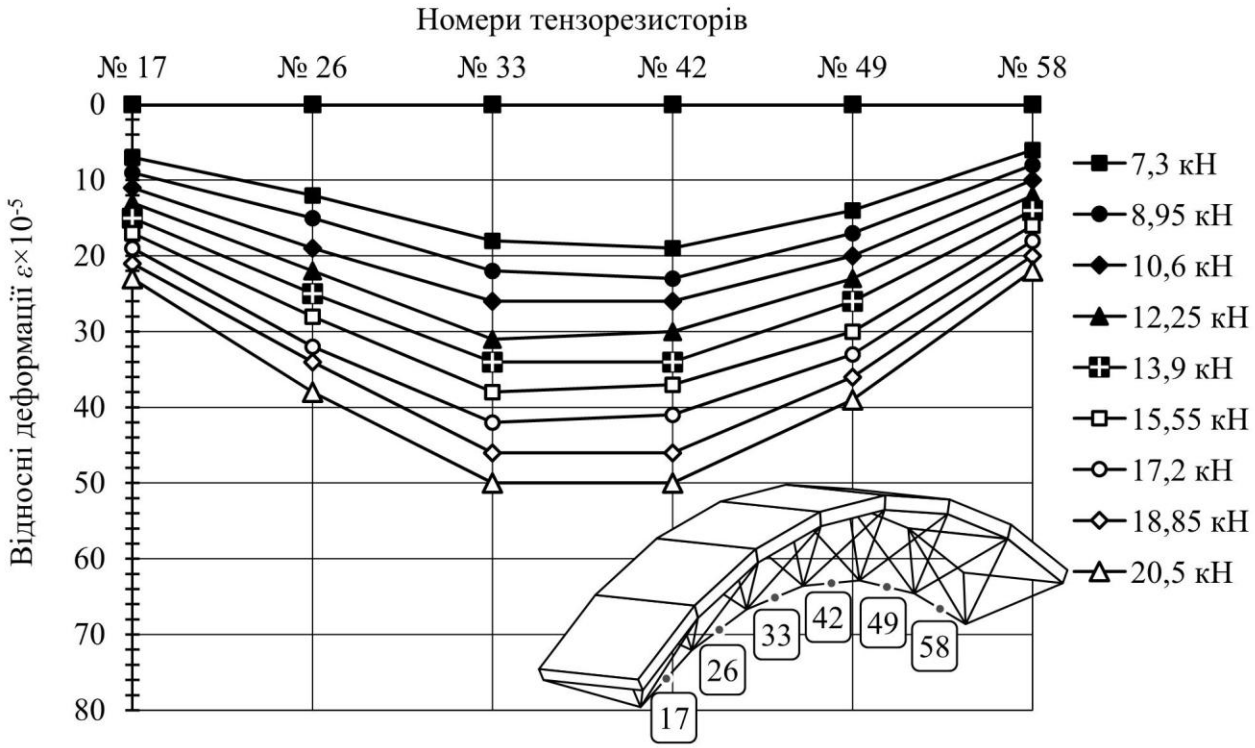


Рисунок 5.67 — Відносні деформації ε нижнього пояса в поздовжньому напрямку, отримані з показів тензорезисторів № 17; 26; 33; 42; 49; 58

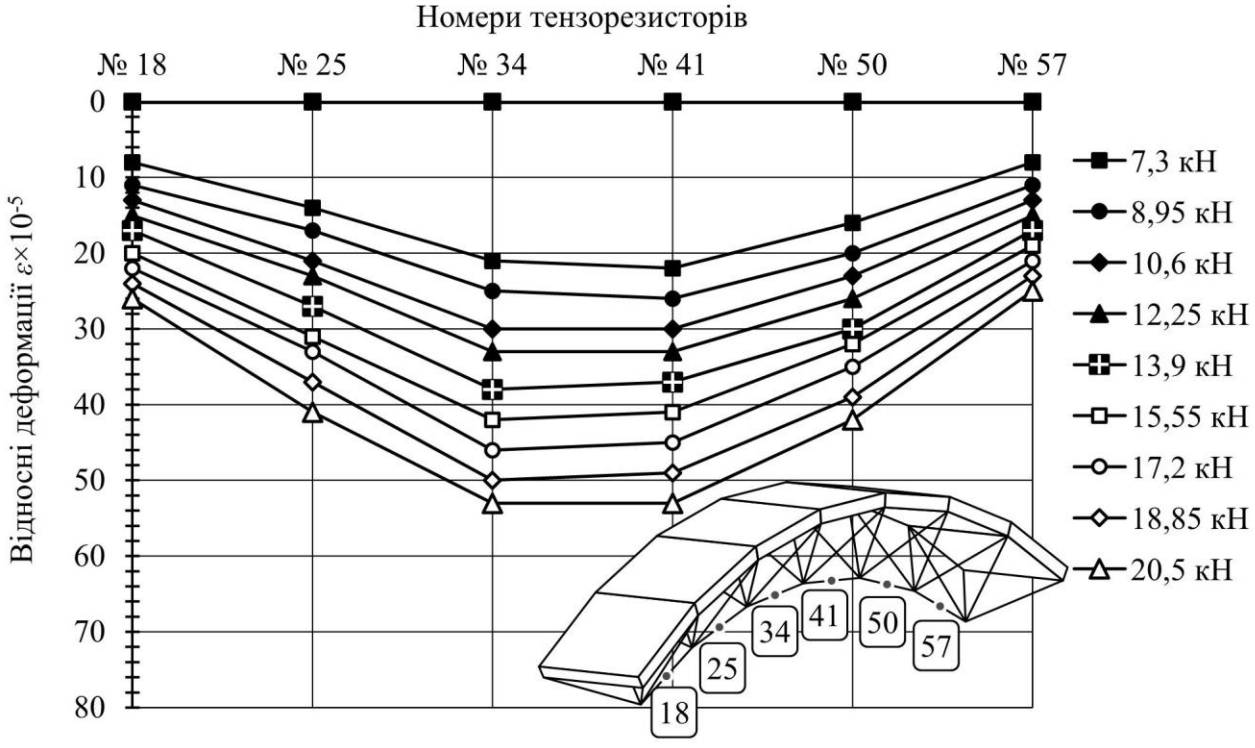


Рисунок 5.68 — Відносні деформації ε нижнього пояса в поздовжньому напрямку, отримані з показів тензорезисторів № 18; 25; 34; 41; 50; 57

Проаналізувавши наведені графіки, очевидним є те, що розроблені вузли з'єднання елементів нижнього пояса забезпечили їх сумісну роботу. Деформації вздовж нижнього пояса зростали плавно від його крайніх точок до середини. Як і очікувалося, максимальні деформації виникли посередині конструкції у перерізах № 3н і № 4н, які в середньому на 54 % перевищували мінімальні деформації у крайніх перерізах № 1н і № 6в та на 25 % — деформації у проміжних перерізах № 2н і № 5н. Усереднені деформації крайніх волокон у дзеркально розміщених поперечних перерізах вздовж конструкції мали приблизно однакові значення. Максимальна розбіжність між усередненими значеннями деформацій (покази тензорезисторів з лицьового і зворотного боку в одному перерізі) у таких перерізах відносно поперечної осі симетрії конструкції дорівнювала 4,3 %, а середня — 2,3 % (рис. 5.69).

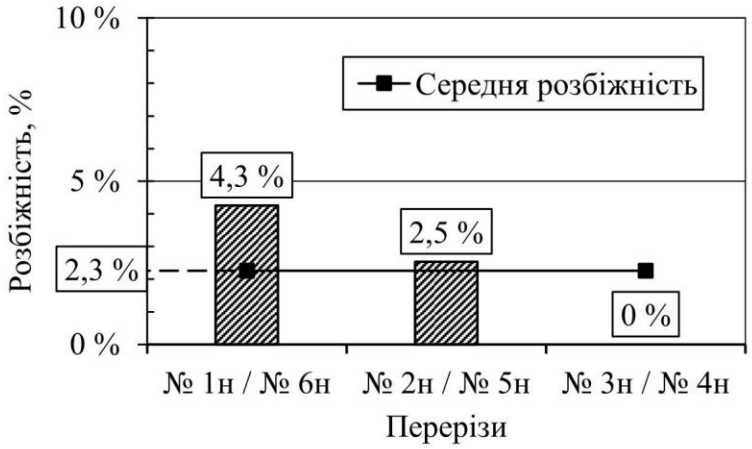


Рисунок 5.69 — Розбіжність усереднених деформацій у дзеркально розташованих перерізах нижнього пояса вздовж конструкції

Незначна розбіжність деформацій у досліджуваних поперечних перерізах нижнього пояса свідчить про те, що розвиток деформації був рівномірним по всій конструкції. Такий розподіл деформації чітко вказує на те, що в нижньому поясі в горизонтальній площині згинальний момент не виник, а у вертикальній площині виникнення згинального моменту апріорі було неможливим, оскільки їх вузли з'єднання є шарнірними.

На підставі отриманих деформацій було вирахувано напруження в поперечних перерізах нижнього пояса (рис. 5.70).

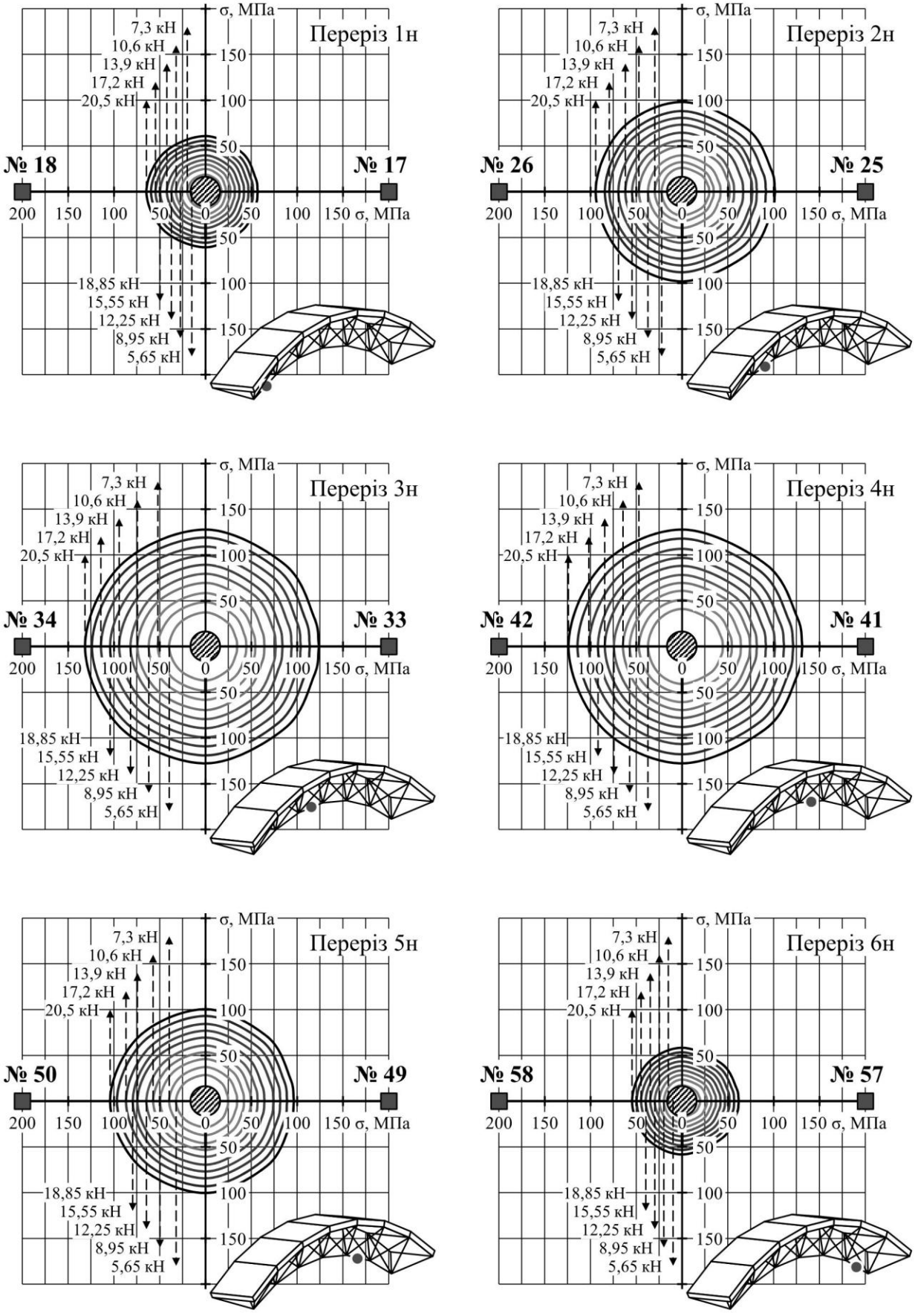


Рисунок 5.70 — Ізополя нормальних напружень в елементах нижнього пояса

На підставі експериментальних даних також було визначено внутрішнє зусилля. На графіку (рис. 5.71) продемонстровано порівняння величини внутрішнього поздовжнього зусилля в елементах нижнього пояса , яке визначено на підставі експериментальних даних з результатом статичного розрахунку, що наведений у пункті 5.1.

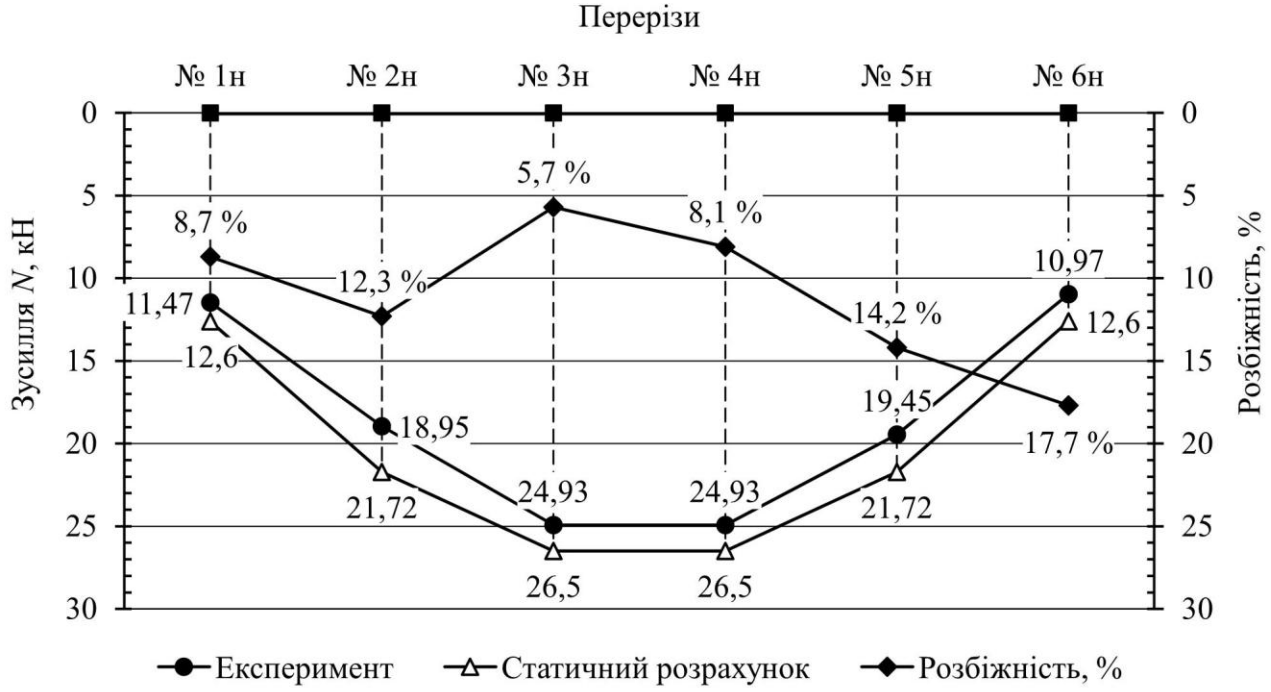


Рисунок 5.71 — Поздовжні зусилля в елементах нижнього пояса

Максимальна розбіжність між експериментальними і теоретичними (МСЕ) даними дорівнює 17,7 %, а середня — 11 %.

У цілому, нижній пояс дослідної конструкції працював у пружній стадії, про що свідчить характер та інтенсивність розвитку деформації ε залежно від збільшення рівня завантаження F. Деформації конструкції під час її випробовування мали лінійний характер та приблизно однакові прирости $\Delta\varepsilon$ у всіх перерізах нижнього пояса.

Загалом схема деформування нижнього пояса дослідної конструкції, яка отримана експериментальним шляхом, була передбаченою і відповідала відомим теоретичним положенням проектування сталевих конструкцій, що прийняті у роботі.

Результати дослідження деформацій елементів решітки та їх аналіз.

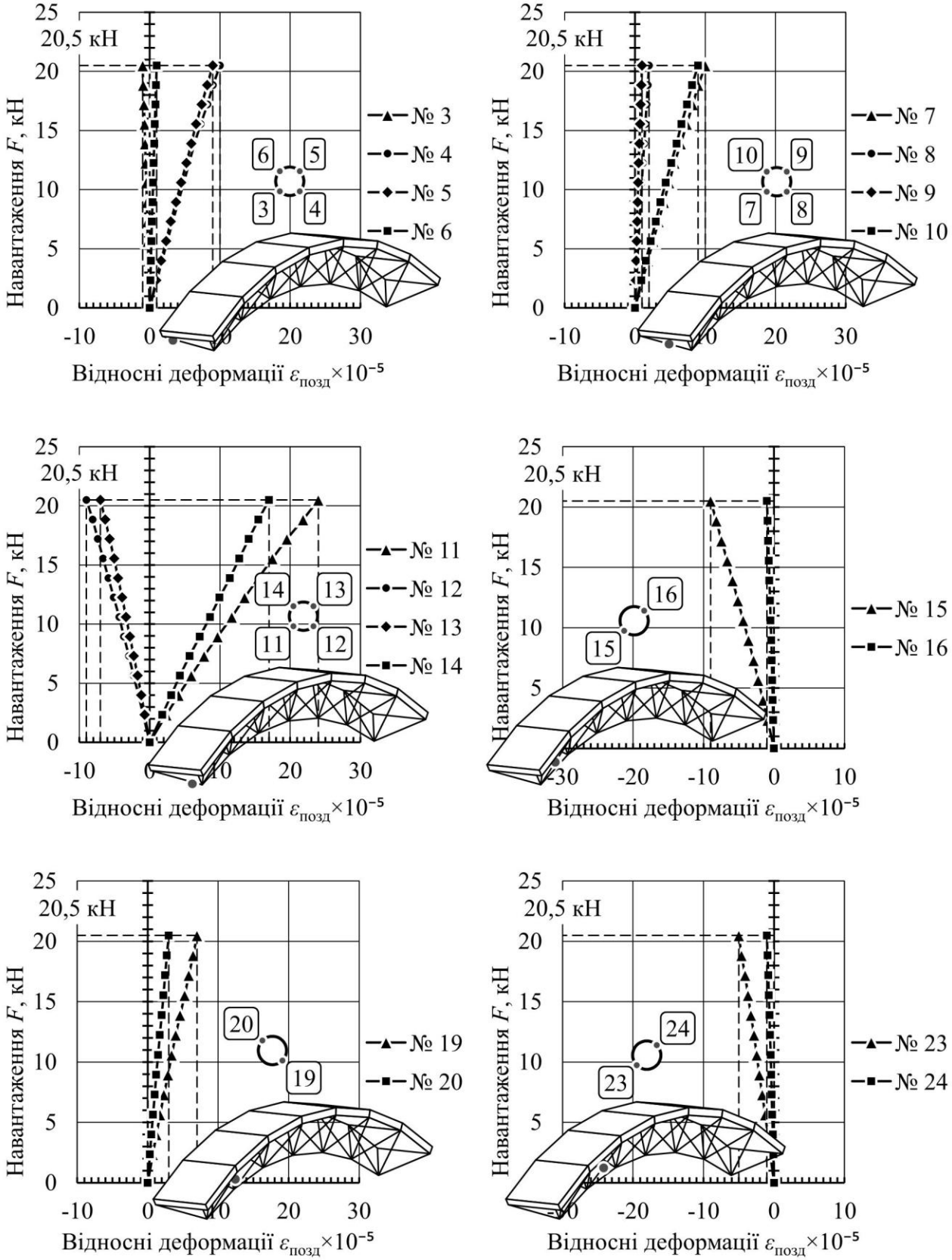


Рисунок 5.72 — Залежність відносних деформацій ε від рівня навантаження F у досліджуваних перерізах решітки

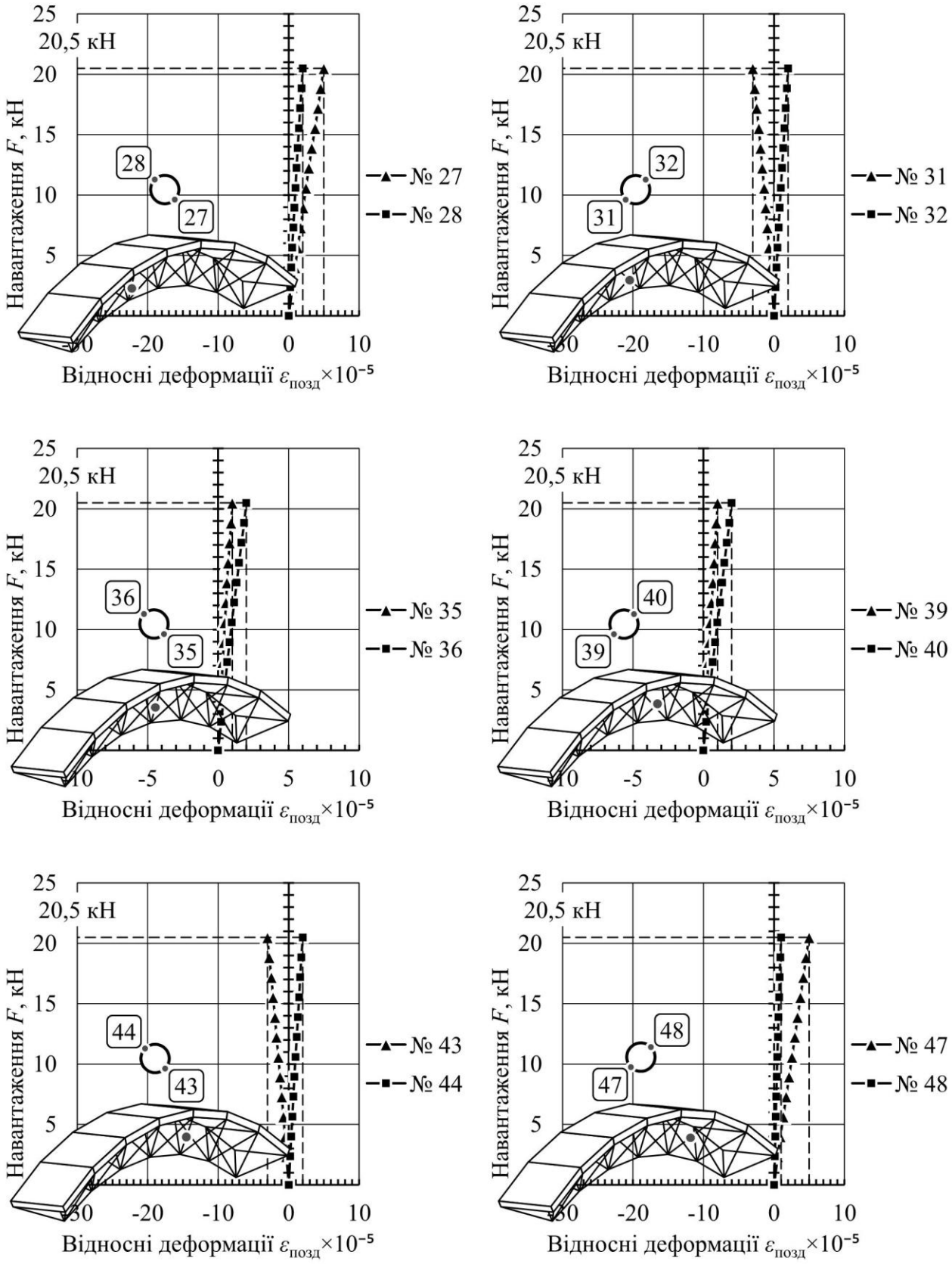


Рисунок 5.73 — Залежність відносних деформацій ε від рівня навантаження F у досліджуваних перерізах решітки

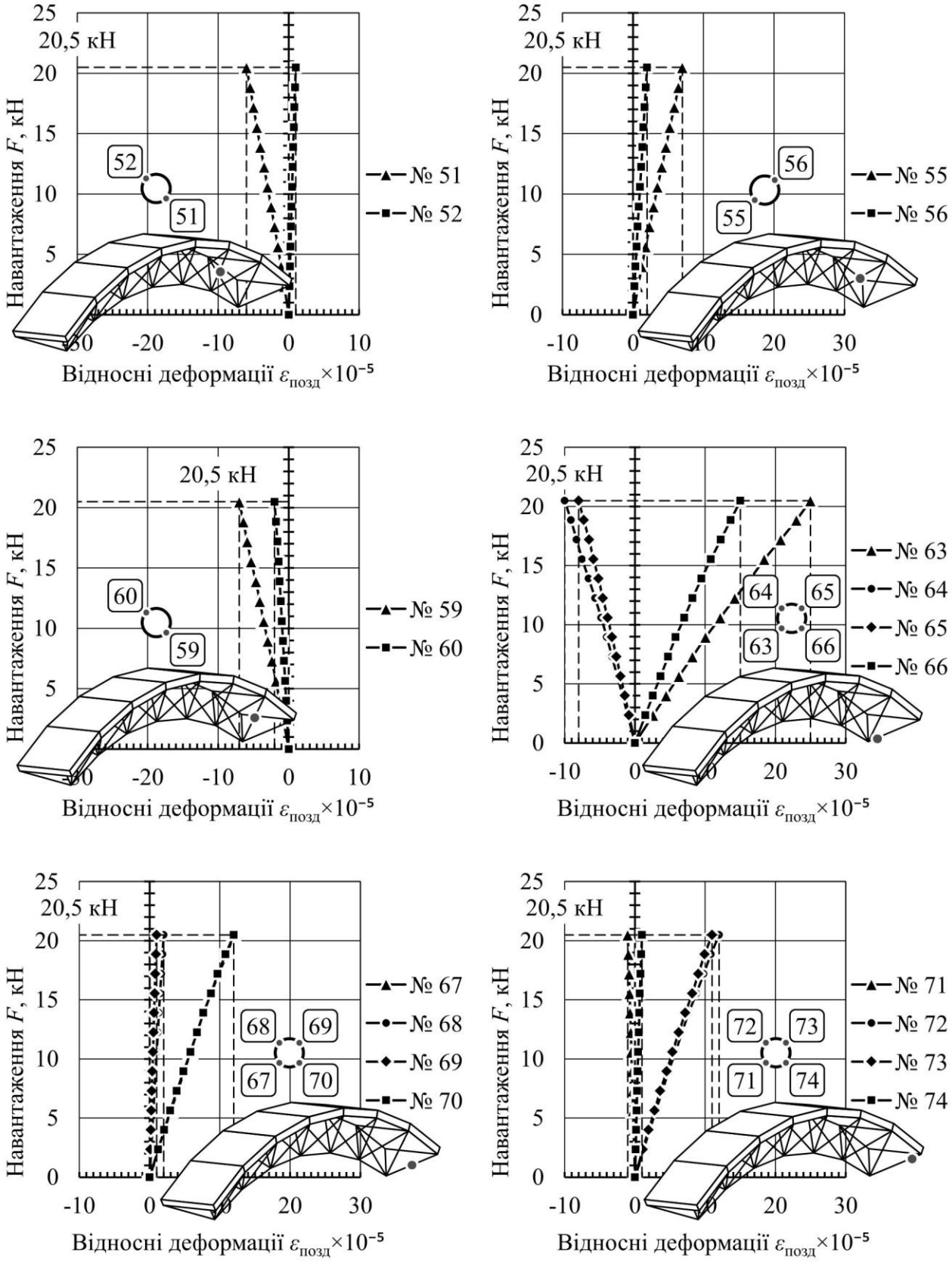


Рисунок 5.74 — Залежність відносних деформацій ε від рівня навантаження F у досліджуваних перерізах решітки

Із аналізу наведених графіків установлено, що розвиток деформацій у крайніх волокнах досліджуваних перерізів мав чітко виражений лінійний характер, що є звичайним для сталевих елементів при роботі у пружній стадії. Деформації в елементах решітки розподілялися таким самим чином, як і у звичайних стрижневих конструкціях, зокрема фермах або структурах. Як і очікувалося, максимальні деформації виникли в опорних стрижнях конструкції. Однак в більшості досліджуваних перерізів розвиток деформацій у крайніх волокнах з різних сторін відбувався нерівномірно, про що свідчить розбіжність величини максимальних деформацій в одному і тому ж перерізі. Нерівномірність розвитку деформації в одному і тому ж перерізі елемента просторової решітки вказує на те, що такі елементи сприймали позацентрове поздовжнє зусилля. Також слід зазначити те, що в деяких перерізах спостерігалася неоднозначність деформацій, особливо сильно це проявлялося в опорних стрижнях решітки (рис. 5.75).

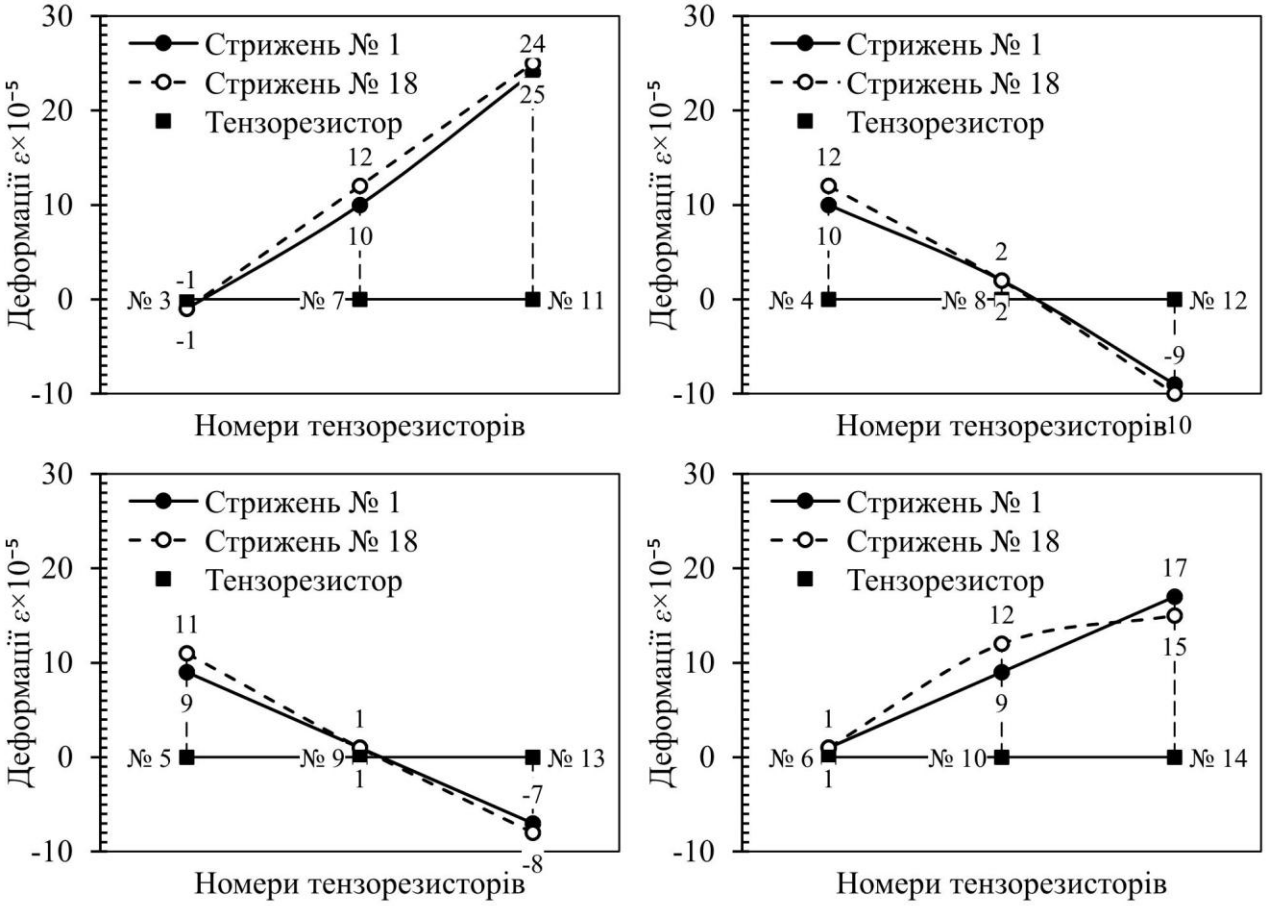


Рисунок 5.75 — Деформації опорних стрижнів решітки в поздовжніх перерізах

Деформації у дзеркально розміщених поперечних перерізах уздовж конструкції мали приблизно однакові значення (рис. 5.76).

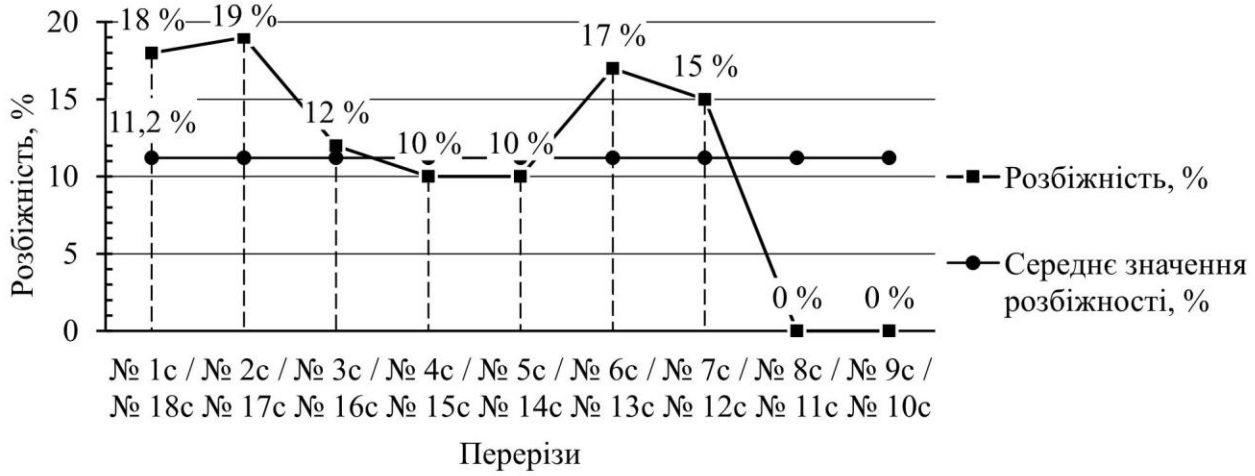


Рисунок 5.76 — Розбіжність деформацій у дзеркально розташованих поперечних перерізах решітки вздовж конструкції

Максимальна розбіжність деформацій спостерігалася в поперечних перерізах другого і сімнадцятого стрижня решітки, яка дорівнювала 19 %. Середнє значення розбіжності усереднених деформацій у дзеркально розташованих поперечних перерізах уздовж конструкції дорівнювало 11,2 %. Незначна розбіжність деформацій у дзеркально розташованих перерізах свідчить про те, що стрижневі елементи дослідної конструкції працювали як єдина система. Сумісна робота елементів решітки свідчить про ефективність запропонованих вузлів з'єднання.

У цілому експериментально визначений характер деформування елементів просторової решітки дослідного зразка був очікуваний та відповідав теоретичним положенням проектування сталевих конструкцій, що прийняті у роботі.

На основі отриманих деформацій було визначено напруження в крайніх волокнах у досліджуваних поперечних перерізах стрижнів решітки експериментальної конструкції (рис. 5.77–5.79) та внутрішні поздовжні зусилля в стрижнях решітки (рис. 5.80). Внутрішні зусилля в стрижнях решітки визначалися шляхом усереднення значень поздовжніх деформацій у досліджуваних перерізах.

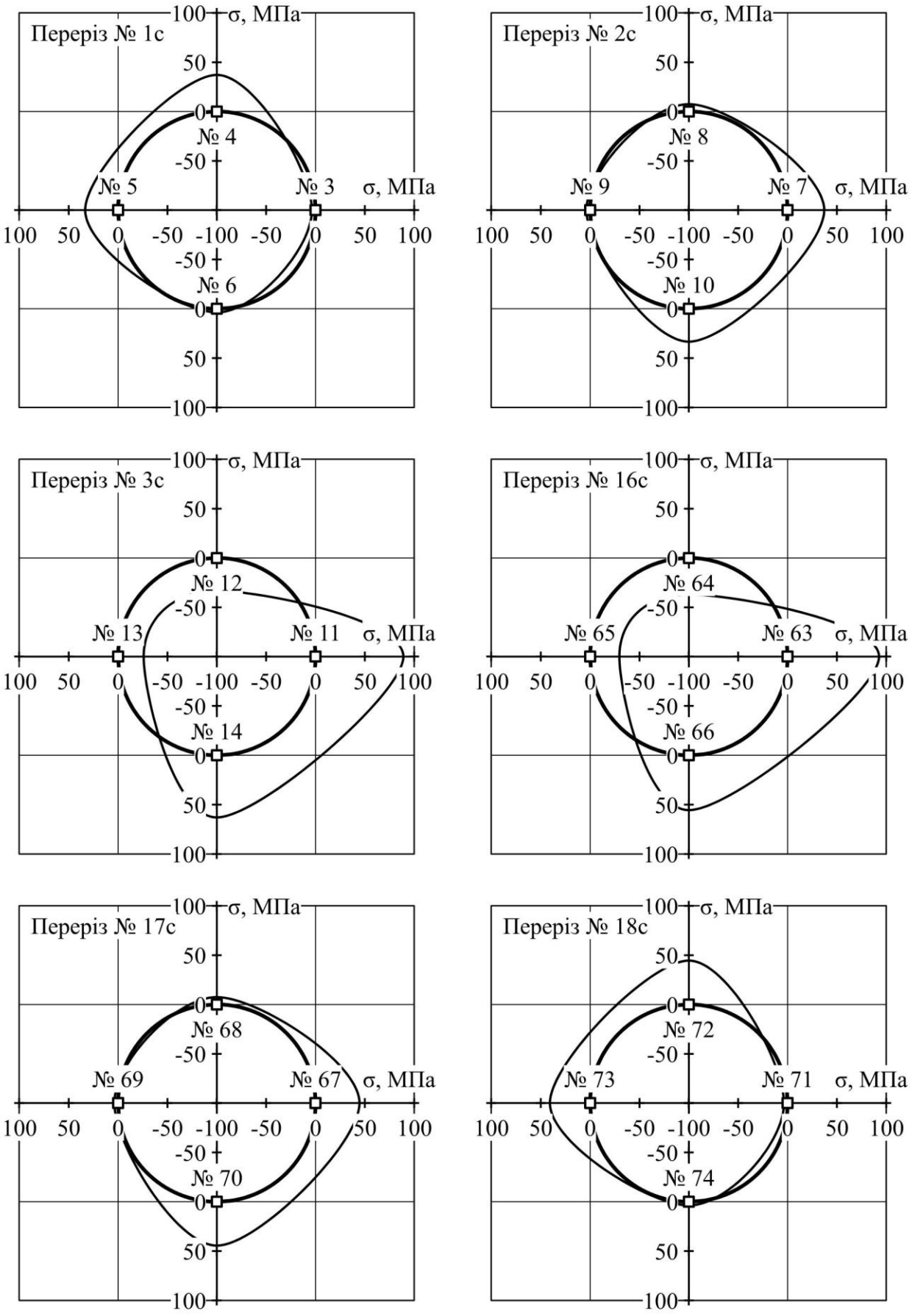


Рисунок 5.77 — Нормальні напруження в поперечних перерізах опорних стрижнів решітки

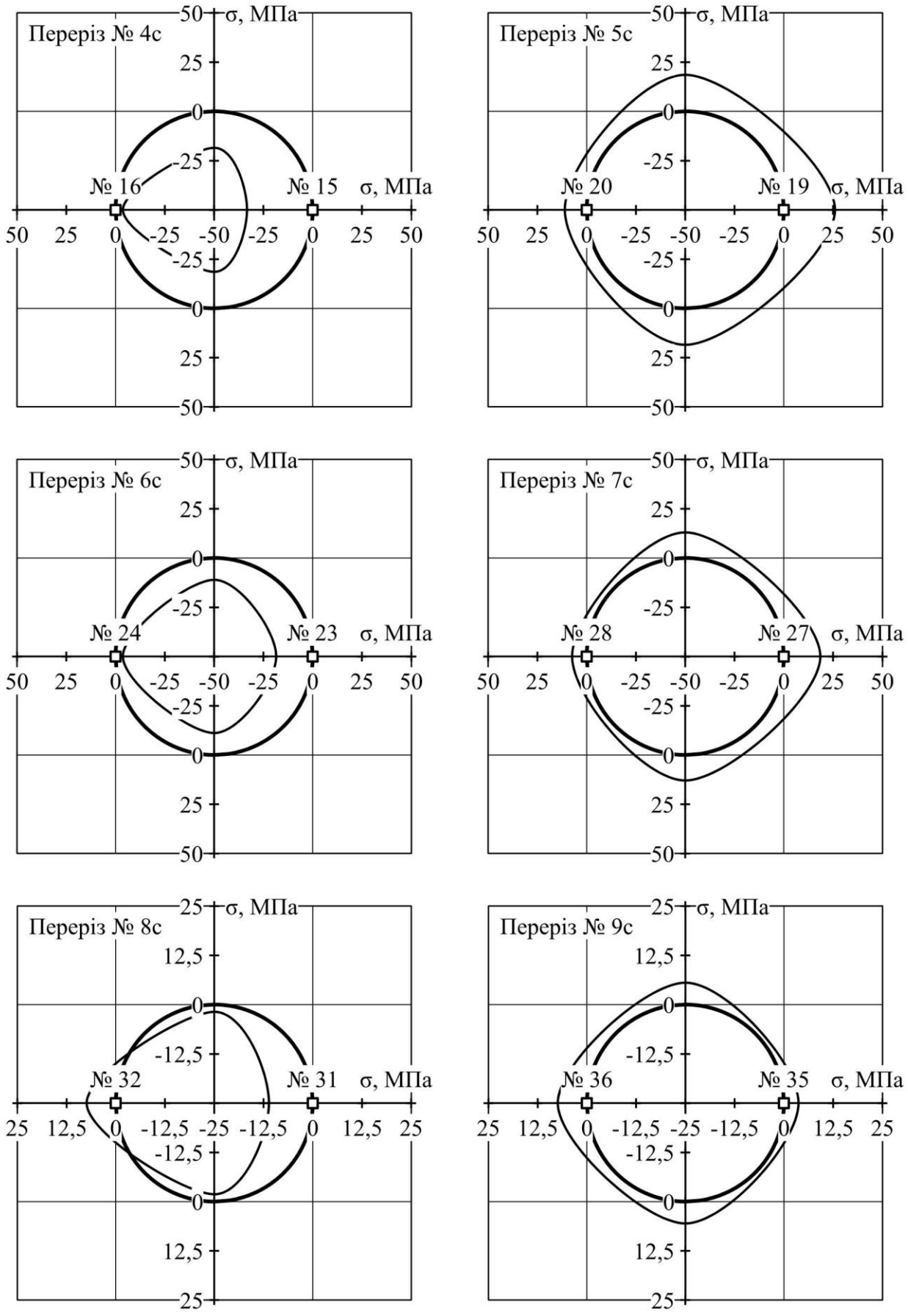


Рисунок 5.78 — Нормальні напруження в поперечних перерізах стрижнів решітки

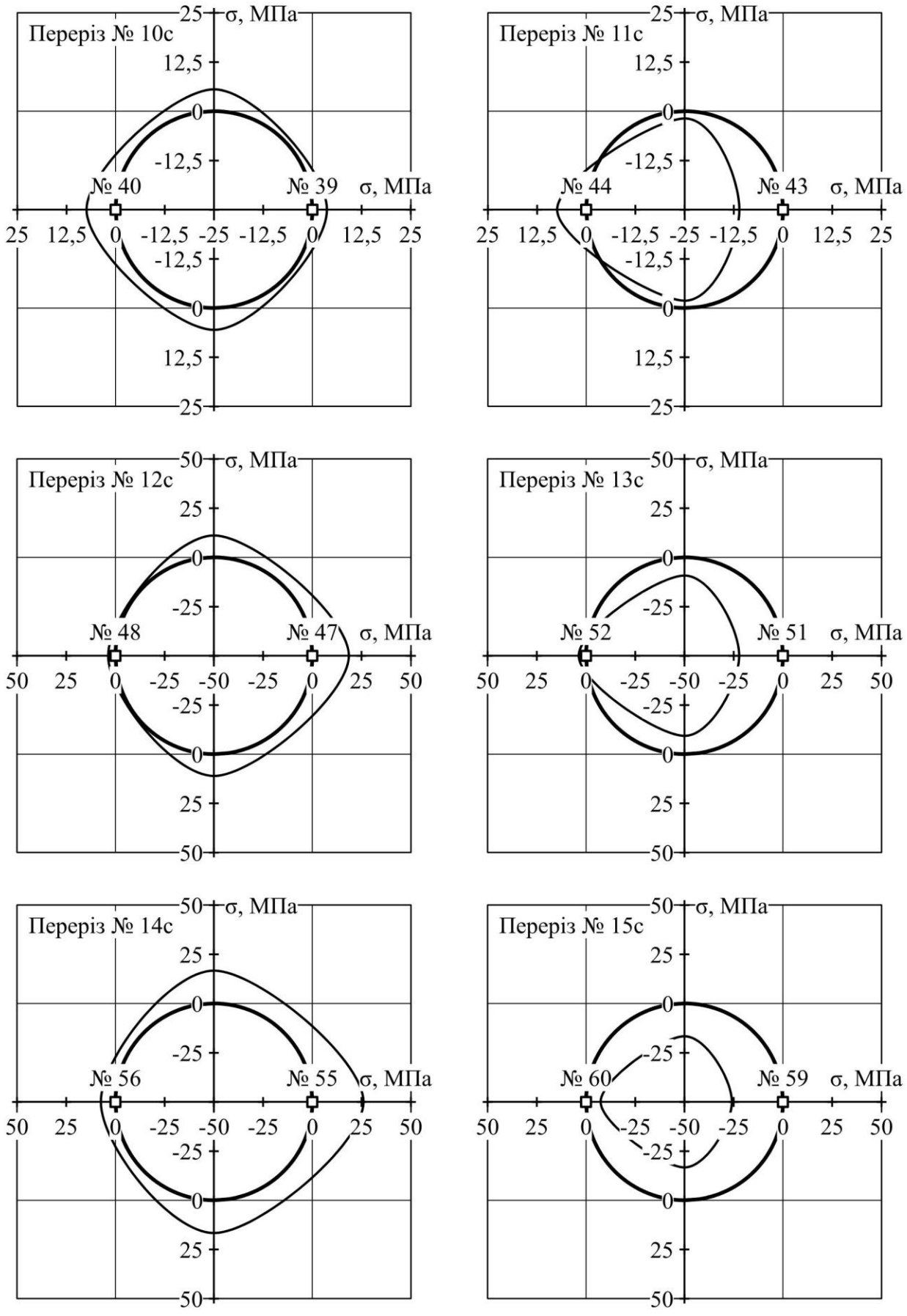


Рисунок 5.79 — Нормальні напруження в поперечних перерізах стрижнів решітки

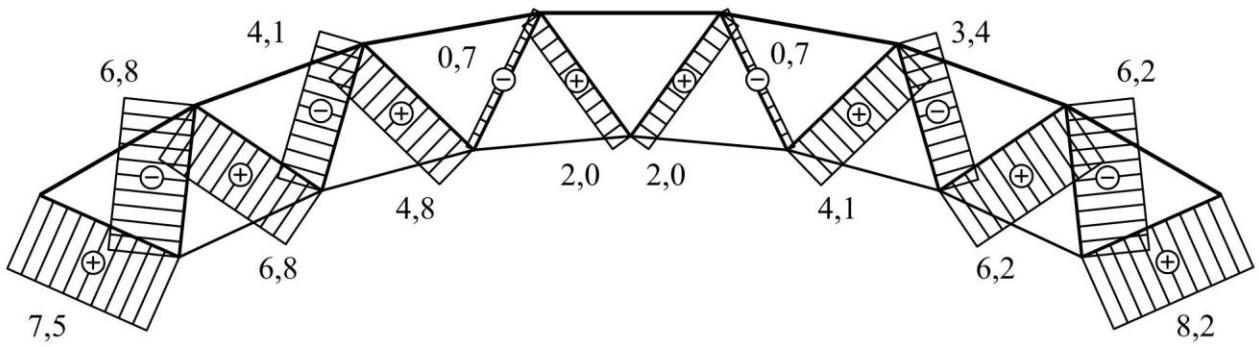


Рисунок 5.80 — Епюра поздовжніх зусиль *N* в елементах решітки дослідної конструкції на останній стадії випробування (*Q*=20,5 кН)

У результаті порівняння експериментально визначеного поздовжнього зусилля з результатами статичного та чисельного розрахунків установлено, що максимальна розбіжність спостерігалася в стрижнях центральної частини решітки, яка дорівнювала 20 %, а середнє значення розбіжності — 13,9 % (рис. 5.81).

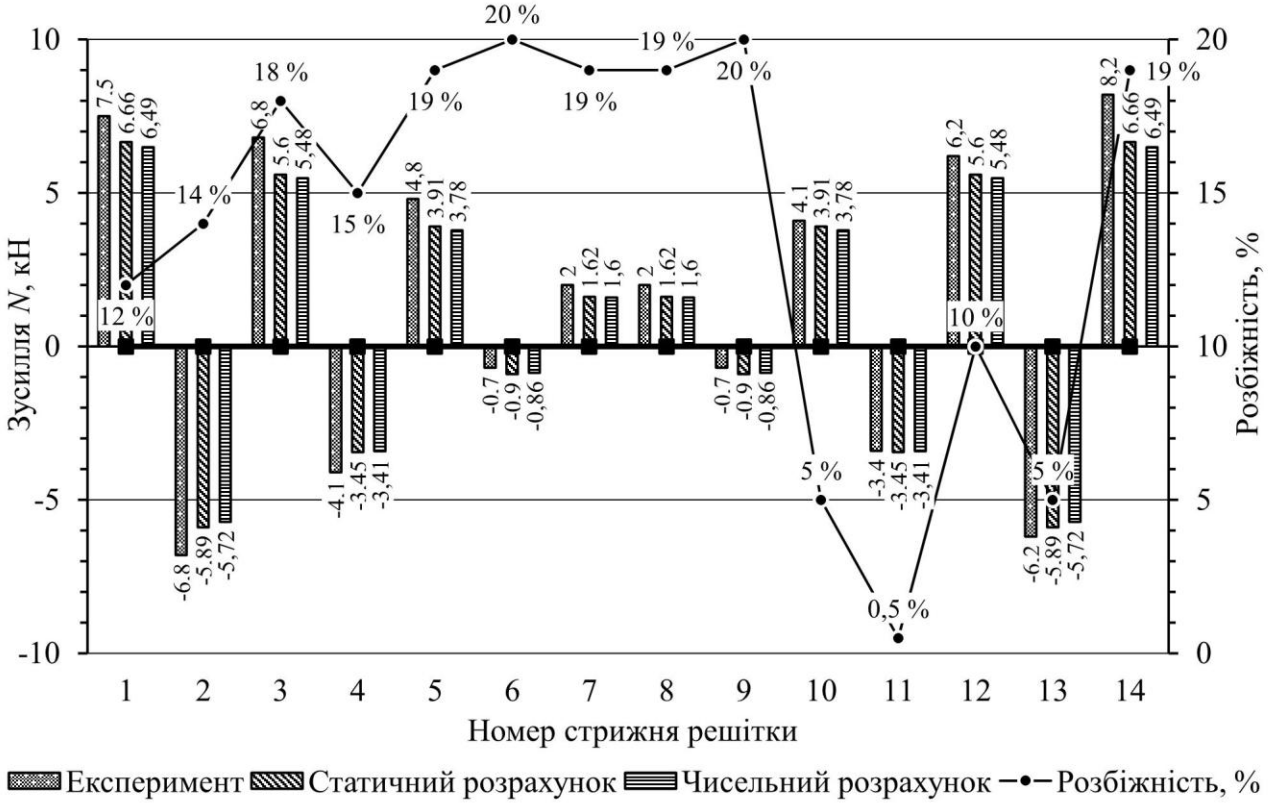


Рисунок 5.81 — Порівняння експериментально визначеного поздовжнього зусилля в елементах решітки з результатами статичного та чисельного розрахунків

Результати дослідження переміщень вузлів конструкції та їх аналіз.

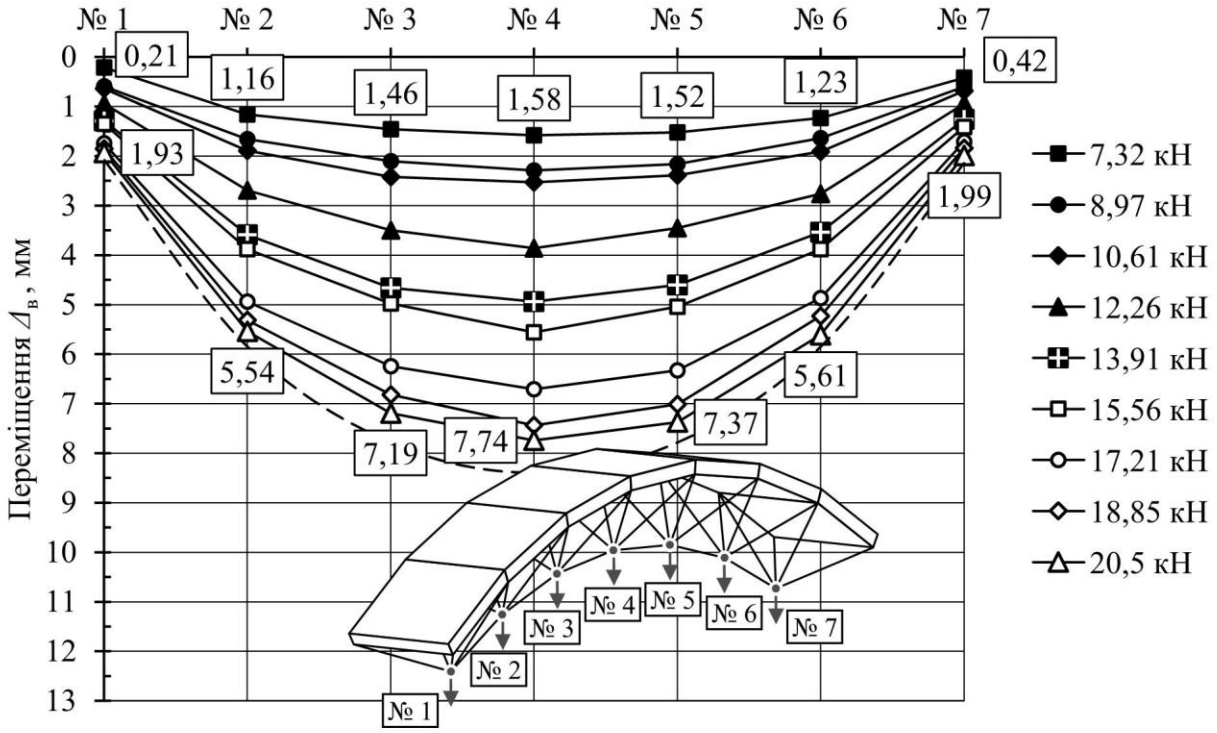


Рисунок 5.82 — Вертикальні переміщення вузлів № 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 нижнього пояса залежно від рівня навантаження F

Примітка. На графіку штриховою лінією показано значення прогинів, вирахуваних теоретично за методом, що наведений у п. 2.6.

Проаналізувавши наведені графіки та залежності, очевидним є те, що, в цілому, деформації дослідної конструкції були пружними. Збірна просторова структурно-вантова сталезалізобетонна конструкція, складена із модульних елементів, працювала як єдина конструкція, а розроблені вузли з'єднання забезпечили сумісну роботу модульних елементів. Прогини в досліджуваних вузлах мали лінійну залежність протягом усього експерименту, що є звичайним при роботі конструкції у пружній стадії. Прогини вздовж конструкції зростали плавно від її крайніх до центральних вузлів. Як і очікувалося, максимальні вертикальні переміщення виникли посередині конструкції у вузлі № 4. Вертикальні переміщення дзеркально розміщених вузлів нижнього пояса відносно поперечної осі симетрії конструкції були приблизно однакові. Максимальна розбіжність вертикальних переміщень між дзеркально розташованих вузлів дорівнювала 3,1 %, а середня розбіжність не перевищувала 2,3 % (рис. 5.83) [185]. Експериментальні дані були порівнянні із

теоретичними (штрихова лінія на рис. 5.82) — розбіжність не перевищила 7,8 % для найбільших переміщень (вузол № 4).

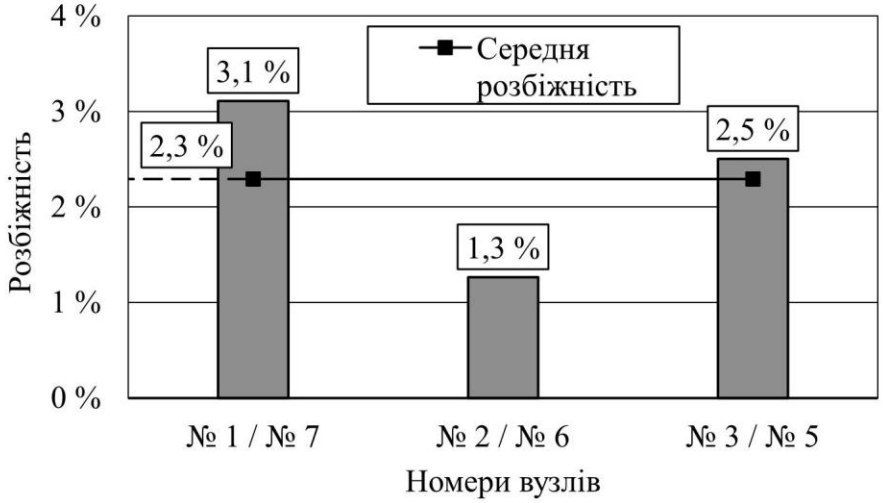


Рисунок 5.83 — Розбіжність вертикальних переміщень дзеркально розташованих вузлів

Слід зазначити, що максимальні горизонтальні зміщення вузлів нижнього пояса були практично однакові з максимальним вертикальним переміщенням.

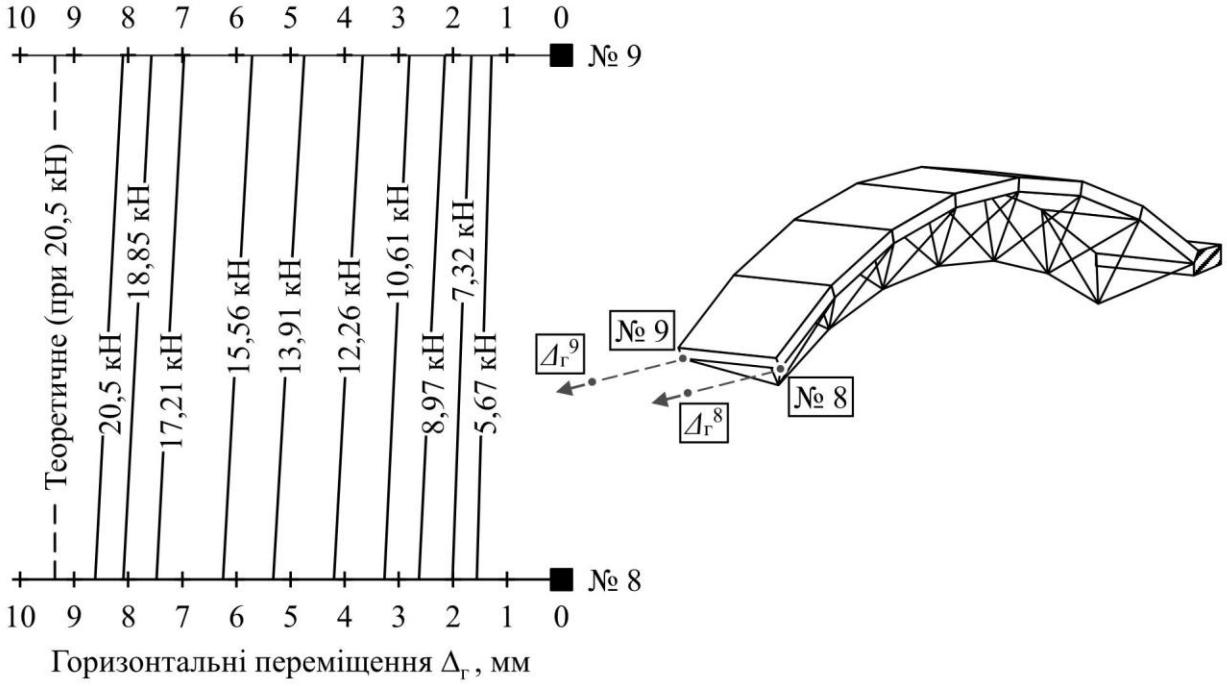


Рисунок 5.84 — Горизонтальні переміщення опорних вузлів № 8 і № 9 залежно від рівня навантаження *F*

На графіку, що зображений на рисунку 5.84 також показані теоретичні дані, отримані за допомогою запропонованого у п. п. 2.6.2 методу. Розбіжність склала 10,6 %. Така незначна розбіжність свідчить на користь запропонованого методу та обґрунтовує доцільність його застосування для розрахунку структурно-вантових сталезалізобетонних елементів.

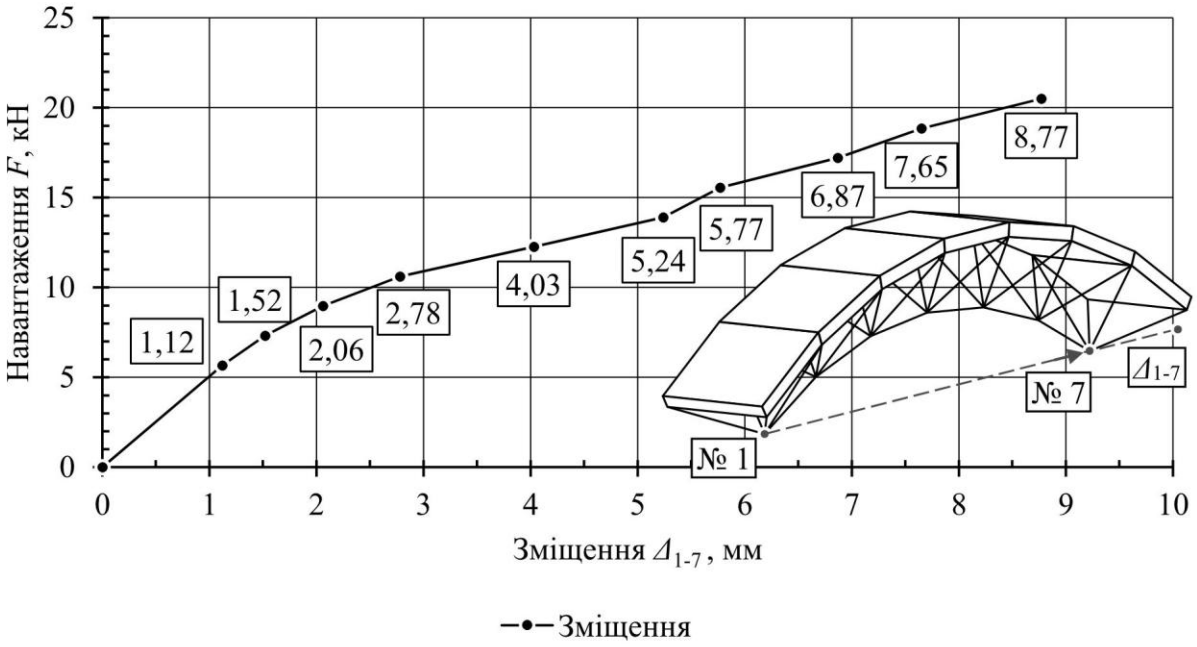


Рисунок 5.85 — Відносне зміщення крайніх вузлів нижнього пояса № 1 і № 7 залежно від рівня навантаження F

Із залежності горизонтальних переміщень опорних вузлів від рівня завантаження видно, що вони зміщувалися рівномірно та поступово.

Загалом за результатами експериментальних досліджень очевидним є те, що дослідна просторова структурно-вантова сталезалізобетонна конструкція під час випробування вела себе як цілісна система. Достовірність отриманих даних обгрунтовується їх співпаданням з теоретичними з задовільною точністю.

5.6. Висновки за п’ятим розділом

За результатами проведеного дослідження просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції при дії зовнішнього навантаження зроблено такі висновки:

1. Для отримання нових експериментальних даних, що описують напружено-деформований стан створених конструкцій, було запроектовано,

виготовлено та випробувано дослідний зразок просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції прольот $L = 5{,}36$ м та стрілою підйому $f = 0{,}825$ м. Співвідношенню геометричних характеристик дослідного зразка ($f/L \approx {}^1/_7$) не перевищує допустимого значення, визначеного у другому розділі дисертаційної роботи.

2. Дослідний зразок складався з семи просторових сталезалізобетонних модулів з розмірами 0,8×0,8×0,5 ($a \times b \times h$) та шести елементів нижнього пояса довжиною $l = 0{,}728$ м. Модулі та елементи нижнього пояса з'єднувалися між собою у вузлах болтами нормальної точності.

3. Дослідний зразок виготовлявся в заводських умовах. Технологія виготовлення дослідного зразка значною мірою є аналогічною існуючим та не потребує складного чи унікального обладнання. Разом з цим розроблена методика збирання та монтажу створеної конструкції є оригінальною у своєму виконанні та захищена патентом України на корисну модель (патент № 119590).

4. Програма експериментального дослідження була розроблена таким чином, щоб отримати дані, які чітко характеризують напружено-деформований стан та поведінку конструкції при дії навантаження, прикладеного до верхнього пояса конструкції у вузлах з'єднання модульних елементів при шарнірно-нерухомому закріплені з одного боку та шарнірно-рухомим з іншого.

5. Фізико-механічні властивості сталі та бетону, які були використані для виготовлення елементів дослідної конструкції, були стандартними й аналогічними тим матеріалам, що звичайно використовуються для виготовлення будівельних сталевих та залізобетонних конструкцій.

6. Застосовані в експериментальному досліджені вимірювальні прилади та пристосування (механічні прогиноміри, тензометрична установка та фотограмметричний метод) дозволили отримати дані, що об'єктивно описують особливості роботи конструкції під дією навантаження.

7. За результатами випробування експериментального зразка створеної конструкції були отримані дані, аналіз яких дозволив встановити залежність розвитку деформацій та напружень у вузлах і характерних поперечних перерізах від рівня завантаження.

8. Встановлений характер розподілу внутрішніх зусиль цілком відповідає теоретично прогнозованому та є схожим з таким, що спостерігається у звичайних шарнірно-стрижневих конструкціях при аналогічному завантажені та закріплені. Максимальні зусилля у верхньому та нижньому поясах виникли в середині конструкції, з наближенням до опор величина внутрішнього зусилля зменшувалася, а в решітці, навпаки, в середині конструкції виникали мінімальні зусилля, а з наближенням до опор вони зростали. Розбіжність між максимально та мінімально завантаженими елементами верхнього пояса дорівнює 58 %, а нижнього пояса — 55 %.

9. Отримано горизонтальні та вертикальні переміщення досліджуваних вузлів конструкції. Найбільших горизонтальних переміщень зазнали вузли шарнірно-рухомої опори, середнє значення яких дорівнює 8,36 мм, що у відносному вираженні складає лише 0,0015 частини прольоту конструкції. Максимальних вертикальних переміщень зазнали вузли у середині конструкції, які досягли 7,74 мм, що дорівнює 0,009 стріли підйому *f*. Тобто отримані переміщення є малими порівняно з геометричними розмірами конструкції, що свідчить про її задовільну жорсткість.

10. Встановлено збіжність експериментальних і теоретичних даних, отриманих за допомогою запропонованого методу розрахунку створених конструкцій. Розбіжність між експериментальними і теоретичними даними дорівнює 10,6 %.

11. Загалом досліджувана конструкція впродовж усього випробування продемонструвала сумісну роботу усіх її складових. Свідченням цьому є мала розбіжність виміряних переміщень та деформацій в дзеркально розташованих досліджуваних вузлах і поперечних перерізах. Така розбіжність не перевищила у середньому по всіх досліджуваних вузлах і перерізах 8 %. Тобто розроблені вузлові болтові з'єднання є ефективними, а відомості, що отримані експериментальним шляхом, і характер розподілу внутрішніх зусиль свідчать про просторову роботу й ефективність рішення запропонованої конструкції, яка з успіхом може застосовуватися в різноманітних галузях будівництва при зведенні покриття будівель і споруд.

РОЗДІЛ 6
ЧИСЕЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОСТОРОВИХ СТРУКТУРНО-ВАНТОВИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА ЇХ КОМПОНЕНТІВ

На сьогоднішній день стрімкий розвиток технологій та електронно-обчислювальних машин, у тому числі портативних і стаціонарних персональних комп'ютерів, породжує значну кількість досліджень, пов'язаних із математичним моделюванням, чисельним аналізом та симуляцією роботи будівельних конструкцій або їх елементів під дією різноманітних навантажень і впливів. З-поміж усіх чисельних методів, що застосовуються для цього, найширшого розповсюдження набув метод скінченних елементів. Застосування сучасного багатофункціонального розрахункового програмного забезпечення, заснованого на методі скінченних елементів, створює можливості для здійснення у короткий проміжок часу проектування, прогнозування поведінки та міцнісного аналізу будівельних конструкцій, будівель та споруд тощо. Це відкриває можливості для отримання даних про роботу конструкцій, які часом складно або подекуди неможливо отримати експериментальним чи аналітичним шляхом.

6.1. Загальні відомості про чисельні дослідження

Чисельні дослідження проведені з метою отримання додаткових відомостей про роботу створених конструкцій, результати яких наведені у працях [39, 42, 45, 187, 299, 301, 384, 388] необхідно розглядати сумісно з результатами експериментальних та аналітичних досліджень. Як показує світовий досвід, розв'язання прикладних задач різної складності можна досягти як шляхом постановки експерименту так і математичним моделюванням [97, 98]. Застосовуючи кожен з цих методів, можна вирішити ту чи іншу проблему. За допомогою експерименту можна отримати розв'язки як простих, так і дуже складних задач, однак достовірність отриманих результатів буде обмежуватися умовами, за яких проводився експеримент, або тими, що передбачені та

враховані методикою експериментальних досліджень. У такому випадку проведення чисельних експериментів дозволяє значно розширити ці умови та отримати детальнішу картину про роботу створених конструкцій. Зважаючи на це, проведення чисельних досліджень з елементами оптимізації й аналізу напружено-деформованого стану створених просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій та їх компонентів є доцільним. Узагальнена структура чисельних досліджень зображена на рисунку 6.1.



Рисунок 6.1 — Структура чисельних досліджень

Числові дослідження створених конструкцій виконувалися засобами розрахункових комплексів, які реалізують метод скінченних елементів та мають широкий функціонал, у тому числі засоби візуалізації отриманих рішень у вигляді ізополей, епюр тощо.

Проведені числові дослідження в загальному випадку включали декілька етапів, які виконувалися у певній послідовності. Перш за все визначався об'єкт дослідження, тобто виконувалася фізична постановка задачі. Наступний крок — створювалася скінченноелементна модель — математична постановка задачі. Далі почергово виконувалися моделювання (пошук рішення), аналіз отриманих результатів та порівняння їх з експериментом (рис. 6.2).

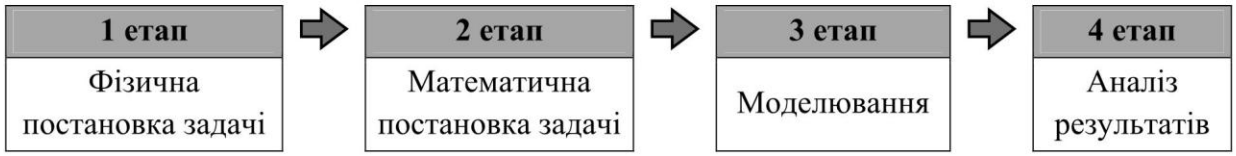


Рисунок 6.2 — Загальна схема проведення чисельного дослідження

Зважаючи на розповсюдженість методу скінченних елементів, в цьому розділі не акцентується увага на його теоретичних засадах, положеннях та припущеннях, оскільки це є загальновідомим, а також тому, що метою дослідження не є удосконалення методу. Метод скінченних елементів, реалізований у програмному забезпечені, використовується лише як інструмент для розв'язання поставлених задач — аналізу напружено-деформованого стану створених конструкцій та їх компонентів. Отже, основна увага приділена розгляду окремих питань, які пов'язані безпосередньо з дослідженням створених конструкцій або є предметом невизначеності та впливають на точність результатів. До таких проблем відносяться питання вибору типу, форми та розміру скінченних елементів, оскільки вибір цих параметрів, так само як і накладення в'язей чи задання граничних умов, надається користувачу програмного забезпечення. Крім цього, важливими питаннями є прийняття моделі матеріалу, задання їх фізико-механічних характеристик, урахування різного роду нелінійностей тощо.

6.2. Особливості побудови скінченноелементної моделі

Тип, форма і розмір скінченного елемента. Вибір типу та розміру скінченних елементів є одним із найважливіших питань побудови скінченноелементної моделі, оскільки ці параметри суттєво впливають як на коректність (точність, достовірність), так і на тривалість виконання розрахунку. Наразі не існує єдиних загальноприйнятих чи нормативних рекомендацій стосовно вибору типу, форми та розмірів скінченних елементів при моделюванні тих чи інших конструкцій, тому необхідно виконувати власні дослідження з приводу вирішення цього питання та застосовувати досвід проектування.

До питання розбиття на скінченні елементи геометричної моделі запропонованої конструкції або її компонента було застосовано раціональний

підхід, тобто сітка з «дрібних» скінченних елементів застосовувалася там, де очікувався великий градієнт деформацій (напружень) — місця прикладення зосереджених сил, місця розташування отворів, зварних швів, болтових з'єднань, закруглень, фасок тощо. Стосовно сітки з «крупних» скінченних елементів, то вона застосовувалася на ділянках моделі з незначними деформаціями (напруженнями), які мали малий діапазон зміни значення, а також для розбиття частин геометричної моделі, котрі не були предметом дослідження, не представляли особливого інтересу та не мали суттєвого впливу на точність шуканої величини. Слід зауважити, що використані слова-визначники розміру скінченного елемента «дрібний» та «крупний» є відносними і в цьому випадку не відображають фізичного розміру елемента, вираженого числовим значенням, а крупність елемента визначалася, виходячи з конкретних умов моделювання, та залежала від геометричних розмірів фізичної конструкції.

Стосовно форми скінченного елемента, то її правильний вибір також має суттєвий вплив на точність розрахунку. При побудові скінченноелементної сітки моделей досліджуваних конструкцій перевага віддавалася елементам, що мали форму простого рівностороннього полігону (трикутник, чотирикутник), а у випадку об'ємного моделювання — піраміди, куба. При цьому елементи з гострими кутами $\alpha \le 30°$ (їх називають витягнутими або «голковими» елементами) та тупими кутами $\alpha > 150°…180°$ не застосовувалися, оскільки такі елементи призводять до більшої помилки (рис. 6.3) [238]. Ці обмеження стосуються й об'ємних скінченних елементів.

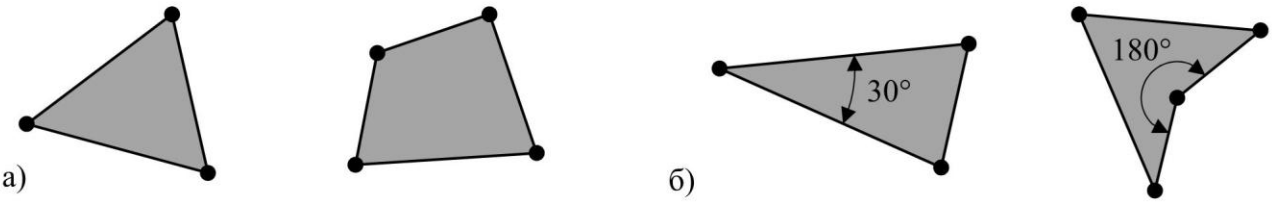
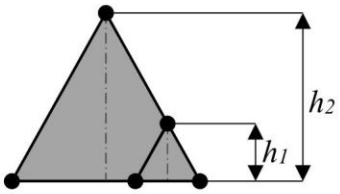


Рисунок 6.3 — Форми елементів, що використовувалися (а) та не використовувалися (б) для побудови скінченноелементних сіток

У роботі [155] наводяться рекомендовані параметри трикутних та чотирикутних скінченних елементів. Кути для трикутних елементів α_{min}=30°…60°

та α_{max}=60°…90°, для чотирикутних — α_{min}=45°…90° та α_{max}=90°…135°. Співвідношення максимальної сторони до мінімальної для трикутних і чотирикутних елементів l_{max}/l_{min}=1…4.

Побудова скінченноелементної моделі. При побудові скінченноелементної сітки в зоні концентрацій значних деформацій (напружень) значна увага приділялася співвідношенню розмірів суміжних елементів, оскільки згідно роботою [238] випадок, при якому справджується вираз $h_2/h_1 > 2$, є недопустимим, тому що це призводить до втрати точності (рис. 6.4).



$\frac{h_2}{h_1} > 2$ — недопустимий випадок;

$\frac{h_2}{h_1} < 2$ — допустимий випадок

Рисунок 6.4 — Допустиме співвідношення розмірів суміжних скінченних елементів [238]

Пояснення стосовно геометрії скінченних елементів наведене й у керівництві користувача програмного комплексу «Лира», в якому говориться про те, що якщо сторони елементів значно різняться між собою, то це призводить до поганої обумовленості матриці накопичених рівнянь і також втрати точності.

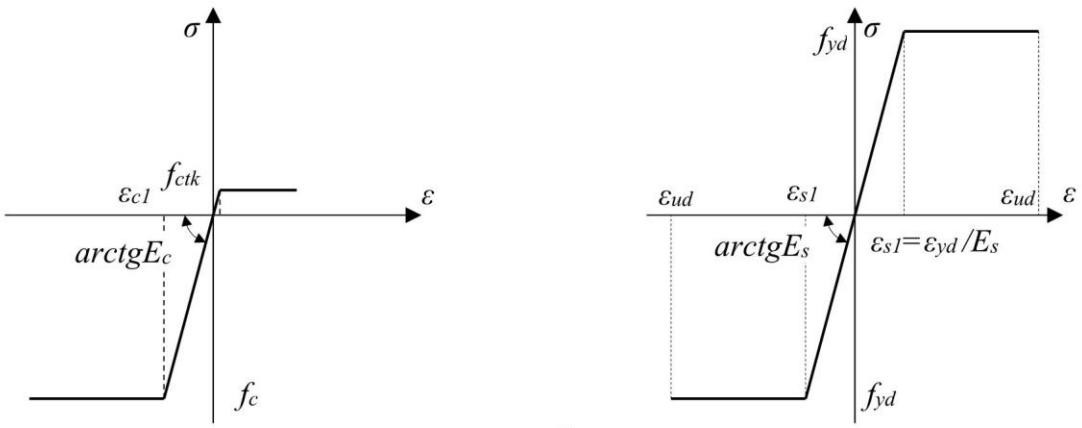
Оцінка якості скінченноелементної сітки. При оцінюванні якості сітки розбиття використовувалися наступні параметри [155]: коефіцієнт форми скінченного елемента; відношення максимального кута α_{max} до мінімального α_{min} у вершинах скінченних елементів; відношення максимальної довжини l_{max} сторони скінченного елемента до мінімальної l_{min}; відношення площі S скінченного елемента до квадрата його периметра P^2.

Постановка моделі та урахування різного роду нелінійностей. У більшості випадків застосування класичних понять і законів лінійної теорії пружності є цілком достатнім для розв'язання поставленої задачі, але інколи, наприклад, при прогнозуванні поведінки на стадіях роботи, що передує

руйнуванню та визначенні несучої здатності елементів найімовірніше цього вже буде не достатньо. Зважаючи на особливості будови створених конструкцій, з метою встановлення їх дійсної роботи врахування різного роду нелінійностей було переважним. Фізична нелінійність створеної конструкції зумовлена тим, що деформування матеріалів з яких вона виготовлена, зокрема бетону, підпорядковується нелінійному закону, тобто відсутня лінійна залежність між напруженнями і деформаціями. Моделювання фізичної нелінійності матеріалів створених конструкцій здійснювалося за допомогою скінченних елементів, для яких реалізована нелінійна залежність $\sigma - \varepsilon$ шляхом введення діаграм деформування матеріалів (діаграми Прандтля) (Додатог Г). Примітним є те, що використане програмне забезпечення у такий спосіб дозволяє враховувати практично будь-які нелінійні властивості матеріалів [166, 168]. Можливість урахування фізичної нелінійності у такий спосіб говориться у публікації [223]. Щодо конструктивної нелінійності створених конструкцій, то вона обумовлюється властивістю окремих її елементів (елементи нижнього пояса, стики елементів верхнього пояса і т.п.) включатися в роботу в залежності від різних факторів напружено-деформованого стану, зокрема елементи нижнього пояса (гнучкі стрижні, ванти, стрічки тощо) можуть працювати лише на розтяг та, у випадку застосування прокатного профілю кругло чи іншого перерізу як ванта, на малі зусилля стиску. У цьому випадку конструктивна нелінійність може бути зведена до нелінійної залежності між зусиллями і переміщеннями [53].

Таким чином, залежно від задачі дослідження та функціональних можливостей використаного програмного забезпечення застосовувалися різні моделі. Для чисельних експериментів конструкцій, які потребували моделювання поверхонь контакту різних матеріалів або елементів на межі їх з'єднання, використовувалася пружна модель; розрахунок конструкцій або окремих елементів конструкцій, виготовлених з однорідного матеріалу, зокрема сталі, виконувався у пружній або пружно нелінійній постановці з уведенням діаграм $\sigma - \varepsilon$ (рис. 6.5); розрахунок складених перерізів, зокрема

залізобетонних плит, виконувався у пружно нелінійній постановці з використанням діаграм $\sigma - \varepsilon$ (діаграм Прандтля) (рис. 6.5) модельованих матеріалів.



а) б)

Рисунок 6.5 — Дволінійні діаграми деформування бетону (а) та сталі (б) [166]

У деяких випадках діаграми деформування матеріалів, які працюють лише на розтяг чи стиск, зокрема сталь для сталевого каната чи бетон, доповнювалися даними, що моделювали нездатність матеріалу працювати на стиск/розтяг, зокрема такий підхід було застосовано при моделюванні залізобетонних і вантових елементів. Більш детальні відомості про використану модель матеріалів розглянуті у наступних пунктах.

6.3. Чисельні дослідження моделей просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій

6.3.1. Загальні дані та постановка задачі

Загальні дані. Розрахунки виконувалися в програмному комплексі SCAD Office [242] на прикладі моделей конструкцій покриття різних форм, що запропоновані у другому розділі цієї роботи.

Постановка задачі. Дослідження були спрямовані на отримання числових даних про особливості деформування створених конструкцій під навантаженням, а саме визначення прогинів f у вузлах верхнього та нижнього поясів створених просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій унаслідок дії статичного навантаження.

Геометрична схема. Геометричні схеми досліджуваних конструкцій були побудовані за допомогою вбудованого в програмний комплекс графічного процесору з певною ідеалізацією розмірів та форми реальних конструкцій.

Розрахункова схема. Розрахункові схеми являли собою систему загального виду, яка включала стрижні та пластини. На кінцях елементів нижнього пояса додатково накладалися шарніри, так досягалася максимальна відповідність розрахункової схеми реальній.

Жорсткість елементів задавалася шляхом уведення параметрів поперечних перерізів (геометричні розміри та форма) та фізико-механічних характеристик матеріалів (модуль пружності E та коефіцієнт Пуассона ν).

Скінченноелементна модель. Скінченноелементні моделі досліджуваних конструкцій являли собою сукупність скінченних елементів, які утворювали регулярну «плавну» сітку та будувалися з дотриманням рекормендацій розглянутих у п. 6.2 та працях [9, 53, 54, 155, 158, 238] та ін.

Типи скінченних елементів. Для моделювання компонентів досліджуваних конструкцій були використані наступні типи скінченних елементів: плити моделювалися за допомогою прямокутного скінченного елемента плити (ступені вільності Z, U_x, U_y), стрижні просторової решітки — за допомогою стрижня просторової ферми (ступені вільності X, Y, Z), нижній пояс — універсального стрижня (ступені вільності X, Y, Z, U_x, U_y, U_z).

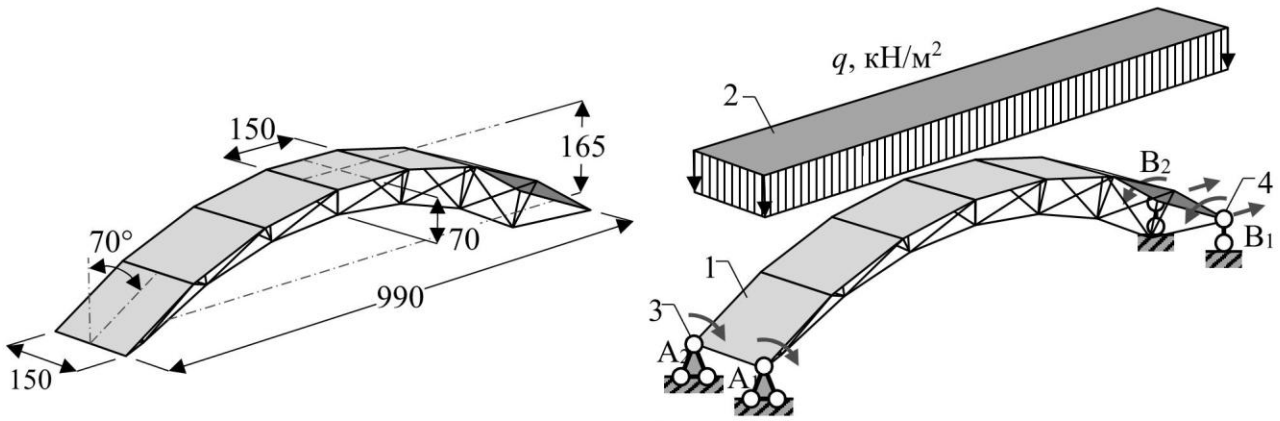
6.3.2. Чисельні дослідження моделі вигнутої конструкції структурно-вантового сталезалізобетонного покриття

Чисельні дослідження включали моделювання роботи конструкцій, тотожних фізичним геометрично подібним моделям окремих лінійних секцій вигнутих конструкцій, результати експериментальних досліджень яких наведені в третьому розділі. Граничні умови та фізико-механічні властивості матеріалів, що приймалися для моделювання, були еквівалентними тим, що і для експерименту.

Дослідження включали моделювання роботи конструкції при дії зовньошнього навантаження.

Геометрична схема вигнутої конструкції була побудована у вигляді просторової системи з пластин і стрижнів (рис. 6.6, а).

Дослідження моделі вигнутої конструкції при дії рівномірно розподіленого навантаження. Навантаження прикладалося до верхнього пояса інтенсивністю q. Також на схему накладалися в'язі у крайніх вузлах, які за ступенями вільності були еквівалентними рухомій та нерухомій шарнірним опорам (рис. 6.6, б).



а) б)

Рисунок 6.6 — Геометрична (а) та розрахункова (б) схема вигнутої конструкції:

1 — модель вигнутої конструкції; 2 — рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю q; 3 — шарнірно нерухома опора; 4 — шарнірно рухома опора

Розбиття моделі вигнутої конструкції виконано з дотриманням обмежень [155, 238], що висуваються до скінченних елементів, а саме: відношення максимальної довжини елемента до мінімальної $l_{\max}/l_{\min}=1$; відношення максимального кута між сторонами елемента до мінімального $\alpha_{\max}/\alpha_{\min}=1$; коефіцієнт форми скінченного елемента $L_i^{\,2}/S=1$, де $L_i^{\,2}$ — площа ідеального квадратного елемента. Для отримання найбільш точного результату та виявлення факту збіжності отриманих результатів [155] модель вигнутої конструкції розраховувалася декілька разів із різними ступенями щільності скінченноелементної сітки. Було розраховано чотири моделі (рис. 6.7). Перша модель була розбита на скінченні елементи, котрі співрозмірні з фізичними елементами, тобто розмірність сітки складала 1×1; розмірність сітки другої моделі дорівнювала 2×2, тобто плита розбивалася на чотири елементи, а стрижень на два елементи; третя та четверта моделі мали розмірності 4×4 і 8×8 відповідно.

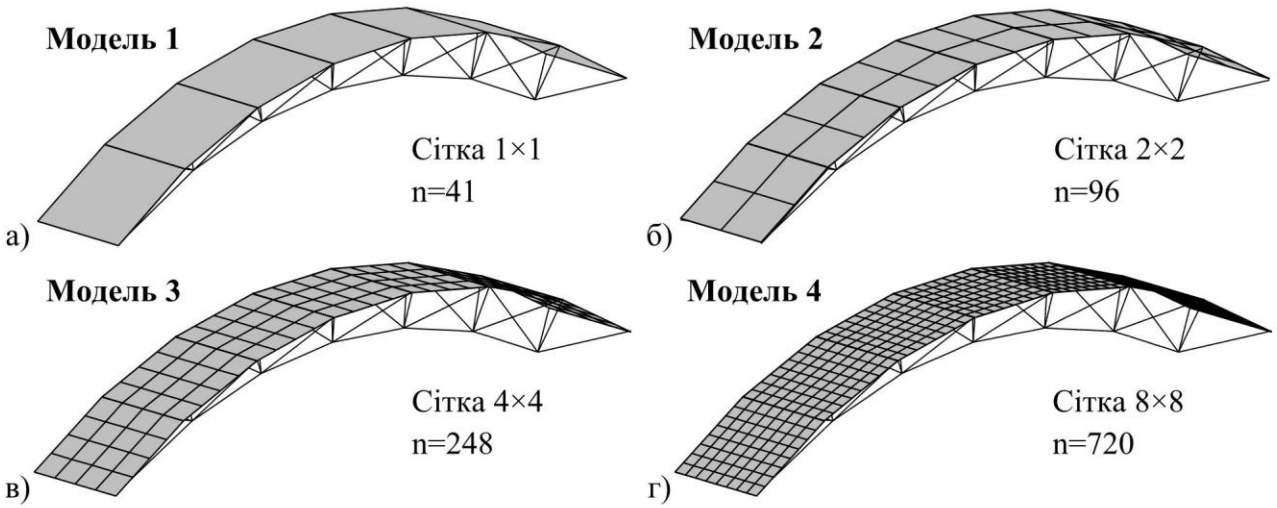


Рисунок 6.7 — Скінченноелементні моделі вигнутої конструкції

На рисунку 6.8 наведена схема деформування вигнутої моделі, отримана в результаті чисельного розрахунку.

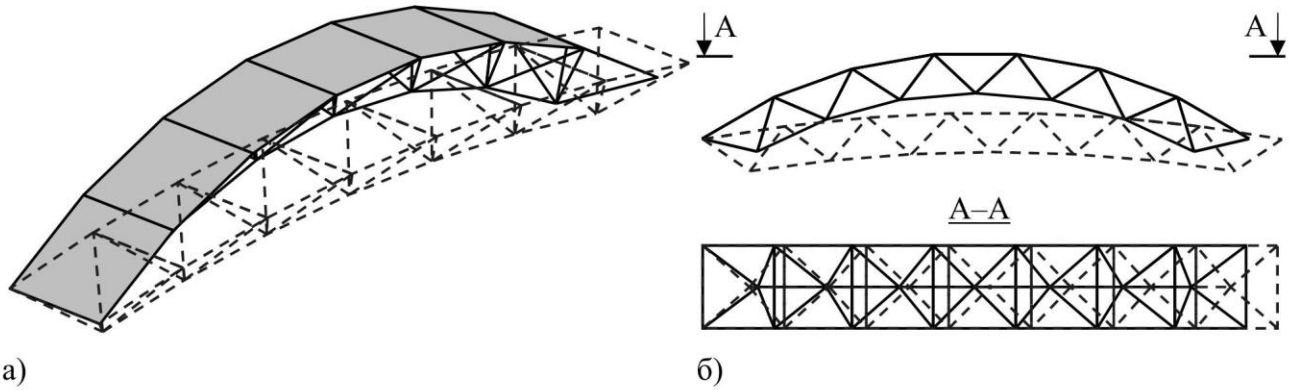


Рисунок 6.8 — Схема деформування вигнутої конструкції [293]:
а) загальний вигляд; б) проекції

У результаті проведеного розрахунку були отримані прогини моделі вигнутої конструкції у вузлах верхнього та нижнього поясів (рис. 6.9) від дії рівномірно розподіленого навантаження. Результати відображені у таблицях 6.1 та 6.2.

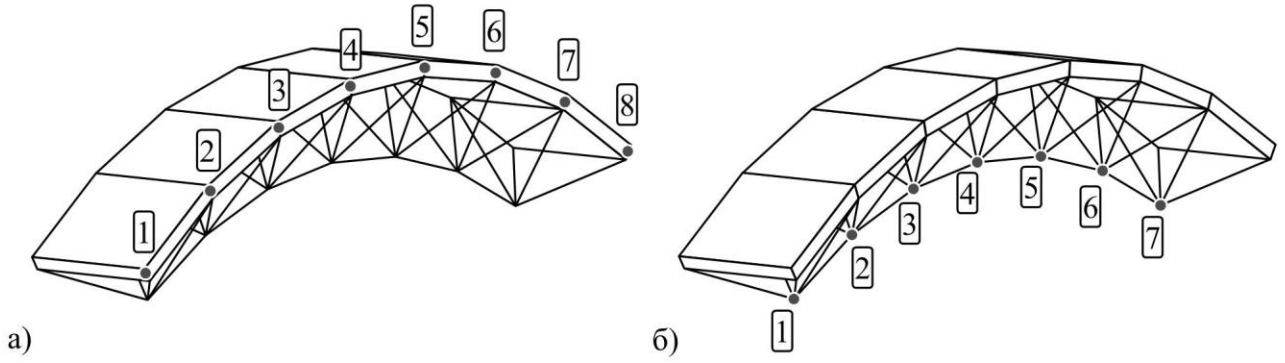


Рисунок 6.9 — Нумерація вузлів верхнього (а) та нижнього поясів (б) вигнутої моделі

Таблиця 6.1

Результати пошуку прогинів верхнього пояса вигнутої конструкції

Номер моделі	Прогини у вузлах, мм					
	2	3	4	5	6	7
Модель 1 (1×1)	1,97	3,65	4,62	4,62	3,65	1,97
Модель 2 (2×2)	1,97	3,66	4,63	4,63	3,66	1,97
Модель 3 (4×4)	1,98	3,67	4,64	4,64	3,67	1,98
Модель 4 (8×8)	1,98	3,67	4,65	4,65	3,67	1,98
Розбіжність, %	0,6 %	0,6 %	0,7 %	0,7 %	0,6 %	0,6 %

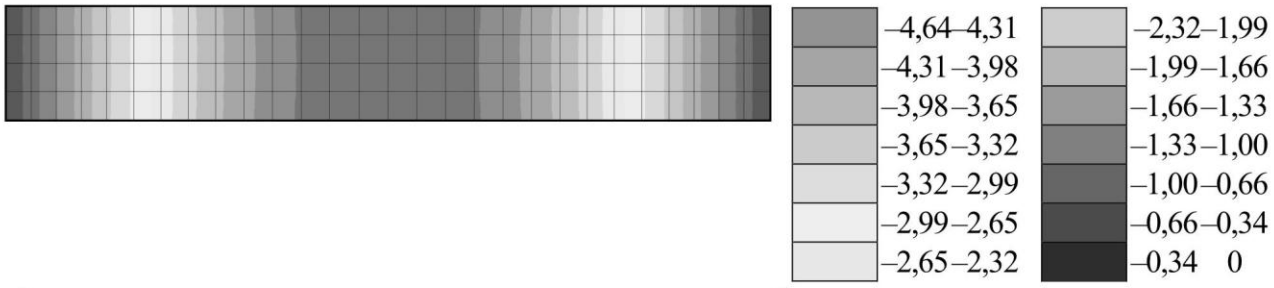
Примітка. Прогини у вузлах 1 і 8 рівні нулю.

Таблиця 6.2

Результати пошуку прогинів нижнього пояса вигнутої конструкції

Номер моделі	Прогини у вузлах, мм						
	1	2	3	4	5	6	7
Модель 1 (1×1)	1,51	3,09	4,21	4,62	4,21	3,09	1,51
Модель 2 (2×2)	1,52	3,10	4,23	4,63	4,23	3,10	1,52
Модель 3 (4×4)	1,52	3,11	4,24	4,64	4,24	3,11	1,52
Модель 4 (8×8)	1,52	3,11	4,24	4,65	4,24	3,11	1,52
Розбіжність, %	0,7 %	0,6 %	0,7 %	0,6 %	0,7 %	0,6 %	0,7 %

З таблиць 6.1 та 6.2 видно, що зі збільшенням щільності скінченноелементної сітки прогини вигнутої моделі збільшуються за лінійною залежністю, максимальна розбіжність при цьому становить 0,7 %. Однак слід зауважити, що збільшення прогинів при укрупненні скінченноелементної сітки моделі конструкції відбувається лише на 0,01 мм, тобто менше ніж на 1 %. Такий приріст прогинів є надзвичайно малою величиною, тому можна вважати, що на результати розрахунку вигнутої моделі конструкції щільність скінченноелементної сітки суттєво не впливає. Установлений факт збіжності результатів указує на достовірність отриманих даних, тобто можна стверджувати про правильність вибраного підходу рішення, результати якого відображені на рисунку 6.10.



а) б)

Рисунок 6.10 — Вертикальні переміщення верхнього пояса конструкції (модель 3):

а) ізополя переміщень; б) шкала переміщень, мм

На підставі аналізу ізополей переміщень установлено, що під дією рівномірно розподіленого навантаження максимальні прогини у вузлах нижнього та верхнього поясів вигнутої конструкції дорівнюють $f_{\max} = 4{,}64$ мм, тобто $\approx l/210$, що задовольняє вимоги п. 5.1 ДСТУ Б В.1.2–3:2006. Результати розрахунку було порівняно з експериментальними даними (рис. 3.18 та 3.19), внаслідок чого встановлено їх високу збіжність.

У результаті проведеного дослідження отримано прогини у вузлах вигнутої конструкції. Порівняння числових даних з експериментальними показали середню розбіжність у межах 4 % і 8 % відповідно для верхнього та нижнього поясів.

6.3.3. Чисельні дослідження моделі балкової конструкції структурно-вантового сталезалізобетонного покриття

Числові дослідження включали моделювання роботи балкової конструкції. Як дослідні конструкції були прийняті фізичні моделі лінійних балкових секцій структурно-вантового сталезалізобетонного покриття, результати експериментальних досліджень яких наведені в розділі III. Граничні умови та фізико-механічні властивості матеріалів були еквівалентними тим, що і під час експерименту. Геометрична схема балкової конструкції мала вигляд просторової системи, що складалася з простих елементів — пластин і стрижнів (рис. 6.11, а). Модель балкової конструкцій досліджувалася на дію різних видів навантаження.

Дослідження моделі балкової конструкції на дію рівномірно розподіленого навантаження. Завантаження прикладалося через верхній пояс. На схему накладалися в'язі у крайніх вузлах, які за ступенями вільності були еквівалентними рухомій та нерухомій шарнірним опорам (рис. 6.11, б).

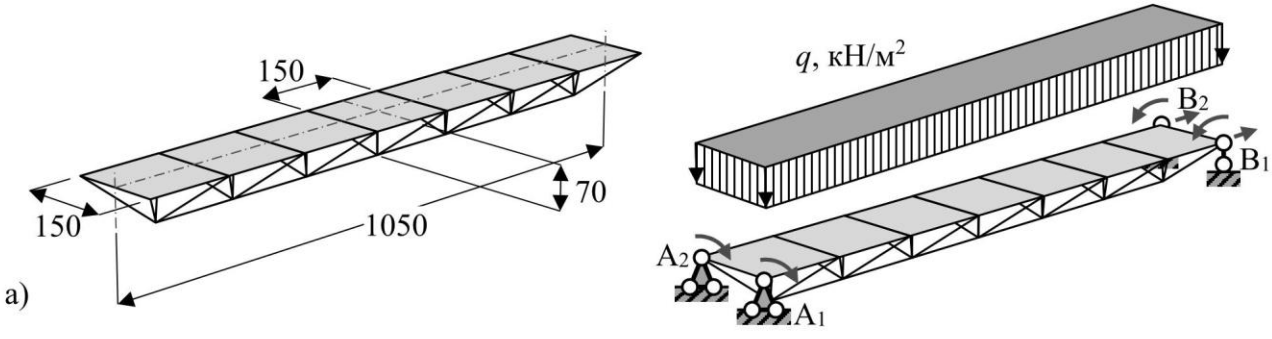


Рисунок 6.11 — Геометрична (а) та розрахункова (б) схема балкової конструкції

Розраховувалися чотири моделі структурно-вантової конструкції, які мали різну щільність скінченноелементної сітки. У першому варіанті (модель 1) (рис. 6.12, а) модель розбивалася на елементи, які були співрозмірні геометричним розмірам, таким чином, розмірність сітки складала 1×1; у другому — розмірність сітки дорівнювала 2×2 (модель 2) (рис. 6.12, б); у третьому — 4×4 (модель 3) (рис. 6.12, в); у четвертому — 8×8 (модель 4) (рис. 6.12, г).

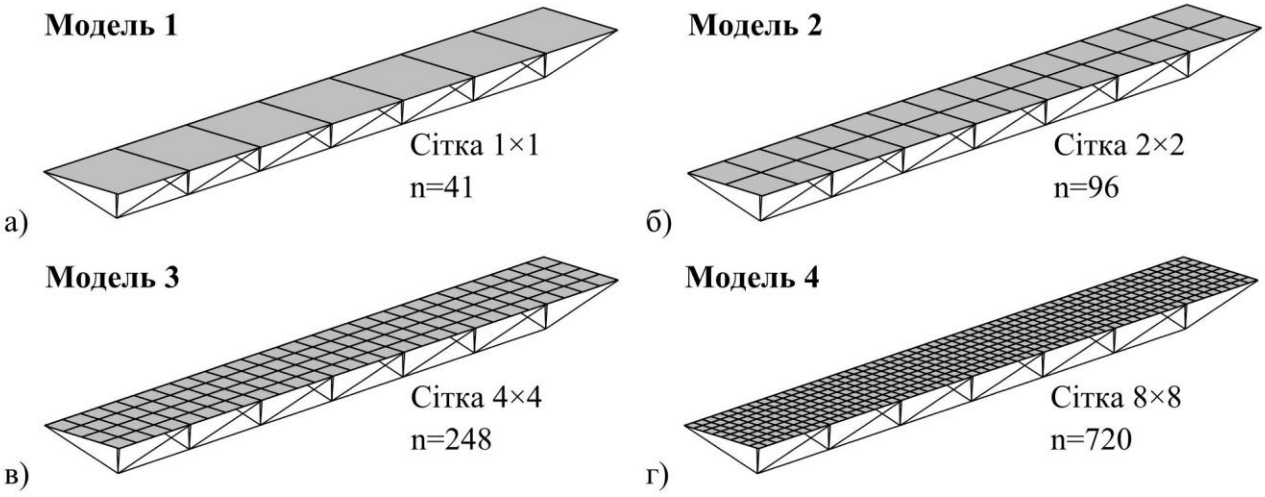


Рисунок 6.12 — Скінченноелементні моделі балкової конструкції:
а) скінченноелементна сітка 1×1 (модель 1); б) скінченноелементна сітка 2×2 (модель 2);
в) скінченноелементна сітка 4×4 (модель 3); г) скінченноелементна сітка 8×8 (модель 4)

У результаті виконаного розрахунку було отримано деформовану модель з максимальними прогинами посередині (рис. 6.13), яка за формою є ідентичною експериментально встановленій.

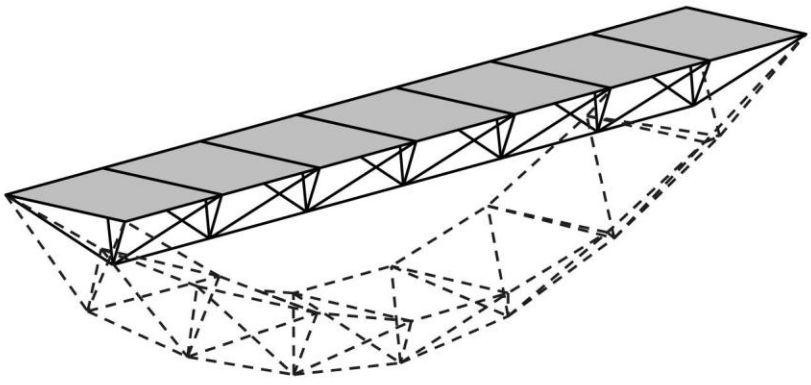


Рисунок 6.13 — Схема деформування моделі балкової конструкції внаслідок дії рівномірно розподіленого навантаження

Було визначено переміщення вузлів верхнього та нижнього поясів (рис. 6.14), які відображені у таблицях 6.3 та 6.4.

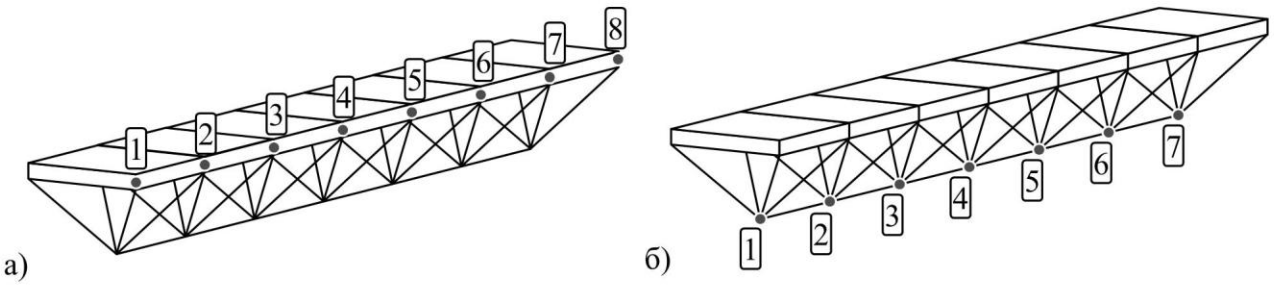


Рисунок 6.14 — Нумерація вузлів верхнього (а) та нижнього (б) поясів балкової моделі

Таблиця 6.3

Результати пошуку прогинів верхнього пояса досліджуваної конструкції

Номер моделі	Прогини у вузлах, мм					
	2	3	4	5	6	7
Модель 1 (1×1)	4,75	8,47	10,49	10,49	8,47	4,75
Модель 2 (2×2)	4,75	8,48	10,51	10,51	8,48	4,75
Модель 3 (4×4)	4,75	8,48	10,51	10,51	8,48	4,75
Модель 4 (8×8)	4,75	8,48	10,52	10,52	8,48	4,75
Розбіжність, %	0,0 %	0,1 %	0,3 %	0,3 %	0,1 %	0,0 %

Примітка. Прогини у вузлах 1 і 8 дорівнюють нулю.

Таблиця 6.4

Результати пошуку прогинів нижнього пояса досліджуваної конструкції

Номер моделі	Прогини у вузлах, мм						
	1	2	3	4	5	6	7
Модель 1 (1×1)	2,37	6,61	9,49	10,50	9,49	6,61	2,37
Модель 2 (2×2)	2,38	6,62	9,50	10,51	9,50	6,62	2,38
Модель 3 (4×4)	2,38	6,62	9,50	10,51	9,50	6,62	2,38
Модель 4 (8×8)	2,38	6,62	9,50	10,52	9,50	6,62	2,38
Розбіжність, %	0,4 %	0,2 %	0,1 %	0,2 %	0,1 %	0,2 %	0,4 %

З таблиць видно, що щільність скінченноелементної сітки, як і в попередньому випадку, суттєво не впливає на збіжність величини прогинів досліджуваної моделі. Цього разу максимальна розбіжність у результатах становить 0,4 %. Узявши до уваги, що час, затрачений на розрахунок (рис. 6.15), є незначним, то для зручності дослідження деформативності моделей балкової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції з розмірами просторових модулів 150×150×70 мм прийнято скінченноелементну модель з розмірністю 2×2 (модель 2). Емпірично встановлений факт стійкості результату при збільшенні щільності сітки є вагомим доказом достовірності отриманих даних [155].

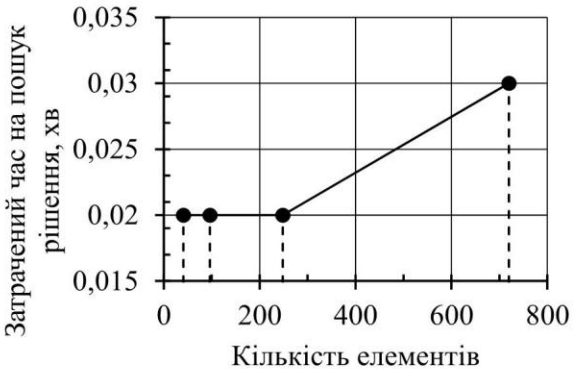
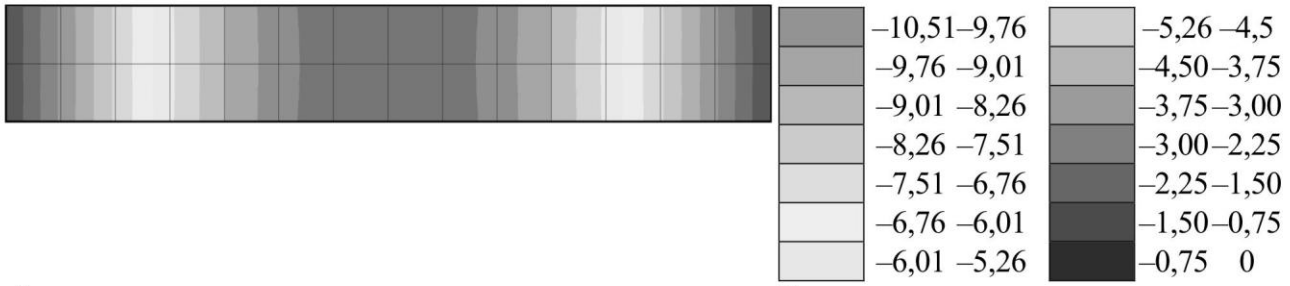


Рисунок 6.15 — Час, затрачений на пошук рішення

Таким чином, можна стверджувати про правильність вибраного підходу до розв'язування поставленої задачі, результати якого відображені у вигляді ізополей переміщень (рис. 6.16).



а) б)

Рисунок 6.16 — Вертикальні переміщення верхнього пояса балкової конструкції (модель 2):

а) ізополя переміщень; б) шкала переміщень, мм

Порівняння результатів, отриманих чисельним методом, із експериментальними наведено на рисунках 3.20 та. 3.21.

У результаті чисельного дослідження було отримано прогини моделі балкової конструкції, які мають розбіжність з результатами експериментальних досліджень 6 % і 9 % відповідно для верхнього та нижнього поясів. Абсолютна величина максимальних вертикальних переміщень $f_{\max}$ дорівнює 10,51 мм, що при прольоті моделі 1050 мм дає відносний прогин конструкції $\approx l/100$. Отримані результати дещо перевищують граничні прогини для конструкцій покриття f_u встановлені п. 5.1 ДСТУ Б В.1.2–3:2006, однак у п. 4.5 цього ж стандарту вказано, що прогини елементів конструкцій не обмежуються виходячи з естетико-психологічних вимог, якщо вони не погіршують зовнішнього вигляду конструкцій, що є актуальним для створених конструкцій.

6.3.4. Чисельні дослідження моделі просторового циліндричного структурно-вантового сталезалізобетонного покриття

Числові дослідження включали моделювання роботи циліндричного покриття, аналогічне тому, що було випробуване експериментально, а результати цих випробувань представлені у розділі III. Параметри та характеристики матеріалів, які прийняті для моделювання, були такі самі, як і для експериментальних досліджень. Геометрична схема дослідної моделі наведена на рисунку 6.17.

Закріплення моделі приймалося з одного боку шарнірно нерухоме, а з іншого — шарнірно рухоме (рис. 6.18).

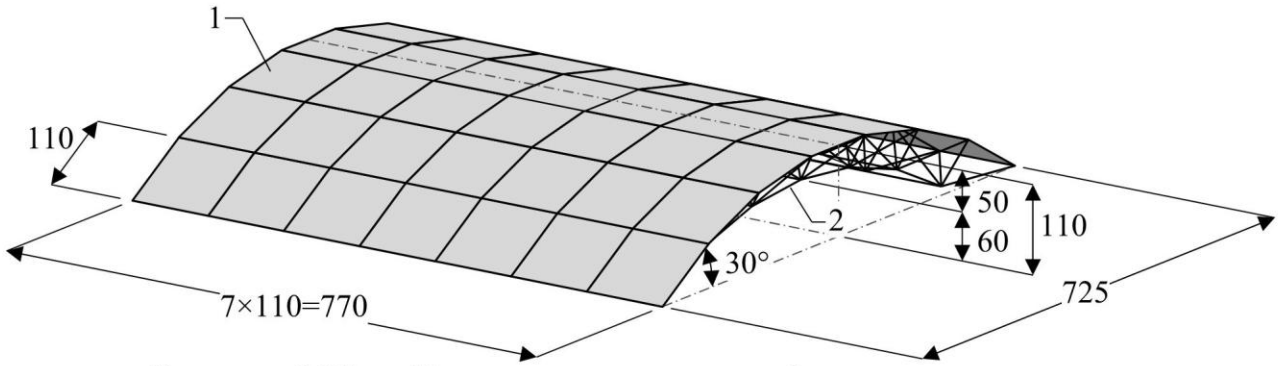
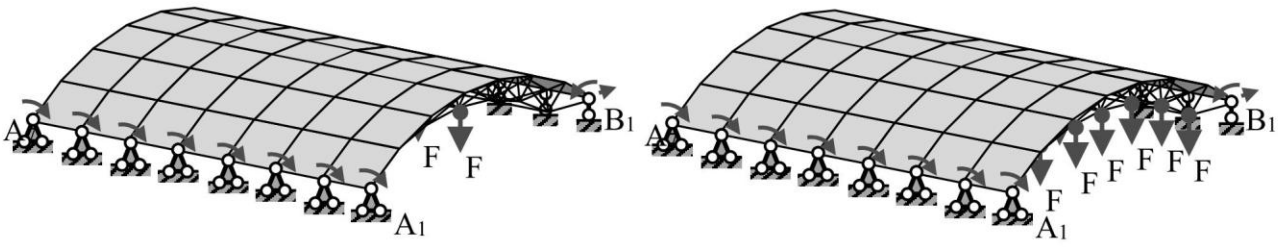


Рисунок 6.17 — Геометрична схема циліндричного покриття:
1 — пластина; 2 — стрижень

Дослідження моделі циліндричного покриття на дію зосередженого навантаження. Дослідження моделі виконувалося за двома схемами: схема 1 — навантаження прикладалося до вузлів центрального ряду нижнього пояса; схема 2 — навантаження прикладалося у всіх вузлах нижнього пояса.



а) б)

Рисунок 6.18 — Схеми дослідження циліндричного покриття:
а) схема 1; б) схема 2

Для побудови скінченноелементної моделі циліндричного покриття було використано результати чисельного дослідження вигнутої лінійної конструкції, які наведені у підпункті 6.3.2, тобто було використано сітку скінченних елементів із розмірністю 4×4 (рис. 6.19).

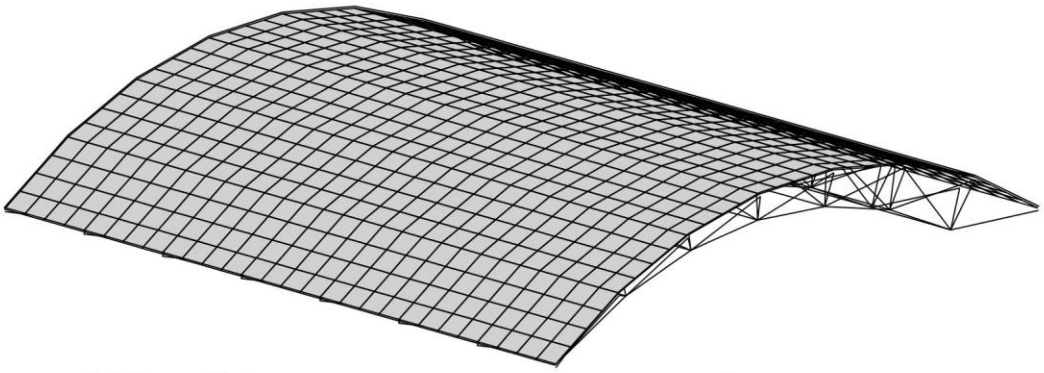


Рисунок 6.19 — Скінченноелементна модель циліндричного структурно-вантового покриття

У результаті розрахунку було отримано прогини циліндричного структурно-вантового покриття, які відображені у вигляді ізополей (рис. 6.20) та графіків (рис. 6.21).

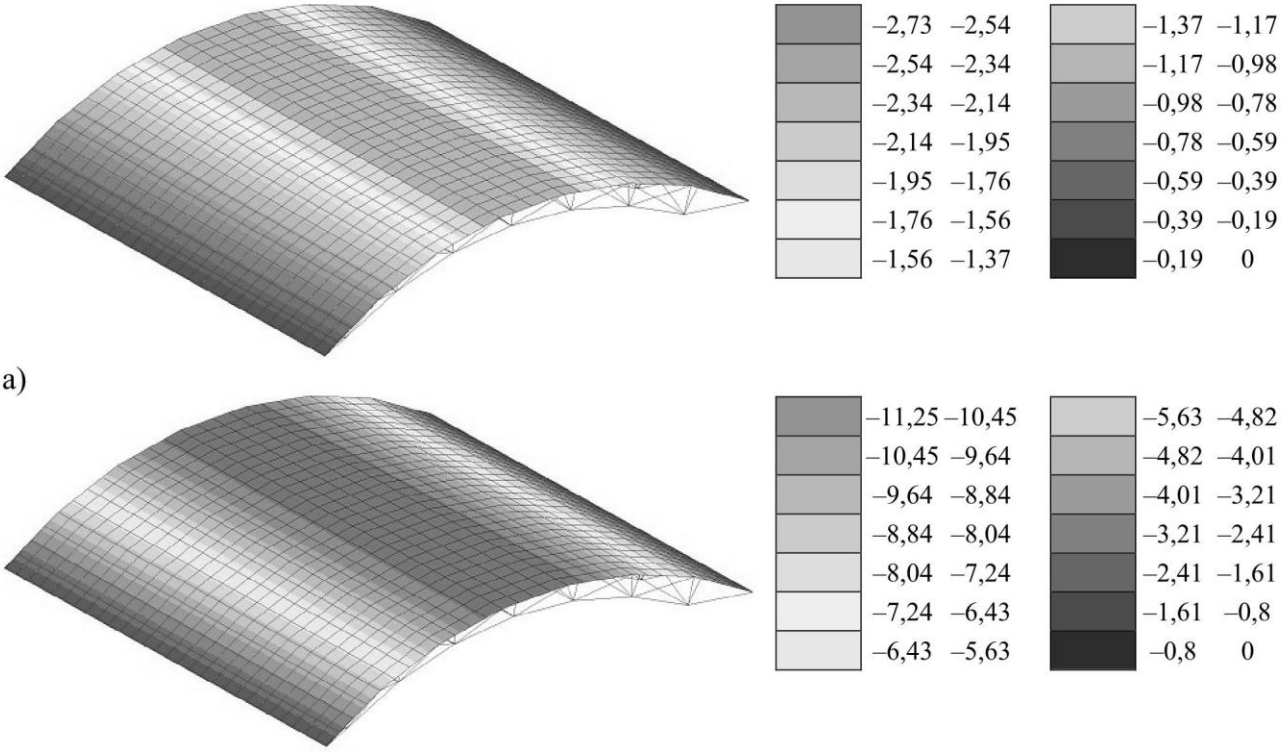


Рисунок 6.20 — Ізополя вертикальних переміщень верхнього пояса моделі циліндричного покриття, мм:

а) перша схема завантаження; б) друга схема завантаження

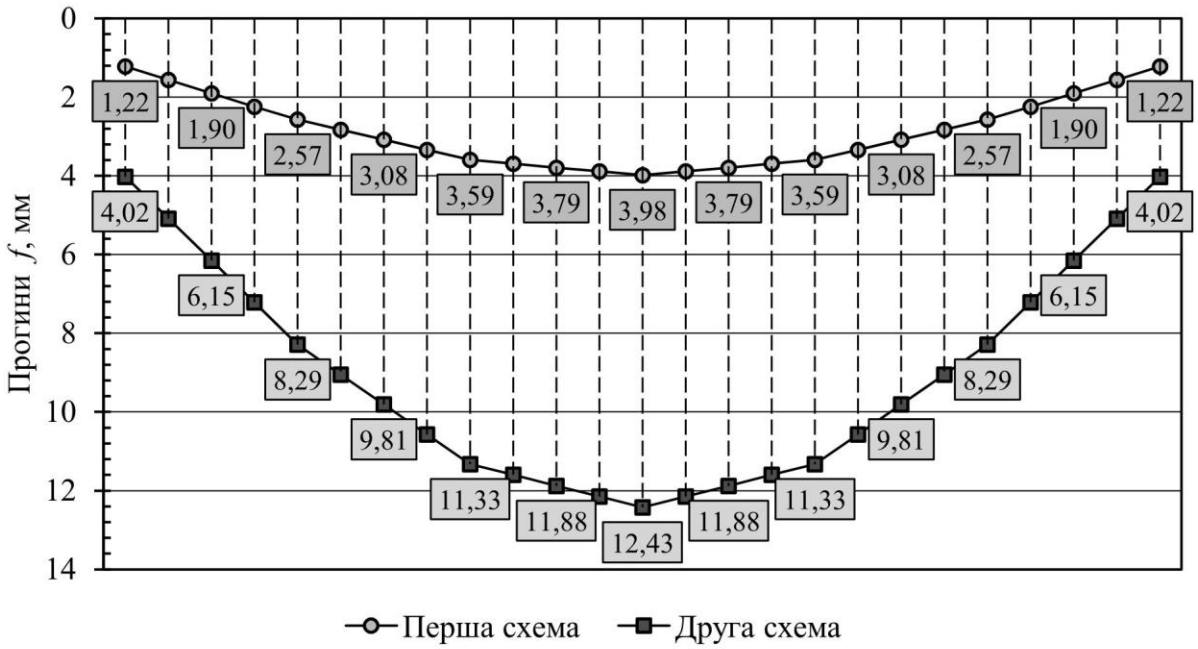


Рисунок 6.21 — Переміщення вузлів нижнього пояса циліндричного структурно-вантового покриття, отриманих чисельним методом, мм

Із рисунків 6.20 та 6.21 видно, що величина вертикальних переміщень моделі циліндричного структурно-вантового покриття залежить від величини прикладеного зовнішнього навантаження. Максимальні прогини у вузлах верхнього пояса моделі покриття при першій схемі завантаження дорівнюють 4,1 мм, при другій — 12,78 мм, а у вузлах нижнього пояса — 3,98 мм та 12,43 мм, що у відносному вираженні дорівнює $\approx l/180$ та $\approx l/60$ відповідно для першої і другої схем дослідження. Очевидним є те, що прогини моделі покриття при другій схемі завантаження значно перевищують допустимі f_u [65]. Однак це не є критичним для конструкцій виготовлених з вантів. Установлено, що характер деформування верхнього і нижнього поясів при різних схемах завантаження однакові (рис. 6.22), це свідчить про сумісність роботи складових елементів та ефективність створеного конструктивного рішення, оскільки, на відміну від класичних вантових конструкцій, місце прикладення зовнішньої сили не впливає на форму деформування конструкції, тому що верхній пояс забезпечує її згинальну жорсткість.

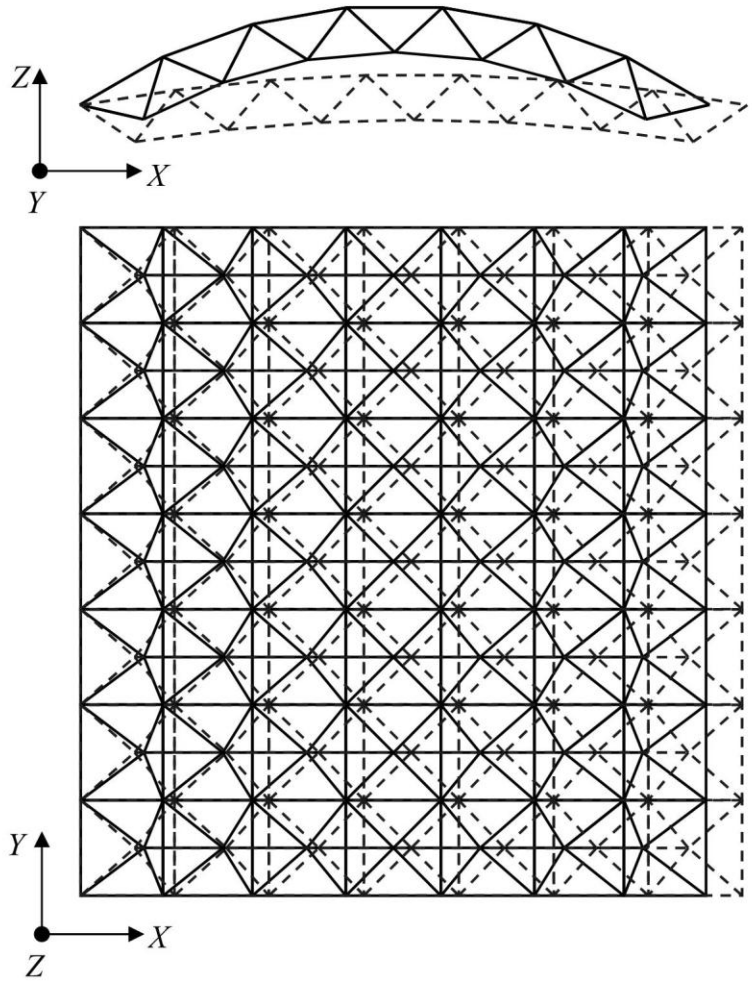


Рисунок 6.22 — Схема деформування моделі циліндричного структурно-вантового сталезалізобетонного покриття при різних схемах завантаження

Максимальних вертикальних переміщень конструкція зазнає в центральній частині прольоту. Причому схема деформування моделі циліндричного покриття має постійний характер уздовж всієї конструкції (в напрямку осі Y, рис. 6.22).

Результати чисельних розрахунків були порівняні із результатами експериментальних досліджень (рис. 3.22–3.24 та рис. 3.27–3.29). У наслідок порівняння результатів дослідження конструкції циліндричного покриття на дію зосередженого навантаження встановлено, що схеми деформування, отримані чисельним та експериментальним шляхом мають однакову тенденцію до зростання прогинів та в загальному схожий характер, однак подекуди мають певну розбіжність, яка виражена різною інтенсивністю збільшення прогинів вузлів центральної частини конструкції.

Із наведених графіків видно, що в центральній частині моделі покриття експериментально встановлені прогини більші, ніж ті, що встановлені чисельним методом. Можна зробити висновок, що місцева розбіжність у результатах може бути наслідком неточності виготовлення фізичних моделей структурно-вантового покриття та складності врахування роботи вузлових з'єднань при моделюванні чисельним методом, а також можливою податливістю вузлів та деформативністю вантових елементів.

Загалом отримані результати є задовільними і вказують на ефективність рішення створених конструкцій. Завдяки високій збіжності результатів розрахунку й експериментів застосування програмного забезпечення SCAD для інженерного розрахунку структурно-вантових конструкцій є обґрунтованим. Для цього можуть застосовуватися і інші аналогічні програмні комплекси. Підтвердженням цьому є чисельні порівняння результатів статичних розрахунків нових конструкцій програмними комплексами SCAD, Lira, Nastran тощо, проведених автором, а також у докторській дисертаційній роботі О. В. Нижника [121], де наведено порівняння результатів статичного розрахунку нового безбалкового перекриття зазначеними комплексами, розбіжність між якими не перевищує 5–7 %. Однак слід зазначити, що питання вибору програмного забезпечення з огляду на точність чи достовірність результатів для тих чи інших розрахунків не ставилося.

6.4. Чисельні дослідження напружено-деформованого стану компонентів просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції

Загальні дані. Метою чисельних досліджень було створити модель та встановити додаткові відомості про особливості роботи та напружено-деформований стан складових елементів просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій, які не вдалося отримати експериментальним шляхом і які б свідчили про ефективність створених конструкцій. Також слід зазначити, що метою цих досліджень не було створити моделі елементів

структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій (модуля чи елемента нижнього пояса) для інженерних розрахунків, і тому питання трудомісткості і тривалості її створення та пошуку рішення не розглядалися. Метою цих досліджень було встановити виключно нові дані, тому для цього створювалися якомога детальніші моделі (моделювання бетону, арматури, закладних деталей тощо), де затрачений час на побудову і розрахунок однієї з яких за допомогою комп'ютера на базі процесора AMD A64-3400M APU with Radeon HD Graphics 1.40 GHz та ОЗУ 4 Гб дорівнював 720 люд.-год., майже як і у випадку з фізичними експериментами. В цьому розділі наводяться лише остаточні результаті виконаних досліджень.

Граничні умови, спосіб завантаження та дослідні моделі приймалися такі самі, як і для експериментальних досліджень, результати яких відображені у четвертому розділі цієї роботи. Для отримання найбільш точних чисельних даних, пошук рішення здійснювався на різних моделях з різною розмірністю скінченноелементної сітки. Також для кожного окремого випадку здійснювалася верифікація отриманих числових даних. Моделювання конструкцій здійснювалося в системі Femap на базі вирішувача NX Nastran. Такий вибір обґрунтований тим, що цей програмний комплекс дозволяє виконувати аналіз міцності конструкцій та основні види інженерного аналізу, такі як лінійний статичний аналіз та має базові можливості для нелінійного аналізу — врахування таких нелінійностей, як геометрична (великі деформації, переміщення тощо) і фізична.

Відомості про прийняту модель матеріалу. При вирішені крайових задач механіки деформованого твердого тіла щодо напружено-деформованого стану — визначення в кожній точці тіла переміщень $U_i(\vec{x},t)$, деформацій $\varepsilon_{ij}(\vec{x},t)$ та напружень $\sigma_{mn}(\vec{x},t)$ застосовуються системи рівнянь статичної рівноваги, геометричних співвідношень та рівнянь фізичних моделей матеріалу [166]. Вважається, що в початковий момент t_0 в тілі величини $U_i(\vec{x},t)$, $\varepsilon_{ij}(\vec{x},t)$ та $\sigma_{mn}(\vec{x},t)$ є відомими або дорівнюють нулю. Тоді в тілі Ф,

а також на його поверхні Θ за проміжок часу Δt відбувається зміна навантаження з кроком n, тобто на момент t^{n+1} є прикладеними об'ємні $\breve{Q}_m(\vec{x};t)$, поверхневі $\breve{P}_m(\vec{x};t)$ та зосереджені $\breve{R}_m(\vec{x};t)$ сили.

Рівняння статичної рівноваги має вигляд [166]

$$\nabla_n \sigma^{mn} + \breve{Q}^n = 0, \tag{6.1}$$

де $\breve{Q}^n$ — навантаження, що задається.

Щодо геометричних співвідношень, то вважається, що деформації є сумісними, а при їх рівні у 2 % застосовується [166]

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^E + \varepsilon_{ij}^T + \varepsilon_{ij}^C + \varepsilon_{ij}^P. \tag{6.2}$$

Тобто загальні деформації ε_{ij} є алгебраїчною сумою пружних ε_{ij}^E, температурних ε_{ij}^T, повзучості ε_{ij}^C та пластичності ε_{ij}^P [166]. Слід зазначити, що пружні деформації є завжди, а інші — лише тоді, коли розглядається відповідна крайова задача, тобто у даному випадку $\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^E$.

Між напруженнями та пружними деформаціями існує однозначна залежність — закон Гука, тобто рівняння фізичних моделей матеріалу в елементарному об'ємі тіла для визначення його лінійно-пружних деформацій має вигляд

$$\sigma^{mn} = E^{mnij} \cdot \varepsilon_{ij}^E. \tag{6.3}$$

Ізотропний пружний матеріал задається незалежними пружними характеристиками — модулем Юнга E та коефіцієнтом Пуассона ν, та зв'язаним з ними залежністю (6.4) модулем зсуву.

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)}. \tag{6.4}$$

Рівняння для визначення пружно нелінійних деформацій виражаються у вигляді законів [166]:

- ✔ пружної зміни об'єму

$$\varepsilon_V^S = \frac{\sigma_V}{3k}, \tag{6.5}$$

де $\varepsilon_V^P = \varepsilon_V^C = 0$;

- зміни форми

$$e_{ij}^S = \varphi \cdot S_{ij};\ \varphi = 3\varepsilon_u^S / 2\sigma_u; \tag{6.6}$$

- рівняння стану, що визначається експериментально та задається у вигляді функціональної залежності

$$\sigma_u = K(\varepsilon_u^S), \tag{6.7}$$

де $k = k(\vec{x}; T)$ — модуль об'ємного стиску;

$\varepsilon_V = \delta_{ij} \cdot \varepsilon_{ij} / 3$ та $\sigma_V = \delta_{ij}\sigma_{ij} / 3$ — об'ємні деформації та напруження відповідно;

$e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \delta_{ij}\varepsilon_V$ та $S_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij}\sigma_V$ — компоненти девіаторних частин тензорів деформацій і напружень відповідно;

ε_u^S та σ_u — інтенсивності деформацій $\varepsilon_{ij}^S = \varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ij}^T$ та напружень σ_{ij} відповідно.

Оскільки модель матеріалу є пружною — усі деформації є зворотніми, а функціональна залежність (6.7) може задаватися в першому квадранті як крива розтягу, а в третьому — як крива стиску.

Рівняння статичної рівноваги, геометричні співвідношення та рівняння фізичної моделі матеріалу доповнюються граничними умовами другого роду $\sigma^{mn} V_n |_{\mathrm{Sr}} = \breve{P}^m$, а також зосередженими силами $\breve{R}_m$, що прикладені до вузлів скінченноелементної моделі [166].

В загальному випадку для проведення чисельних експериментів, зокрема тих, результати яких наведені у п.п. 6.4.1 і 6.4.4, була використана пружна модель матеріалу. Для цього було задано модуль пружності та коефіцієнт Пуассона. У загальному випадку, якщо не вказано інше, приймалося $E = 2{,}0 \ldots 2{,}1 \times 10^5$ МПа і $\nu = 0{,}3$ для сталі та $E = 3{,}20 \ldots 3{,}31 \times 10^4$ МПа і $\nu = 0{,}2$ для бетону.

Для досліджень, результати яких наведені у п.п. 6.4.2 та 6.4.3 була використана пружно нелінійна модель матеріалу (крім випадків де зазначено інше), яка враховувала його фізичну нелінійність. Для моделювання пружно нелінійного матеріалу додатково задавалася функціональна залежність типу «напруження — деформація». Для опису різних властивостей матеріалу при роботі на стиск і розтяг, зокрема бетону залежність $\sigma - \varepsilon$ задавалася у першому та

третьому квадрантах. Для опису властивостей сталі залежність $\sigma - \varepsilon$ задавалася у першому квадранті. Тип матеріалу у всіх випадках приймався ізотропний.

Слід зазначити, що залежності типу $\sigma - \varepsilon$ створювалися для всіх матеріалів (бетон, сталь труб і арматури, листова сталь тощо) (Додаток Г) на підставі результатів експериментальних випробувань стандартних зразків, наведених у четвертому розділі цієї роботи та у працях [39, 43, 69, 191, 384] або довідкових даних. Геометрія всіх моделей будувалася шляхом імпорту файлів ACIS з розширенням *sat*, які містили інформацію про тривимірні геометричні моделі побудованих за допомогою сторонньої системи автоматизованого проектування.

Відомості про скінченні елементи та тип аналізу. Для тривимірного моделювання та побудови скінченноелементної моделі конструкції було застосовано тип елементів SOLID Element Type. Такий елемент є об'ємним та застосовується для моделювання будь-яких тривимірних конструкцій.

Для побудови моделей досліджуваних конструкцій використовувалися скінченні елементи, які мали або лише форму тетраедра (коли моделі мали складну геометричну форму, зокрема наявність отворів, закруглень тощо (п.п. 6.4.1, 6.4.4)) або лише гексаедра (п.п. 6.4.2, 6.4.3). Опис цих елементів наведений у працях [166, 168]. Після розбиття тривимірної моделі конструкції на скінченні елементи було здійснено об'єднання вузлів, що співпадають (крім випадків де задавалися поверхні контакту (п.п. 6.4.4)). Це робилося для того щоб зв'язати скінченні елементи, що мали різні фізико-механічні властивості, наприклад бетон та арматурна сталь, оскільки їх створення здійснювалося не одночасно. Пошук рішення здійснювався з використанням програми *36..NX Nastran*, а тип аналізу — *10..Nonlinear Static* (п.п. 6.4.1–6.4.3) або *1..Static* (п.п. 6.4.4). Нелінійний аналіз здійснюється ітераційним методом.

В NX Nastran реалізований метод скінченних елементів, в якому шуканою величиною є вектор переміщень, який можна записати у матричному вигляді [166]

$$\{U\} = \{U_1; U_2; U_3\}^T. \tag{6.8}$$

Рішення крайової задачі в об'ємі тіла можна записати у вигляді [166]

$$U_n = U_n(\bar{x}; t) \tag{6.9}$$

Якщо ввести матрицю базисних функцій $[\zeta]$, то можна виконати тотожну заміну рівняння (6.9) [166]:

$$\{U\} = [\zeta]\{u\}_e, \tag{6.10}$$

де $\{u\}_e$ — вектор переміщень у вузлах скінченного елемента

$$\{u\}_e = \{(u_1, u_2, u_3)_1, \ldots, (u_1, u_2, u_3)_m, \ldots, (u_1, u_2, u_3)_M\}^T;\ m = 1, 2, 3, \ldots M \tag{6.11}$$

де $(u_1, u_2, u_3)_m$ — переміщення m-го вузла скінченного елемента.

$$[\zeta] = \left[[\zeta]_1, [\zeta]_2, \ldots, [\zeta]_M\right]. \tag{6.12}$$

$$[\zeta]_m = \begin{bmatrix} \varphi_m^e & 0 & 0 \\ 0 & \varphi_m^e & 0 \\ 0 & 0 & \varphi_m^e \end{bmatrix}, \tag{6.13}$$

де φ_m^e — базисна функція скінченного елемента, що відповідає вузлу m в межах скінченних елементів об'єму тіла Ф .

Для будь-якої точки скінченного елемента вектор повних деформацій [166]

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_{11}, \varepsilon_{22}, \varepsilon_{33}, \vartheta_{12}, \vartheta_{23}, \vartheta_{31}\}^T, \tag{6.14}$$

та напружень [166]

$$\{\sigma\} = \{\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}, \sigma_{12}, \sigma_{23}, \sigma_{31}\}^T, \tag{6.15}$$

де $\vartheta_{mm} = 2\varepsilon_{mn}$ при $m \neq n$.

$$\{\varepsilon\} = [B]\{q\}_e, \tag{6.16}$$

де $[B]$ — матриця диференціювання

$$[B] = \left[[B]_1, [B]_2, \ldots, [B]_M\right], \tag{6.17}$$

де для декартової системи координат

$$[B] = \begin{bmatrix} \partial\varphi_m^e/\partial x_1 & 0 & 0 \\ 0 & \partial\varphi_m^e/\partial x_2 & 0 \\ 0 & 0 & \partial\varphi_m^e/\partial x_3 \\ \partial\varphi_m^e/\partial x_2 & \partial\varphi_m^e/\partial x_1 & 0 \\ 0 & \partial\varphi_m^e/\partial x_3 & \partial\varphi_m^e/\partial x_2 \\ \partial\varphi_m^e/\partial x_3 & 0 & \partial\varphi_m^e/\partial x_1 \end{bmatrix}. \tag{6.18}$$

Лінійний закон Гука (6.3) можна записати у вигляді

$$\{\sigma\} = [D]\{e^E\}, \tag{6.19}$$

де $[D]$ — матриця модулів пружності, визначається за (6.20) [166].

$$[D]=\frac{E}{1+\nu}\cdot\begin{pmatrix}\frac{1-\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & 0 & 0 & 0\\ \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{1-\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & 0 & 0 & 0\\ \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{1-\nu}{1-2\nu} & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0{,}5 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0{,}5 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0{,}5\end{pmatrix}, \tag{6.20}$$

де ν — коефіцієнт Пуассона;

E — модуль Юнга.

Тоді система алгебраїчних рівнянь крайової задачі відносно глобального вектора $\{u\}$ значень вузлових переміщень [166]

$$[K]\{u\}=\{P\}+\{Q\}+\{H\}, \tag{6.21}$$

де

$$[K]=\sum_e[K]_e\ ;\ \{P\}=\sum_e\{P\}_e\ ,\ \{Q\}=\sum_e\{Q\}_e\ ,\ \{H\}=\sum_e\{H\}_e \tag{6.22}$$

де

$$[K]_e=\int_{\Phi^e}[B]^T[D][B]d\Phi; \tag{6.23}$$

$$[P]_e=\int_{\Phi^e}[\zeta]^T\{\breve{Q}\}d\Phi+\int_{\Theta_p^e}[\zeta]^T\{\breve{P}\}dS+[\zeta]^T\{\breve{R}\}. \tag{6.24}$$

Вектор $\{P\}$ обумовлений зовнішніми навантаженнями, вектори $\{Q\}$ та $\{H\}$ відображають відповідно вплив температури та незворотні деформації [166]. В даних дослідженнях $\{Q\}$ та $\{H\}$ не розглядаються, тому $[K]\{u\}=\{P\}$.

6.4.1. Дослідження елементів нижнього пояса

Чисельне дослідження напружено-деформованого стану елемента нижнього пояса виконано на прикладі експериментального зразка [299]. Дослідження елемента нижнього пояса виконувалося з урахуванням фізико-механічних характеристик матеріалів, які були отримані експериментально (п. 5.3). Пошук рішення здійснювався в пружній постановці. Модель елемента нижнього пояса завантажувалася осьовою силою, величина якої дорівнювала експериментально визначеному максимальному внутрішньому зусиллі $N_{\max}$ (рис. 5.71).

Для отримання об’єктивних числових даних було визначено розміри скінченних елементів при яких досягається збіжність результатів. Пошук таких розмірів скінченних елементів здійснювався шляхом порівняння результатів аналітичного і чисельного розрахунків пружної моделі простої геометричної фігури (рис. 6.23). Для спрощення як об’єкт дослідження було прийнято куб зі стороною 1 м, який завантажений одиничною силою. Модуль пружності сталі прийнято $E=2{,}0\times10^5$ МПа.

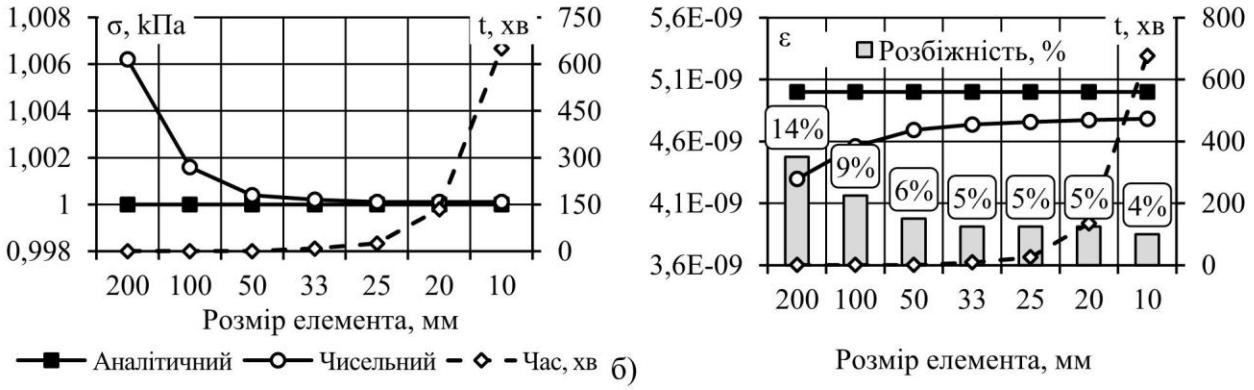


Рисунок 6.23 — Результати аналітичного і чисельного розрахунків:
а) збіжність напружень; б) збіжність деформацій

Шляхом поступового зменшення розміру скінченного елемента в діапазоні від 200 мм до 10 мм установлено його розмір, при якому розбіжність між аналітичними і чисельними даними не перевищувала 1 % та 5 % відповідно для напружень та деформацій. У результаті дослідження встановлено, що прийнятний розмір скінченного елемента для моделювання роботи нижнього пояса не повинен бути більший ніж 10 мм. Однак, зважаючи на те, що геометрія деталей нижнього пояса включала значну кількість криволінійних ділянок та закруглень, у таких місцях розмір скінченного елемента міг зменшуватися до 2 мм. Додаткове розбиття скінченноелементної моделі виконувалося також у місцях розташування зварного шва та в місцях контактних поверхонь. Зважаючи на це, було додатково проведено пошук прийнятного розміру скінченного елемента в місцях заокруглення. Дослідження виконувалося на моделі нижнього пояса в пружній постановці. Збіжність напружень перевірялася у двох найбільш характерних перерізах нижнього пояса (рис. 6.24).

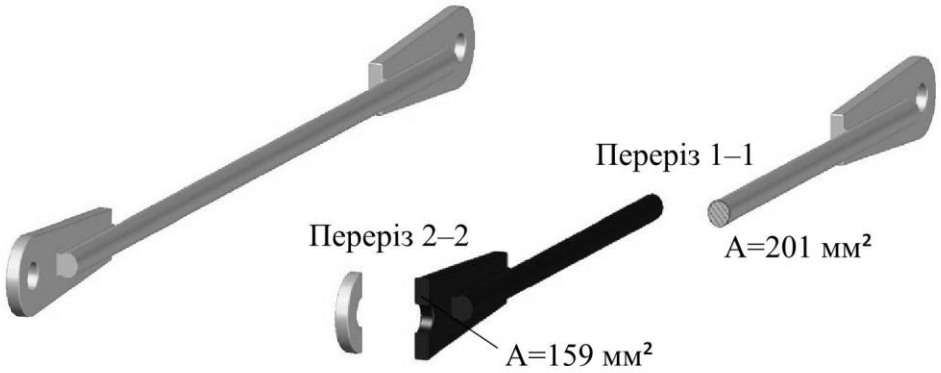
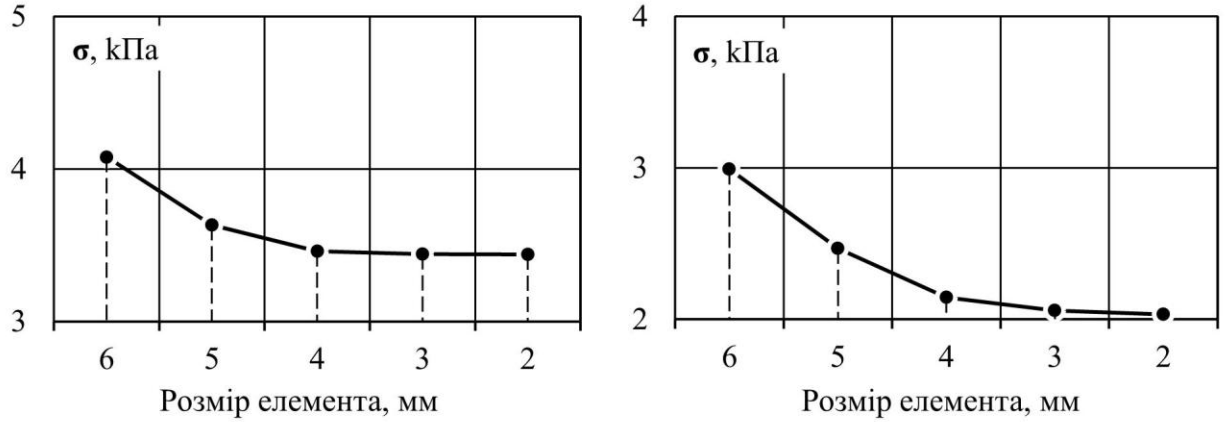


Рисунок 6.24 — Тривимірна модель та досліджувані перерізи нижнього пояса структурно-вантової конструкції [299]

Було розраховано п’ять моделей нижнього пояса з розмірами найбільшої сторони елемента 6, 5, 4, 3 та 2 мм. Результати відображені на графіках (рис. 6.25), на яких показано інтенсивність збігу напружень Мізеса. З графіків видно, що задовільна збіжність чисельних даних досягається при розмірі скінченного елемента, що дорівнює 2 мм.



а) б)

Рисунок 6.25 — Визначення збіжності результатів у досліджуваних перерізах:
а) переріз 1–1; б) переріз 2–2

Узагальнивши дані дослідження, було встановлено розміри скінченного елемента для дослідження напружено-деформованого стану нижнього пояса. Таким чином, для побудови моделі нижнього пояса необхідно застосовувати елементи з розмірами в діапазоні від 2 мм до 10 мм.

Використовуючи результати дослідження, було побудовано скінченноелементну модель нижнього пояса та накладено граничні умови, які найбільш чітко відповідають експериментальним. Результати рішення відображено у вигляді ізополей напружень σ_x (рис. 6.26).

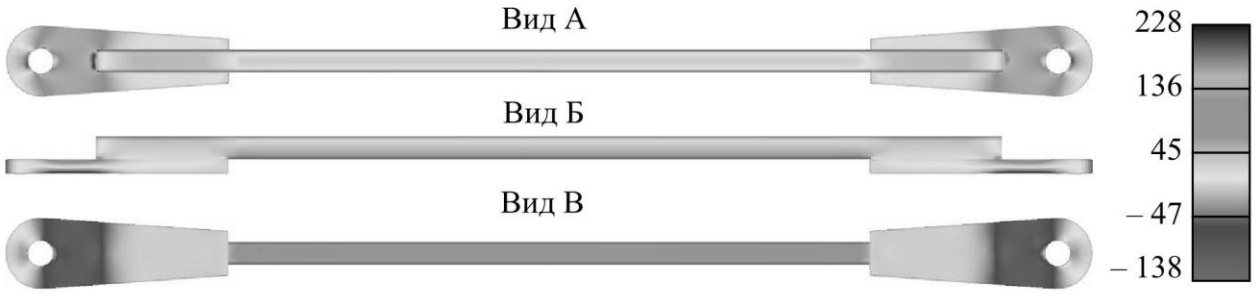


Рисунок 6.26 — Нормальні напруження σ_x, МПа

Деформована схема нижнього пояса, яка отримана у результаті чисельного розрахунку, цілком відповідає експериментально встановленій (рис. 6.27).

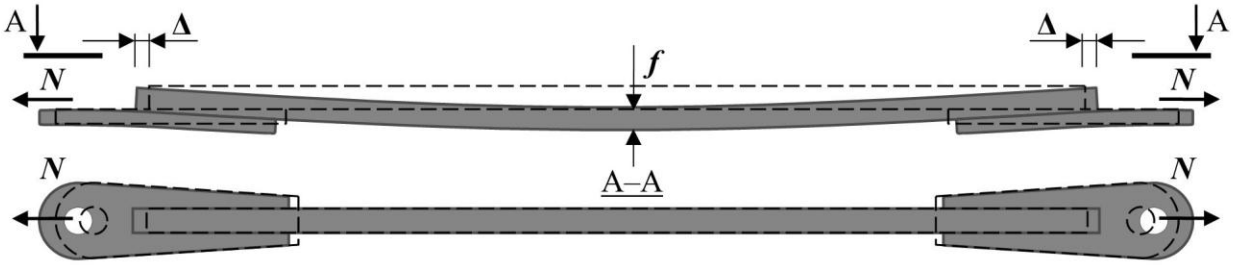


Рисунок 6.27 — Схема деформування нижнього пояса [299]

Моделювання роботи нижнього пояса при дії осьової сили дозволило ґрунтовно оцінити його напружено-деформований стан, та визначити ділянки де відбудеться руйнування (перерізі 2–2) через досягнення граничних напружень $[\sigma]$.

Результати чисельних рішень були порівняні з експериментальними даними (рис. 6.28–6.30) [299]. Порівняння показало добру збіжність отриманих результатів. Середнє значення розбіжності порівнюваних даних не перевищувало 13 %.

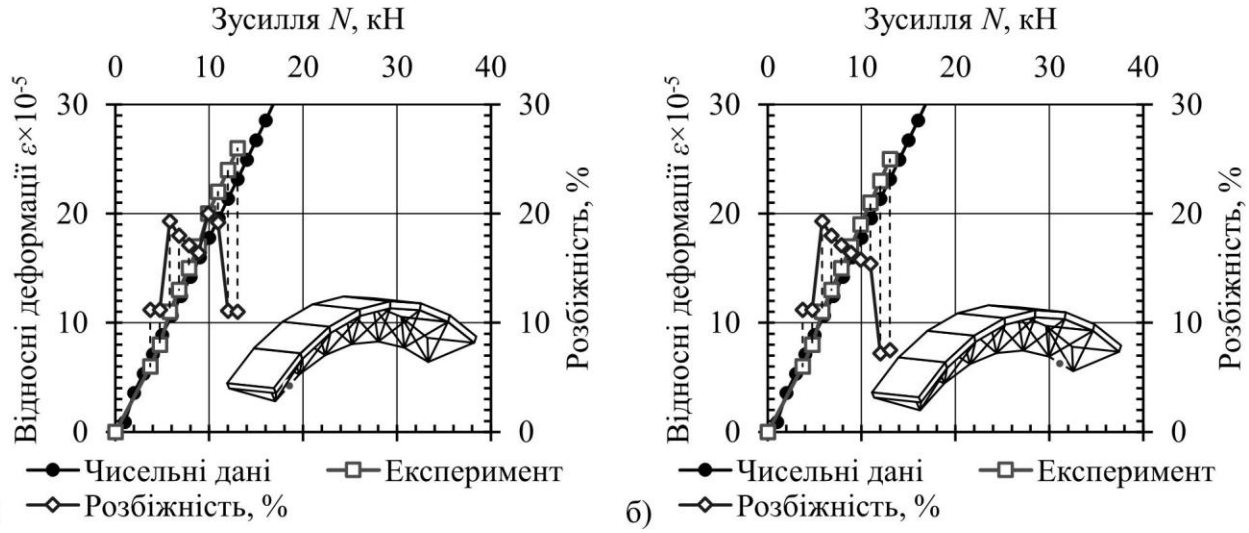


Рисунок 6.28 — Порівняння експериментальної та чисельної залежності $\varepsilon - N$ для елементів нижнього пояса

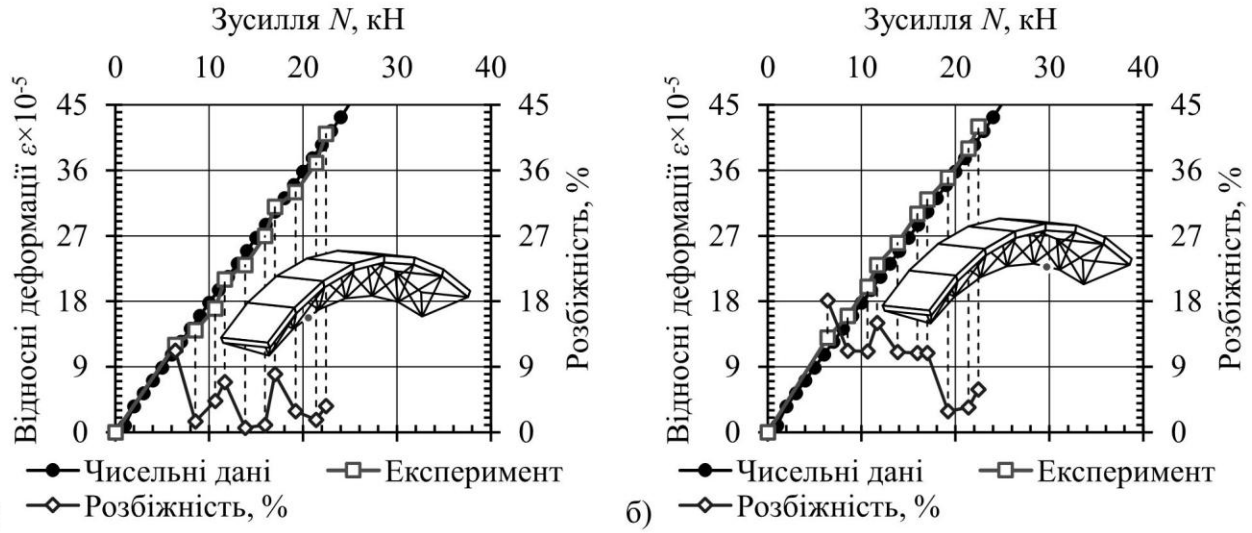


Рисунок 6.29 — Порівняння експериментальної та чисельної залежності $\varepsilon - N$ для елементів нижнього пояса

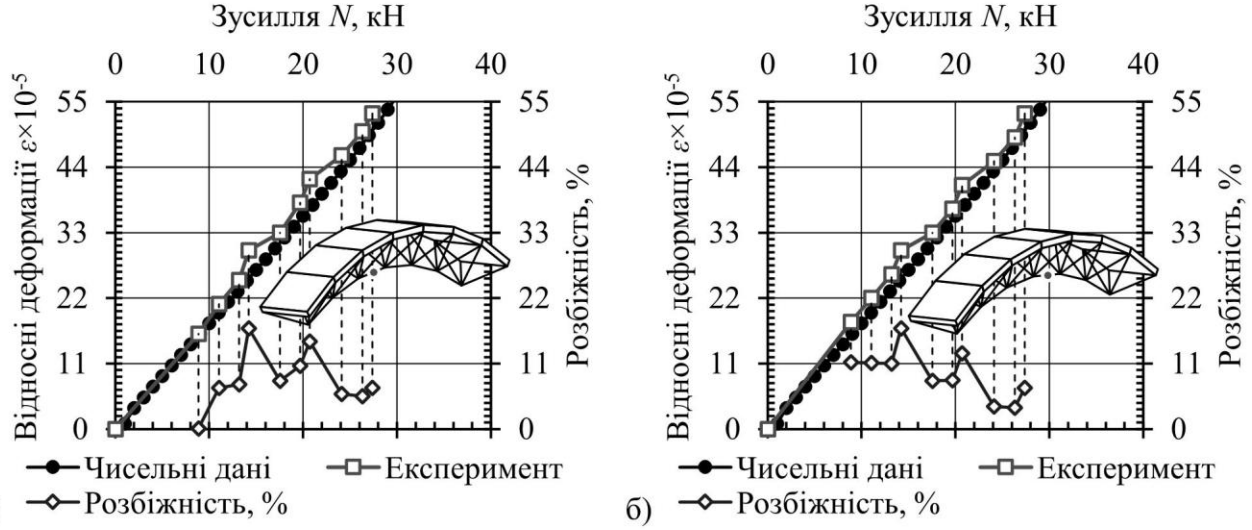


Рисунок 6.29 — Порівняння експериментальної та чисельної залежності $\varepsilon - N$ для елементів нижнього пояса

Проведені чисельні дослідження показали ефективність запропонованого конструктивного рішення елементів нижнього пояса створеної конструкції, а також дозволили повною мірою оцінити його напружено-деформований стан.

6.4.2. Дослідження залізобетонних плит просторових сталезалізобетонних модулів

Дослідження виконувалося за схемою, згідно з якою місця прикладення поперечної сили розташовувалися на однаковій відстані від геометричного центра плити. Закріплення конструкції моделювалося накладанням в’язей на

вузли скінченних елементів зі ступенями вільності, що відповідали шарнірно нерухомим опорам. Особливості роботи та напружено-деформований стан плит досліджувалися на плоских (розрахунок виконувався у пружній постановці в програмному комплексі SCAD) і об'ємних моделях (розрахунок виконувався в нелінійній постановці в програмному комплексі Femap). Розрахункові схеми плоскої і об'ємної моделі наведено на рисунку 6.31.

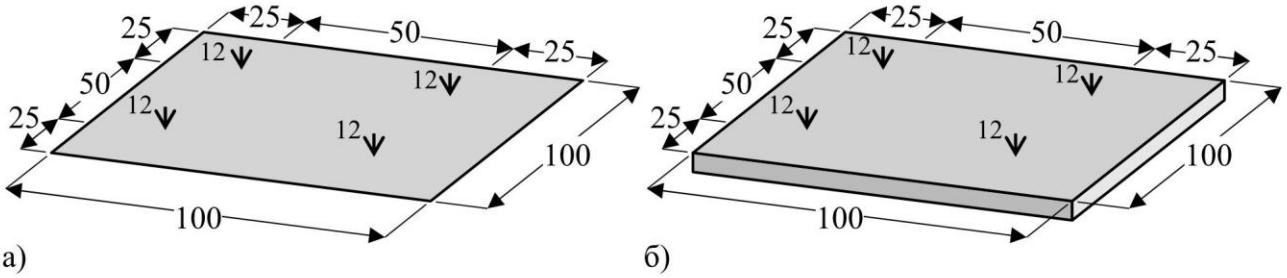


Рисунок 6.31 — Розрахункова плоска (а) та об'ємна (б) схеми залізобетонної плити при дії поперечної сили:

Примітки: 1. Геометричні розміри наведені в сантиметрах (см). 2. Вимірник прикладеної сили — кілоньютон (кН).

Слід зауважити, що плоскі моделі були розраховані з різними типами плоских елементів (елементи плити й елементи оболонки), на які накладалися різні обмеження. Типи плити мали однакові ступені вільності Z, U_x, U_y, але різну кількість вузлів; типи оболонки мали ступені вільності X, Y, Z, U_x, U_y, U_z і також різну кількість вузлів. При виконанні чисельного розрахунку кожної зі схем розглядалося по декілька скінченноелементних моделей з різним ступенем подрібнення на скінченні елементи. На рисунку 6.32 наведено плоскі скінченноелементні моделі, а на рисунку 6.33 — об'ємні моделі. Для побудови скінченноелементної сітки плоских моделей застосовувалися чотири- та восьмивузлові елементи, а для побудови об'ємної моделі були використані восьмивузлові скінченні елементи. В обох випадках були використані скінченні елементи з правильною геометричною формою й параметрами згідно з [155, 158, 238], а саме плоскі елементи — у формі квадрата, а об'ємні — у формі куба.

Виконавши розрахунок наведених моделей, було отримано значення внутрішніх зусиль: згинальний момент M_x і M_y, поперечну силу Q_x і Q_y, напруження σ_x і σ_y тощо.

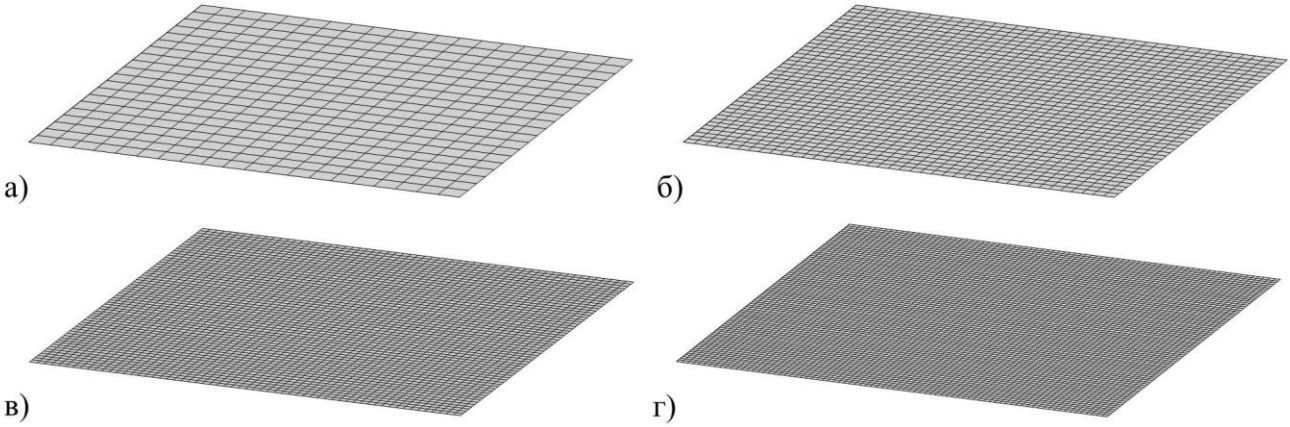


Рисунок 6.32 — Скінченноелементні моделі залізобетонної плити просторового сталезалізобетонного модуля:

а) модель 20×20; б) модель 40×40; в) модель 60×60; г) модель 80×80

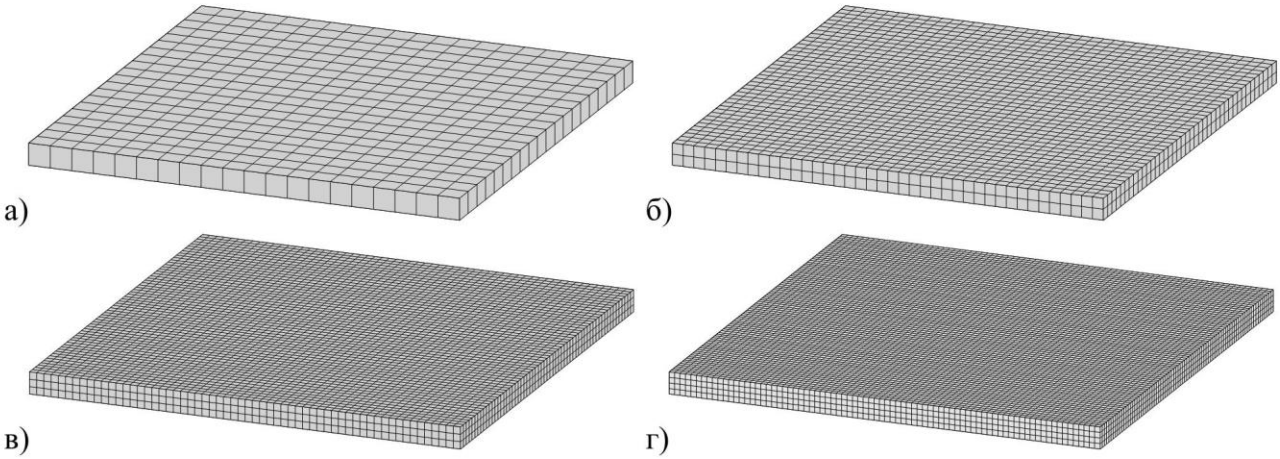


Рисунок 6.33 — Скінченноелементні моделі залізобетонної плити просторового сталезалізобетонного модуля:

а) модель 20×20×1; б) модель 40×40×2; в) модель 60×60×3; г) модель 80×80×4

Було виконано аналіз отриманих даних з метою встановити їх збіжність та визначити точність результатів. Було проаналізовано результати розрахунку плоских і об’ємних моделей. На рисунку 6.34 показано збіжність прогинів для плоских і об’ємних моделей. З графіків видно, що практична збіжність прогинів плити досягається достатньо швидко, тому для визначення прогинів плити в межах похибки 5 % для плоских моделей достатньо сітки 40×40, а для об’ємних моделей — 60×60×3. Однак інша ситуація склалася із збіжністю напружень. Проблема складності досягнення практичної збіжності напружень інколи має місце при скінченноелементному аналізу конструкцій на дію зосередженої сили. Доказом цьому може слугувати приклад, наведений у роботі [158], який

демонструє порівняння результатів розрахунку шарнірно закріпленої пластини при дії рівномірно розподіленого навантаження та зосередженої сили. Порівняння показали, що швидкість збігання результатів моделювання при дії зосередженої сили є меншою, ніж при дії рівномірно розподіленого навантаження. Результати аналізу збіжності напружень для об'ємних моделей наведені на рисунку 6.35.

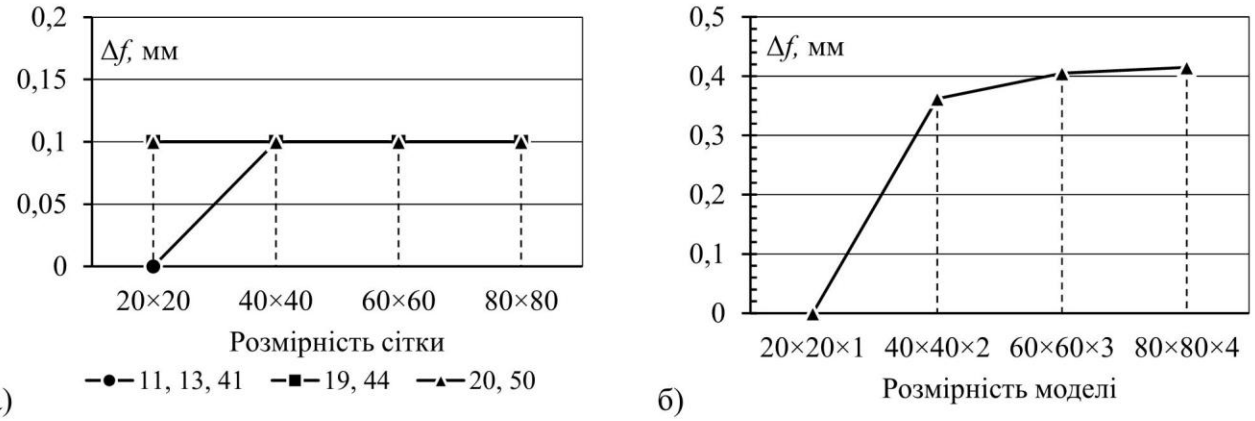


Рисунок 6.34 — Збіжність результатів розрахунку прогинів моделей плити на дію зосередженої сили залежно від розміру і типу скінченного елемента:

а) плоска модель; б) об'ємна модель

Примітки: 1. Графіки показують розбіжність прогинів Δf (різниця між найменшим і i-им результатом), мм. 2. За «нуль» приймається мінімальне значення прогину. 3. Суцільними лініями з маркерами показано швидкість збігання прогинів для певного типу скінченного елемента.

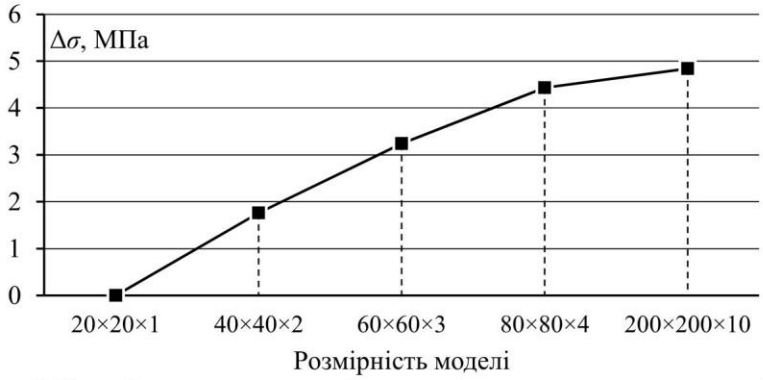
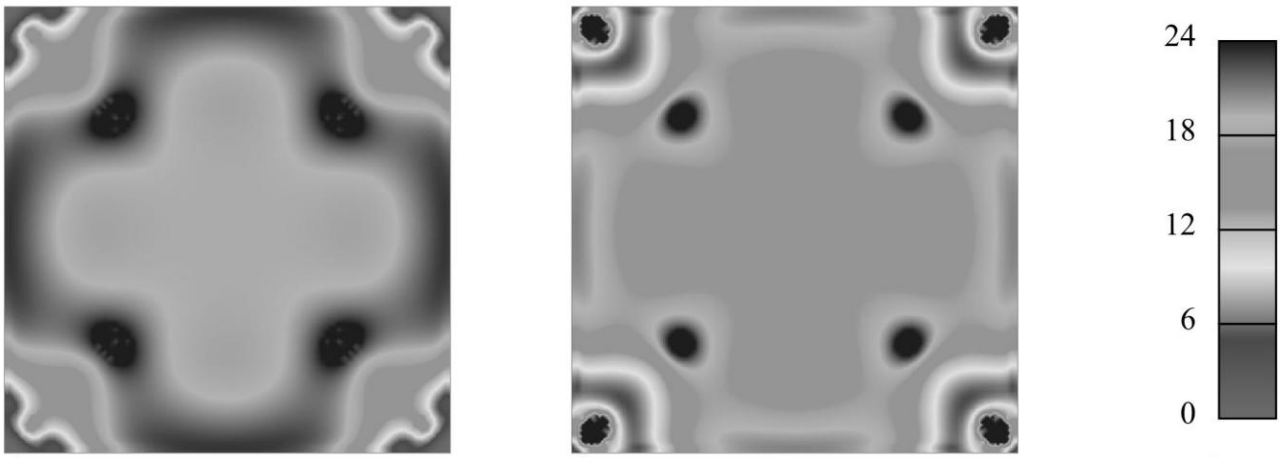


Рисунок 6.35 — Збіжність результатів розрахунку напружень (МПа) об'ємних моделей на дію зосередженої сили залежно від розміру скінченного елемента

З графіка видно, що досягти практичної збіжності результатів удалося лише при розмірності моделі 200×200×10, тобто розмір скінченного елемента дорівнював 5×5×5 мм. Слід зауважити, що мала швидкість збігання результатів розрахунку стосується лише екстремальних значень, у цілому, по всій плиті зусилля мають кращу збіжність, яка дозволяє в межах допустимої похибки виконати аналіз напружено-деформованого стану конструкції. Для більш об'єктивного аналізу

досліджуваної конструкції в роботі [158] рекомендується не приймати до уваги шукані значення в місцях, розташованих у безпосередній близькості до місця прикладення сили. Таким чином, проаналізувавши результати чисельного розрахунку та виконавши їх порівняння, встановлено, що для аналізу напружено-деформованого стану залізобетонних плит треба приймати скінченноелементну модель з розмірністю не крупніше ніж 200×200×10.

Слід зазначити, що об'ємні моделі включали як бетон так і арматуру, яка моделювалася окремими стрижнями квадратного поперечного перерізу площею еквівалентною площі арматурним стрижням круглого перерізу використаних при армуванні реальної конструкції (п. 4.1). Результати розрахунку моделі з розмірністю 200×200×10 відображені у вигляді ізополей напружень. Як основний критерій міцності дослідних конструкцій прийнято такий її стан коли максимальні напруження досягають значень, що відповідають межі міцності матеріалу, тобто після проведення розрахунку моделей дослідних конструкцій на навантаження аналогічне експериментальному вважалося, що конструкція руйнуються в тих місцях де діють граничні напруження. На рисунку 6.36 наведено розподіл напружень Мізеса $\sigma_{vonMises}$ по тілу плити.



а) б) в)

Рисунок 6.36 — Розподіл напружень по тілу плити за Мізесом $\sigma_{vonMises}$, МПа:

а) вид зверху; б) вид знизу; в) шкала напружень

На підставі детального аналізу ізополей напружень $\sigma_{vonMises}$, отриманих чисельним методом, виявлено вразливі ділянки конструкції — місця обпирання та прикладення зосередженої сили, а також бічні ділянки плити (рис. 6.37) [39].

Визначений шляхом моделювання напружено-деформований стан залізобетонної плити кореспондується з результатами експериментальних досліджень, а ділянки з найбільшими напруженнями відповідають характеру руйнування експериментальних зразків. Чисельні дані було порівняно із результатами експериментальних досліджень. Результати порівняння для найбільш характерних ділянок плити відображені у вигляді графіків (рис. 6.38, 6.39).

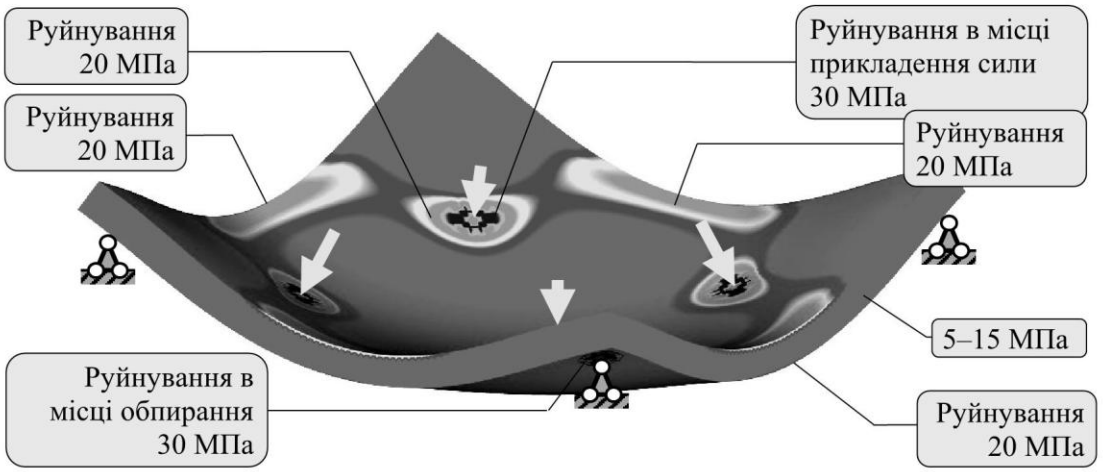


Рисунок 6.37 — Характер розподілу напружень в залізобетонній плиті

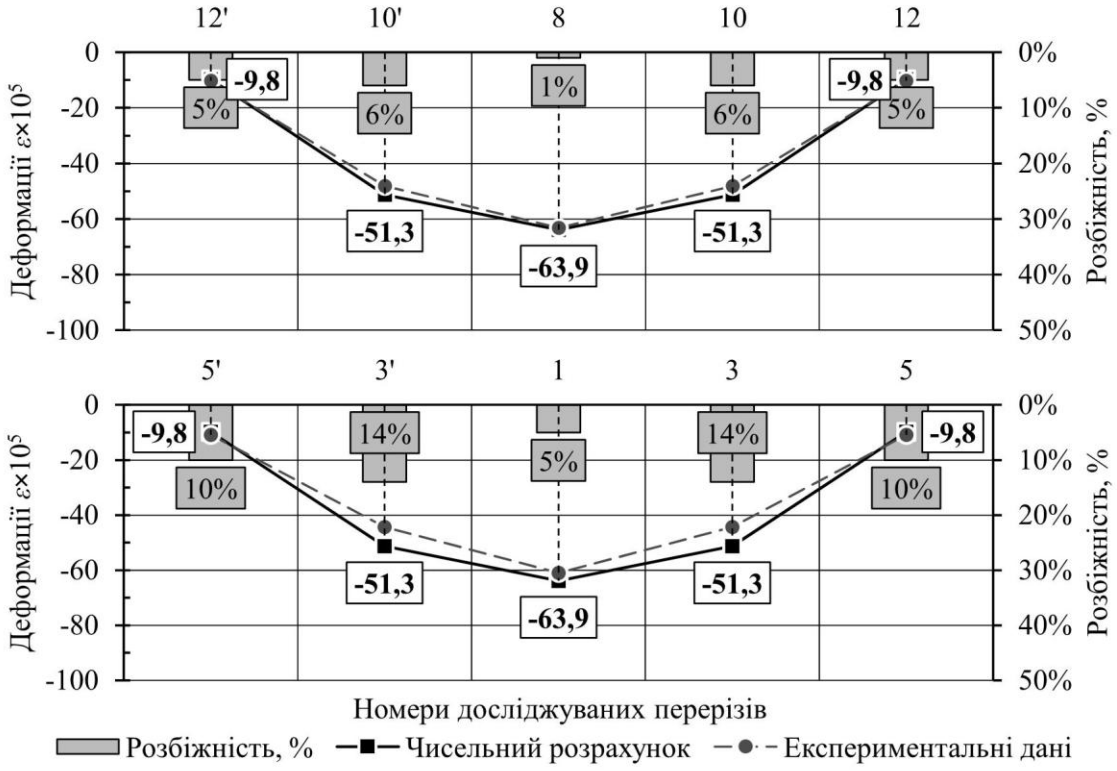


Рисунок 6.38 — Порівняння поздовжніх відносних деформацій, отриманих чисельним розрахунком, із результатами експериментальних досліджень

Примітка. Номери досліджуваних перерізів відповідають номерам тензорезисторів, що розміщувалися на дослідному зразку згідно зі схемою, котра наведена на рисунку 4.9.

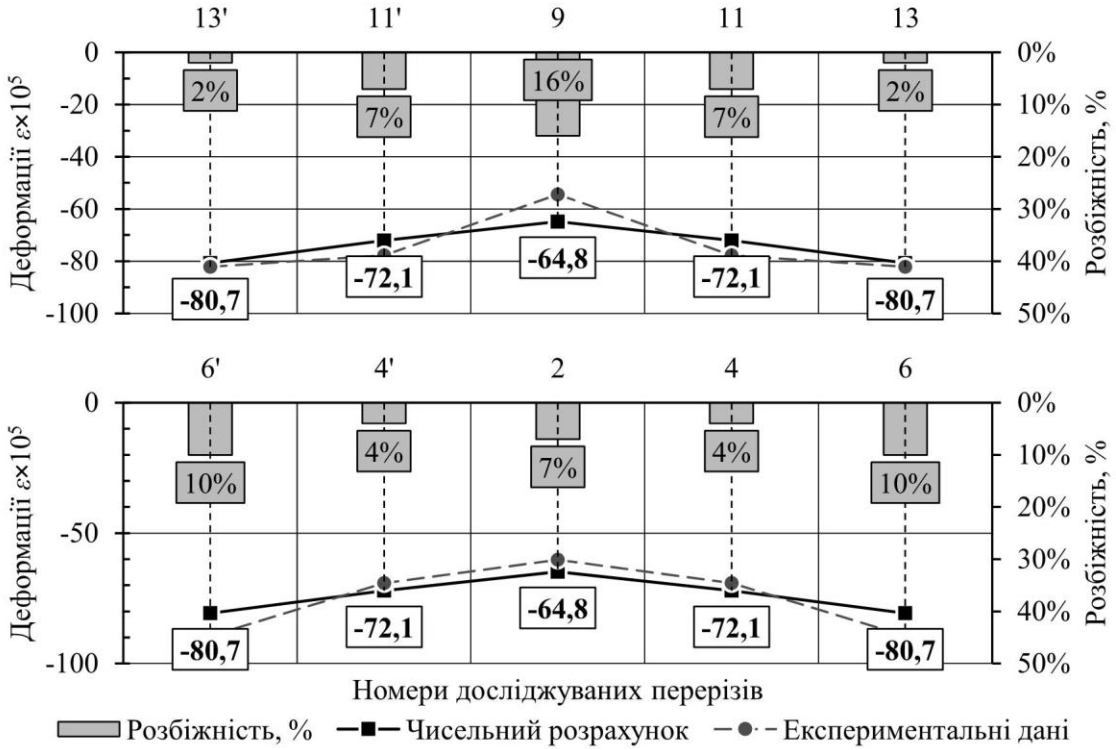


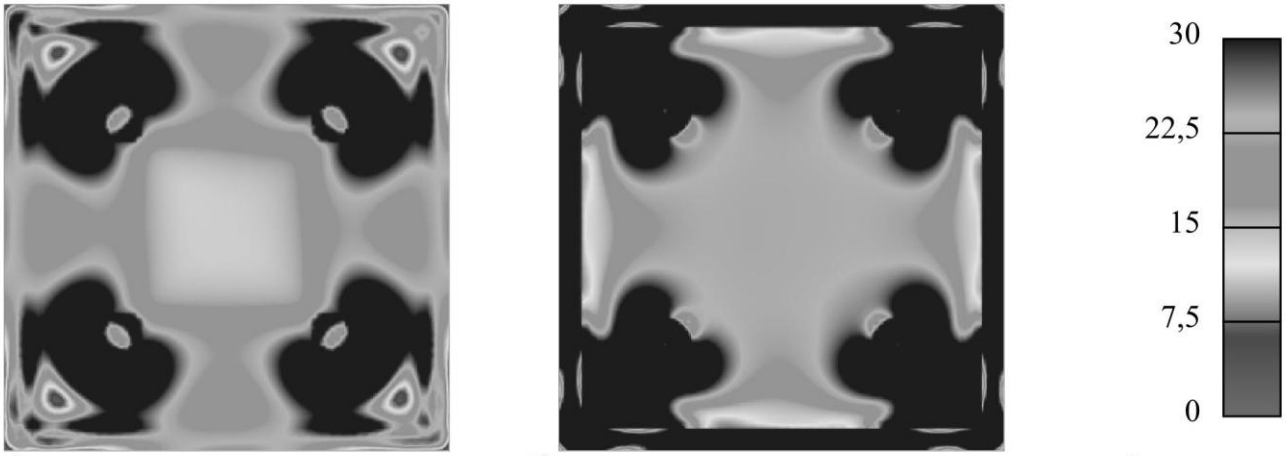
Рисунок 6.39 — Порівняння поперечних відносних деформацій, отриманих чисельним розрахунком, з результатами експериментальних досліджень

Із наведених графіків видно, що отримані результати мають добру збіжність з результатами експериментальних досліджень. У середньому розбіжність результатів знаходиться в межах 7 %, що дозволяє об'єктивно оцінити напружено-деформований стан плити, оскільки більшою мірою ця розбіжність спричинена не стільки точністю розрахунку, скільки невідповідністю реальної роботи конструкції розрахунковій схемі та складністю це врахувати при моделюванні. Причинами цьому можуть бути: невідповідність геометрії конструкції проектним розмірам (недосконалості геометрії); неточності у виготовленні, накладанні в'язей, прикладанні навантаження; неоднорідність матеріалу; нелінійна залежність деформування бетону тощо. Усе це в сукупності може сформувати зазначену розбіжність [39].

6.4.3. Дослідження армоцементних плит просторових сталезалізобетонних модулів

При виконанні комп'ютерного моделювання роботи армоцементної плити при дії зовнішнього навантаження було використано результати та отриманий

досвід дослідження залізобетонної плити в попередньому пункті, тому для вивчення напружено-деформованого стану армоцементної плити застосовано об'ємну модель зі скінченних елементів, які мали розміри не крупніше ніж 5×5×5 мм. Як дослідну модель узято армоцементну плиту таких самих розмірів, що і для експериментальних досліджень з аналогічними фізико-механічними властивостями матеріалів. Модель армоцементної плити включала бетон, стрижневу арматуру (моделювалася аналогічно як для залізобетонної плити) в ребрах жорсткості та арматурні сітки, кожна з яких моделювалися суцільним об'єктом висотою 1 мм. На рисунку 6.40 відображені результати комп'ютерного моделювання роботи армоцементної плити на дію зосередженої сили. Результати відображені у вигляді ізополей напружень $\sigma_{vonMises}$ [384].



а) б) в)

Рисунок 6.40 — Розподіл напружень Мізеса $\sigma_{vonMises}$ по тілу плити, МПа:

а) вид зверху; б) вид знизу; в) шкала напружень

З рисунка видно, що в армоцементній плиті напруження розподіляються симетрично відносно осей симетрії. Максимальні напруження виникають у ребрах жорсткості та в місцях прикладення зосередженої сили на нижній поверхні армоцементної плити, а також по її верхній грані вздовж осі в місцях зменшення площі поперечного перерізу (в місцях переходу плити до ребер жорсткості). Для визначення найбільш уразливих та схильних до руйнування ділянок було виконано детальний аналіз розподілу напружень $\sigma_{vonMises}$. Результати аналізу наведено на рисунку 6.41, де відображено зони, в яких діють напруження в діапазоні 20…30 МПа, тобто напруження, при яких імовірне руйнування.



Рисунок 6.41 — Зонування напружень $\sigma_{vonMises}$ в армоцементній плиті на ділянки з найбільшими значеннями

Із наведеного розподілу критичних напружень у тілі армоцементної плити видно, що найбільш напруженими є ділянки, які: розташовані в безпосередній близькості до прикладення зосередженої сили як по верху, так і знизу плити ①; знаходяться в проміжку між місцем прикладення зосередженої сили та опорною ділянкою ②; у місцях обпирання плити ③; розташовані на нижній грані ребер жорсткості ④. Визначені зони з найбільшими напруженнями повністю співпадають з тими, що отримані експериментальним шляхом. Добре прослідковується збіг результатів комп'ютерного і фізичного експериментів при визначенні характеру руйнування опорної частини плити (рис. 6.42) [384].

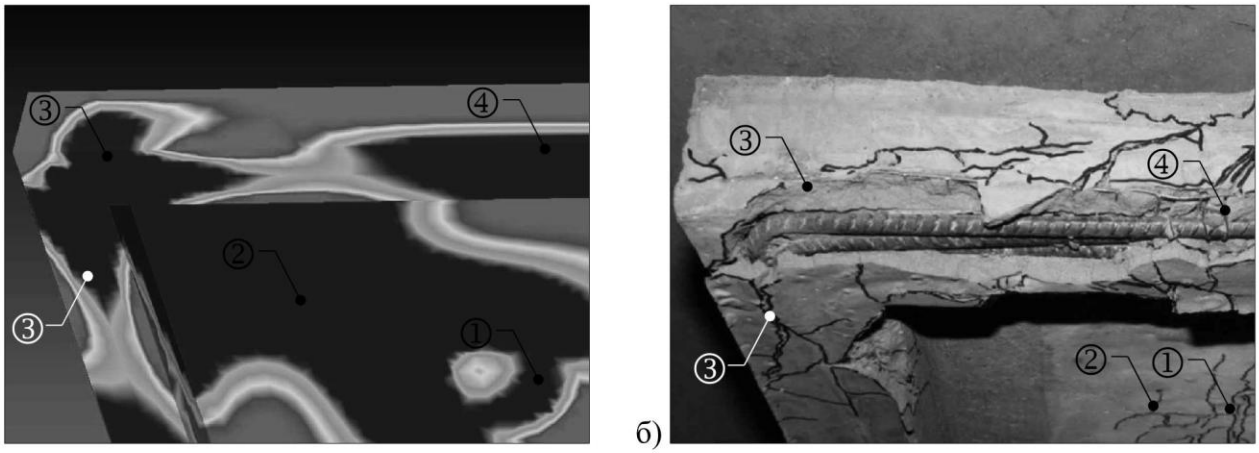


Рисунок 6.42 — Порівняння характеру руйнування опорної частини армоцементної плити, отриманого комп'ютерним моделюванням та експериментальним шляхом

Примітка. Нумерація зон руйнування відповідає рисунку 6.41.

Наведені результати у вигляді ізополей напружень демонструють те, що комп'ютерний експеримент над математичною моделлю, яка є чисельною

реалізацією реальної конструкції, випробуваної на аналогічне навантаження при однакових граничних умовах, дозволив отримати дійсну картину розподілу напружень по її тілу. Таким чином, можна стверджувати про достовірність отриманих результатів та про можливість застосування розробленої методики комп'ютерного експерименту для дослідження створених конструкцій при дії інших навантажень і впливів.

6.4.4. Дослідження просторових сталезалізобетонних модулів

Постановка задачі. Комп'ютерний експеримент слугує засобом розширення даних фізичних експериментів і полягає у встановлені особливості розподілу напружень по тілу конструкції.

Комп'ютерні моделі. Для моделювання роботи просторових сталезалізобетонних модулів була використана пружна модель матеріалів. Як дослідні конструкції прийнято повні аналоги експериментально досліджених модулів, результати випробування яких наведені у пункті 4.4 цієї роботи. Моделювання плит здійснювалося з використанням результатів, наведених у п. 6.4.2 і 6.4.3. Враховуючи те, що просторові модулі в реальній конструкції можуть знаходитися під дією різних зусиль та навантажень, тому модулі досліджувалися за декількома схемами завантаження, які були відмінними від тих, що використані в фізичних експериментах. На рисунку 6.43 наведені схеми, за якими були досліджені сталезалізобетонні модулі. Основна ціль, яка ставилася при наведених схемах дослідження, це виявлення особливостей деформування та розподілу напружень при сумісній роботі плити і просторової решітки. Сумісна робота залізобетонної (армоцементної) плити і просторової решітки моделювалася шляхом уведення поверхонь контакту. Такий спосіб об'єднання бетону і сталі є обґрунтованим, оскільки це дозволяє конструкція модуля — сталевий стрижень заходиться в оточенні бетону, отже, введення додаткових даних, які б моделювали зчеплення, не потрібно. Перша схема (рис. 6.43, а) моделює роботу просторового модуля на дію рівномірно розподіленого навантаження, прикладеного до верхнього пояса. Друга схема

(рис. 6.43, б) моделює роботу плити просторового модуля в стані одноосьового стиску. В такому стані в реальних умовах конструкція перебуває, коли сприймає навантаження, що виникає від власної ваги сусідніх модулів. Третя схема (рис. 6.43, в) є поєднанням двох попередніх, тобто враховує роботу просторового модуля при сприйнятті зовнішнього рівномірно розподіленого навантаження та внутрішньої поздовжньої сили, яка є горизонтальною складовою зовнішнього навантаження. Четверта схема (рис. 6.43, г) моделює роботу крайнього просторового модуля та ураховує зусилля, котрі виникають в елементах нижнього пояса і через стрижні решітки передаються до плити.

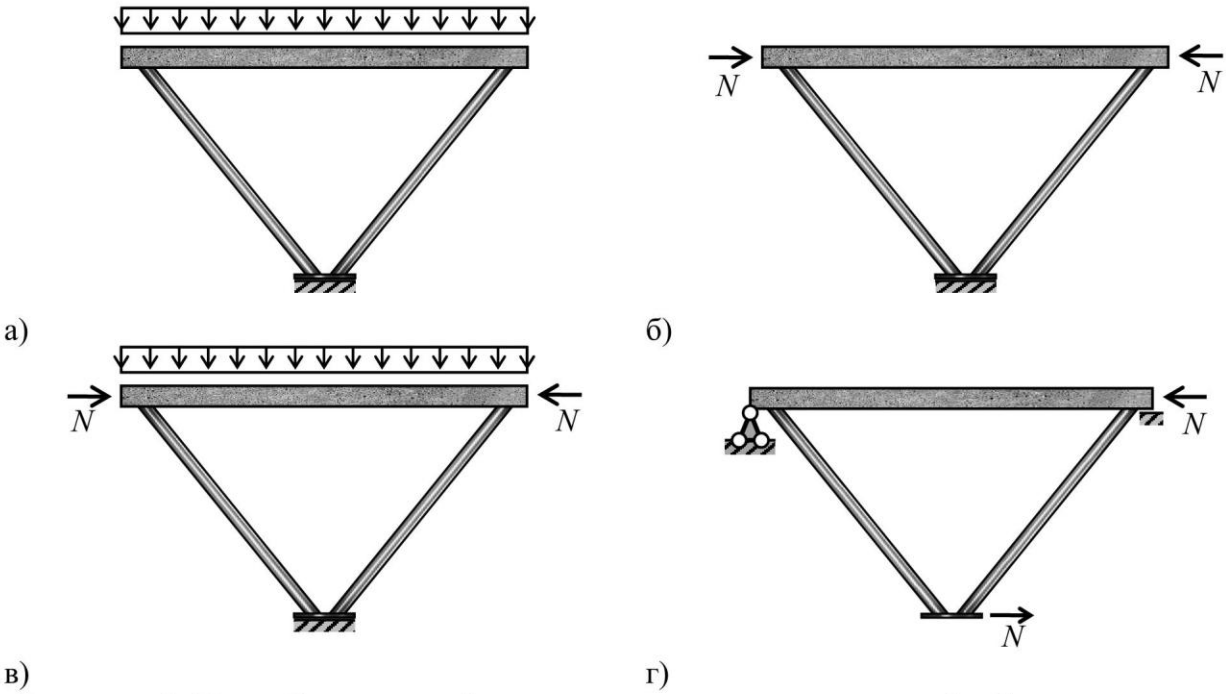


Рисунок 6.43 — Схеми дослідження просторових сталезалізобетонних модулів чисельним методом:

а) завантаження розподіленою силою; б) одноосьове завантаження; в) одноосьове завантаження в двох площинах; г) двоосьове завантаження

На рисунку 6.44 наведені результати комп'ютерного моделювання. З рисунка 6.44 (а), видно, що найбільші напруження виникають у стрижнях решітки ① з невеликими концентраціями напружень у зонах приєднання до інших елементів ②. Найменші напруження виникали в плиті ③. Слід зазначити, що деформація плити у складі просторового модуля відповідає схемам деформування, отриманих за допомогою фізичних і чисельних експериментів (п. 4.4 та пп. 6.4.2), тобто можна стверджувати про достовірність

отриманих результатів, оскільки вони отримані різними способами, але при цьому мають добру збіжність.

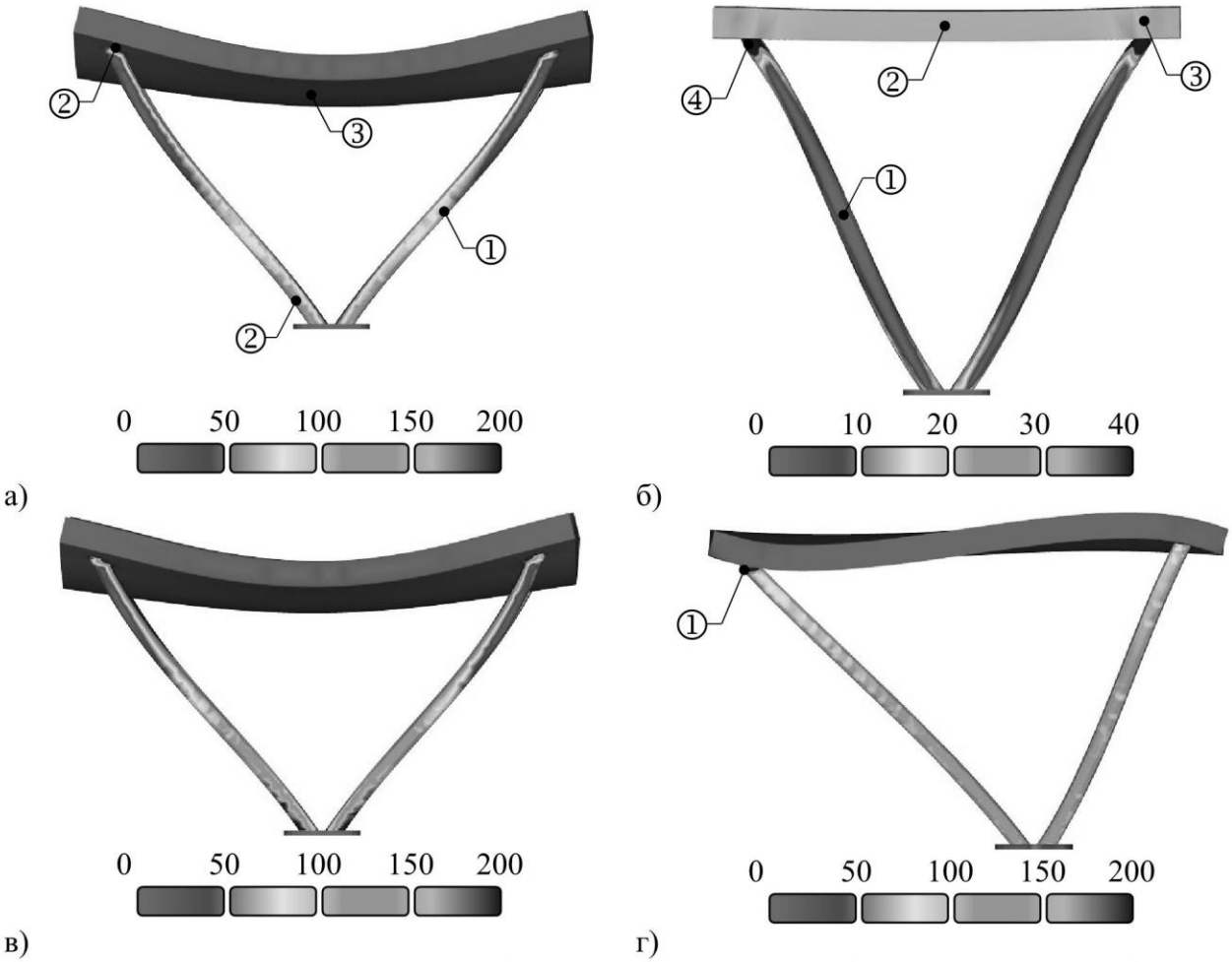


Рисунок 6.44 — Схема деформування та розподіл напружень по тілу просторового модуля за першою (а), другою (б), третьою (в) та четвертою (г) схемами дослідження, $\sigma_{vonMises}$ МПа

У другому випадку, коли просторовий сталезалізобетонний модуль сприймає лише осьове зусилля N у плиті (рис. 6.44, б), мінімальні напруження виникають в елементах просторової решітки ①. Максимальні напруження виникають безпосередньо в плиті ② в нормальному перерізі до напрямку дії зусилля N. Незначні концентрації напружень присутні в місцях закладних деталей ③ та місцях приєднання стрижнів решітки до плити ④. Однак величина напружень у місцях їх концентрації є порівняно незначною, тобто меншою за граничне значення $\sigma < [\sigma]$. У випадку, коли на просторовий сталезалізобетонний модуль діє осьове поздовжнє зусилля N та рівномірно розподілене навантаження q (рис. 6.44, в), схема деформування і характер

розподілу напружень є аналогічними першій схемі дослідження.Аналіз напружено-деформованого стану моделі, що імітує роботу крайнього опорного просторового сталезалізобетонного модуля (рис. 6.44, г) свідчить про те, що характер деформування відрізняється від усіх попередніх випадків, оскільки деформації не є симетричними. Візуально можна прослідкувати те, що крайній опорний стрижень є розтягнутим, а сусідній стрижень — стиснутим. Найбільш напруженою ділянкою при четвертій схемі завантаження є місце з'єднання розтягнутого стрижня з плитою ①.

Проаналізувавши наведені деформовані схеми просторових сталезалізобетонних модулів, можна зробити висновок про те, що незалежно від способу завантаження модулі працюють як цілісний елемент, тобто забезпечена сумісна робота стрижнів і плит. Розподіл напружень по тілу конструкції у всіх випадках є плавним, без ділянок зі значними концентраціями напружень, величина яких набагато б перевищувала напруження в інших місцях.

6.5. Чисельні дослідження просторової роботи структурно-вантового вигнутого елемента

Для дослідження просторової роботи структурно-вантового вигнутого елемента на дію зовнішнього навантаження було побудовано скінченноелементну модель, яка мала такі самі розміри (п. 5.2) та фізико-механічні властивості матеріалів (п. 5.3), як і експериментальний зразок, результати випробування якого наведені у п'ятому розділі. Нумерація елементів і вузлів моделі прийнята така сама, як і на рисунку 5.1. Модель розраховувалася на дію рівномірно розподіленого та несиметричного навантаження. У розрахунках міцність деталей та елементів вузлових з'єднань до уваги не приймалися.

Розрахунок на дію рівномірно розподіленого навантаження. У цьому випадку навантаження моделювалося за схемою, що була аналогічною схемі завантаження конструкції при експериментальному випробувані (рис. 5.26). Розрахунок виконувався з використанням пружної моделі матеріалу в

програмному комплексі Femap в програмі аналізу *36..NX Nastran*, а тип аналізу — *1..Static*. Особливості побудови скінченноелементної сітки для пружної моделі матеріалу розглянуті у п. 6.2. Модель структурно-вантової сталезалізобетонної вигнутої конструкції була розбита трьома типами елементів. Залізобетонна плита моделювалася двомірними елементами типу *PLATE Element Type* товщиною 50 мм. Елементи решітки (сталеві труби) моделювалися одномірними елементами типу *TUBE Element Type* з геометричними характеристиками Inner Diameter (Di) 36 мм і Outer Diameter (Do) 42 мм. Нижній пояс моделювався (сталевий стрижень круглого перерізу) одномірними елементами типу *ROD Element Type* з площею перерізу (Area, A) 201 мм². Для врахування власної ваги конструкції були введені показники mass/area =125 кг/м² для *PLATE Element Type*, mass/length =2,89 кг/м для *TUBE Element Type* та mass/length =1,58 кг/м для *ROD Element Type*. Фізична та геометрична нелінійності не моделювалися, оскільки дослідний зразок є жорстким і досліджувався в пружній стадії на експлуатаційне навантаження, а також тому, що метою цього моделювання було підтвердити можливість застосування програмного забезпечення для інженерних статичних розрахунків, тому пошук рішення здійснювався з використанням програми *36..NX Nastran*, а використаний тип аналізу був *1..Static*. Однак слід зауважити, що програмний комплекс має функціональні можливості для врахування різного роду нелінійностей, зокрема фізичної та конструктивної [166, 168], а геометрична нелінійність може бути врахована шляхом задання недосконалостей геометрії конструкції [173] або прикладенням додаткової постійно зовнішньої сили, що діє в напрямку (площині) значних деформацій (втрати стійкості).

В результаті проведеного дослідження були визначені деформації та напруження в поперечних перерізах, а також переміщення вузлів. Результати чисельного дослідження відображені графічно у вигляді ізополей напружень (рис. 6.45) та епюр поздовжніх зусиль (рис. 6.46). Порівняння отриманих чисельним шляхом даних з результатами експериментальних випробувань структурно-вантового сталезалізобетонного вигнутого елемента у цілому

показало добру збіжність, зокрема розбіжність отриманих даних для досліджуваних перерізів нижнього пояса не перевищила 8 %, верхнього пояса — 7 %, решітки — 12,2 %, вузлів нижнього пояса — 14,9 %, опорних вузлів — 17,3 %.

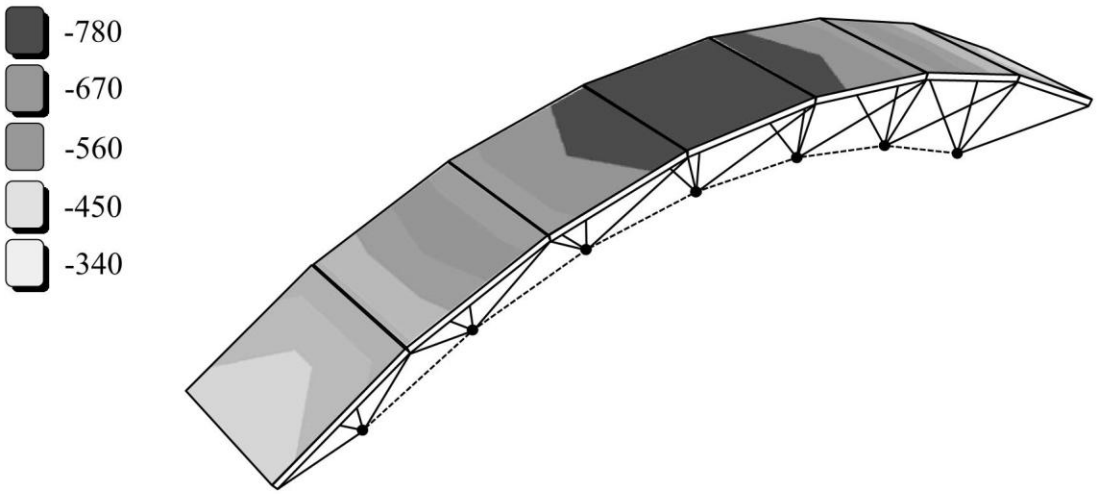


Рисунок 6.45 — Напруження в елементах верхнього пояса, кН/м²

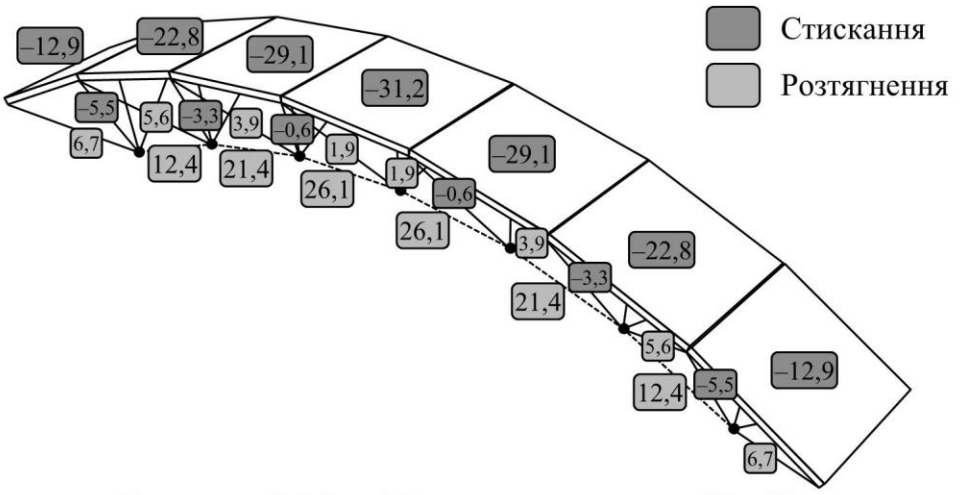


Рисунок 6.46 — Поздовжнє зусилля *N*, кН



Рисунок 6.47 — Розбіжність між чисельними даними та результатами експериментальних випробувань

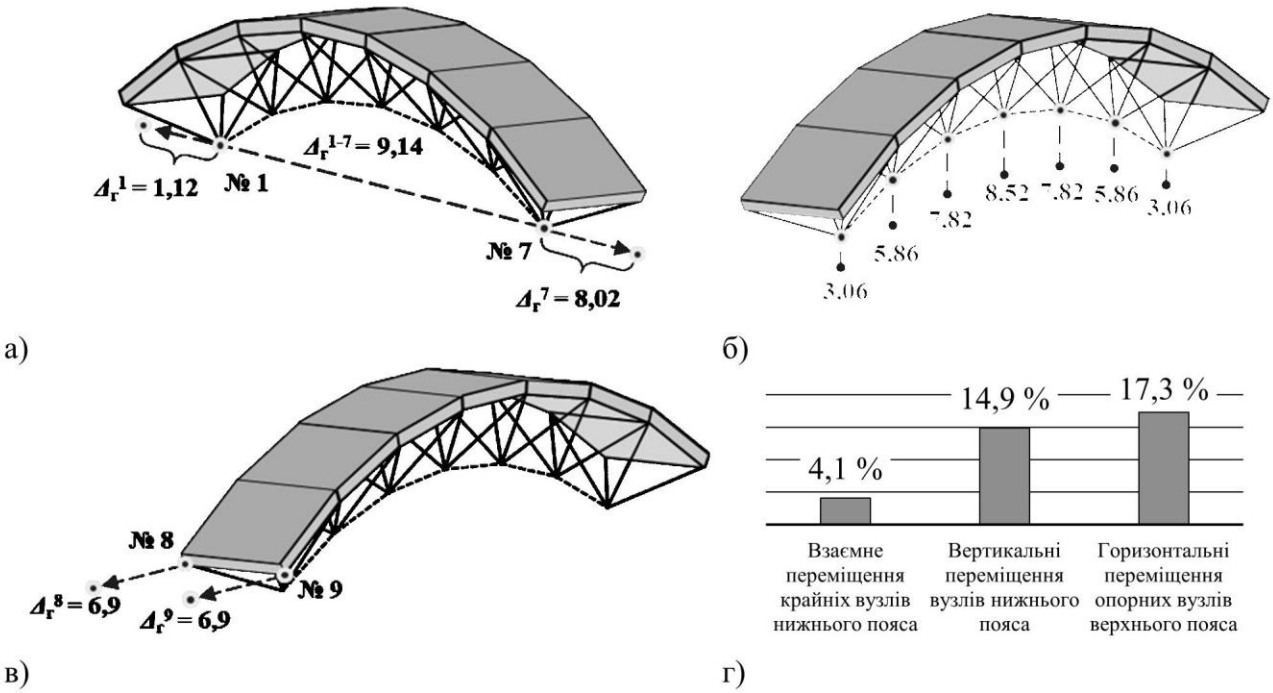


Рисунок 6.48 — Переміщення вузлів, мм:

а) взаємне переміщення крайніх вузлів нижнього пояса; б) вертикальні переміщення вузлів нижнього пояса; в) горизонтальні переміщення опорних вузлів верхнього пояса; г) порівняння чисельних та експериментальних даних

Розрахунок на дію несиметричного навантаження. Розрахунок моделі структурно-вантового вигнутого елемента на дію несиметричного навантаження виконувався за сімома схемами. Зовнішнє навантаження моделювалося як рівномірно розподілене з інтенсивністю Q, яке прикладалося по всій площі залізобетонної плити в межах одного просторового модуля. Пошук рішень виконувався у пружній постановці. У результаті розрахунку для кожного елемента моделі було отримано значення внутрішніх зусиль, що виникали внаслідок дії несиметричного навантаження. За критерій переходу конструкції у стадію руйнування було прийнято напруження, які відповідали (умовній) межі текучості матеріалу. З результатів моделювання роботи конструкції при дії несиметричного навантаження встановлено, що несуча здатність конструкції залежить від місця прикладення зовнішнього навантаження та його величини (рис. 6.49). З наведеного графіка (рис. 6.49) очевидним є те, що величина навантаження при якому виникають граничні напруження $[\sigma]$ зменшується з наближенням місця його прикладення до центральної частини конструкції.

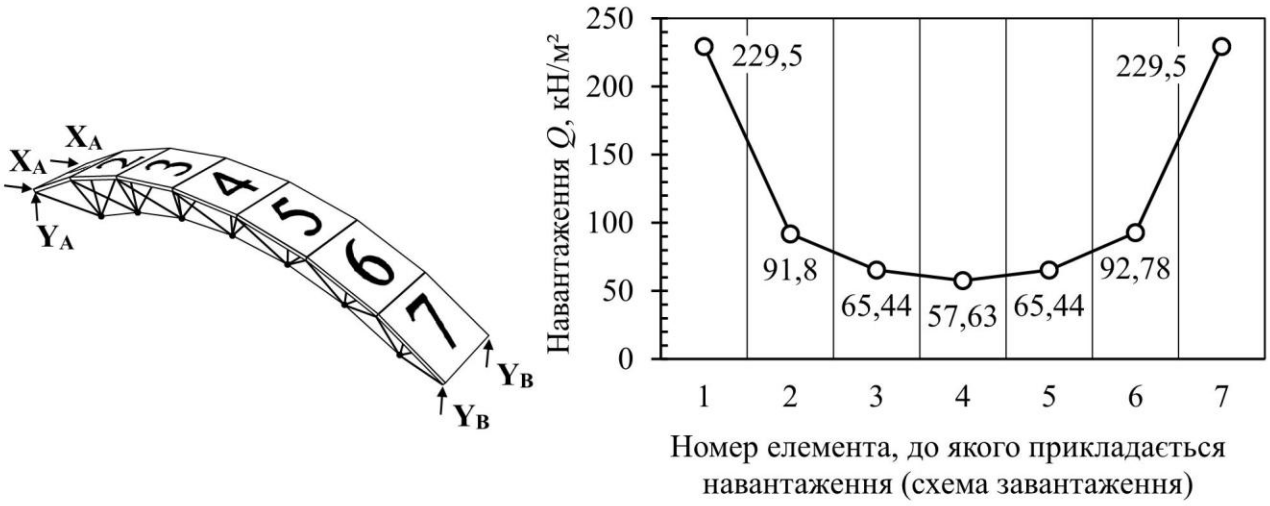


Рисунок 6.49 — Залежність величини руйнуючого навантаження Q від місця його прикладання для чисельної моделі експериментального зразка структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції

На рисунках 6.50 та 6.51 наведено лінії впливу поздовжнього зусилля N в елементах нижнього пояса.

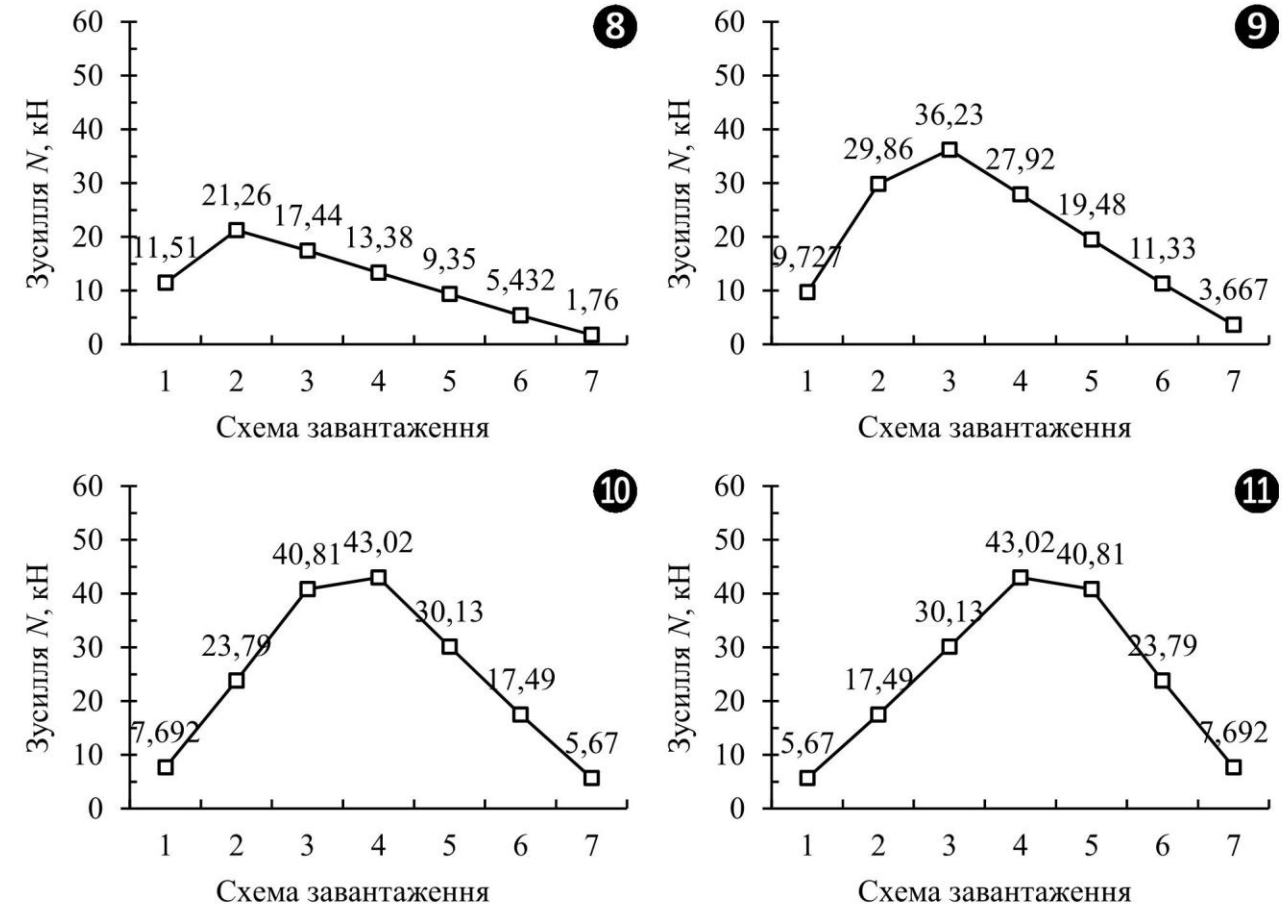


Рисунок 6.50 — Лінії впливу поздовжнього зусилля N у стрижневих елементах нижнього пояса для чисельної моделі експериментального зразка структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції, кН

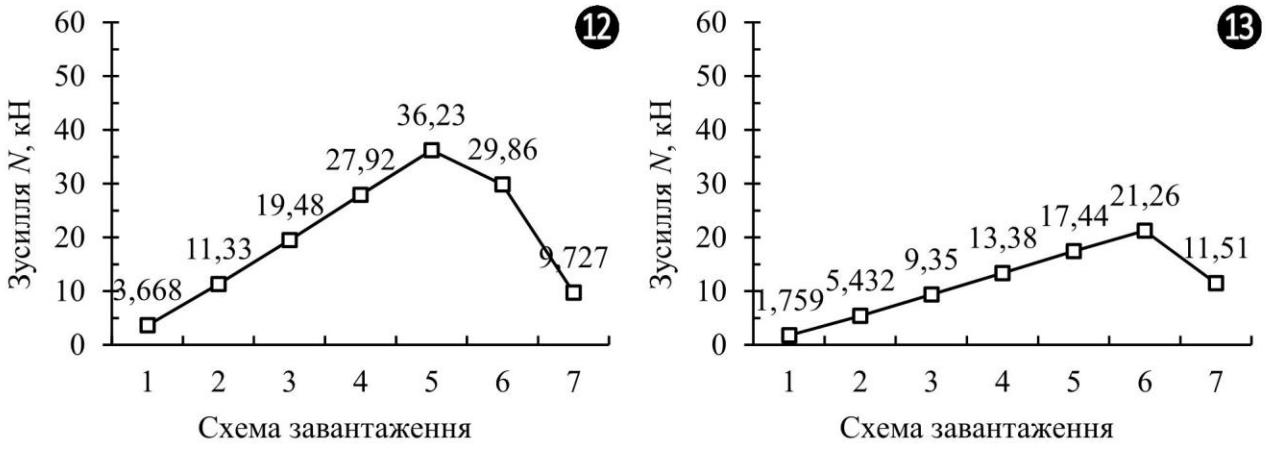


Рисунок 6.51 — Лінії впливу поздовжнього зусилля *N* у стрижневих елементах нижнього пояса для чисельної моделі експериментального зразка структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції, кН

Примітка: ❽,…, ⓭ — Нумерація елементів нижнього пояса згідно з рисунком 5.1.

На рисунку 6.52 наведено прогини моделі структурно-вантової сталезалізобетонної конструкцій у пружній стадії.

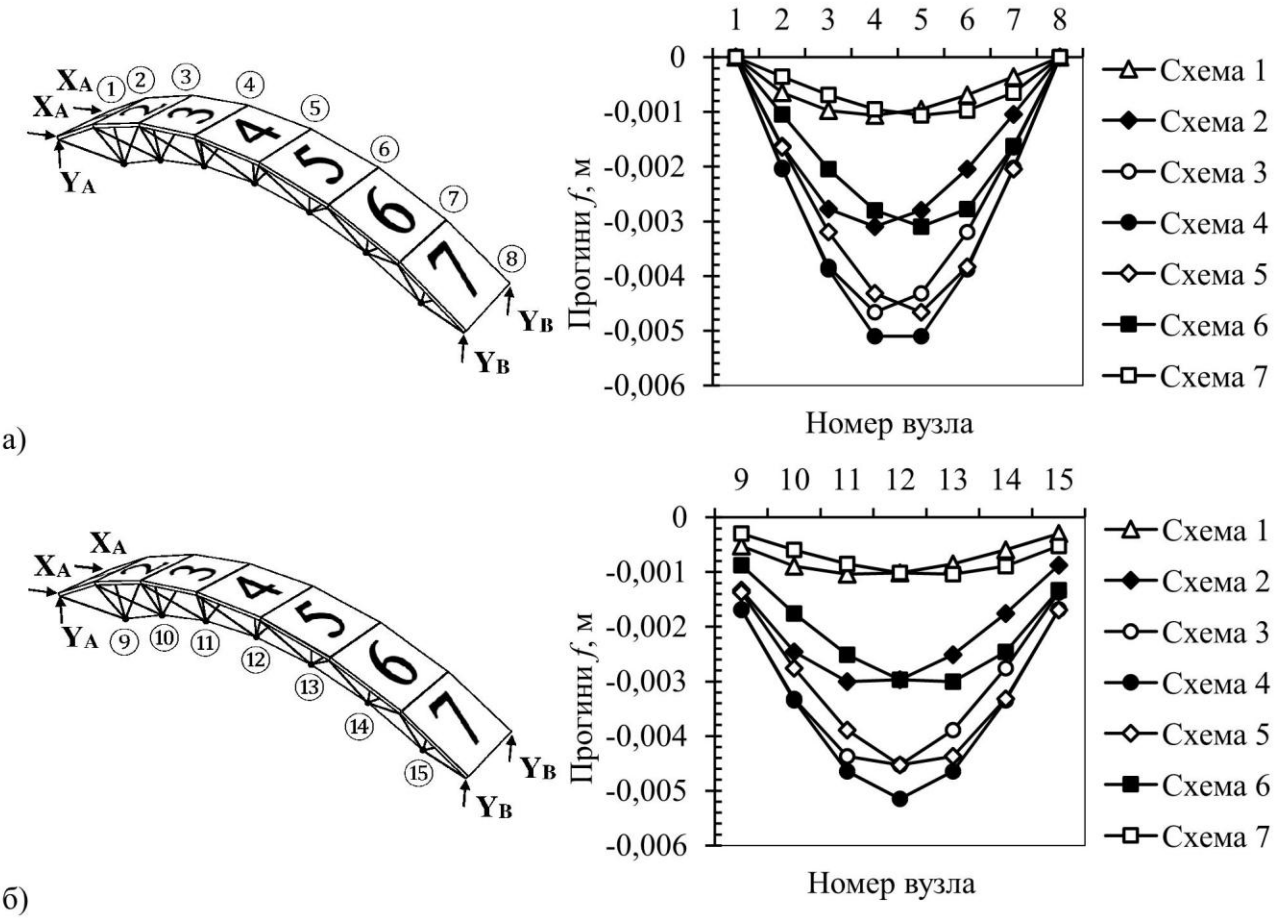


Рисунок 6.52 — Прогини вузлів верхнього (а) та нижнього (б) поясів чисельної моделі експериментального зразка структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції

Наведені графіки демонструють, що при нерівномірному завантаженні в пружній стадії прогини в симетрично розміщених досліджуваних точках не є однаковими, розбіжність знаходиться в межах 20 %. З віддаленням навантаження від опор — прогини зростають.

6.6. Комп'ютерне моделювання роботи вузлових з'єднань просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції

6.6.1. Скінченноелементний аналіз напружено-деформованого стану вузла з'єднання стрижневих елементів нижнього пояса

Комп'ютерне моделювання виконане на прикладі циліндричної сталезалізобетонної структурно-вантової оболонки прольотом 5,35 м та стрілою підйому 0,56 м (рис. 6.53).

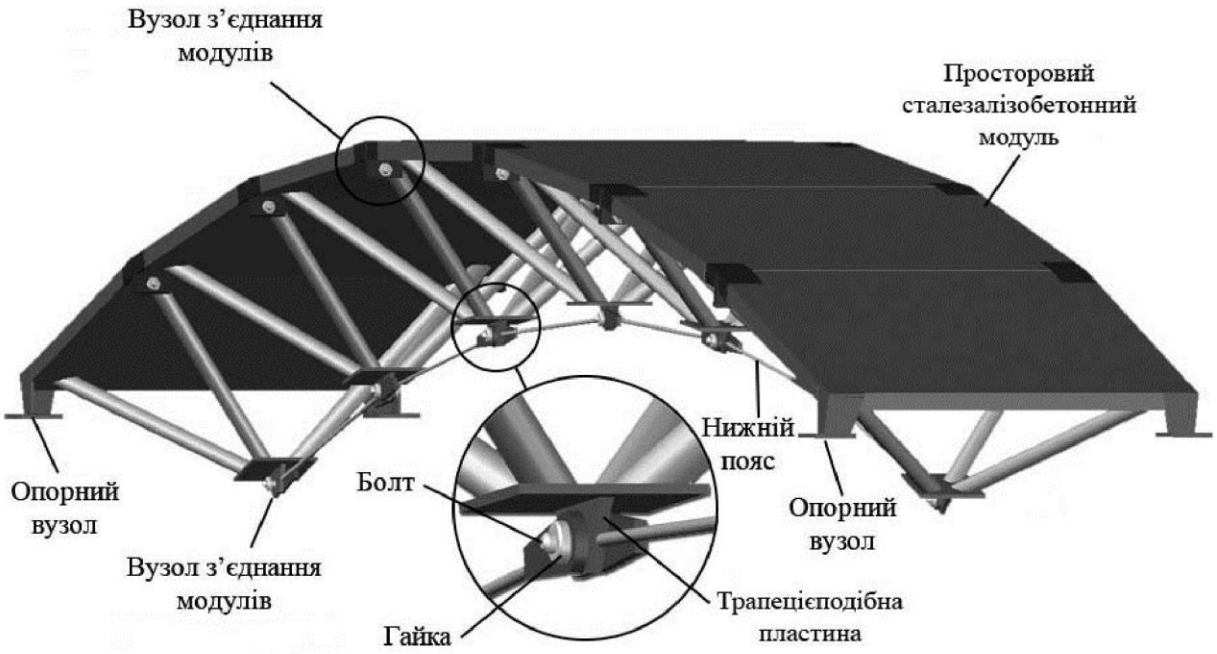


Рисунок 6.53 — Просторова структурно-вантова сталезалізобетонна конструкція [36, 40]

За результатами теоретичного розрахунку конструкції на дію рівномірно-розподіленого навантаження $q = 2{,}65$ кН/м^2 було побудовано епюру поздовжніх сил N (рис. 6.54).

Згідно з розробленими кресленнями побудовано тривимірну модель вузлової деталі з'єднання (рис. 6.55).

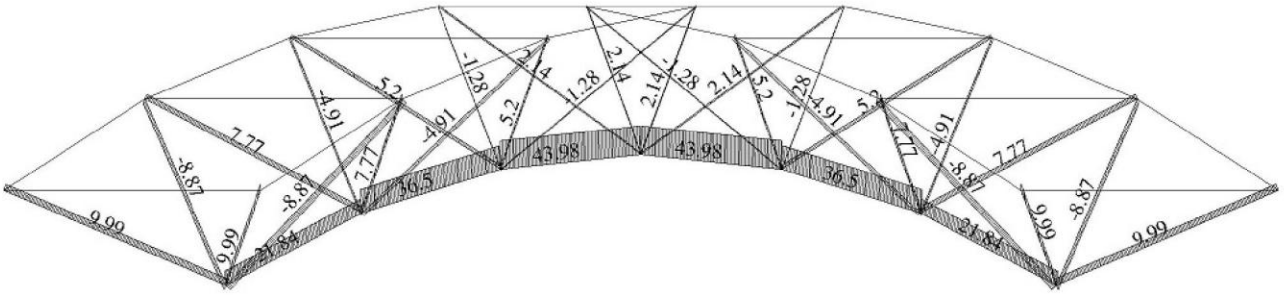
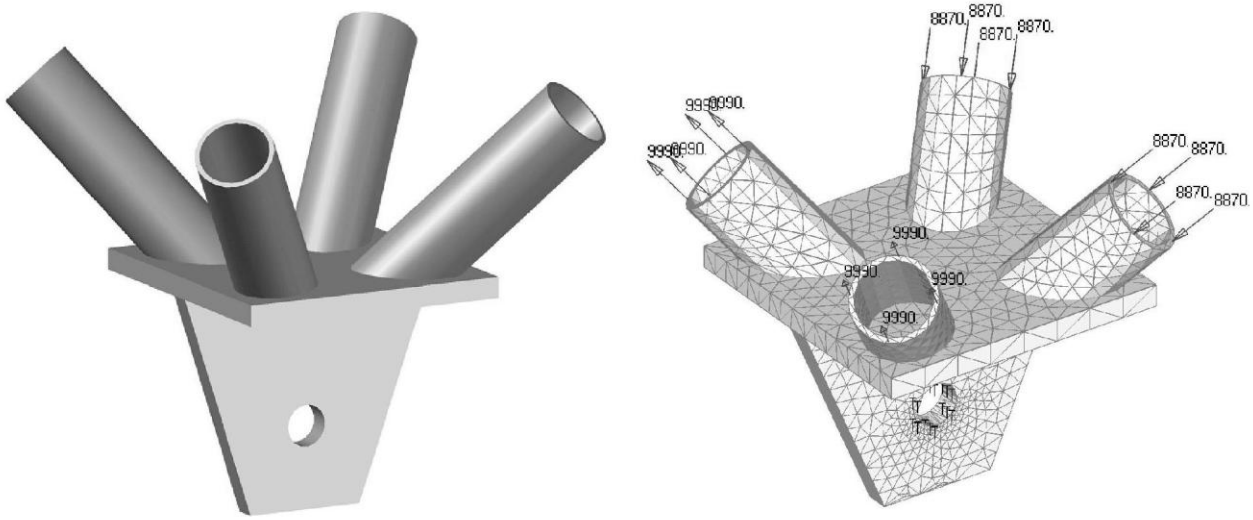


Рисунок 6.54 — Епюра поздовжніх сил *N*, кН [36, 40]



а) б)

Рисунок 6.55 — Вузол з’єднання елементів нижнього пояса:
а) загальний вигляд вузла [36, 40]; б) комп’ютерна модель [40]

Розрахункова схема, що наведена на рисунку 6.55, б, передбачає роботу лише горизонтальної пластини, до якої за допомогою зварюваннння кріпляться стрижні просторової решітки модуля. Розрахунок виконувалося з використанням пружної моделі матеріалу.

За результатами моделювання поведінки деталі вузла з’єднання на дію навантаження були побудовані ізополя переміщень (рис. 6.56) і розподілу напружень (рис. 6.57). Аналіз ізополей розподілу напружень показав, що найбільші напруження виникли у місці з’єднання трапецієподібної і прямокутної пластини. З боку дії зусиль розтягу величина напружень досягла максимального значення 56 МПа, з боку дії зусиль стиску напруження дорівнювали 47 МПа. Найменші напруження виникли у центрі пластини. Загалом зростання напружень мало симетричний характер і розвивалося від середини до крайніх точок [40].

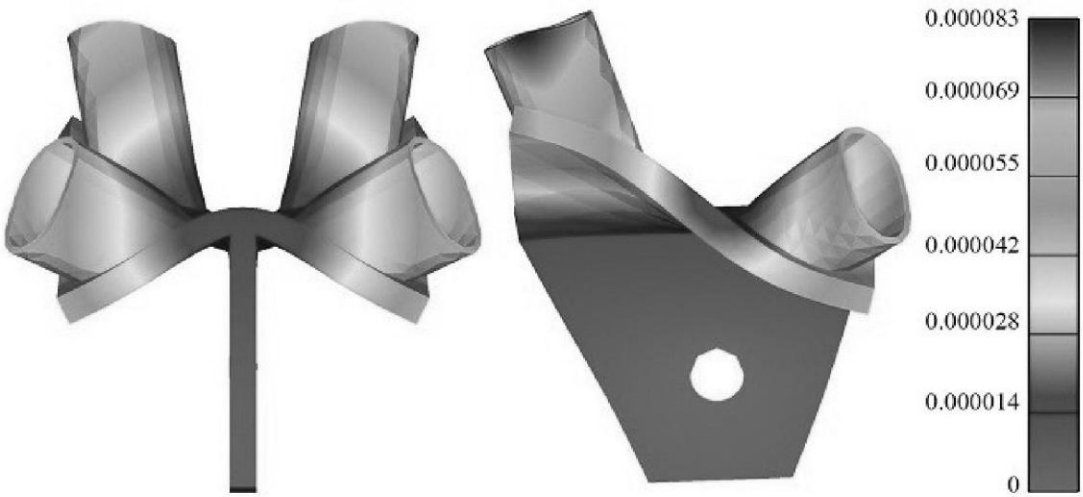


Рисунок 6.56 — Ізополя переміщень горизонтальної пластини вузла з'єднання, м [40]

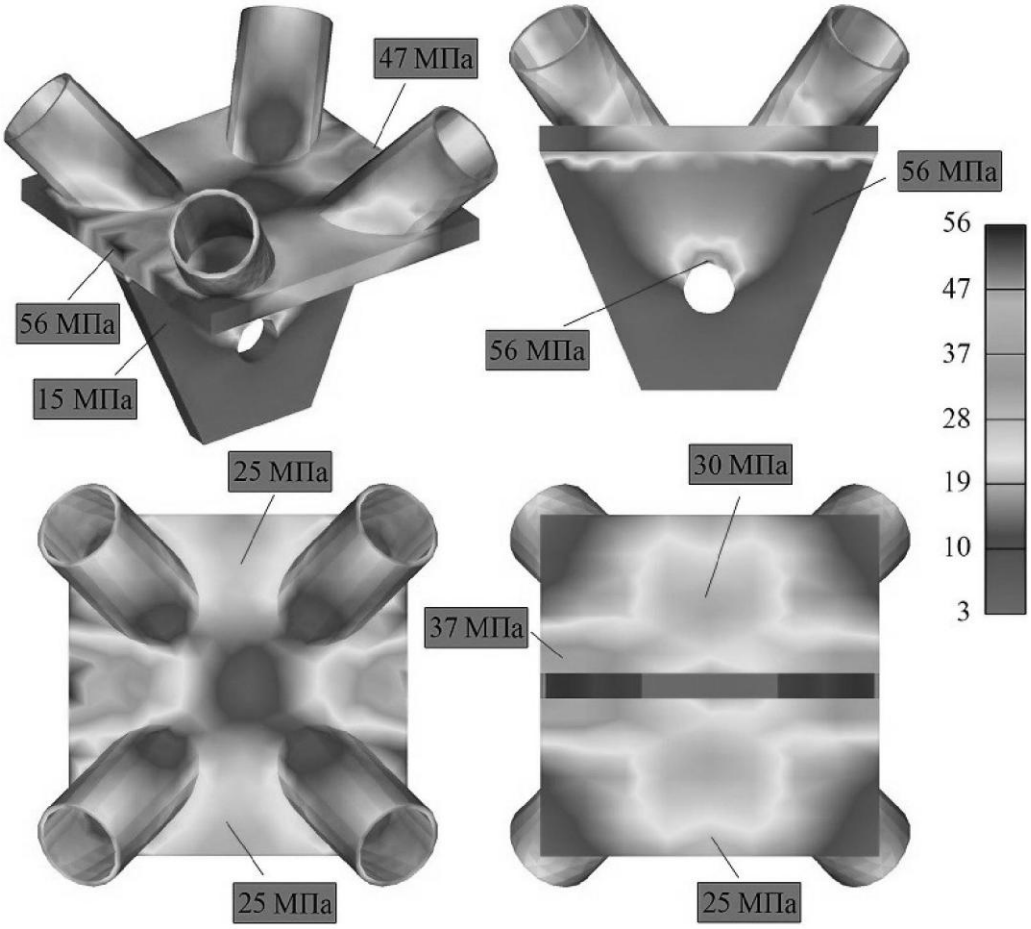


Рисунок 6.57 — Ізополя розподілу напружень по тілу вузла з'єднання елементів нижнього пояса, МПа [40]

Для моделювання роботи вертикальної пластини вузла та встановлення особливостей напружено-деформованого стану було прийнято відмінну схему дослідження від попередньої. Особливості схеми дослідження полягали у тому,

що закріплення відбувалося в поперечних перерізах стрижнів, а навантаження прикладалося до отвору через болт.

На рисунку 6.58 зображено ізополя розподілу напружень, з якого видно, що міцність пластини не забезпечена, оскільки напруження $\sigma_{vonMises}$, котрі виникли в пластині, перевищують допустимі значення $[\sigma]$. У зв'язку з цим виникла необхідність проведення певних заходів для досягнення напружень, котрі не перевищуватимуть допустимих значень. Спочатку було потовщено пластину на 10 мм, у такий спосіб вона склала 25 мм. На рисунку 6.59 зображено ізополя розподілу напружень після збільшення товщини пластини [36].

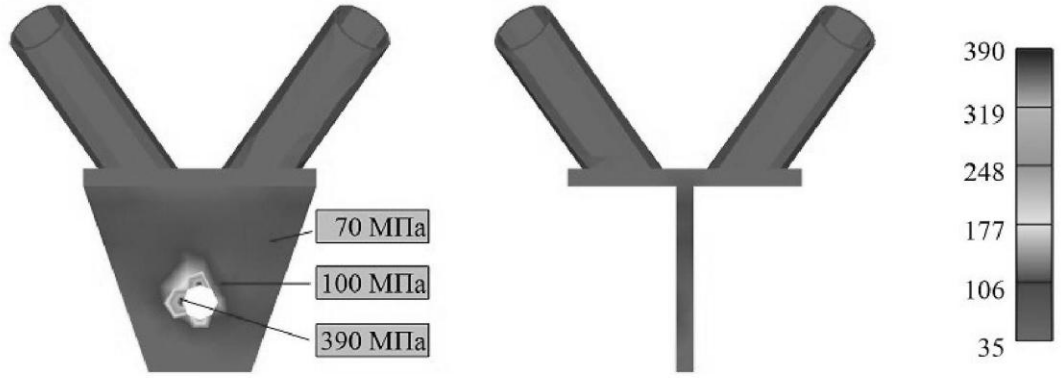


Рисунок 6.58 — Ізополя розподілу напружень у вертикальній пластині вузла з'єднання, МПа [36]

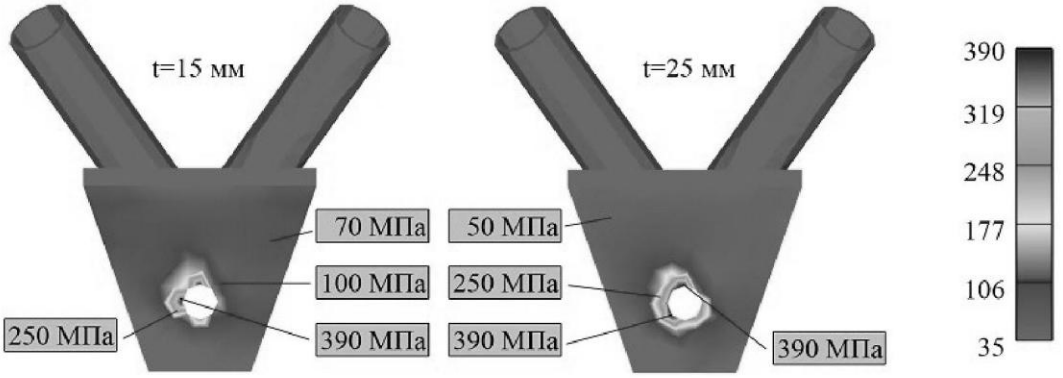


Рисунок 6.59 — Порівняння ізополей розподілу напружень у тілі вертикальної пластини вузла з'єднання при різній товщині [36]

Порівняння ізополей розподілу напружень у вертикальній пластині з отвором під болт після її потовщення показує, що величина напружень у місцях їх концентрації зменшилася, однак знову не забезпечена її

міцність [36]. Отже, у такий спосіб не досягнуто позитивного результату, тому потрібно продовжувати пошук способів забезпечення міцності пластини. Виходячи з того, що збільшувати товщину пластини далі не доцільно, оскільки вона істотно перевищуватиме товщини інших деталей вузла з'єднання, прийнято рішення збільшити отвір під болт на 12 мм, а товщину залишити початковою [36]. Таке рішення задовольняє вимоги чинних норм, бо відношення $a/d = 1{,}5$. Збільшення діаметра отвору призвело до збільшення площі контакту пластини з болтом, через що напруження зменшилися. На рисунку 6.60 зображено ізополя розподілу напружень у пластині зі збільшеним отвором [36].

При такому конструктивному рішенні вузлової деталі в ній виникають максимальні напруження до 220 МПа, що свідчить про міцність пластини.

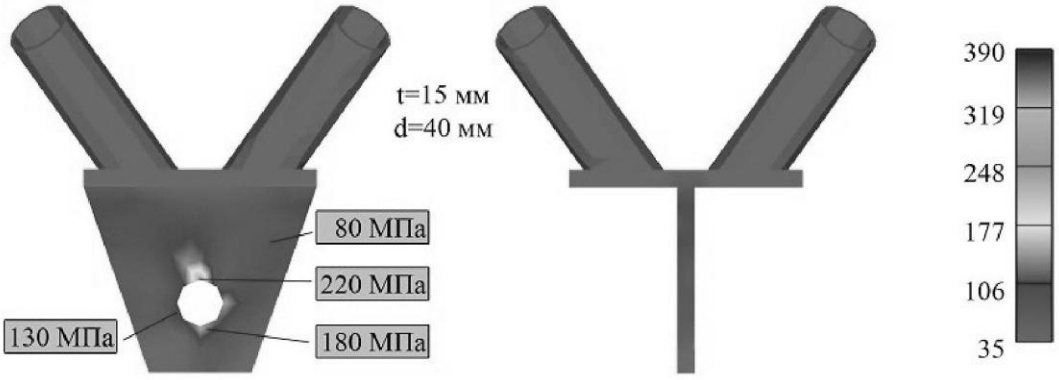


Рисунок 6.60 — Ізополя розподілу напружень у пластині при збільшеному отворі під болт [36]

На рисунку 6.61 наведено схему деформування та ізополя розподілу напружень по тілу вертикальної пластини з отвором під болт.

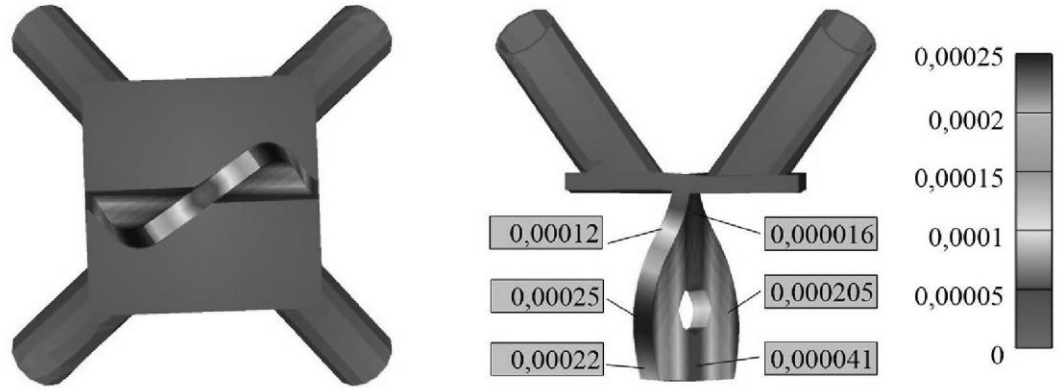


Рисунок 6.61 — Схема деформування та ізополя переміщень (м) вертикальної пластини вузла з'єднання [36]

Деформації пластини є незначними, тому можна вважати, що несуча здатність пластини забезпечена повною мірою.

6.6.2. Скінченноелементний аналіз напружено-деформованого стану деталей вузла з'єднання плитних елементів верхнього пояса

Виходячи з того, що структурно-вантова сталезалізобетонна конструкція може бути різної кривизни та являється комбінованою площинно-стрижневою системою, використовувати звичайні вузлові системи структурних конструкцій неможливо, бо вони призначені з'єднувати лише стрижневі елементи [45, 256, 267, 327]. Отож винила потреба в розробленні та дослідженні нових вузлових з'єднань для плитних елементів [45]. Зважаючи на це, було розроблено вузлове з'єднання для елементів верхнього пояса просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції (рис. 2.24 [131]). Установлення ефективності конструкції розробленого вузла з'єднання здійснювалося дослідженням його напружено-деформованого стану за допомогою сучасних підходів, у тому числі застосуванням комп'ютерного моделювання. Для цього було застосовано метод скінченних елементів. Розрахунок виконувався з використанням пружної моделі матеріалу.

Розроблений вузол з'єднання модулів структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції по верхньому поясі являє собою сталеву деталь, до якої приварений стрижень решітки. Вузлова деталь об'єднується із залізобетонною плитою під час її бетонування (рис. 6.62). Залежно від кривизни конструкції, кут α може мати різне значення. Наведена конструкція вузла була використана при з'єднанні модульних елементів під час виготовлення повнорозмірного експериментального зразка структурно-вантової сталезалізобетонної плити прольотом 5,3 м (рис. 6.63), схема якої наведена на рисунку 5.5, а результати випробування — у пункті 5.5. У цьому випадку кут α дорівнював 5°, що дозволило отримати конструкцію з висотою підйому 0,8 м. Вузол, а також його складові розраховані з дотриманням вимог дійсних

національних норм щодо проектування залізобетонних та сталевих конструкцій.

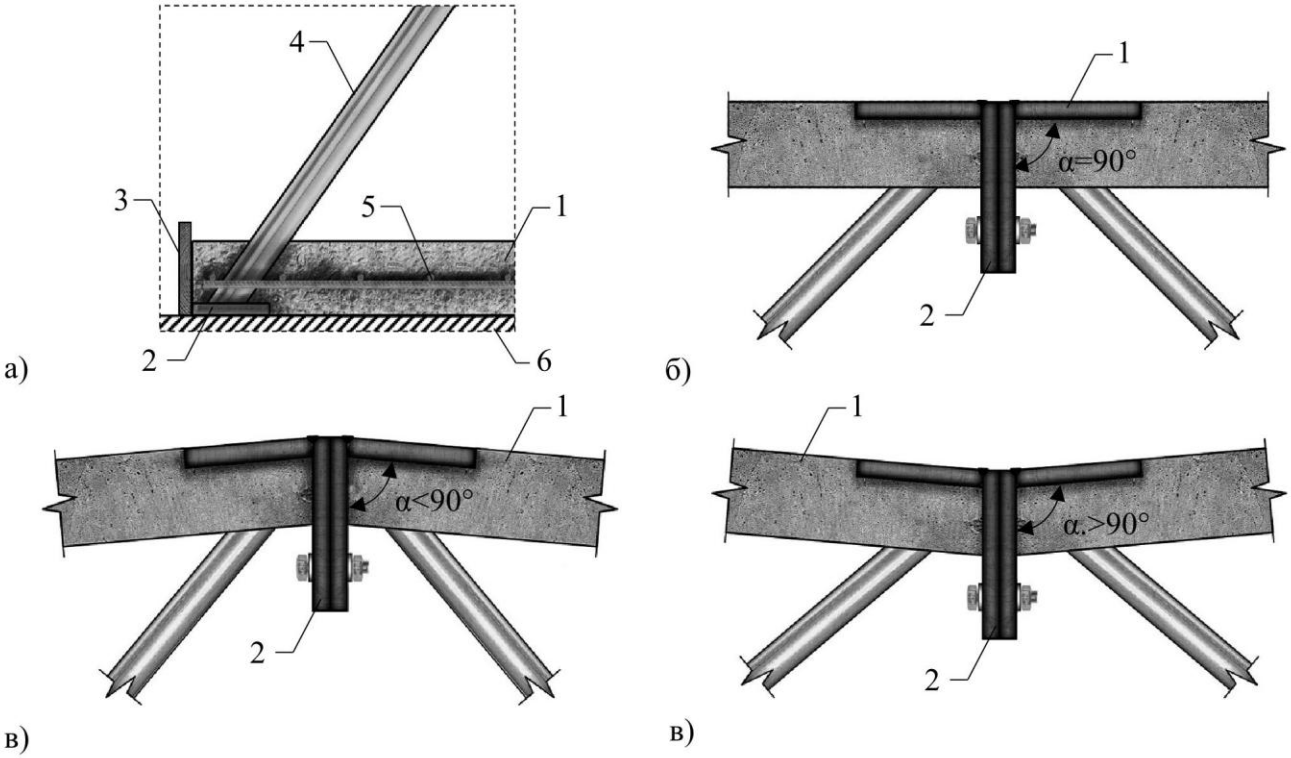


Рисунок 6.62 — Вузол з'єднання елементів верхнього пояса:

а) схема виготовлення [45, 201]; б) загальний вигляд для балкової конструкції [45]; в) загальний вигляд для вигнутої конструкції [296]; г) загальний вигляд для висячої конструкції [296]; 1 — залізобетонна плита (верхній пояс); 2 — вузол з'єднання; 3 — опалубка; 4 — стрижень; 5 — армування; 6 — рівна поверхня



Рисунок 6.63 — Вузол з'єднання елементів верхнього пояса [45]:

а) на стадії виготовлення; б) у готовому вигляді

Побудова моделі вузла з'єднання і накладення на неї граничних умов були виконані з урахованням спільної роботи між просторовими модулями та

елементами нижнього пояса. Під час моделювання вважалося, що вузол з'єднання та елементи нижнього пояса були достатньо міцними. Фізико-механічні характеристики матеріалів моделювалися шляхом задання модуля пружності E та коефіцієнта Пуассона ν, які були визначені експериментально (п. 5.3). Армування плити моделювалося шляхом задання приведених характеристик [45, 64, 205].

Для дослідження напружено-деформованого стану запропонованого вузла з'єднання створеної конструкції як дослідна модель був прийнятий вузол з'єднання елементів балкової конструкції (рис. 2.9). Цей вибір обґрунтований будовою конструкції, оскільки серед запропонованих вузлів з'єднання (рис. 6.62, б, в, г) вузол з'єднання елементів балкової конструкції є найбільш напруженим, у вигнутих конструкціях напруження сприймають елементи верхнього пояса (плити), а у висячих — елементи нижнього пояса (ванти).

Для скінченноелементного аналізу напружено-деформованого стану вузлового з'єднання сталезалізобетонної структурно-вантової балкової конструкції було побудовано об'ємну твердотілу модель конструкції (рис. 6.64), котра складалася з просторових модулів з розмірами 0,8×0,8×0,5 м. Фізико-механічні властивості матеріалів приймалися як для експериментальної конструкції (п. 5.3).

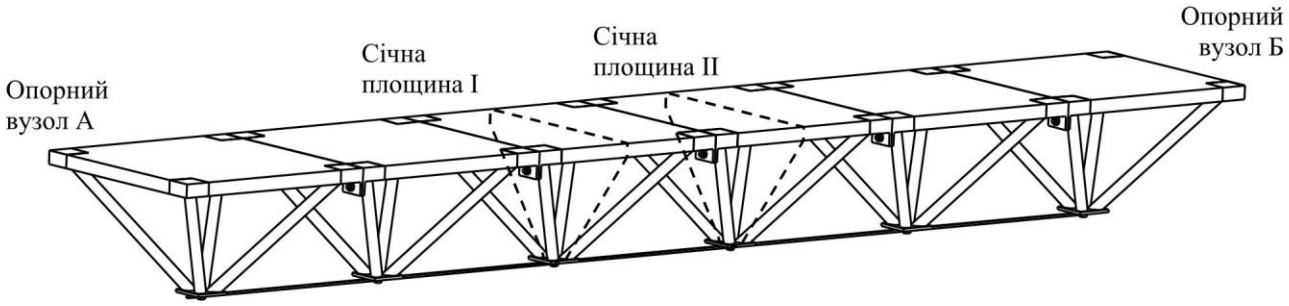


Рисунок 6.64 — Об'ємна твердотіла модель балкової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції

Скінченноелемента модель досліджуваної конструкції була побудована з урахуванням попередніх результатів, а також існуючих рекомендацій та досвіду моделювання роботи будівельних конструкцій [9, 54, 155, 238]. Було використано об'ємні скінченні елементи тетраедри з розмірами до 10 мм (рис. 6.65). Між сталевою решіткою і плитою моделювалася поверхня контакту (рис. 6.66).

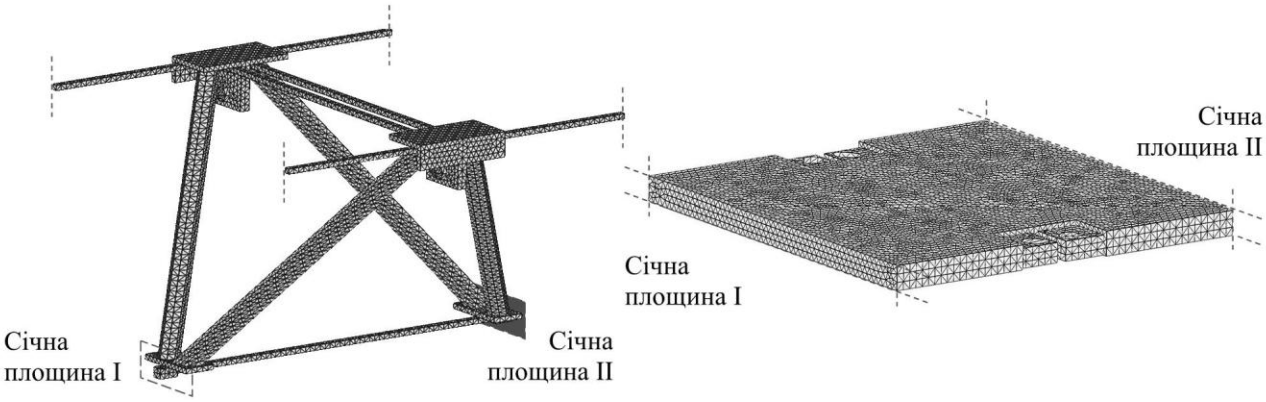


Рисунок 6.65 — Фрагмент (частина між січними площинами I та II) скінченноелементної моделі структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції [45]:

а) сталева частина; б) залізобетонна плита

Примітка. Скінченноелементна моделель дослідної конструкції умовно показана фрагментом решітки та плити.

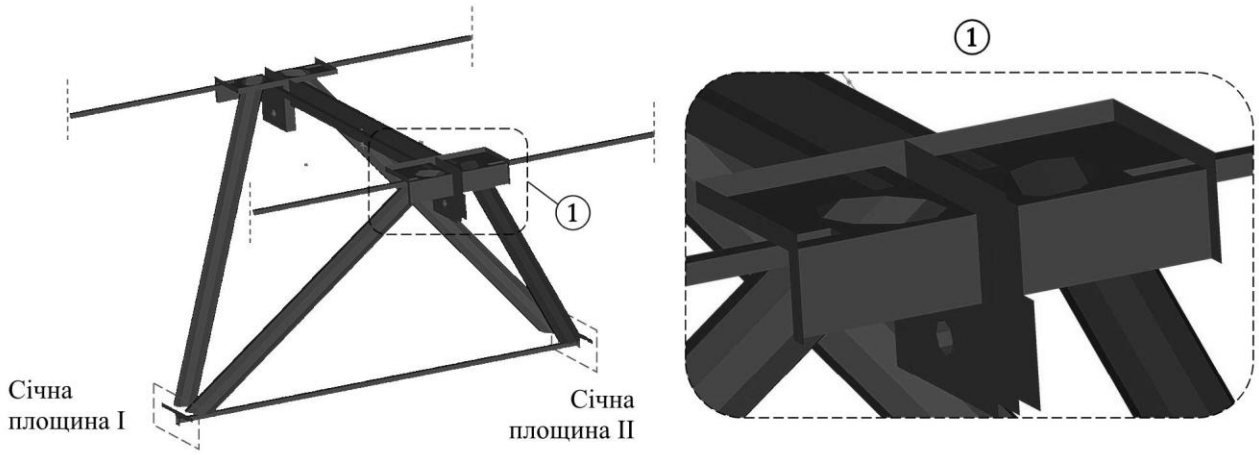


Рисунок 6.66 — Контактні поверхні між складовими елементами моделі дослідної конструкції [45]

Поверхня контакту задавалася для елементів болтового з'єднання по верхньому та нижньому поясах створеної конструкції, при чому для останніх у такий спосіб, щоб змоделювати шарнір. При скінченноелементному аналізі запропонованого вузла з'єднання увага акцентувалася на дослідженні специфіки його напружено-деформованого стану при дії експлуатаційного навантаження, тому задавалися пружні фізико-механічні властивості матеріалів. З метою отримання об'єктивних даних, що характеризують роботу вузла з'єднання, модель була досліджена за шістьма схемами. Кожна схема передбачала інакші граничні умови. Згідно першої, другої і третьої схем дослідження модель конструкції з обох боків (в опорних вузлах А і Б) мала шарнірне закріплення.

Згідно четвертої, п’ятої і шостої схем дослідження модель мала з одного боку (опорні вузли А) шарнірне закріплення, а з іншого (опорні вузли Б) — вільно обпертий край. Закріплення нижнього пояса для всіх схем дослідження було таким, яке дозволяло горизонтальне переміщення в поздовжньому напрямку. Завантаження приймалося рівномірно розподіленим та залежно від схеми дослідження прикладалося до різних частин конструкції. За першою і четвертою схемами дослідження навантаження прикладалося до усієї поверхні верхнього пояса (одночасно до сталевої і залізобетонної частини), за другою і п’ятою — до сталевої частини (рис. 6.67, а), за третьою та шостою — лише до залізобетонної плити (рис. 6.67, б) [45].

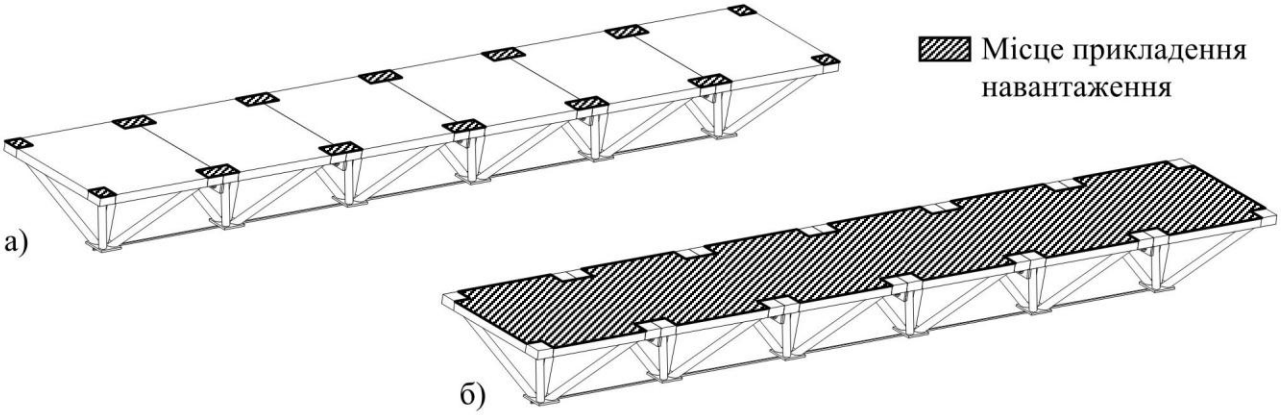


Рисунок 6.67 — Місця прикладення завантаження до сталевої (а) та залізобетонної (б) частин верхнього пояса

Результати розв’язку відображені у вигляді ізополей напружень Мізеса. На рисунку 6.68 показано загальний вигляд деформованої моделі структурно-вантової сталезалізобетонної балкової конструкції, а на рисунках 6.69 та 6.70 — детальні зображення найбільш напруженої частини конструкції обмеженої січними площинами I та II при різних схемах завантаження.

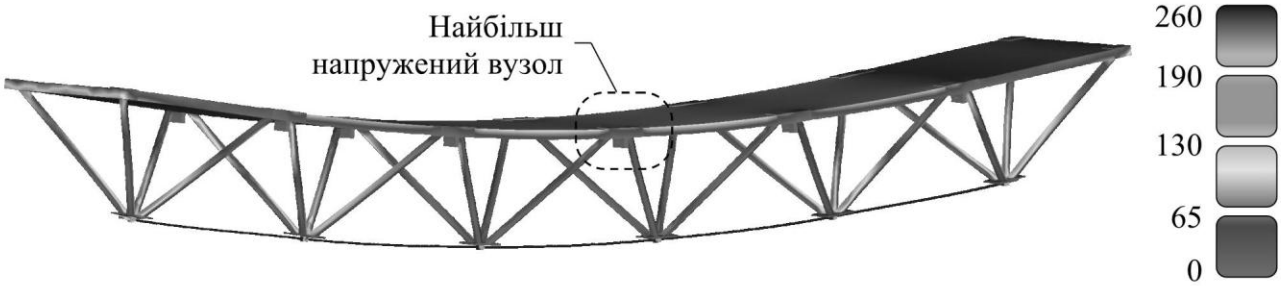


Рисунок 6.68 — Загальний вигляд моделі балкової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції, МПа

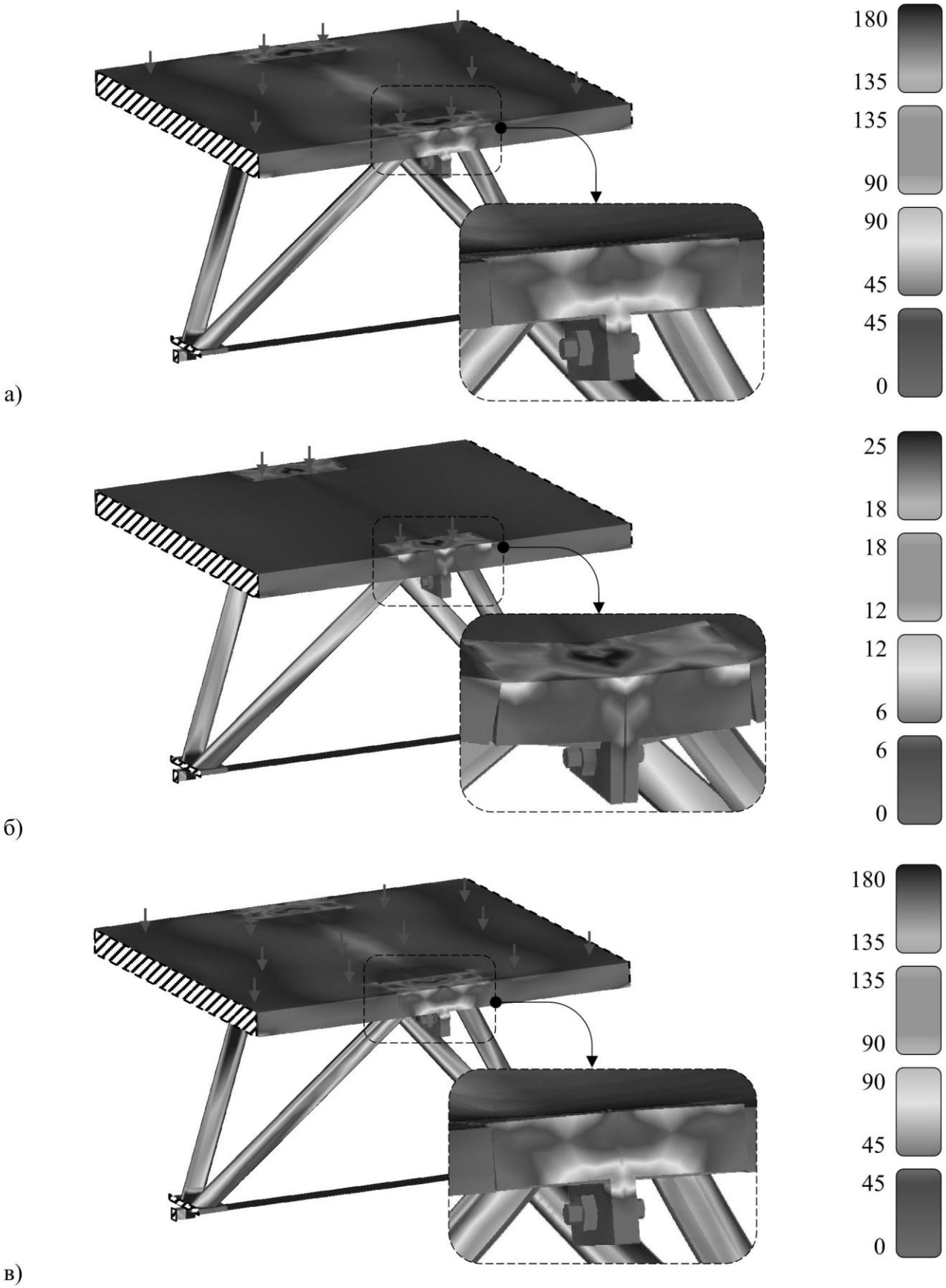


Рисунок 6.69 — Напруження в структурно-вантовій сталезалізобетонній конструкції при першій (а), другій (б) та третій (в) схемах дослідження, МПа

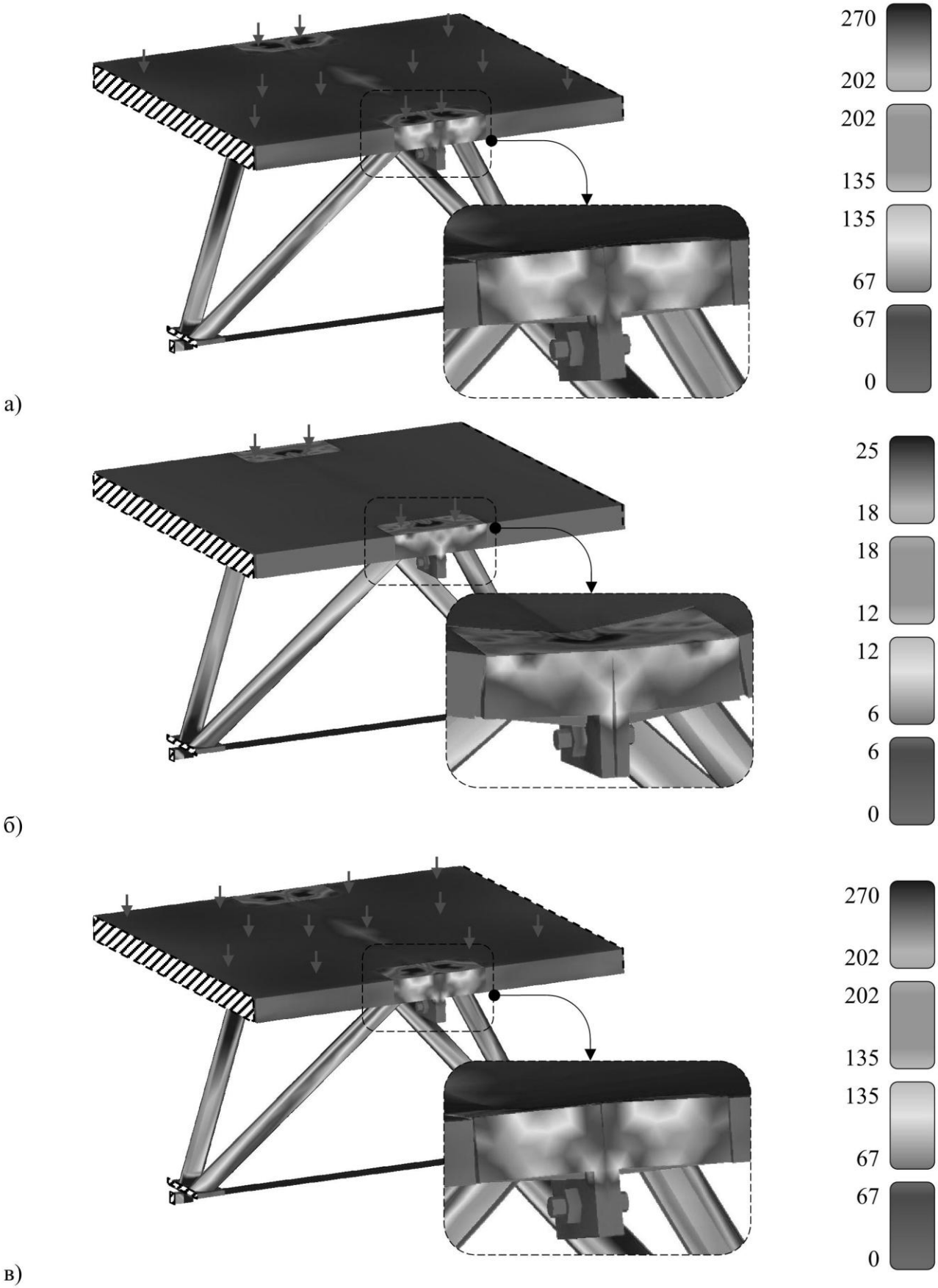


Рисунок 6.70 — Напруження в структурно-вантовій сталезалізобетонній конструкції при четвертій (а) п’ятій (б) та шостій (в) схемах дослідження, МПа

Із аналізу отриманих даних встановлено, що моделі дослідних конструкцій, які мали з обох сторін шарнірне закріплення, зазнали менших деформацій, ніж у інших випадках при тому самому завантаженні. Слід зазначити, що деформації суміжних вузлових деталей, з'єднаних одна з одною болтом, були сумісними для всіх схем дослідження. До того ж як в місцях улаштування болтів, так і в самих болтах виникли найменші напруження (рис. 6.71), це свідчить про те, що руйнування вузла не відбудеться унаслідок зминання чи зрізання болта [45].

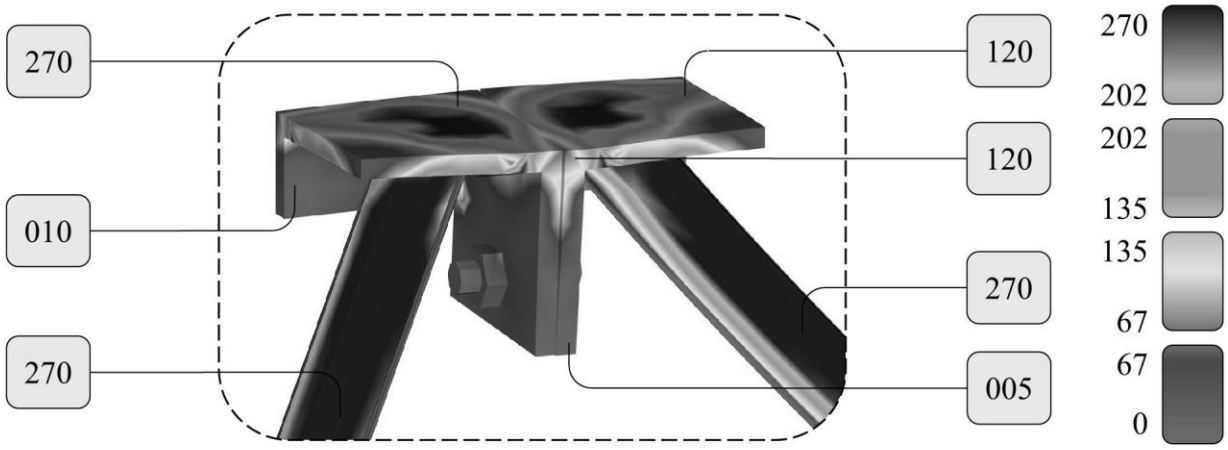


Рисунок 6.71 — Напружено-деформований стан вузла з'єднання просторових сталезалізобетонних модулів у площині верхнього пояса, МПа

Проаналізувавши результати проведеного моделювання, можна зробити висновок про те, що у цілому запропоноване вузлове з'єднання модулів забезпечує їх сумісну роботу в конструкції незалежно від місця прикладання зовнішнього навантаження. При прикладенні експлуатаційних навантажень деталі вузлового з'єднання не зазнають істотних деформацій, котрі можуть призвести до руйнування. Додатковим підтвердженням цьому є результати випробування просторової структурно-вантової сталезалізобетонної експериментальної конструкції при дії короткотривалого навантаження, прикладеного у вузлах з'єднання, результати якого наведено у пункті 5.5.

Таким чином, у результаті проведеного моделювання було досліджено конструктивне рішення вузла з'єднання плитних елементів верхнього пояса просторового структурно-вантового сталезалізобетонного покриття. Висновок про ефективність запропонованого вузлового з'єднання зроблено на підставі

результатів проведеного комп'ютерного моделювання конструкції під дією навантаження при різних граничних умовах, а також на підставі скінченноелементного аналізу напружено-деформованого стану його деталей. Скінченноелементний аналіз напружено-деформованого стану запропонованого вузла з'єднання показав, що його будова позбавлена слабких ділянок і місць концентрацій напружень.

6.7. Висновки за шостим розділом

За результатами виконаного дослідження просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій зроблено такі висновки:

1. Виконане комп'ютерне моделювання дозволило отримати додаткові відомості про напружено-деформований стан створених конструкцій у цілому та окремих їх компонентів, зокрема просторових модулів, елементів нижнього пояса, деталей вузлів з'єднання тощо.

2. Визначено розміри скінченних елементів для моделювання роботи створених конструкцій шляхом поступового збільшення щільності скінченноелементних моделей досліджуваних конструкцій та встановлення факту збіжності результатів. Встановлено, що для отримання об'єктивних чисельних даних про напружено-деформований стан структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій потрібно створювати скінченноелементні моделі, які залежно від задачі дослідження та конструктивного елемента можуть мати різну щільність. Для моделювання стрижневих двовимірних елементів створених конструкцій достатньо використовувати скінченні елементи, що мають такі самі розміри як сам елемент. Для моделювання пластин, що задаються у двовимірній системі координат та товщиною доцільно розбивати на таку кількість елементів, щоб задовільнити вимоги зазначені у п. 6.2. При моделюванні конструкцій з застосуванням тривимірних (об'ємних твердотілих) моделей скінченні елементи типу *SOLID,* як і в попередньому випадку можуть мати різні розміри. Для моделювання елементів нижнього пояса, деталей вузлових з'єднань тощо використовувалися скінченні елементи в діапазоні 2…10 мм.

3. Для чисельних розрахунків були використані пружна та пружно нелінійна моделі матеріалів. Пружна модель задавалася шляхом уведення модулю пружності та коефіцієнту Пуасона. Пружно нелінійна модель додатково потребувала введення діаграм Прандтля.

4. За допомогою чисельних розрахунків визначено схеми деформування основних елементів створених конструкцій. Отримані результати мають добру збіжність із експериментальними результатами. У середньому розбіжність між результатами комп'ютерних і фізичних експериментів не перевищує 18 %.

5. Досліджено напружено-деформований стан просторових сталезалізобетонних модулів. Моделювання їх роботи на вплив навантаження прикладеного різними способами, показало сумісну роботу складових елементів модуля. Отримані результати свідчать про те, що просторові сталезалізобетонні модулі під дією навантаження ведуть себе як цілісні елементи.

6. Досліджено роботу створеної конструкції під дією рівномірного та несиметричного навантаження. У результаті дослідження напружено-деформованого стану конструкції під дією рівномірного навантаження (аналогічного експерименту) отримано дані, які мають збіжність з експериментальними та теоретичними в межах 9 %. У результаті дослідження конструкції на дію несиметричного навантаження встановлено, що її несуча здатність та схема деформування залежать від місця прикладення зовнішнього навантаження та його величини.

7. Вивчено особливості розподілу напружень та деформативності вузлових з'єднань просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій. Отримані результати свідчать про ефективність конструктивного рішення вузлових з'єднань.

РОЗДІЛ 7
ПРОЕКТУВАННЯ, ВПРОВАДЖЕННЯ ТА ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ОБҐРУНТУВАННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ ПРОСТОРОВИХ СТРУКТУРНО-ВАНТОВИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

У розділі відображені результати досліджень як проектні рішення покриттів будівель і споруд, які розроблені за авторськими рекомендаціями [44] щодо проектування просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій. Відповідно до яких на підставі замовлень від різник будівельно-проектних організацій, товариств і підприємств запроектовано низку об'єктів із застосуванням створених конструкцій, про що отримано відповідні довідки та акти про впровадження. Список об'єктів на яких впроваджено просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції наведено у вступі дисертаційної роботи, а довідки та акти у додатку В. Обґрунтовано ефективність та конкурентоздатність просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій шляхом встановлення їх кращих техніко-економічних показників на підставі варіантного проектування різноманітних будівель і споруд та проведення комплексного порівняльного аналізу технічних характеристик запроектованих конструкцій, зокрема трудомісткості та вартості виготовлення і монтажу, витрат і вартості матеріалів з відповідними характеристиками проектів із застосуванням існуючих конструктивних рішень.

Розроблені проекти будівель і споруд та окремі конструктивні рішення, які впроваджені у будівництво належать до просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій та захищені патентами України, зокрема на винахід [128].

Наведені у розділі дані отримані в межах наукової роботи молодих учених «Нові універсальні ресурсоекономні конструктивні рішення покриттів великопролітних будівель і споруд та енергоощадна технологія їх зведення», яка внесена до затвердженого наказом Міністерства освіти і науки України від 03.10.2017 року № 1333 переліку проектів, котрі пройшли конкурсний відбір проектів науково-технічних (експериментальних) розробок та наукових робіт молодих вчених.

7.1. Проектування структурно-вантового сталезалізобетонного покриття головного корпусу автотранспортного підприємства

Згідно до завдання від ФОП «Дробязко В. В.» (м. Кременчук) запроектовано структурно-вантове сталезалізобетонне покриття 72×48 м [44] для головного корпусу автотранспортного підприємства у м. Охтирка Сумської області.

Будівля запроектована з повним сталезалізобетонно-металевим каркасом, що складається з поперечних рам — з'єднанні між собою ферми і колони. Несучі конструкції покриття будівлі розроблялися на підставі варіантного проектування — розглядалися два варіанти покриття з ферм, виконаних з круглих (варіант 1) і квадратних (варіант 2) сталевих труб з кроком 6 м і фланцевими з'єднаннями та три варіанти структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій, які складалися з просторових модулів розмірами 3×3×2,12 м ($a \times a \times h$) та окремих гнучких елементів нижнього пояса, з'єднаних між собою болтами. Третій варіант покриття — конструкція з круглих сталевих труб, залізобетонної плити та сталевого канату, четвертий — теж, але з квадратних сталевих труб, п'ятий — з круглих сталевих труб, армоцементної плити з ребрами по контуру та круглої сталі як нижній пояс.

Особливості проектування розроблених конструкцій показано на прикладі одного прольоту розміром 24×72 м для третього варіанту покриття. За результатами розрахунку було законструйовано несучі елементи структурно-вантового сталезалізобетонного покриття (рис. 7.1).

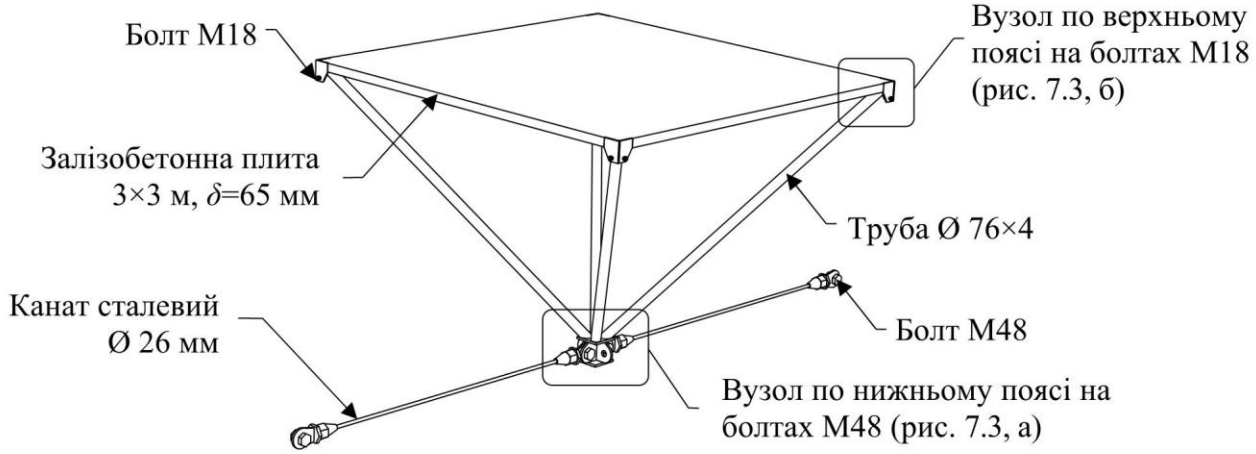


Рисунок 7.1 — Загальний вигляд елементів просторового структурно-вантового сталезалізобетонного покриття

На рисунку 7.2 зображено геометричні розміри складових елементів покриття, а на рисунку 7.4 — схему армування верхнього пояса.

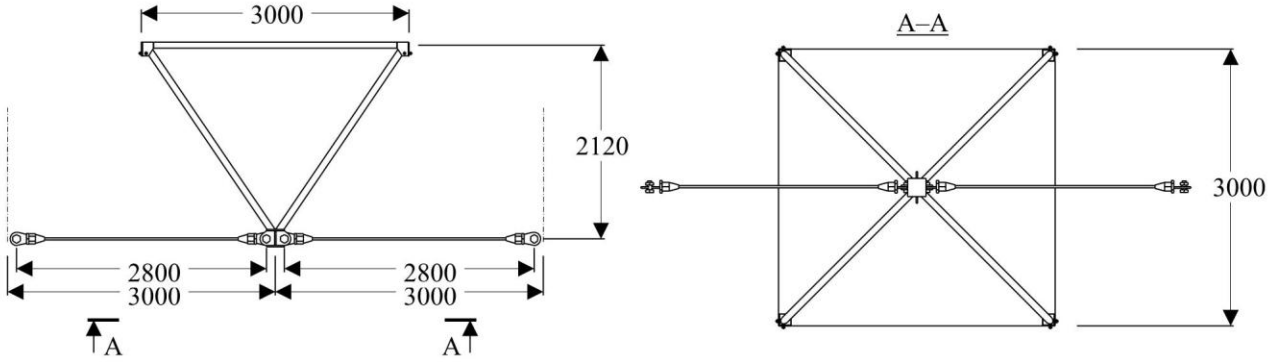
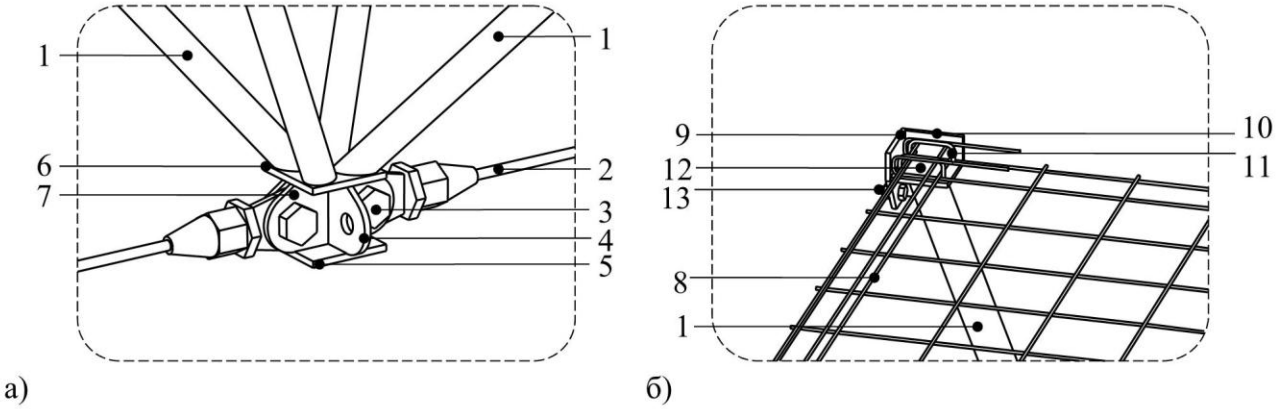


Рисунок 7.2 — Геометричні розміри елементів просторового структурно-вантового сталезалізобетонного покриття



а) б)

Рисунок 7.3 — Загальний вигляд вузлів з’єднання по нижньому (а) і верхньому (б) поясах просторового структурно-вантового сталезалізобетонного покриття:
1 — труба Ø 76×4 мм; 2 — канат Ø 24 мм; 3 — болт М 48; 4 і 7 — пластина t = 16 мм; 5 і 6 — пластина ─200×200×16 мм; 8 — арматурний стрижень А400С Ø 6 мм; 9, 10 і 12 — пластина t = 10 мм; 11 — анкерна петля з арматури А400С Ø 8 мм; 13 — болт М 18.

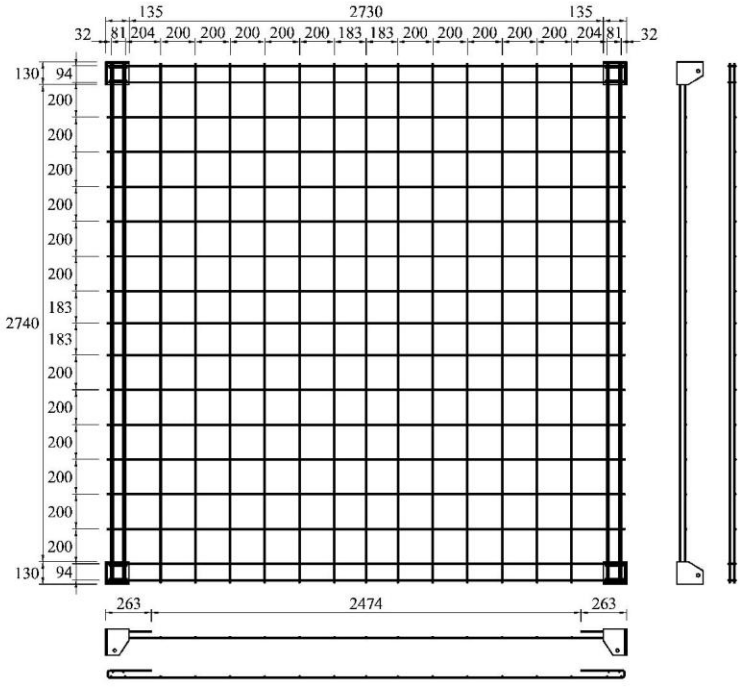
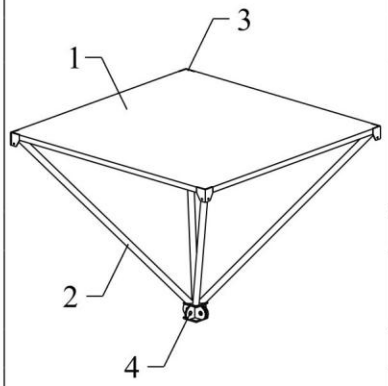


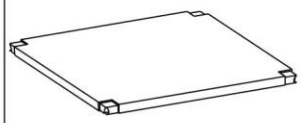
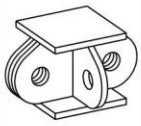
Рисунок 7.4 — Загальний вигляд армування верхнього пояса просторового модуля структурно-вантового сталезалізобетонного покриття

Відповідно до розроблених креслень була визначена маса одного просторового модуля, яка дорівнює 1,426 т (табл. 7.1). Тоді загальна маса відправного елемента СВ–1 (рис. 7.5) з урахування різноманітних метизів (53,73 кг) та маси нижнього пояса (210,33 кг) (рис. 7.7, а) дорівнює 11,67 т, а витрати сталі на 1 м² — 20,09 кг. Аналогічно були розраховані та законструйовані інші варіанти покриття (рис. 7.6). Результати проектування відображенні у вигляді технічних характеристик, які наведені у таблиці 7.2.

Таблиця 7.1

Специфікація елементів та маса одного просторового модуля



Показник	Номер елемента			
	1	2	3	4
				
Кількість, шт	1	4	4	1
Маса одиниці, кг	1276,89 (бетон) 25,99 (арматура)	19,67	3,76	26,48
Разом, кг	1302,88	76,68	15,04	26,48
На зварювання				4,73
Всього, кг				1425,81

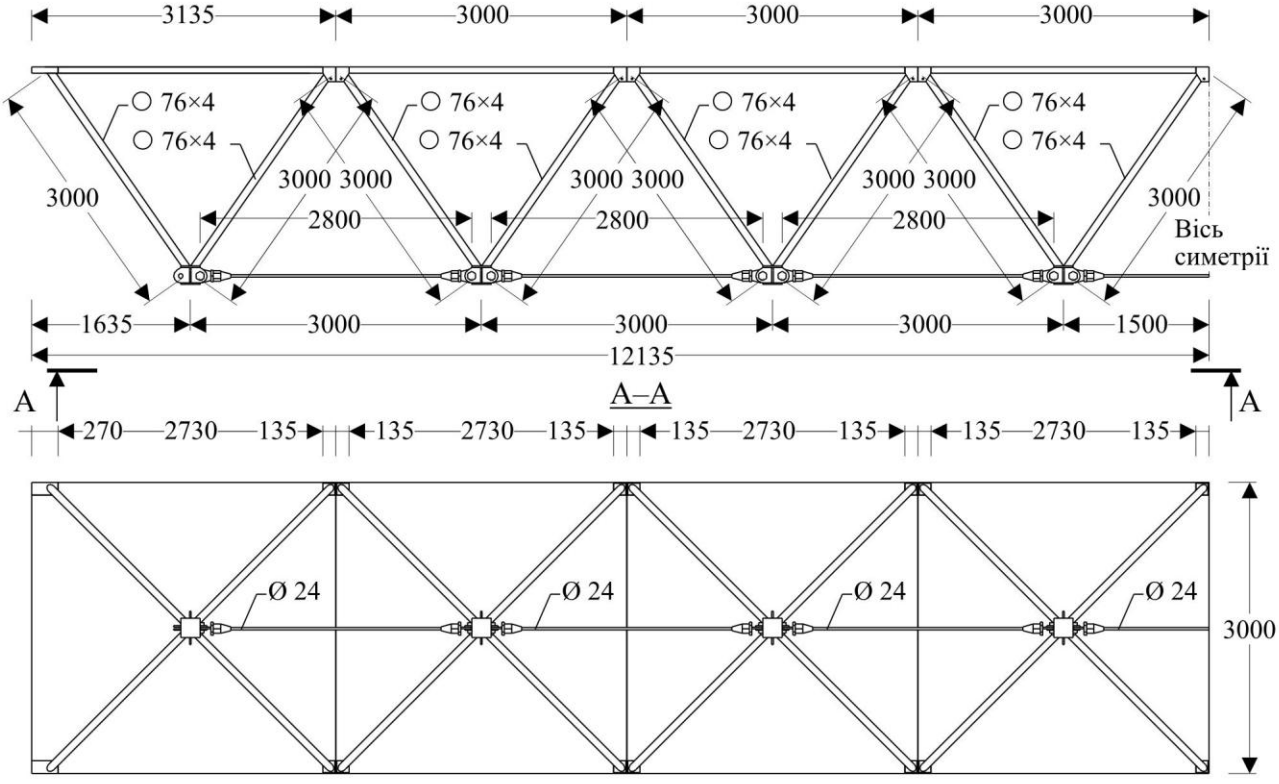
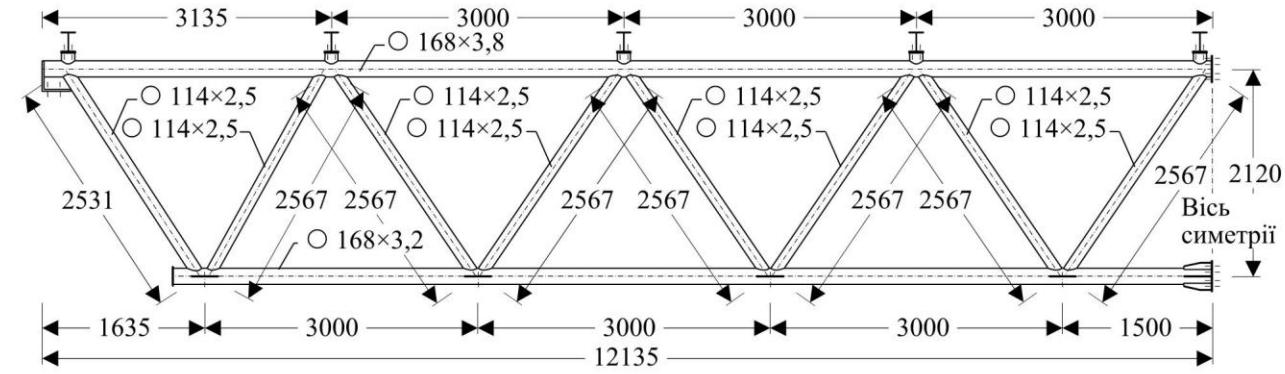
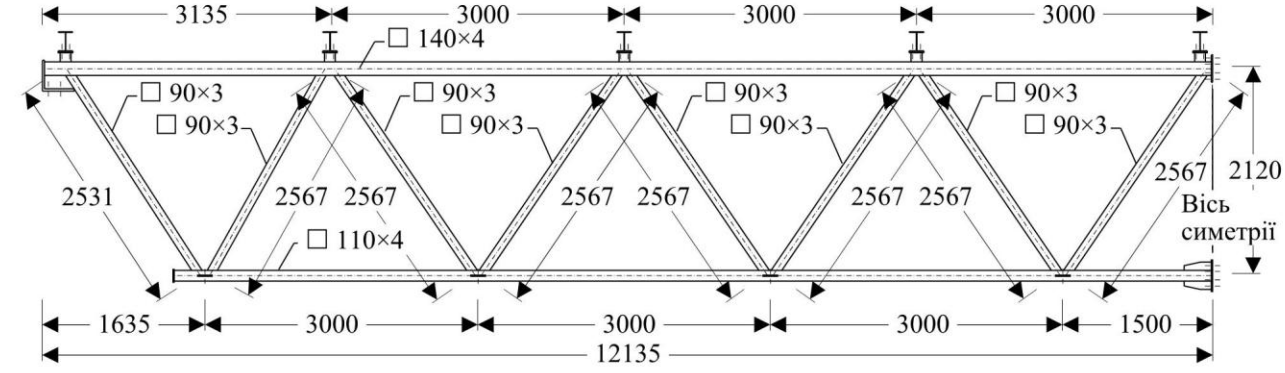


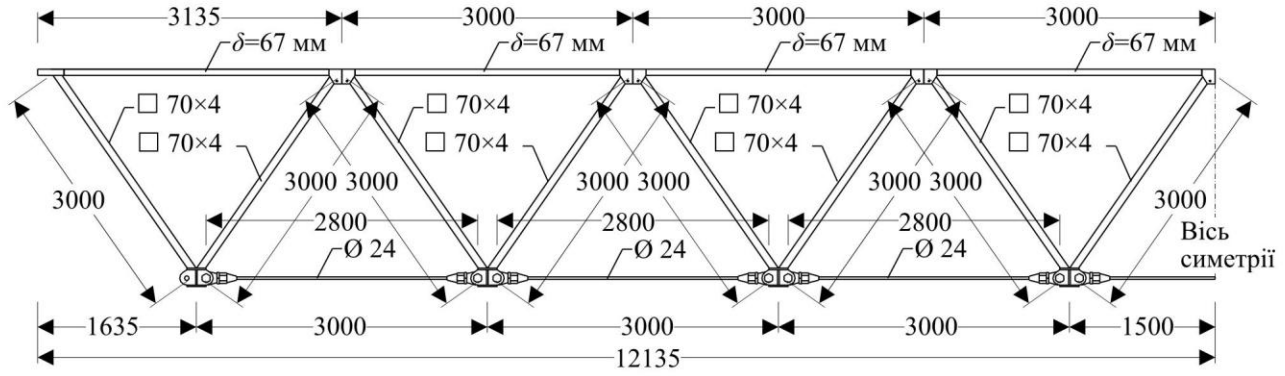
Рисунок 7.5 — Відправний елемент СВ–1 просторового структурно-вантового сталезалізобетонного покриття



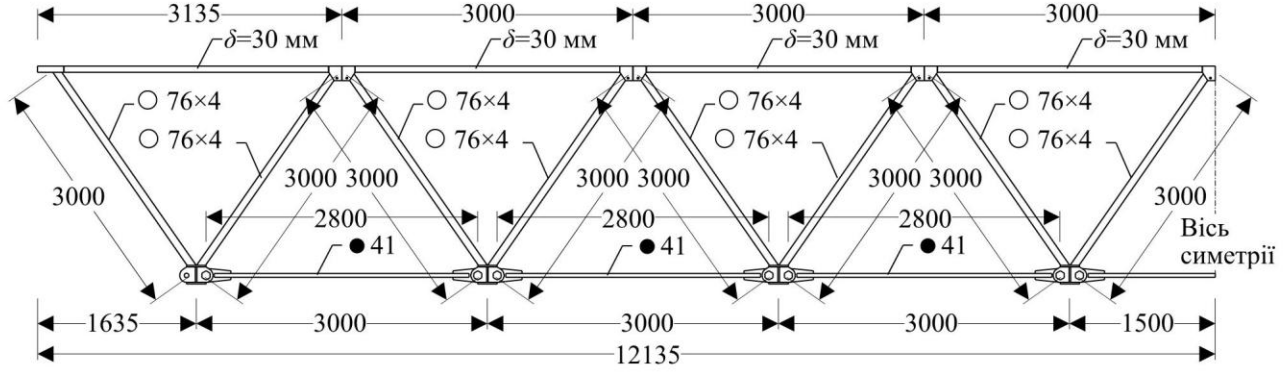
а)



б)

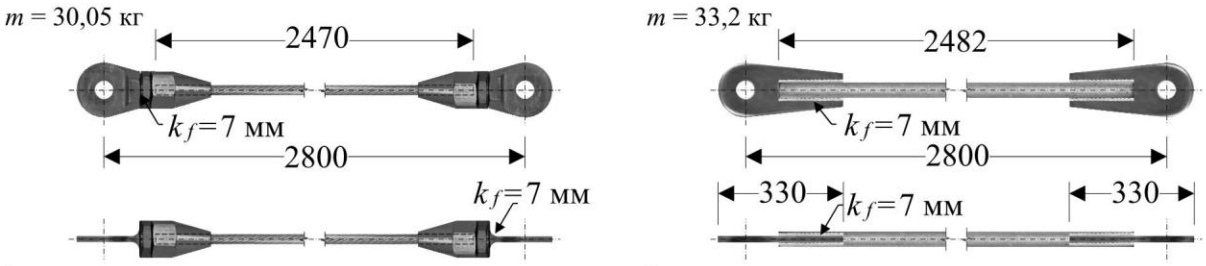


в)



г)

Рисунок 7.6 — Схеми відправних елементів першого (а), другого (б), четвертого (в) та п’ятого (г) варіантів покриття з розмірами в плані 24×72 м



а) б)

Рисунок 7.7 — Елементи нижнього пояса для третього, четвертого (а) та п’ятого (б) варіантів покриття

При розрахунку показників, які наведені у таблиці 7.2 до уваги приймалися такі елементи конструкції покриття: в’язі, прогони, профнастил, метизи, утеплювач, покрівля. Конструкція покрівлі для першого і другого варіанту включала горизонтальні вязі, прогони зі зварного двотавра (поличка / стінка 150×8 / 190×5) та профнастил δ=1 мм з масою 11,1 кг/м². Щільність утеплювача 29,49 кг/м².

Таблиця 7.2

Техніко-економічні показники запроектованих варіантів покриття будівлі (один проліт 24×72 м)

№ проекту	Маса покриття, т	Витрати сталі, т	Витрати сталі на 1 м², кг	Витрати бетону, м³	Довжина зварного шва, м	Кількість болтів, шт.
№ 1 (рис. 7.6, а)	123,94	72,99	42,24	—	3501,86	208
№ 2 (рис. 7.6, б)	124,22	73,26	42,4	—	3338,59	208
№ 3 (рис. 7.5)	379,09	34,72	20,09	111,44	1531,01	704
№ 4 (рис. 7.6, в)	380,96	36,57	21,17	111,44	1598,59	704
№ 5 (рис. 7.6, г)	258,13	33,19	19,21	58,49	1578,67	704

Розрахунок кошторисної вартості виконувався на весь обсяг робіт зі зведення наземної частини двопролітної будівлі розміром в плані 48×72 м відповідно до національного стандарту України щодо визначення вартості будівництва ДСТУ Б Д.1.1–1:2013 (станом на 15.07.2018 року) (табл. 7.3).

Таблиця 7.3

Порівняння вартості запроектованих варіантів покриття будівлі

№ проекту	Вартість монтажу, тис. грн.	Вартість виготовлення, тис. грн.	Вартість матеріалів, тис. грн	Разом, тис. грн	Розбіжність, %
№ 1 (рис. 7.6, а)	441,30	1528,32	2288,67	4258,29	43,5
№ 2 (рис. 7.6, б)	442,69	1532,37	2292,14	4267,20	43,65
№ 3 (рис. 7.5)	1059,52	866,94	825,49	2751,95	12,63
№ 4 (рис. 7.6, в)	1064,75	869,47	905,21	2839,43	15,32
№ 5 (рис. 7.6, г)	721,45	789,11	893,93	2404,49	—

З таблиці 7.3 видно, що варіант № 5 є економніший на 15,3–43,5 % ніж інші.

7.2. Проект несучої конструкції покриття літньої сцени для масових культурно-мистецьких заходів

Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції були використані при проектуванні покриття будівлі літньої сцени для масових культурно-мистецьких заходів (рис. 7.8), що відноситься до комплексу будівель і споруд центру розвитку духовної культури Національного музею заповідника українського гончарства в смт. Опішне, Зіньківського району Полтавської області. Згідно завдання на проектування об'єкт майбутнього будівництва розташований на похилому березі озера неподалік від природнього гаю по вулиці Явдохи та Гаврила Пошивайлів, 3.



Рисунок 7.8 — Загальний вигляд будівлі літньої сцени з просторовим структурно-вантовим сталезалізобетонним покриттям

Розроблені структурно-вантові сталезалізобетонні конструктивні рішення дозволили запроектувати гармонізовану з навколишнім оточенням й існуючою забудовою заповідника будівлю, що має високі техніко-економічні показники. Легкість та тектонічність вирішення забезпечено використанням структурно-вантових елементів. Ефективність запропонованого рішення досягнута завдяки суміщенню несучої і захисної функцій, раціональному використанню матеріалів, оригінальному поєднанні конструктивних елементів і застосуванню технологічно простих у виготовленні несучих елементів і вузлових з'єднань. Проектування несучої структурно-вантової сталезалізобетонної системи було виконано згідно авторських рекомендацій та нормативних документів щодо проектування будівельних конструкцій [58, 59].

Конструкція структурно-вантового сталезалізобетонного покриття складається з шести структурно-вантових вигнутих елементів прольотом L = 13,84 м і стрілою підйому f = 2,88 м (f/L = 1/5) (рис. 7.10), які за проектом спираються на несучі цегляні стіни будівлі на різних відмітках (рис. 7.9). Проміжок між структурно-вантовими елементами, що утворений навмисно шляхом їх монтажу на різних відмітках заповнений світлопрозорим матеріалом — монолітним полікарбонатом. Кожен структурно-вантовий вигнутий елемент, який зображений на рисунку 7.10 складається з одинадцяти просторових плитно-стрижневих модулів пірамідальної форми висотою h = 990 мм та з розміром сторони основи a = 1400 мм (рис. 7.11), а також десяти елементів нижнього пояса довжиною l = 1113 мм (рис. 7.12).

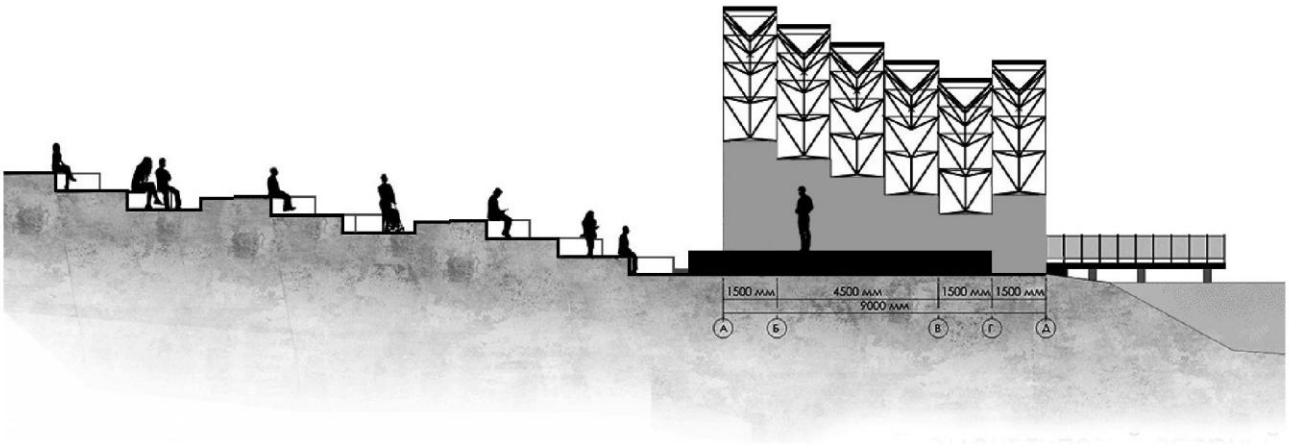


Рисунок 7.9 — Переріз структурно-вантового сталезалізобетонного покриття над літньою сценою



Рисунок 7.10 — Загальний вигляд структурно-вантового сталезалізобетонного вигнутого елемента прольотом 13,84 м

Елементи нижнього пояса структурно-вантових елементів покриття запроектовані з прокату сталевого гарячекатаного круглого діаметром 26 мм за

ГОСТ 2590–88. Просторові модулі і елементи нижнього пояса з'єднуються між собою болтами по верхньому і нижньому поясах (рис. 7.13). Просторові модулі запроектовані зі сталевих безшовних гарячодеформованих круглих труб діаметром 32 мм та товщиною стінки 3 мм за ГОСТ 8732–78 (поз. 1 на рис. 7.11) та армоцементної плити товщиною 30 мм з потовщенням по контуру до 60 мм (поз. 2 на рис. 7.11).

Кут нахилу стрижнів до своєї горизонтальної проекції α дорівнює 45°. Плити армуються сітками з чарункою 12 мм, що виготовленні з тонкого сталевого дроту Ø 0,9 мм. Кількість сіток дорівнює 4. Технологія виготовлення просторових модулів розглянута у пунктах 2.5 та 5.2 цієї роботи, а також у праці [132].

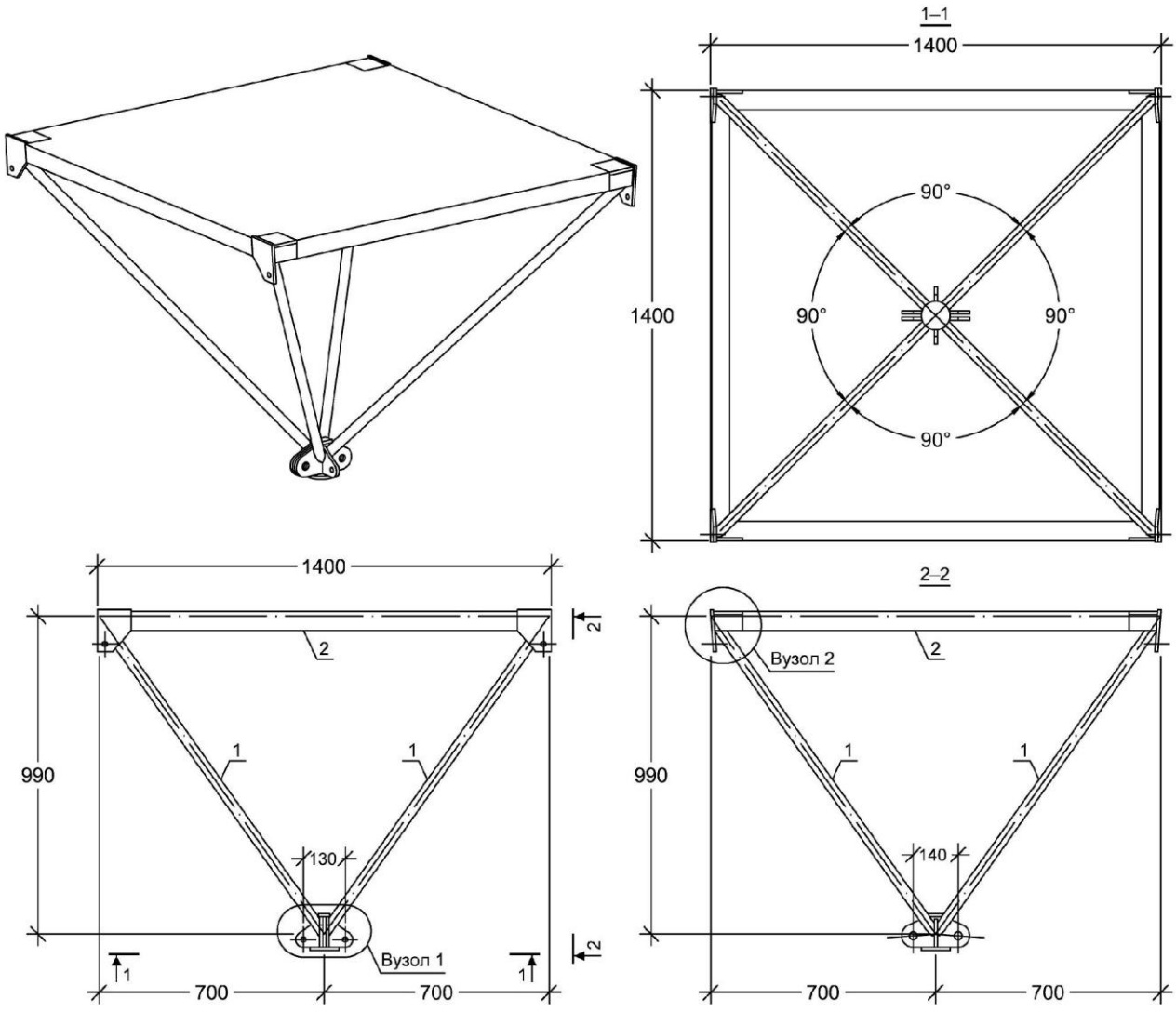


Рисунок 7.11 — Просторовий модуль:

1 — труба сталева Ø 32×3; 2 — армоцементна плита ($\delta_{пл}$=30 мм; $h_р$=30 мм)

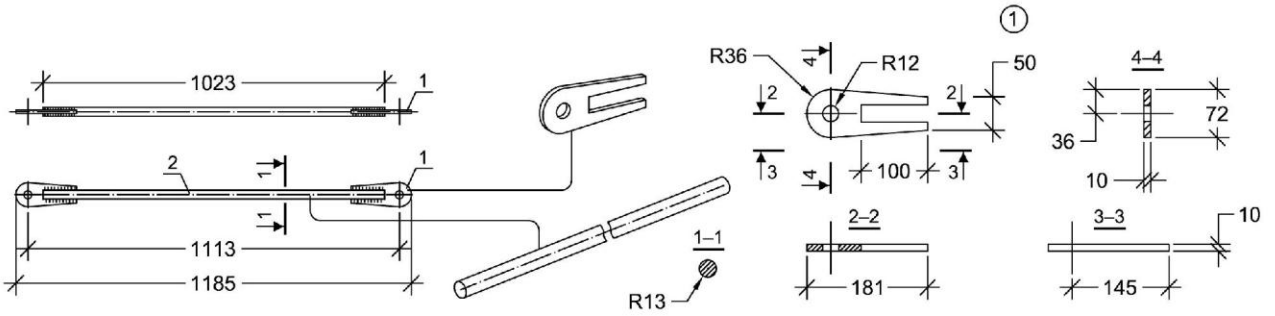


Рисунок 7.12 — Елемент нижнього пояса просторового структурно-вантового сталезалізобетонного покриття

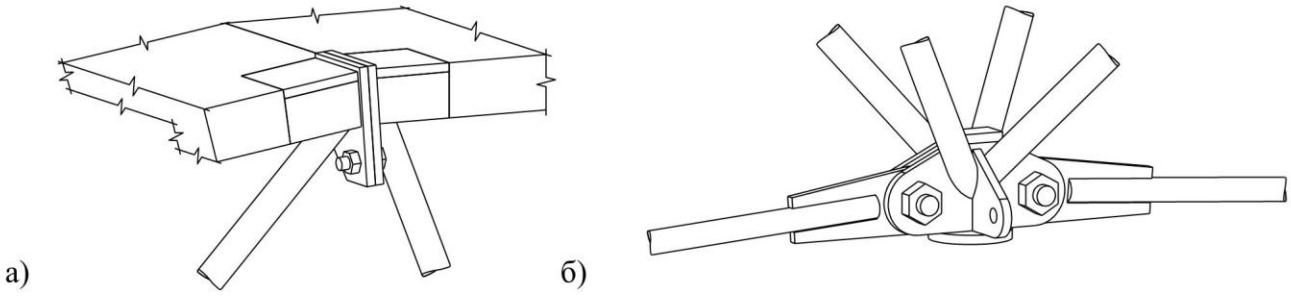


Рисунок 7.13 — Вузлові з’єднання по верхньому (а) та нижньому (б) поясах просторових модулів та елементів нижнього пояса

Вузол з’єднання по верхньому поясі складається з двох сталевих вузлових деталей сусідніх просторових модулів, з’єднаних між собою болтом М16 класу 8.8 (рис. 7.14), а вузол з’єднання по нижньому поясі складається з трьох зварних вузлових деталей (рис. 7.15). З метою зменшення кількості різних профілів усі елементи вузлових деталей запроектовані з одного типу листової сталі товщиною 10 мм за ГОСТ 27772–88.

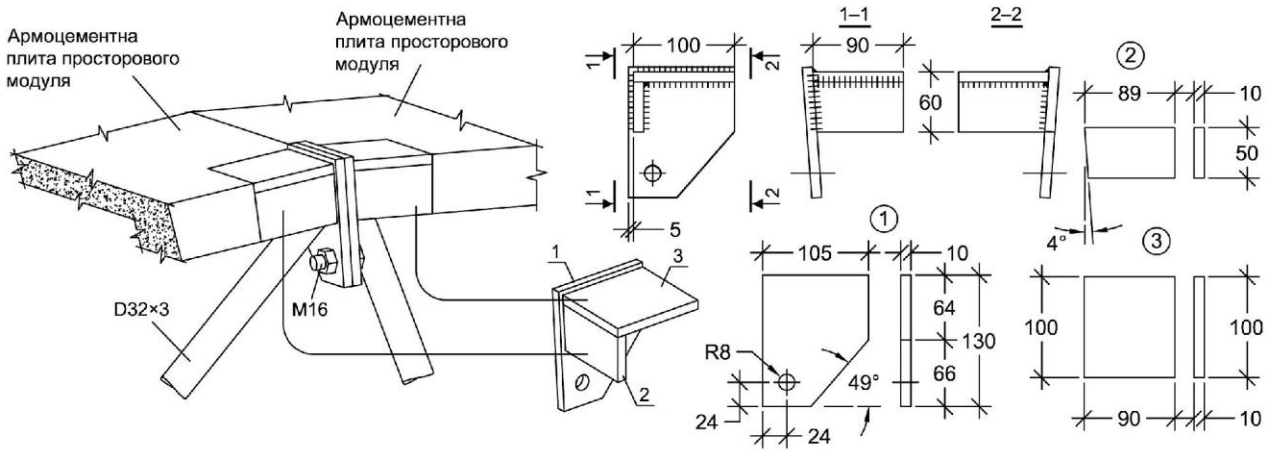


Рисунок 7.14 — Вузол з’єднання просторових сталезалізобетонних модулів по верхньому поясі

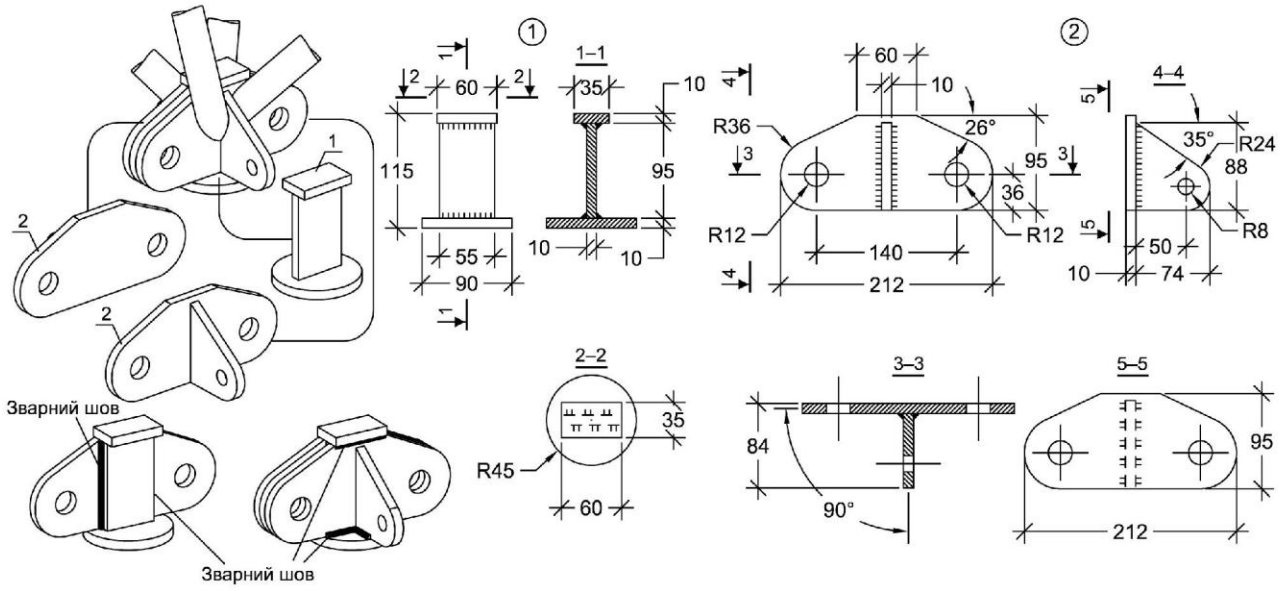
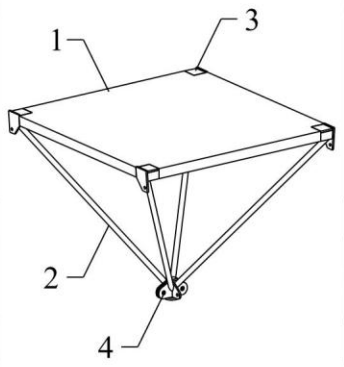
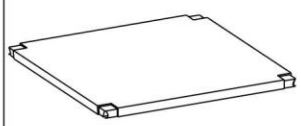
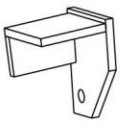
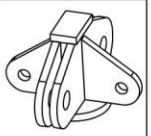


Рисунок 7.15 — Вузол з’єднання по нижньому поясі

Специфікація елементів необхідних для виготовлення одного просторового модуля наведена у таблиці 7.4. Просторовий модуль складається з чотирьох типів елементів — армоцементної плити (поз. 1), трубчастих стрижнів решітки (поз. 2), вузлових деталей по верхньому (поз. 3) і нижньому (поз. 4) поясах. Загальна маса одного модуля з урахуванням зазначених елементів дорівнює 0,167 т.

Таблиця 7.4

Специфікація елементів та маса одного просторового модуля розмірами 1,4×1,4 м та висотою 0,99 м

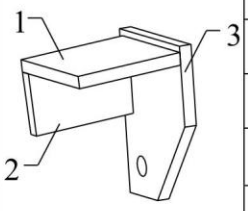
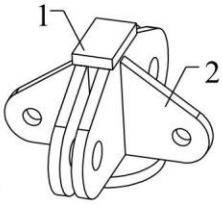
	Показник	Номер елемента			
		1	2	3	4
					
	Кількість, шт	1	4	4	1
	Маса одиниці, кг	132,9 (бетон) 7,6 (арматура)	2,91	2,05	4,58
	Разом, кг	140,5	11,64	8,20	4,58
				На зварювання	1,60
				Всього, кг	166,52

Примітки: 1. Маса плити вказана з урахуванням армування. 2. В розрахунок приймалася щільність бетону 2 т/м³. 3. Маса сталевих деталей визначалася за сортаментом або через об’ємну масу сталі 7,8 т/м³.

Специфікація елементів необхідних для виготовлення вузлових деталей наведена у таблицях 7.5 та 7.6.

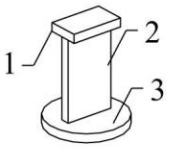
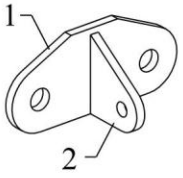
Таблиця 7.5

Специфікація та маса вузлів з'єднання по верхньому та нижньому поясах

Ескіз	№ з/п	Кількість, шт	Маса, кг	Разом, кг	Ескіз	№ з/п	Кількість, шт	Маса, кг	Разом, кг
	1	1	0,70	0,70		1	2	1,65	3,30
	2	1	0,34	0,34		2	1	1,18	1,18
	3	1	0,91	0,91		На зварювання			0,1
	На зварювання			0,1		Всього, кг			4,58
	Всього, кг			2,05					

Таблиця 7.6

Специфікація та маса деталей вузлів з'єднання по нижньому поясі

Ескіз	№ з/п	Кількість, шт	Маса, кг	Разом, кг	Ескіз	№ з/п	Кількість, шт	Маса, кг	Разом, кг
	1	1	0,17	0,17		1	1	1,22	1,22
	2	1	0,41	0,41		2	1	0,33	0,33
	3	1	0,50	0,50		На зварювання			0,1
	На зварювання			0,1		Всього, кг			1,65
	Всього, кг			1,18					

Маса одного структурно-вантового елемента з урахуванням болтових з'єднань та елементів нижнього пояса дорівнює 1,88 т, а загальна маса покриття — 11,08 т, в тому числі 2,31 т сталі. Таким чином витрати сталі (арматура, прокат тощо) на 1 м² дорівнюють 2,31 т / 124,56 м² = = 0,0185 т/м² = 18,5 кг/м².

Вартість виготовлення просторових модулів необхідних для складання одного структурно-вантового елемента дорівнює 2,518 тис.грн., а зведена кошторисна вартість одного елемента дорівнює 8,311 тис.грн. (станом на 27 червня 2018 року).

7.3. Проект структурно-вантового сталезалізобетонного покриття виробничого корпусу адміністративно-виробничої будівлі

Згідно завдання на проектування від ТОВ «Стілтек Інжинірінг» (м. Київ) необхідно було розробити будівлю одноповерхового виробничого корпусу шириною 29,4 м та довжиною 39,2 м у м. Київ, що розташована у притул до багатоповерхової адміністративно-виробничої будівлі. Розроблення несучих конструкцій виконувалося шляхом варіантного проектування на дію розрахункового навантаження 250 кг/м². У першому варіанті було розроблено трьохпролітну будівлю, що складається виключно з металевих конструкцій, каркас якої включає колони, підкроквяні балки, кроквяні, конструкції, покрівлю, в'язі та огороджувальні конструкції (рис. 7.16 та рис. 7.18, а).

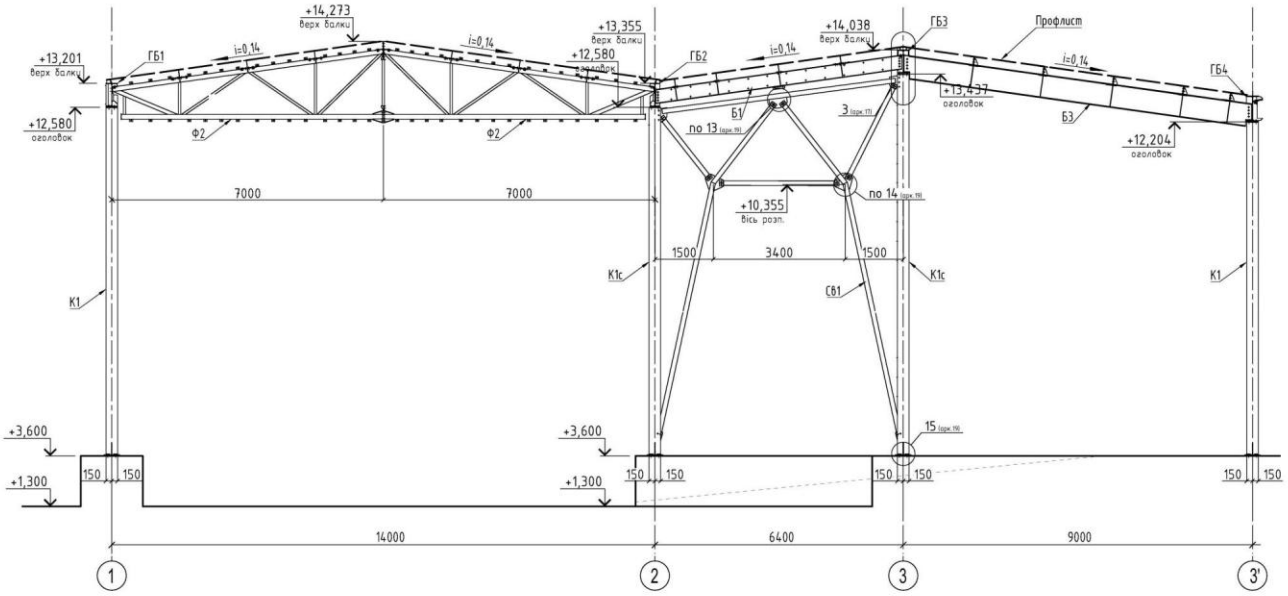


Рисунок 7.16 — Розріз будівлі в осях 1–4 за варіантом № 1

Прийнятий крок колон дорівнює 14 м, кроквяних конструкцій — 7 м, а прогонів — 1,75 м. Другий варіант будівлі відрізняється від першого тим, що у прольоті в осях 1–2 шириною 14 м як покриття запроектовані структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції (рис. 7.17 та рис 7.18, б). Просторове структурно-вантове сталезалізобетонне покриття складається з вигнутих елементів, укладених на підкроквяні сталеві балки. Ширина одного структурно-вантового балкового елемента дорівнює 1,4 м, тобто покриття складається з просторових модулів зі стороною 1,4 м та висотою h=0,99 м, яка визначалася за

формулою (2.124). Покриття має форму дуги з радіусом R=37,9 м (формула (2.1)). Величина вигину покриття задовольняє критерії, що висуваються до такого типу конструкцій ($f/L=^{1}/_{20}=0{,}05 \geq {}^{0{,}699}/_{14}\approx 0{,}05$), а співвідношення висоти модуля до прольоту конструкції знаходиться в рекомендованому діапазоні ($10 \leq L/h \leq 14 \rightarrow {}^{14}/_{0{,}99}=14{,}14 \rightarrow \Delta<1$ %) (п. 2.7).

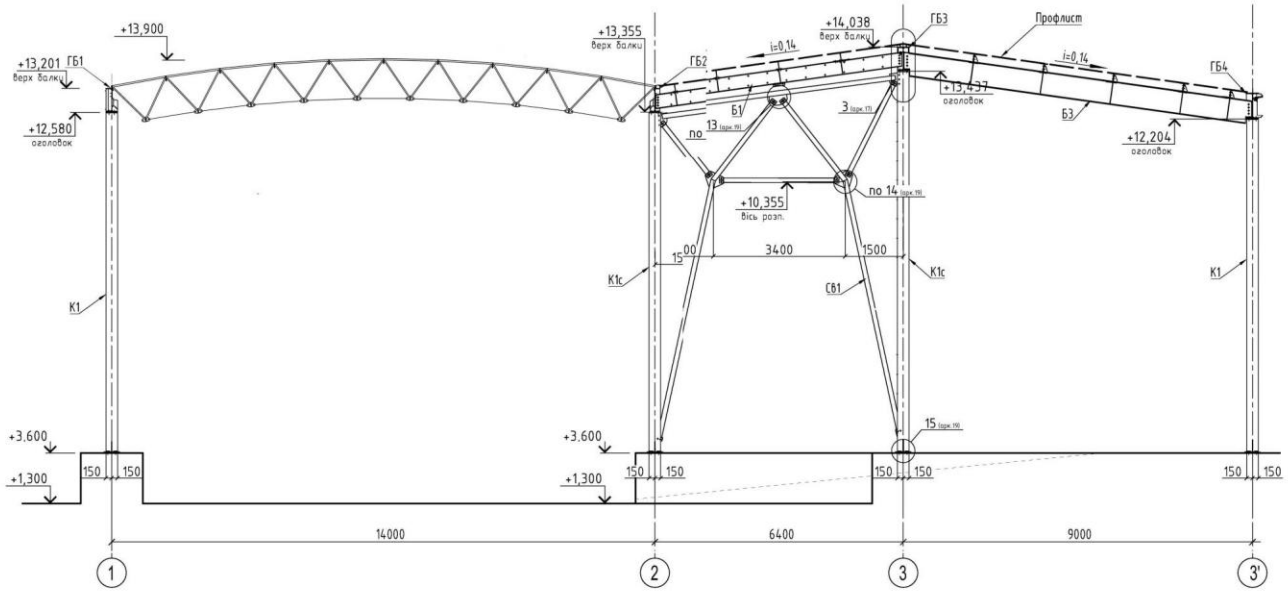


Рисунок 7.17 — Розріз будівлі в осях 1–4 за варіантом № 2

Схеми розміщення конструкцій покриття зображено на рисунку 7.18. На рисунку 7.18 (а) зображено розташування ферм (балок) покриття (перший варіант), а на рисунку 7.18 (б) — розташування структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій (другий варіант).

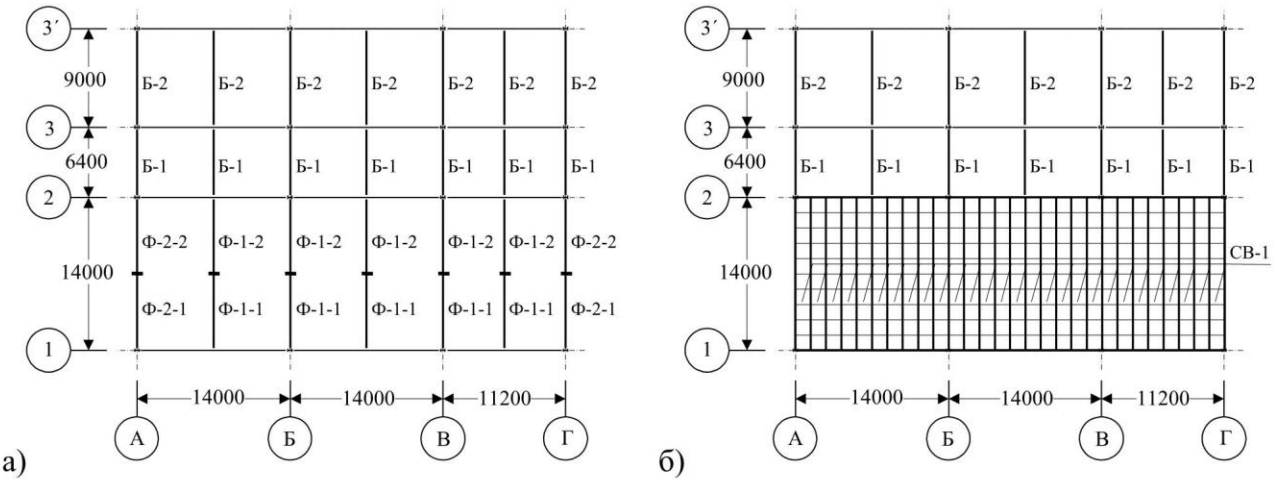


Рисунок 7.18 — Схема розміщення кроквяних конструкцій за першим (а) і другим (б) варіантом

Враховуючи те, що два розроблені варіанти будівлі відрізняються один від одного лише покриттям в осях 1–2, тому далі розглядаються лише ці конструкції. В першому варіанті кроквяні конструкції виготовлені зі сталевих прямокутних труб у відповідності до вимог ДСТУ Б.В. 2.6:199–2014 (рис. 7.19). Верхній і нижній пояси ферми виконані з труб □ 120×5, розкоси і стійки з труб □ 60×4, а опорний розкіс з □ 100×5. По верхньому поясі укладені прогони зварні (поличка ─150×8, стінка ─190×5). По прогонам укладена покрівля з профільованого настилу.

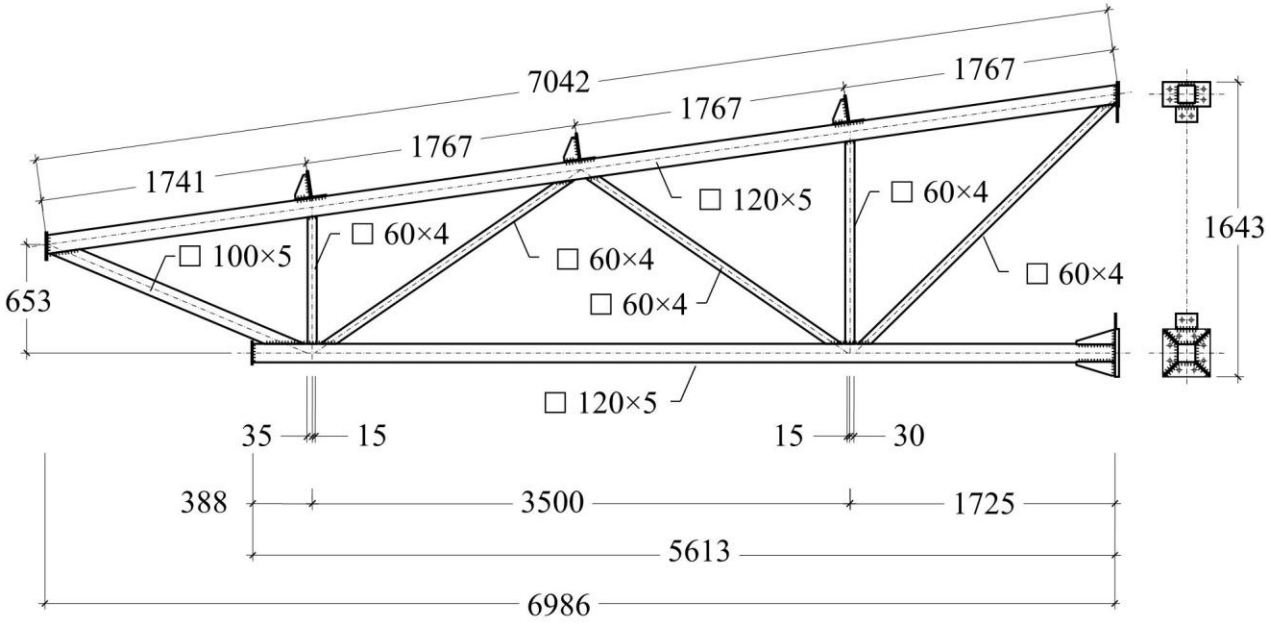


Рисунок 7.19 — Півферма Ф–1 (варіант покриття № 1)

Згідно до розроблених креслень визначено потреби в сталі: маса відправного елемента Ф–1–1 дорівнює 366,0 кг, у тому числі 3,6 кг маса наплавленого металу; маса відправного елемента Ф–1–2 дорівнює 369,7 кг, у тому числі 3,7 кг маса наплавленого металу; маса відправного елемента Ф–2–1 дорівнює 397,2 кг, у тому числі 3,9 кг маса наплавленого металу; маса відправного елемента Ф–2–2 дорівнює 400,9 кг, у тому числі 4,0 кг маса наплавленого металу. Таким чином на виготовлення всіх відправних елементів потрібно 5,27 т, а також 8,1 т прогонів та 5,49 т профільованого листа. Разом потрібно 18,86 т сталі, що складає 34,36 кг/м².

У іншому варіанті відправний елемент СВ–1 складається з десяти просторових мордулів (рис. 7.20). Просторовий модуль виконаний з

армоцементної плити δ=52 мм (щільність армоцементу 0,8 т/м³), армованої двома сітками з арматури B500C Ø 3 мм та чарункою 50 мм та стрижнів. Стрижні решітки розраховані на максимальне зусилля стискання 15,21 кН за формулою (8.3) п.п. 8.1.3 [58] → A_n=15210/0,90369×270×1=62,34 мм², однак за гнучкістю прийнято сталеві труби безшовні гарячедеформовані із зовнішнім діаметром 32 мм і товщиною стінки 2,5 мм (A_n=2,317 см²) за ГОСТ 8732–78.

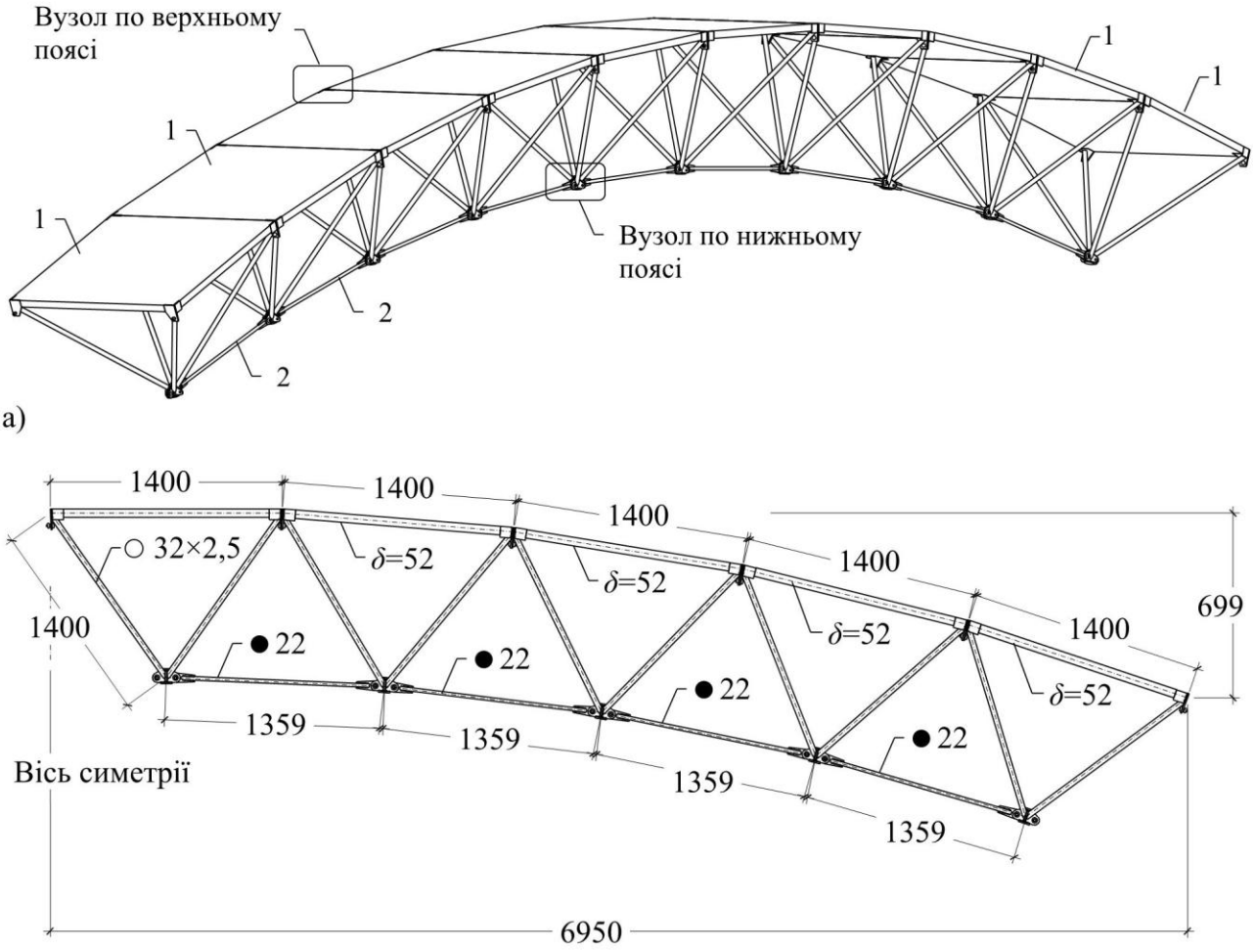


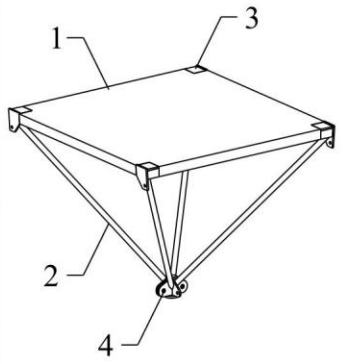
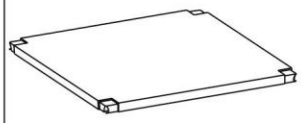
Рисунок 7.20 — Загальний вигляд (а) та схема (б) просторового структурно-вантового сталезалізобетонного елемента СВ–1 (варіант покриття № 2)

Нижній пояс розрахований на максимальне зусилля розтягнення 85,35 кН за формулою (8.1) п.п. 8.1.1 [58] → A_n=85350/270×1=316 мм² та виконаний з прокату сталевого гарячедеформованого круглого Ø 22 мм (A_n=3,801 см²>3,16 см²) за ГОСТ 2590–88. Мінімальна площа поперечного перерізу вузлових деталей нижнього пояса в місцях отворів під болт

визначалася за формулою (8.1) п.п. 8.1.1 [58]. Розрахунок болтових з'єднань виконано за формулою (16.12) п. 16.2.9 [58], а зварних — п.п. 16.1.16 [58]. Підбір перерізів стиснутих і розтягнутих стрижнів виконувався за формулою (8.1) п.п. 8.1.1, а розрахунок стійкості стиснених сталевих елементів виконувався за формулою (8.3) п.п. 8.1.3 [58]. У таблицях 7.7 та 7.8 наведена специфікація елементів одного модуля.

Таблиця 7.7

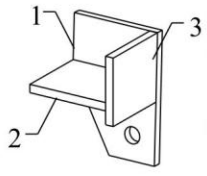
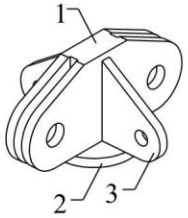
Специфікація елементів та маса одного просторового модуля 1,4×1,4×0,99

	Показник	Номер елемента			
		1	2	3	4
					
	Кількість, шт	1	4	4	1
	Маса одиниці, кг	80,18 (бетон) 8,04 (арматура)	2,418	1,22	2,078
	Разом, кг	88,22	9,672	4,88	2,078
				На зварювання	1,04
				Всього, кг	105,89

Примітки: 1. Щільність легкого бетону 0,8 т/м³. 2. Маса сталевих деталей визначалася за сортаментом або через об'ємну масу сталі 7,8 т/м³.

Таблиця 7.8

Специфікація та маса деталей вузлів з'єднання по верхньому та нижньому поясах

Ескіз	№ з/п	Кількість, шт	Маса, кг	Разом, кг	Ескіз	№ з/п	Кількість, шт	Маса, кг	Разом, кг
	1	1	0,546	0,546		1	1	1,482	1,482
	2	1	0,312	0,312		2	1	0,234	0,234
	3	1	0,312	0,312		3	2	0,156	0,312
	На зварювання			0,05		На зварювання			0,05
	Всього, кг			1,22		Всього, кг			2,078

Маса одного просторового модуля дорівнює 105,89 кг, тоді маса одного структурно-вантового сталезалізобетонного елемента СВ–1 з урахування з'єднувальних деталей (болти, гайки тощо) та елементів нижнього пояса (маса одного елемента 4,06 кг) дорівнює 1102,64 кг, у тому числі 300,84 кг сталі. Тоді, разом з елементами нижнього пояса в поздовжньому напрямку потреба сталі на все покриття дорівнює 9419 кг, що складає 17,2 кг/м².

За результатами розрахунків було виконано техніко-економічне порівняння запроектованих варіантів будівлі. Однак для відображення відмінності між варіантами, кошторисна вартість виготовлення і монтажу однакових конструкцій для двох варіантів не наводиться. Результати порівняння запроектованих покриттів наведені у таблиці 7.9 (станом на 15.07.2018 року). Розрахунок кошторисної вартості виконувався відповідно до національного стандарту України щодо визначення вартості будівництва ДСТУ Б Д.1.1–1:2013.

Таблиця 7.9

Порівняння вартості запроектованих варіантів покриття будівлі

№ з/п	№ проекту	Вартість монтажу, тис. грн.	Вартість виготовлення, тис. грн.	Вартість матеріалів, тис. грн	Разом, тис. грн
1	Варіант 1	105,061	97,878	156,207	359,146
2	Варіант 2	122,947	108,133	105,965	332,583
3	Різниця, %	14,5	9,5	–32,2	–6,2

Примітка. Знак «–» у третьому рядку таблиці показує ефективність другого варіанта (структурно-вантового покриття).

З таблиці видно, що другий варіант (просторове структурно-вантове сталезалізобетонне покриття має меншу кошторисну вартість, яка ураховує витрати на матеріали, виготовлення та монтаж конструкцій.

У таблиці 7.10 наведено основні техніко-економічні показники та характеристики запроектованих покриттів.

Таблиця 7.10

Техніко-економічні показники запроектованих варіантів покриття будівлі

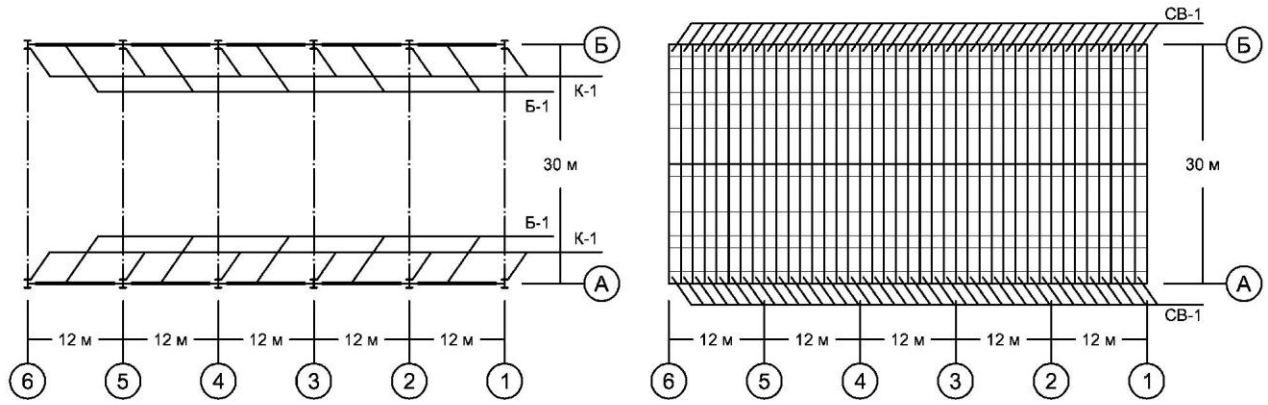
№ проекту	Маса покриття, т	Витрати сталі, т	Витрати сталі на 1 м², кг	Витрати бетону, м³	Довжина зварного шва, м	Кількість болтів, шт.
Варіант 1	28,19	18,86	34,36**	–	1463,3*	280
Варіант 2	30,87	9,419	17,2	28,2	887,5	1120

Примітки: *Довжина зварного шва на виготовлення ферм покриття дорівнює 52,1 м, а прогонів — 1411,2 м. **Витрати сталі на 1 м² підлоги з урахуванням несучих конструкцій покриття, прогонів та настилу.

Підсумовуючи результати техніко-економічного порівняння запроектованих варіантів покриттів виробничого корпусу можна стверджувати про те, що створена структурно-вантова сталезалізобетонна конструкція є ефективнішою (менша кошторисна вартість), ніж металеве покриття на 6,2 %.

7.4. Проект пологої циліндричної оболонки з просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій

Просторова структурно-вантова циліндрична оболонка проектувалася для ПП «Інженерні рішення» (м. Полтава) при будівництві промислової будівлі з розмірами у плані 30×60 м у м. Кам'янське Дніпропетровської області (рис. 7.21). Оболонка запроектована збірною з просторових структурно-вантових сталезалізобетонних вигнутих елементів СВ–1 (рис. 7.22), які складаються з просторових модулів 1,5×1,5 м. Просторові модулі з'єднуються по верхньому поясі болтами нормальної точності М16 класу міцності 8.8, а по нижньому — М22 (8.8). Як верхній пояс прийнято армоцементні плити товщиною 28 мм з ребрами по контуру. Решітка виконана з труб Ø 32×3,2 мм за ГОСТ 8732–78. Нижній пояс виконаний зі сталевого канату ЛК–РО Ø 35,5 за ГОСТ 7669–80 маркувальної групи 1470 з розривним зусиллям $F_р$=682 кН (N_{max}=597 кН ≈ 0,87×$F_р$).



а) б)

Рисунок 7.21 — План підкроквяних балок (а) та покриття (б)

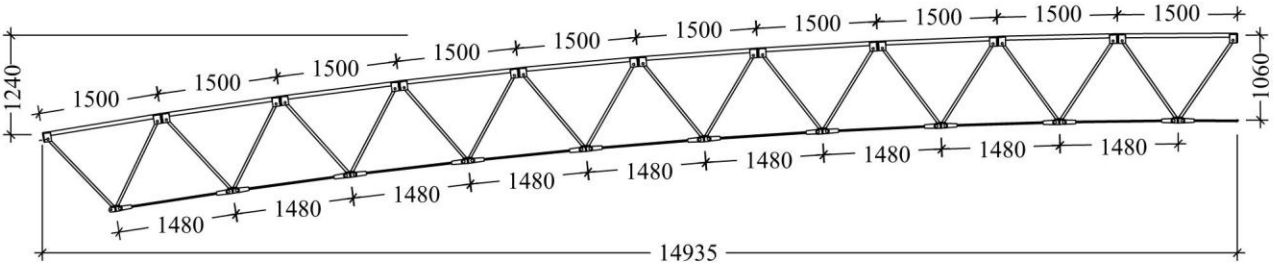


Рисунок 7.22 — Схема відправного структурно-вантового сталезалізобетонного елемента СВ–1 прольотом 15 м

Відповідно до підібраних перерізів розроблено креслення просторових сталезалізобетонних модулів (рис. 7.23). Маса одного модуля дорівнює 181,9 кг.

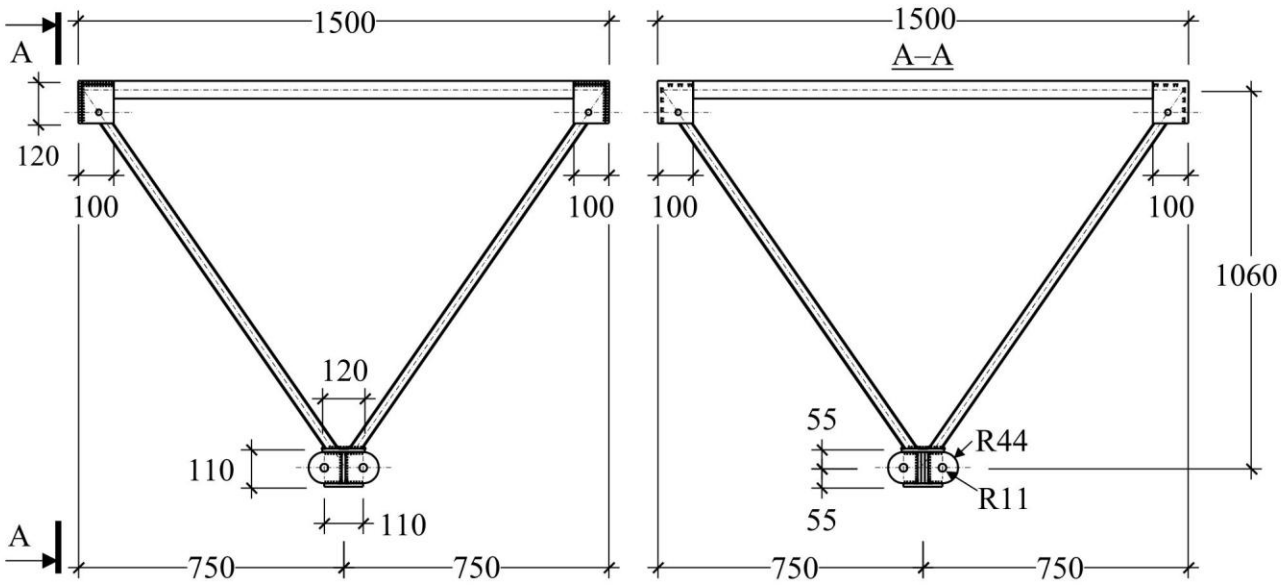


Рисунок 7.23 — Просторовий сталезалізобетонних модуль розміром 1,5×1,5 м

Маса одного структурно-вантового сталезалізобетонного елемента СВ–1 з урахуванням болтових з'єднань та елементів нижнього пояса дорівнює 1,87 т, а загальна маса покриття — 149,6 т, в тому числі 34,68 т сталі. Таким чином витрати сталі (арматура, прокат тощо) на 1 м² дорівнюють 34,68 т / 1800 м² = = 0,0192 т/м² = 19,2 кг/м². Крім цього, на виготовлення просторового струтурно-вантового сталезалізобетонного покриття потрібно 60,26 м³ розчину бетону, тобто 29,5 т цементу М400.

Таблиця 7.11

Витрати на зведення просторового структурно-вантового сталезалізобетонного покриття 30×60 м

№	Найменування показника	Монтаж		Виготовлення		Матеріали	Разом
		на 1 м² покриття	на весь обсяг	на 1 м² покриття	на весь обсяг		
1	Кошторисна вартість, тис. грн.	0,103	199,44	0,214	619,927	530,449	1349,8
2	Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	0,002	3,785	0,004	9,53	—	13,3
3	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	0,041	78,848	0,094	199,925	—	278,8

З таблиці 7.11 видно, що загальні витрати на зведення покриття дорівнюють 1641,904 тис. грн.

7.5. Інші проекти просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій

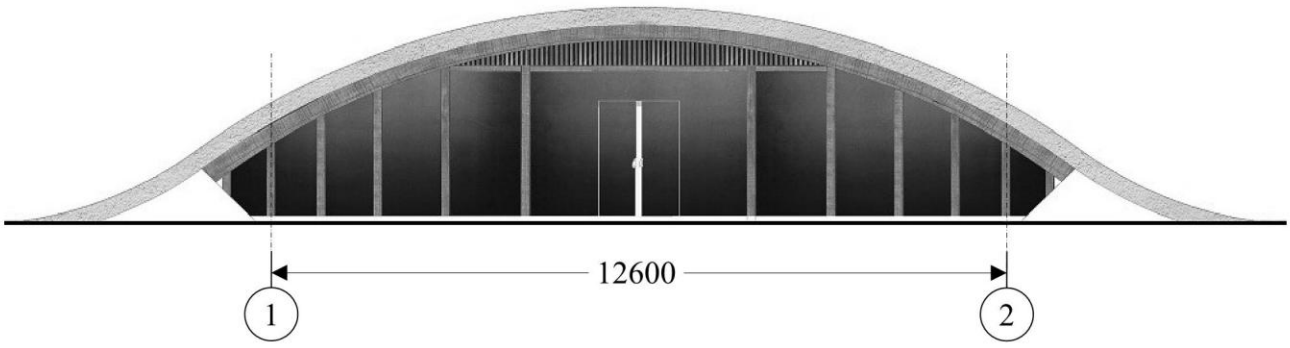
Проект покриття об'єктів музею гончарства. Згідно з завданням було розроблено покриття гончарського етнопарку музею гончарства в смт. Опішне, Зіньківського району, Полтавської області по вулиці Партизанській, 102 із застосуванням структурно-вантових конструкцій. Проект розроблявся на замовлення Національного музею заповідника українського гончарства в Опішному. Розроблені конструктивні рішення дозволили запроектувати архітектурно виразну з природніми формами і структурою та гармонізовану з навколишнім оточенням, існуючою експозицією й забудовою заповідника конструкцію покриття. Ефективність запропонованого рішення досягнута завдяки оригінальному поєднанню конструктивних елементів, а також застосуванню технологічно простих у виготовленні несучих елементів і вузлових з'єднань. Унікальність запроектованого покриття полягає у тому, що його зведення не потребує реорганізації існуючої експозиції. Було запроектовано да типи покриття. Перший тип покриття є «відкритим», другий — «закритим». Периший тип покриття призначений для відкритих експозицій та складається з багаторазово повторюваних елементів — конструкції у вигляді парасолі (далі «Парасоля») (рис. 7.24), яка складається зі стійки до якої кріпляться плоскі модульні елементи трикутної форми, підтримувані вантовими елементами. Особливість такого покриття полягає у тому, що його конфігурацію у плані можна змінювати шляхом додавання будь-якої кількості модульних елементів «Парасоля», що є надзвичайно актуальним для музею гончарства, оскільки площа на якій розміщуються витвори мистецтва постійно збільшується. Другий тип покриття призначений для закритих експозицій (рис. 7.25). Основна частина покриття другого типу виконана зі структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій, яка змонтована на опори. Розміри в плані конструкції структурно-вантового сталезалізобетонного покриття 12,6×9,0 м (рис. 7.25, б).



Рисунок 7.24 — Загальний вигляд покриття відкритої експозиції «Парасоля»



а)



б)

Рисунок 7.25 — Загальний вигляд (а) та фасад (б) покриття закритих експозицій

Покриття розраховане на рівномірно розподілене навантаження та виконане з просторових сталезалізобетонних модулів розміром 1 × 1 м та висотою h=0,7 м. Вибір розміру модуля обґрунтований економією внутрішнього простору, оскільки при більших розмірах модуля буде і більша його висота. Як верхній пояс (несучий і огороджувальний елемент) використано армоцементні плити товщиною 20 мм з потовщенням до 50 мм по периметрі, що армована сталевим дротом Ø 0,9 мм. Ширина потовщення (ребер) дорівнює 50 мм. Конструкція вузлів з'єднання прийнята як на рисунку 7.13. Підбір елементів виконувався у відповідності до положень [58, 59]. Стрижні модуля виконані з безшовних гарячедеформованих сталевих труб Ø 32×2,5 мм за ГОСТ 8732–78, а нижній пояс з прокату сталевого гарячедеформованого круглого Ø 32 мм за ГОСТ 2590–88.

Проект просторового структурно-вантового сталезалізобетонного покриття промислової будівлі. Просторова структурно-вантова сталезалізобетонна циліндрична оболонка запроектована для ТОВ «БК Креатив» (м. Полтава) при будівництві промислової будівлі у м. Харків (рис. 7.26). Оболонка складається з просторових модулів та має розміри у плані 15×12 м (рис. 7.27).

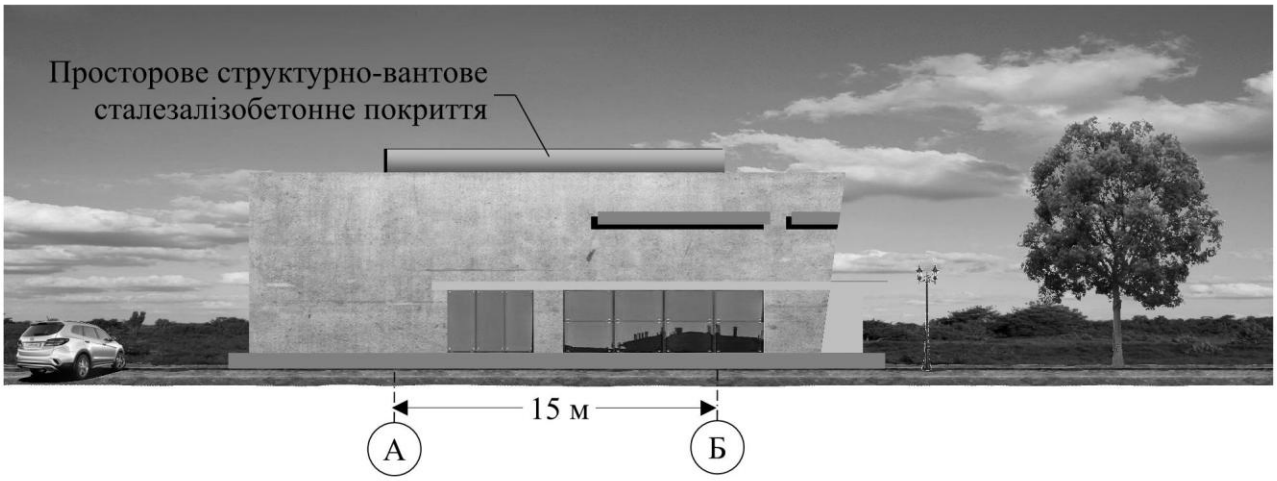


Рисунок 7.26 — Фасад промислової будівлі у м. Харків

Просторові сталезалізобетонні модулі мають розміри 1,0×1,0 м. Стрижні решітки виконані зі сталевих безшовних гарячодеформованих круглих труб Ø 35×3 мм за ГОСТ 8732–78. Виготовлення просторових сталезалізобетонних модулів передбачається в заводських умовах. Верхній пояс виконаний з

армоцементних плит товщиною 50 мм, які мають армування як зображено на рисунку 4.4. Статичний розрахунок конструкції виконано на рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю $q = 4{,}43$ кН/м². Підбір поперечних перерізів стиснутих і розтягнутих трубчастих сталевих елементів виконано відповідно до положень п.п. 8.1.1 і 8.1.3 [58].

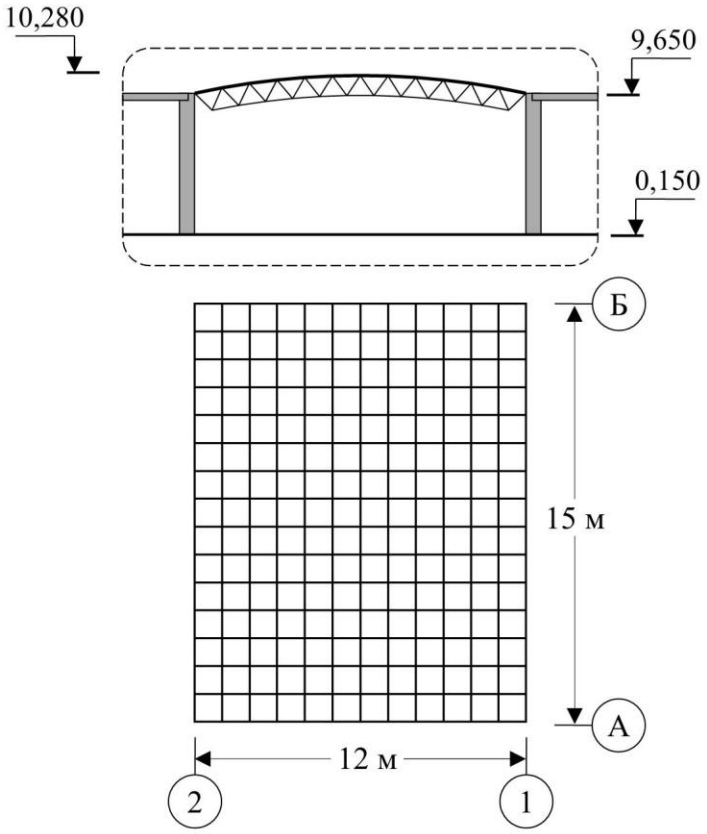
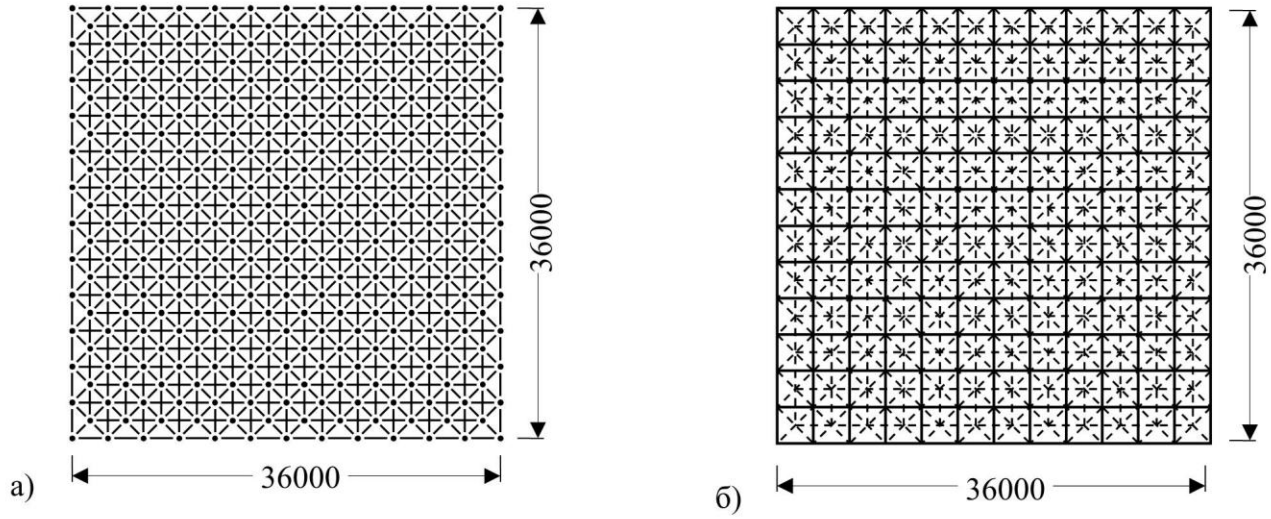


Рисунок 7.27 — Схема просторового структурно-вантового сталезалізобетонного покриття

За результатами розрахунку прийнято канат подвійної звивки ЛК–РО конструкції 6×36 Ø 17,5 мм з тимчасовим опором розриву дроту R_{un} =1764 МПа та площею поперечного перерізу $A = 145$ мм². У цьому випадку недонапруження дорівнює $\Delta = (145–138) / 145 = 4{,}8$ %. Аналогічно підібрано ванти в поперечному напрямку — прийнято канат подвійної звивки ЛК–РО конструкції 6×36 Ø 5,9 мм. З'єднання по верхньому поясі включає болтове з'єднання модулів через закладні деталі (кутик 125×10) на болтах М16 (8.8). Розрахунок болтів виконано на зрізання та зминання відповідно до положень п.п 16.2.9 [58]. З'єднання сталевих деталей виконано зварюванням. Катет і довжина зварного шва визначалися відповідно до положень п.п. 16.1.16 [58].

7.6. Техніко-економічне обґрунтування просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій

Техніко-економічне обґрунтування створених структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій здійснено на прикладі великопролітного опертого по контуру покриття з розміри на плані 36×36 м. Для порівняння було розроблено два варіанти покриття на розрахункове навантаження, що дорівнювало сумі снігового навантаження (165 кг/м²) та власної ваги конструкції, а також іншого корисного навантаження (32 кг/м²). Перший варіант покриття — просторова решітчаста структурна плита типу «Кисловодськ», яка має ортогональну сітку поясів з чарункою 3×3 м (рис. 7.28, а). Другий варіант покриття — просторова структурно-вантова сталезалізобетонна конструкція, яка складається з модулів розмірами 3×3 м (рис. 7.28, б). Обидва варіанти мають однакову висоту покриття, яка дорівнює 2,12 м, однак структурно-вантове сталезалізобетонне покриття у двох напрямках має вигин $f/L = {}^{1}/_{100}$.



а) б)

Рисунок 7.28 — Структурна плита системи «Кисловодськ» (а) та структурно-вантове сталезалізобетонне покриття (б)

Структурна плита типу «Кисловодськ» розроблена з урахуванням вказівок та конструктивних рішень типового проекту серії 1.466–2. Покриття такого типу включає п’ять типів стрижневих елементів (табл. 7.12). Для з’єднання стрижнів слугує вузловий елемент — багатогранник з різьбовими отворами. В такій системі зусилля розтягу від вузлів на стрижні передаються високоміцними болтами, а

стискання — шестигранними муфтами. Стрижні виготовляються з електрозварних прямошовних труб з діаметрами від 60 до 127 мм за ГОСТ 10704–91.

Таблиця 7.12

Специфікація елементів та маса структурної плити типу «Кисловодськ»

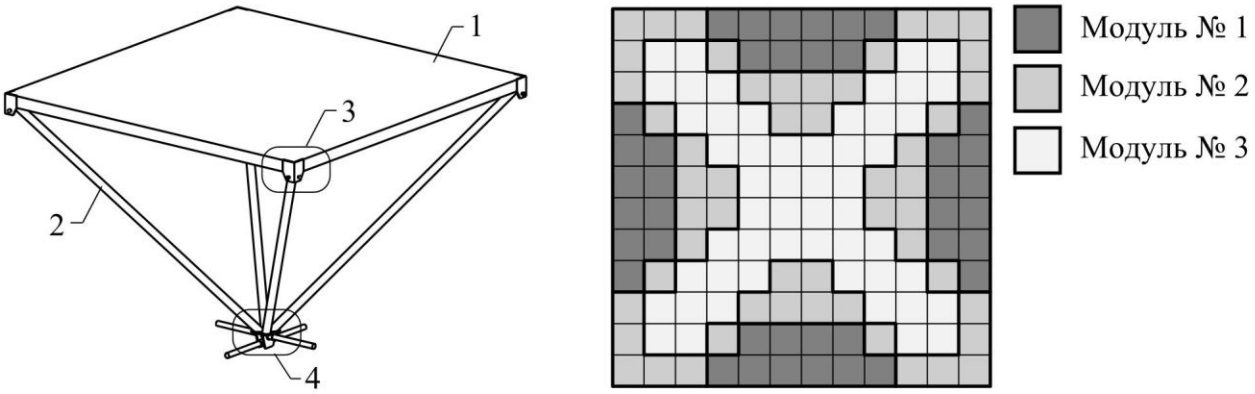
Марка	Склад*		Зусилля, кН	Кількість, шт.	Маса, кг	
	Найменування	Переріз			одиниці	Разом
С–1	Труба	O127×7	–370	68	66,2	4501,6
	Болт	М30×2, *l*=120				
	Муфта	S=50, *l*=60				
С–2	Труба	O114×6	–246 +304	164	50,8	8331,2
	Болт	М30×2, *l*=120				
	Муфта	S=50, *l*=60				
С–3	Труба	O102×4	–144 +236	160	33,2	5312
	Болт	М30×2, *l*=120				
	Муфта	S=40, *l*=70				
С–4	Труба	O76×3	–55 +142	228	18,0	4104
	Болт	М30×2, *l*=120				
С–5	Труба	O60×3	–30 +111	532	13,8	7341,6
	Болт	М30×2, *l*=120				
	Муфта	S=40, *l*=71				
В–1	Вузловий елемент	—	—	313	4,5	1408,5
Разом	—	—	—	1465	—	30998,9

Примітка. *Крім труби, болта і муфти конструкція стрижня включає шайбу діаметром, що дорівнює діаметру труби та штифт Ø4 мм.

З таблиці 7.12 видно, що маса структурної плити типу «Кисловодськ» розміром 36×36 м дорівнює 31 т. Таким чином витрати сталі на 1 м² покриття з урахуванням витрат сталі на улаштування покрівлі 38,98 кг/м² (основні (№ 20) та другорядні (№ 12) прогони з двотаврів і профільований настил) та метизів 0,024 кг/м² дорівнюють 62,92 кг/м². Тоді загальна маса конструкції покриття дорівнює 94,51 т, у тому числі 12,96 т утеплювача з щільністю 100 кг/м³.

Структурно-вантове сталезалізобетонне покриття складається з просторових модулів розміром 3×3 м і висотою 2,12 м (рис 7.29). Просторовий модуль складається зі сталевих безшовних гарячедеформованих труб за ГОСТ 8732–78 та армоцементної плити товщиною 28 мм з ребрами по периметру висотою 72 мм та шириною 120 мм. Для структурно-вантового сталезалізобетонного покриття розроблено просторові модулі трьох типорозмірів, які відрізняються один від одного прийнятим діаметром труб для стрижнів (рис 7.30). Стрижні просторових модулів запроектовані з труб O68×14 (модуль № 1), O68×8,5 (модуль № 2) та

O68×4 (модуль № 3). Об'єднання модулів у площині верхнього пояса здійснюється на болтах нормальної точності М18 (рис. 7.33).



а) б)

Рисунок 7.29 — Загальний вигляд просторового модуля (а) та схема розміщення просторових модулів (б):

1 — армоцементна плита розмірами на плані 3×3 м та висотою 28 мм з ребрами 72×120 мм по її контуру; 2 — трубчасті стрижні O68×14 (модуль № 1), O68×8,5 (модуль № 2) та O68×4 (модуль № 3).; 3 — вузол з'єднання по верхньому поясі на болтах нормальної точності М18 (8.8); 4 — вузол з'єднання по нижньому поясі

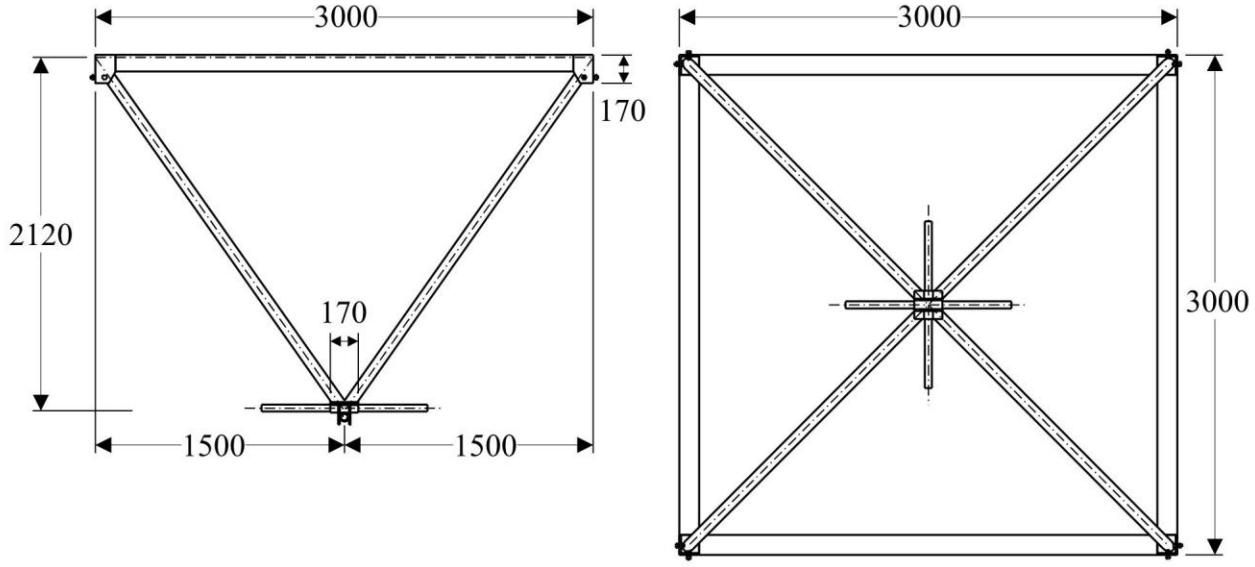


Рисунок 7.30 — Геометричні розміри просторового модуля

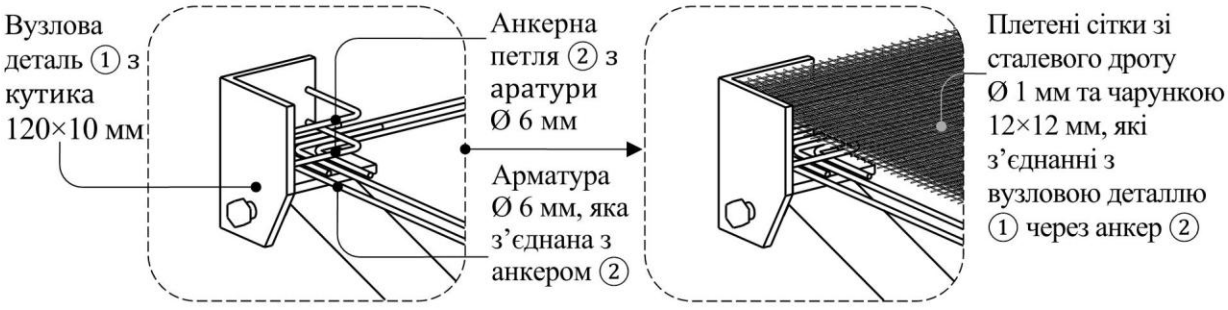


Рисунок 7.31 — Забезпечення сумісної роботи сталевої решітки та армоцементної плити

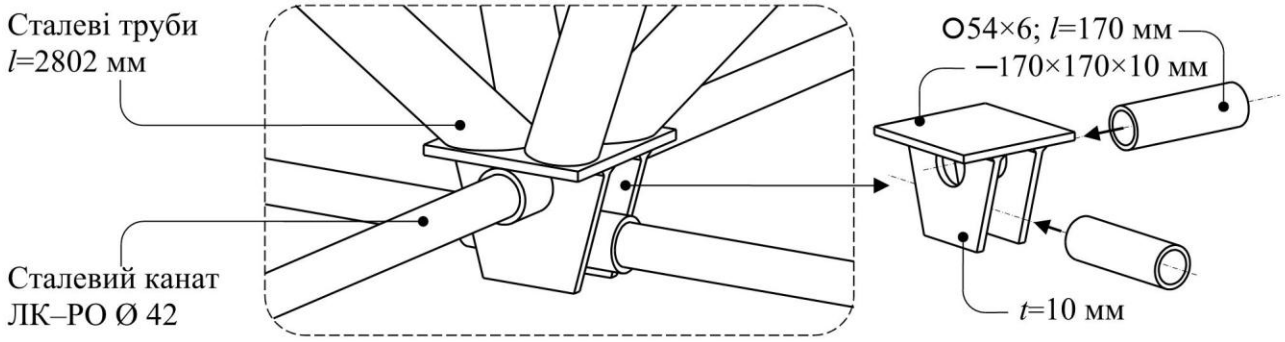


Рисунок 7.32 — Загальний вигляд вузла з'єднання елементів нижнього пояса структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції

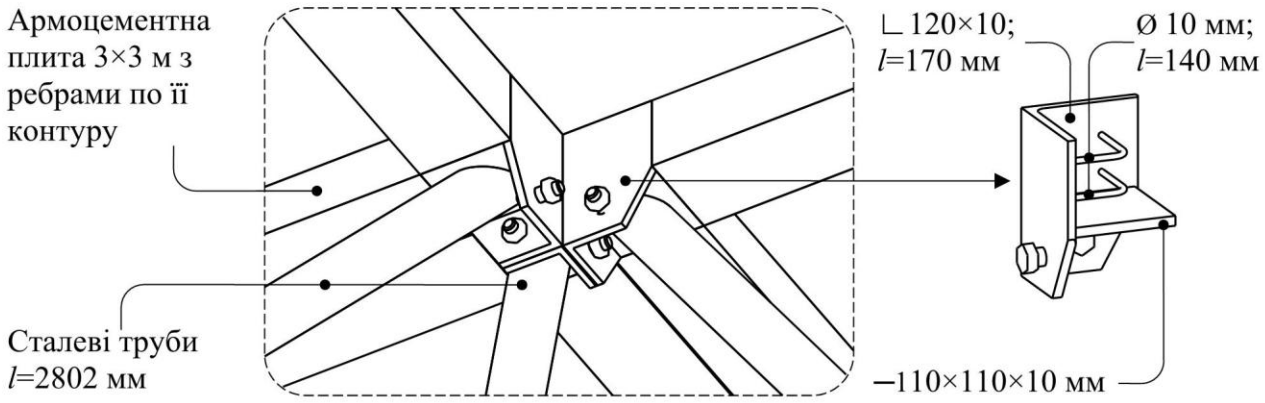


Рисунок 7.33 — Загальний вигляд вузла з'єднання по верхньому поясі структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції

Нижній пояс (рис. 7.32) виконаний зі сталевого канату ЛК–РО Ø 42 за ГОСТ 7669–80 маркувальної групи 1670 з розривним зусиллям $F_р$=1115 кН (N_{max}=895,6 кН ≈ 0,8×$F_р$). У таблиці 7.13 наведено технічні показники запроектованих просторових модулів.

Таблиця 7.13

Маса просторових модулів

Тип модуля	Витрати арматури, кг*	Витрати дроту, кг**	Маса труб, кг	Витрати сталі, кг***	Витрати бетону, м³/кг****	Разом, кг	Кількість, шт.	Всього, т
1	2	3	4	5	6	7	8	9
№ 1	5,59	17,23	211,01	22,15	0,347/763,4	1019,38	40	40,775
№ 2	5,59	17,23	141,16	22,15	0,347/763,4	949,53	52	49,376
№ 3	5,59	17,23	71,43	22,15	0,347/763,4	879,8	52	45,750

Примітки: 1. При визначенні маси сталі у стовпчиках 2–5 та 7 враховано масу металу наплавлення; *Маса арматури та анкерів; **Маса сталевого дроту для виготовлення плетених сіток; ***Маса вузлових деталей верхнього та нижнього поясів (листова сталь, кутики, труби); ****Для армоцементних конструкцій приймається дрібнозернистий бетон середньої щільності 2200 кг/м³ [СНиП 2.03.03–85].

Таким чином загальна маса структурно-вантового покриття дорівнює 1,19×40+0,95×52+0,88×52+[0,136]+(5,78)=148,67 т, де у квадратних дужках маса метизів, а в круглих — маса сталевих канатів.

У таблицях 7.14 та 7.15 наведено техніко-економічні показники порівнюваних варіантів покриття. Розрахунок кошторисної вартості виконувався відповідно до ДСТУ Б Д.1.1–1:2013.

Таблиця 7.14

Техніко-економічні показники запроектованих варіантів покриття будівлі

Найменування проекту	Маса покриття, т	Витрати сталі, т	Витрати сталі на 1 м², кг	Витрати бетону, м³	Довжина зварного шва, м	Кількість болтів, шт.
Система «Кисловодськ»	94,51	81,55	62,92	–	583,71	1200
Запропоновані конструкції	148,6	31,89	24,60	49,97	153,75	536

Таблиця 7.15

Порівняння вартості запроектованих варіантів покриття будівлі

№ з/п	Найменування проекту	Вартість монтажу, тис. грн.	Трудомісткість монтажу, тис. люд.-год.	Вартість виготовлення, тис. грн.	Трудомісткість виготовлення, тис. люд.-год	Вартість матеріалів, тис. грн	Разом, тис. грн
1	Система «Кисловодськ»	149,883	3,331	215,453	5,298	1314,858	1680,19
2	Запропоновані конструкції	198,112	3,76	298,047	6,159	379,144	875,30
3	Різниця, %	24,34	11,41	27,71	13,98	–71,16	–47,9

Примітка. Знак «–» у третьому рядку таблиці показує ефективність другого варіанта (структурно-вантового покриття).

З таблиці 7.15 видно, що структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції є економнішими, ніж структурні конструкції типу «Кисловодськ» на 48 %. Економічність запропонованих конструкцій полягає до 2,5 разів меншій потребі сталевих виробів, ніж для структури типу «Кисловодськ». Це досягнуто завдяки заміні верхнього пояса структури зі сталевих труб і конструкції покрівлі зі сталевих прогонів та покрівельних панелей армоцементними плитами, які виконують захисну та несучу функції. Крім цього нижній трубчастий пояс замінено легшими сталевими канатами.

Отримані дані, зокрема витрати матеріалів на 1 м² проекції покриття, окрім системи «Кисловодськ», були також порівнянні з відповідними

характеристиками для різних залізобетонних оболонок [169]. Результати порівняння наведені на графіку (рис. 7.34).

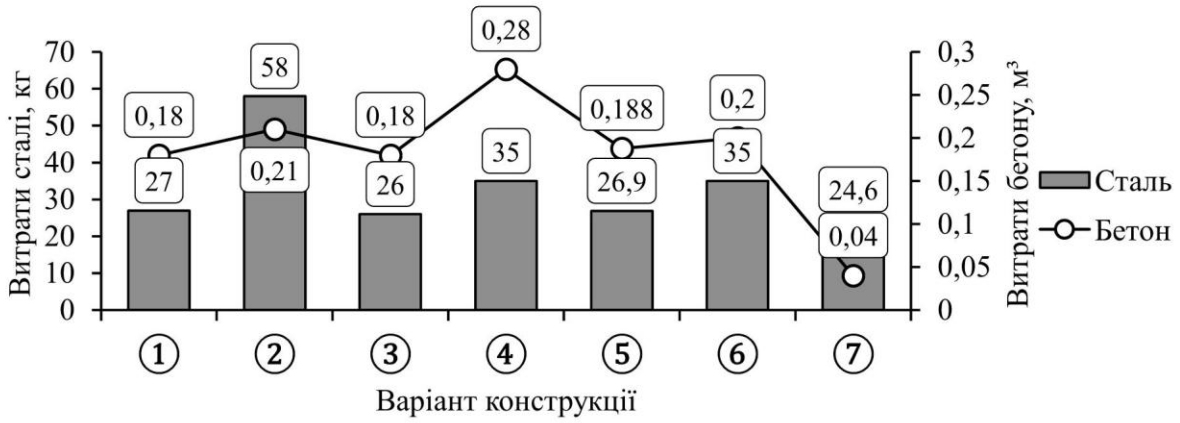


Рисунок 7.34 — Порівняння витрат матеріалів на 1 м² для різних типів залізобетонних оболонок:

1 — шедова оболонка 7,5×25 м; 2 — оболонка типу «Ліон-Гіллотер» 12×31,75 м; 3 — коноїдальна оболонка 15×12 м; 4 — оболонка типу «Кохінор» 18×9 м; 5 — оболонка типу «Цейс-Дівідаг» 25×10 м; 6 — кругова коротка циліндрична оболонка 20×25 м; 7 — структурно-вантова сталезалізобетонна конструкція 36×36 м

Таким чином ефективність структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій порівняно з існуючими аналогами встановлена.

7.7. Висновки за сьомим розділом

За результатами проведеного дослідження зроблено такі висновки:

1. Наведено рекомендації щодо проектування та основи розрахунку створених конструкцій. На прикладі проектування різноманітних будівель та споруд показано алгоритм підбору поперечних перерізів конструктивних елементів створених конструкцій, як за національними стандартами, так і за європейськими.

2. Розроблено проект структурно-вантового сталезалізобетонного покриття для головного корпусу автотранспортного підприємства у м. Охтирка Сумської області на замовлення ФОП «Дробязко В. В.». Несучі конструкції покриття розроблені на підставі варіантного проектування. Було розроблено п’ять варіантів покриття. Перший і другий варіанти — покриття з несучими конструкціями у вигляді ферм, що виготовленні відповідно з

круглих і квадратних сталевих труб. Інші варіанти — покриття зі структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій. Усі варіанти структурно-вантового сталезалізобетонного покриття складалися з просторових модулів з розмірами 3×3×2,12 м та гнучких елементів нижнього пояса, з'єднаних між собою болтами. Третій варіант покриття — конструкція, яка складалася з круглих сталевих труб, залізобетонної плити та сталевого канату, четвертий — теж, але з квадратних сталевих труб, п'ятий — з круглих сталевих труб, армоцементної плити та круглої сталі як нижній пояс. За результатами проектування було визначено кошторисну вартість кожного варіанту (ураховано вартість виготовлення, монтажу та матеріалів), в наслідок чого встановлено, що п'ятий варіант є економніший на 15,3–43,5 % ніж інші.

3. Розроблено проект несучої конструкції покриття літньої сцени для масових культурно-мистецьких заходів по вулиці Явдохи та Гаврила Пошивайлів, 3, що відноситься до комплексу будівель і споруд центру розвитку духовної культури Національного музею заповідника українського гончарства в смт. Опішне, Зіньківського району Полтавської області. Покриття виконане як система з просторових структурно-вантових сталезалізобетонних вигнутих елементів прольотом 13,84 м. Витрати сталі при цьому склали 18,5 кг/м².

4. Розроблено проект структурно-вантового сталезалізобетонного покриття одноповерхового виробничого корпусу шириною 29,4 м та довжиною 39,2 м у м. Київ, що розташована у притул до багатоповерхової адміністративно-виробничої будівлі. Розроблення несучих конструкцій виконувалося шляхом варіантного проектування. Перший варіант— традиційне металеве покриття з ферм, прогонів та покрівельних панелей, другий варіант — структурно-вантова сталезалізобетонна конструкція. За результати техніко-економічного порівняння запроектованих варіантів встановлено, що структурно-вантова сталезалізобетонна конструкція є ефективнішою (менша кошторисна вартість), ніж металеве покриття на 6,2 %.

5. Розроблено просторову структурно-вантову пологу циліндричну оболонку при проектуванні промислової будівлі з розмірами у плані 30×60 м у м. Кам'янське Дніпропетровської області. Оболонка запроектована збірною з просторових структурно-вантових сталезалізобетонних вигнутих елементів з витратами сталі 19,2 кг/м².

6. Розроблено просторову структурно-вантову циліндричну оболонку для ТОВ «БК Креатив» при проектуванні промислової будівлі з розміри на плані 15×12 м у м. Харків.

6. Виконано обґрунтування ефективності створених конструкцій шляхом визначення техніко-економічних показників та їх порівняння зі звичайними структурними конструкціями покриття. У результаті техніко-економічного порівняння створених конструкцій з існуючими аналогами, зокрема структурними болтовими конструкціями підтверджено їх перевагу. Ефективність створених конструкцій над суцільно сталевими структурами виражена меншою у 2,5 раза потребою у сталевих виробах. Це досягається завдяки прийнятим конструктивним рішенням — заміною верхнього сталевого пояса на армоцементні або залізобетонні плити, виготовленні з мілкого чи мілкозернистого бетону, а також заміною нижнього пояса, виготовленого з жорстких сталевих профілів на легкі гнучкі елементи, виготовлені зі сталевого канату чи круглої сталі. Також, на досягнення економічного ефекту значно впливає відмова від складних і трудомістких у виготовлені вузлових з'єднань.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Дисертація виконана в межах наукової роботи молодих учених за темою № 100/17 «Нові універсальні ресурсоекономні конструктивні рішення покриттів великопролітних будівель і споруд та енергоощадна технологія їх зведення» (державний реєстраційний номер 0117U003907).

У представленій до захисту дисертації розв'язана актуальна науково-технічна проблема — створення та дослідження нових типів покриттів з високими техніко-економічними показниками — просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій. У результаті експериментально-теоретичних досліджень установлено особливості роботи та напружено-деформованого стану нових конструкцій. Відповідно до поставлених задач дослідження зроблено такі висновки:

1. Створено та запатентовано новий раціональний тип конструкцій — просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції, які складаються з тривимірних модулів, складених з плити та стрижнів. Крім модулів, створені конструкції включають стрижневі елементи нижнього пояса, які здатні сприймати лише зусилля розтягу. Для об'єднання модулів і стрижневих елементів нижнього пояса в цілісну конструкцію розроблено болтові з'єднання. Зі створених конструкцій можуть збиратися одно- або багатопролітні покриття з різноманітними кривизною й окресленням, зокрема циліндричні оболонки.

Розроблено методику розрахунку несучої здатності та деформативності створених конструкцій, а також рекомендації щодо їх проектування. Складено алгоритм виконання розрахунків. Запропоновану методику було апробовано при розрахунку експериментальних зразків і розробленні проектних рішень для впровадження.

2. Уперше експериментально підтверджено прийнятність та доцільність застосування створених конструкцій як просторового покриття будівель і споруд. Результати проведених випробувань засвідчили, що складові елементи дослідних зразків працюють сумісно. У результаті проведених

експериментальних випробувань підтверджено коректність передумов та припущень, прийнятих у розробленій теорії розрахунку.

3. Уперше за результатами експериментальних випробувань складових елементів створених конструкцій установлено доцільність застосування запропонованих способів дротяного армування плит та об'єднання їх зі стрижнями.

4. Уперше експериментально отримано дані щодо особливостей роботи та напружено-деформованого стану створених конструкцій. Вони свідчать про ефективність створеної конструктивної схеми, застосованого способу з'єднання просторових модулів і гнучких елементів нижнього пояса в єдину конструкцію за допомогою розроблених вузлів. Установлені схема деформування та характер розподілу внутрішніх зусиль співпадають з теоретично визначеними. Крім цього, співставлення експериментальних даних і результатів теоретичних розрахунків, виконаних за допомогою запропонованого методу, показало збіжність результатів у межах 10,6 %, що підтверджує коректність розробленої теорії розрахунку.

5. Уперше розроблено скінченноелементні моделі створених конструкцій та проведено відповідний аналіз напружено-деформованого стану як усієї конструкції, так і окремо складових елементів та деталей вузлових з'єднань. Моделювання роботи створених конструкцій при дії симетричного і несиметричного зосередженого та рівномірно розподіленого по площі навантаження показало сумісну роботу складових елементів. Уперше отримано чисельні дані, що свідчать про ефективність створених конструкцій та підтверджують результати експериментальних випробувань. У результаті дослідження напружено-деформованого стану конструкції під дією зовнішнього навантаження отримано дані, які мають усереднену збіжність з експериментальними в межах 9 %.

6. Уперше оцінено ефективність створених просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій шляхом визначення техніко-економічних показників і порівняння їх із показниками інших конструктивних

рішень. У результаті такого порівняння встановлено перевагу створених конструкцій порівняно з існуючими аналогами, зокрема традиційними металевими покриттями, залізобетонними оболонками та структурними конструкціями. Уперше запропоновано до впровадження у будівництво конструктивні рішення просторових структурно-вантових сталезалізобетонних покриттів, у тому числі оболонки. За результатами варіантного проектування доведено доцільність застосування створених конструкцій у будівництві промислових та цивільних будівель і споруд.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Абовская С. Н. Новые пространственные сталежелезобетонные конструкции покрытия / С. Н. Абовская. — Красноярск: Стройиздат, 1992. — 240 с.

2. Абовский Н. П. Активное формообразование архитектурно-строительных конструкций зданий и сооружений из унифицированных строительных элементов для строительства в особых грунтовых условиях и сейсмических районах / Н. П. Абовский. — Красноярск: КрасГАСА, 2004. — 241 с.

3. Азізов Т. Н. Просторова робота залізобетонних перекриттів. Теорія та методи розрахунку: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Азізов Талят Нуредінович — Полтава, 2006. — 35 с.

4. Айрумян Э. Л. Исследование монолитной железобетонной плиты по профилированному стальному настилу при поперечном изгибе / Э. Л. Айрумян, А. В. Боярский // Промышленное и гражданское строительство. — Москва, 2007. — № 10. — С. 30–31.

5. Аметов Ю. Г. Вплив режиму навантаження і тривалого витримування під навантаженням на несучу здатність сталебетонних балок: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Аметов Юрій Григорович — К., 2003. — 20 с.

6. Анализ существующих узлов сопряжения пространственных конструкций и разработка сборно-разборного узлового элемента / И. С. Инжутов, П. А. Дмитриев, С. В. Деордиев, В. В. Захарюта // Вестник Московского государственного строительного университета. — Москва, 2013. — № 3. — С. 61–71.

7. Ахвердов И. Н. Теоретические основы бетоноведения / И. Н. Ахвердов. — Минск: Высшая школа, 1991. — 390 с.

8. Бабаев В. Н. Конструктивные системы для объектов различного назначения. Опыт проектирования и возведения / В. Н. Бабаев, В. С. Шмуклер // Комунальне господарство міст. — Харків, 2014. — № 114. — С. 2–17.

9. Барабаш М. С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла конструкций / М. С. Барабаш, Ю. В. Гензерский // Містобудування та територіальне планування. — Київ, 2013. — № 47. — С. 83–89.

10. Барашиков А. Я. Методика розрахунку міцності анкерування у прольоті сталезалізобетонних плит перекриття / А. Я. Барашиков, Є. Л. Шармаков // Комунальне господарство міст. — Харків, 2013. — № 110. — С. 3–7.

11. Бєляєва С. Ю. Міцність і деформативність залізобетонних плит, армованих сталевим профільованим настилом і поперечними анкерами: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Бєляєва Світлана Юріївна — К., 2006. — 20 с.

12. Бібік М. В. Міцність і деформативність розтягнуто-зігнутих сталевих елементів з урахуванням пластичної стадії роботи: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Бібік Микола Володимирович — Полтава, 2005. — 23 с.

13. Бліхарський З. Я. Напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій в агресивному середовищі при дії навантаження: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Бліхарський Зіновій Ярославович — К., 2005. — 37 с.

14. Бліхарський З. Я. Несуча здатність сталебетонних балок армованих стрічковою арматурою класу С275 та стержневою класу А1000 / З. Я. Бліхарський, Т. В. Бобало // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2010. — № 3. — С. 34–41.

15. Бобало Т. В. Міцність та деформативність сталебетонних балок, армованих високоміцною стержневою арматурою в поєднанні з стрічковою: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Бобало Тарас Володимирович — Львів, 2012. — 23 с.

16. Боднарчук Т. Б. Несуча здатність похилих перерізів звичайних сталебетонних балок: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Боднарчук Тарас Богданович — Львів, 1999. — 18 с.

17. Божко В. А. Вантово-балочные блоки для покрытий промышленных зданий с подвесным транспортом: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Божко Валерий Андреевич — Киев, 1984. — 217 с.

18. Вассім І. Металобетонне просторове перекриття із раціональними параметрами: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Вассім Ісламіл — Харків, 2011. — 24 с.

19. Ватуля Г. Л. Влияние параметров сечений на несущую способность сталебетонных конструкций / Г. Л. Ватуля, Е. Ф. Орел // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2012. — № 3 (33). — С. 30–34.

20. Ватуля Г. Л. Несуча здатність сталебетонних балок прямокутного перерізу, зміцнених стальним шпренгелем: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Ватуля Гліб Леонідович — Харків, 1999. — 17 с.

21. Ватуля Г. Л. Розрахунок і проектування комбінованих та сталебетонних конструкцій: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Ватуля Гліб Леонідович — Харків, 2015. — 40 с.

22. Вибранець Ю. Ю. Міцність і деформативність комбінованих металевих систем, об’єднаних у сумісну роботу зі залізобетонною плитою: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Вибранець Юрій Юрійович — Львів, 2016. — 158 с.

23. Воронов В. И. Конструкции пространственных покрытий: учебное пособие / В. И. Воронов, В. В. Михайлов, В. Ю. Щуко. — Владимир: Издательство ВлГУ, 2005. — 91 с.

24. Воскобійник О. П. Імовірнісні засади нормування технічних станів сталезалізобетонних конструкцій / О. П. Воскобійник // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2011. — № 2. — С. 86–93.

25. Воскобійник О. П. Методологія нормування технічних станів сталезалізобетонних конструкцій: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Воскобійник Олена Павлівна — Полтава, 2014. — 40 с.

26. Воскобійник О. П. Сталезалізобетон: надійність, технічні стани, ризики: монографія / О. П. Воскобійник. — Донецьк: Донбас, 2014. — 394 с.

27. Воскобійник О. П. Типологічна класифікація дефектів та пошкоджень сталезалізобетонних конструкцій / О. П. Воскобійник // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. — Дніпропетровськ, 2011. — № 61. — С. 98–108.

28. Воскобійник О. П. Типологічне порівняння дефектів та пошкоджень залізобетонних, металевих та сталезалізобетонних балкових конструкцій / О. П. Воскобійник // Вісник національного університету «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва. — Львів, 2010. — № 662. — С. 97–103.

29. Гапонова Л. В. Експериментально-теоретичне дослідження напружено-деформованного стану сферичної оболонки покриття / Л. В. Гапонова, О. А. Калмиков, С. С. Гребенчук // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. — Харків, 2015. — № 157. — С. 102–113

30. Гапченко С. А. Експериментальні дослідження окремих елементів структурно-вантового покриття / С. А. Гапченко // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2014. — № 3 (1). — С. 42–46.

31. Гасенко А. В. Оптимізація розмірів сталезалізобетонних балок при їх розрахунку згідно з вимогами ДСТУ–Н Б EN 1994–1–1:2010 / А. В. Гасенко, С. А. Гудзь, В. В. Дарієнко // Збірник наукових праць Української державної академії залізничного транспорту. — Харків, 2014. — № 148 (2). — С. 123–130.

32. Гасий Г. М. Исследование НДС элементов пространственной решетки работающей в составе композитной структурно-вантовой системы / Г. М. Гасий // Вестник Национальной инженерной академии Республики Казахстан. — Алматы, 2017. — № 3 (65). — С. 96–101.

33. Гасий Г. М. Особенности проектирования современных пространственных композитных стержневых систем / Г. М. Гасий, О. С. Заболотский // ҚазБСҚА Хабаршысы. — Алматы: Казахская головная архитектурно-строительная академия, 2017. — № 3 (65). — С. 135–144.

34. Гасий Г. М. Трудоемкость монтажа сталежелезобетонных конструкций / Г. М. Гасий // Сучасне промислове та цивільне будівництво. — Макіївка, 2014. — Т. 10. — № 2. — С. 141–146.

35. Гасий Г. М. Эффективные конструктивные решения для пространственных сталежелезобетонных несущих элементов / Г. М. Гасий, О. С. Заболотский // ҚазБСҚА Хабаршысы. — Алматы: Казахская головная архитектурно-строительная академия, 2016. — № 3. — С. 94–103.

36. Гасій Г. М. Аналіз напружено-деформованого стану трапецієподібної сталевої пластини вузла з'єднання елементів нижнього пояса експериментальної структурно-вантової сталезалізобетонної циліндричної оболонки / Г. М. Гасій // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. — Харків, 2016. — № 162. — С.41–47.

37. Гасій Г. М. Динаміка розвитку, сутність та галузь застосування просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій / Г. М. Гасій // Наука та прогрес транспорту. Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. — Дніпро, 2017. — № 5 (71). — С. 107–114.

38. Гасій Г. М. Експериментальні дослідження структурно-вантових покриттів / Г. М. Гасій // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2014. — № 3 (42). — С. 47–51.

39. Гасій Г. М. Експериментально-теоретичні дослідження напружено-деформованого стану плити структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції / Г. М. Гасій // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. — Харків, 2017. — № 170. — С. 72–78.

40. Гасій Г. М. Напружено-деформований стан сталевої пластини прямокутної форми вузла з'єднання стрижневих елементів структурно-вантової сталезалізобетонної циліндричної оболонки / Г. М. Гасій // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. — Одеса, 2016. — № 62. — С. 215–219.

41. Гасій Г. М. Основи формотворення і проектування просторових покриттів із структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій /

Г. М. Гасій // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Создание высокотехнологических экокомплексов в Украине на основе концепции сбалансированного (устойчивого) развития. — Днепропетровск, 2016. — № 87. — С. 48–53.

42. Гасій Г. М. Проектування опорного вузла структурно-вантової сталезалізобетонної вигнутої плити / Г. М. Гасій // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. — Рівне, 2016. — № 32. — С. 129–136.

43. Гасій Г. М. Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції: монографія / Г. М. Гасій — Полтава: ТОВ «АСМІ», 2018. — 347 с.

44. Гасій Г. М. Рекомендації до проектування просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій / Г. М. Гасій. — Полтава: ТОВ «АСМІ», 2018. — 69 с.

45. Гасій Г. М. Скінченно-елементний аналіз НДС вузла з'єднання елементів верхнього пояса структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції / Г. М. Гасій // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. — Харків, 2017. — № 171. — С. 69–76.

46. Гасій Г. М. Технологія виготовлення сталезалізобетонних структурно-вантових конструкцій / Г. М. Гасій // Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури. — Макіївка, 2014. — № 4. — С. 60–62.

47. Геммерлинг А. В. Структурные конструкции из эффективных гнутых профилей: монография / А. В. Геммерлинг. — Саарбрюкен: Lap Lambert, 2014. — 137 с.

48. Гиясов А. Плоскостные и пространственные конструкции покрытий зданий / Адхам Гиясов. — М.: АСВ, 2008. — 144 с.

49. Глазунов Ю. В. Особенности и конструктивные свойства сталебетона / Ю. В. Глазунов // Коммунальное хозяйство городов. — Харьков, 2008. — № 85. — С. 198–202.

50. Глазунов Ю. В. Экономическая целесообразность применения конструкций с внешним армированием / Ю. В. Глазунов // Коммунальное хозяйство городов. — Харьков, 2006. — № 73. — С. 190–197.

51. Голоднов К. А. Исследование сталежелезобетонных балок при повторных и знакопеременных режимах нагружения / К. А. Голоднов //

Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. — Днепропетровск, 2013. — № 69. — С. 148–154.

52. Голоднов К. А. Напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонных балок при различных нагружениях / К. А. Голоднов, Е. В. Кондратюк // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М Шимановського. — Київ, 2010. — № 10. — С. 242–249.

53. Городецкий А. Конструктивная нелинейность. Односторонние связи. Проблемы реализации [Електронний ресурс] / А. Городецкий, Д. Городецкий, А. Пикуль. – 2017. – Режим доступу до ресурсу: https://help.liraland.ru/984/3220/ (дата: 11.12.2017).

54. Городецкий А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. — К.: Факт, 2005. — 344 с.

55. Давиденко О. І. Міцність і деформативність залізобетонних плит, армованих сталевим профільованим настилом: монографія / О.І. Давиденко. — Рівне: НУБіП, 2016. — 210 с.

56. Дарієнко В. В. Напружено-деформований стан гнучких анкерів у сталезалізобетонних нерозрізних балках: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Дарієнко Віктор Вікторович — Полтава, 2009. — 20 с.

57. ДБН В. 2.6–160:2010. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення. — Уведено вперше; чинні від 2011–09–01. — К.: Мінрегіонбуд України, 2011. — 55 с.

58. ДБН В. 2.6–198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. — Чинний від 2014–10–06. — К.: Мінрегіон України, 2014. — 199 с.

59. ДБН В. 2.6–98–2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. — К.: Мінрегіонбуд України, 2011. — 71 с.

60. ДБН В.1.2–2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. — К.: Мінбуд України, 2006. — 75 с.

61. Демчина Б. Г. Регулювання рівнонапруженого стану в комбінованій конструкції / Б. Г. Демчина, І. Г. Іваник, Ю. І. Іваник // Збірник наукових праць

[Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2014. — № 3 (1). — С. 72–77.

62. Дмитриев Л. Г. Вантовые покрытия. Расчет и проектирование / Л. Г. Дмитриев, А. В. Касилов. — Киев: Будівельник, 1974. — 272 с.

63. Добрянський І. М. Тріщиностійкість сталебетонних балок, армованих просічно-витяжним листом / І. М. Добрянський, С. П. Бурченя, Р. А. Шмиг // Будівельні конструкції. — Київ, 2013. — № 78 (1). — С. 458–464.

64. Дослідження і проектування сталезалізобетонних структурних конструкцій: монографія / [Л. І. Стороженко, В. М. Тимошенко, О. В. Нижник та ін.]. — Полтава: АСМІ, 2008. — 262 с.

65. ДСТУ Б В.1.2–3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. — К.: ВАТ Укрндіпроектстальконструкція ім. В.М.Шимановського, 2006.

66. ДСТУ Б В.2.6–204:2015. Розрахунок і конструювання армоцементних конструкцій будівель та споруд. — К.: Мінрегіон України, 2015. — 47 с.

67. ДСТУ Б В.2.7–214:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. — К.: НДІБК, 2009.

68. Експериментальне дослідження моделей структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, Г. М. Гасій, Ю. Л. Гладченко // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2012. — № 3 (33). — С. 243–249.

69. Експериментальні дослідження армоцементних елементів покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко, В. В. Волошин // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2014. — № 1 (40). — С. 97–103.

70. Експериментальні дослідження плит перекриття зі сталевим обрамленням у порівнянні зі звичайними залізобетонними плитами / [Л. І. Стороженко, О. В. Нижник, О. В. Клестов та ін.]. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. — Рівне, 2013. — № 25. — С. 454–465.

71. Єрмоленко Д. А. Об'ємний напружено-деформований стан трубобетонних елементів: монографія / Д. А. Єрмоленко. — Полтава: Видавець Шевченко Р. В., 2012. — 316 с.

72. Єфіменко В. І. Аналіз сучасного стану конструювання будівель зі сталезалізобетонними конструкціями / В. І. Єфіменко, О. А. Паливода // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. — Рівне, 2013. — № 25. — С. 549–554.

73. Замалиев Ф. С. Экспериментальные исследования пространственной работы сталежелезобетонных конструкций / Ф. С. Замалиев // Вестник Московского государственного строительного университета. — Москва, 2012. — № 12. — С. 53–60.

74. Зуева И. И. Особенности проектирования структурных конструкций типа «ЦНИИСК» / И. И. Зуева, С. Л. Иванова // Вестник Пермского государственного технического университета. Серия: Строительство и архитектура. — Пермь, 2013. — № 1. — С. 91–97.

75. Зуева И. И. Влияние податливости болтового соединения на напряженно-деформированное состояние структурных конструкций / И. И. Зуева, В. В. Зуев // Вестник Пермского государственного технического университета. Серия: Строительство и архитектура. — Пермь, 2010. — № 1. — С .40–46.

76. Избаш М. Ю. Моделирование работы сталежелезобетонных неразрезных балок в зоне промежуточных опор / М. Ю. Избаш // Коммунальное хозяйство городов. — Харьков, 2006. — № 76. — С. 22–33.

77. Іваник І. Г. Вплив умов опирання комбінованих стержневих систем на напружено-деформований стан її елементів / І. Г. Іваник, Ю. Ю. Вибранець, Ю. І. Іваник // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва. — Львів, 2013. — № 755. — С. 139–143.

78. Іваник І. Г. Просторовий розрахунок перехресно-ребристих залізобетонних систем з врахуванням фізичної нелінійності: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Іван Григорович Іваник — Львів, 2000. — 20 с.

79. Іваник Ю. І. Міцність і деформативність комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених конструкцій: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Іваник Юрій Іванович — Львів, 2017. — 200 с.

80. Іванюк А. В. Напружено-деформований стан та несуча здатність сталезалізобетонних балкових конструкцій з армуванням вертикальними листами: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Іванюк Андрій Володимирович — Полтава, 2012. — 21 с.

81. Ільницький Б. М. Несуча здатність похилих перерізів сталебетонних балок без зчеплення зовнішньої арматури з бетоном: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Ільницький Борис Мар'янович — Львів, 2005. — 21 с.

82. Кагановский Л. О. Новые решения узловых соединений стержней структурных и однослойных решетчатых конструкций / Л. О. Кагановский // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. — Київ, 2010. — № 5. — С. 192–198.

83. Канчели Н. В. Строительные пространственные конструкции: Учеб. пособие. 3-е изд. доп. и перер. / Н. В. Канчели. — М.: АСВ, 2009. — 112 с.

84. Качурин В. К. Теория висячих систем / В. К. Качурин. — Л.; М.: Госстройиздат, 1962. — 224 с.

85. Кваша В. Г. Інженерний метод просторового розрахунку перехресно-ребристих балкових залізобетонних систем / В. Г. Кваша // Тези доповідей «Шляхи підвищення ефективності дорожнього господарства України в нових умовах господарювання». — К., 1994. — С. 122.

86. Кирпичев М. В. Теория подобия / М. В. Кирпичев. — М.: АН, 1953 — 93 с.

87. Кирсанов М. Н. Статический расчет и анализ пространственной стержневой системы // Инженерно-строительный журнал. — Санкт-Петербург, 2011. — № 6 (24). — С. 28–34.

88. Кирсанов Н. М. Висячие покрытия производственных зданий / Н. М. Кирсанов. — М.: Стройиздат, 1990. — 128 с.

89. Кисельов Д. Б. Арочно-вантові комбіновані конструкції. Чисельні й експериментальні дослідження / Д. Б. Кисельов // Сучасне промислове та цивільне будівництво. — Макіївка, 2006. — Т. 2. — № 1. — С. 17–27.

90. Кінаш Р. І. Методи нормування тимчасових навантажень та оцінювання надійності будівельних конструкцій за умов неповної інформації: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Кінаш Роман Іванович — К., 2001. — 32 с.

91. Клименко Є. В. До питання визначення проектного ресурсу сталезалізобетонних конструкцій / Є. В. Клименко // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2014. — № 3 (42). — С. 116–119.

92. Клименко Є. В. Методологія оцінювання, прогнозування та регулювання технічного стану будівель та споруд із залізобетону: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Клименко Євгеній Володимирович — Львів, 2008. — 31 с.

93. Клименко Ф. Е. Экспериментальное исследование связей анкеров, упоров в сталежелезобетонных изгибаемых конструкциях / Ф. Е. Клименко, Н. Л. Гайдаш // Вестник Львовского политехнического института. — Львов, 1971. — № 13. — С. 9–15.

94. Клименко Ф. Є. Міцність та деформативність сталебетонних згинаних елементів підсилених при різних рівнях напруженого стану додатковою ненапруженою арматурою / Ф. Є. Клименко, А. П. Крамарчук // Сталезалізобетонні конструкції. Дослідження, проектування, будівництво, експлуатація: збірник наукових статей. — Кривий ріг, 2004. — № 6. — С. 107–118.

95. Клименко Ф. Є. Робота сталезалізобетонних балок у зоні чистого згину / Ф. Є. Клименко, І. М. Добрянський, Ю. М. Фабрика // Вісник Львівського аграрного університету. Серія: Архітектура і сільське будівництво. — Львів, 2004. — № 5. — С. 49–62.

96. Клименко Ф. Є. Розробка, дослідження та застосування у будівництві сталебетонних конструкцій / Ф. Є. Клименко. — Львів: Львівський державний аграрний університет, 2001. — 208 с.

97. Клованич С. Ф. Метод конечных элементов в нелинейных расчетах пространственных железобетонных конструкций / С. Ф. Клованич, Д. И. Безушко. — Одесса: Издательство ОНМУ, 2009. — 89 с.

98. Клованич С. Ф. Продавливание железобетонных плит. Натурный и численный эксперименты / С. Ф. Клованич, В. И. Шеховцов. — Одесса: Издательство ОНМУ, 2011. — 119 с.

99. Клячин А. З. Пространственные стержневые металлические конструкции регулярной структуры / А. З. Клячин — Екатеринбург: Диамант, 1995. — 276 с.

100. Кобзева Е. Н. Расчет сталебетонных балок по несущей способности, исключающей работу растянутой зоны бетона / Е. Н. Кобзева, А. В. Игнатенко // Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. — Харьков, 2012. — № 58. — С. 119–123.

101. Коваль М. П. Дослідження роботи монолітних залізобетонних плит зі сталевим профільованим настилом Н80А та болтовими опорними анкерами при дії статичного й високорівневого малоциклового навантаження / М. П. Коваль // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2015. — № 1. — С. 169–177.

102. Ковальов М. О. Напружено-деформований і граничні стани сталебетонних балок при статичному короткочасному навантаженні: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Ковальов Максим Олександрович — Харків, 2008. — 23 с.

103. Козарь В. І. Монолітні залізобетонні плити по сталевому профільованому настилу: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Козарь Валентин Іванович — Полтава, 1999. — 19 с.

104. Колесниченко С. В. Оценка рисков эксплуатации стальных конструкций в условиях исчерпания их ресурса / С. В. Колесниченко // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. — Київ, 2012. — № 9. — С. 262–272.

105. Коробко В. И. Комбинированная вантово-стержневая система / В. И. Коробко, Р. В. Алдушкин // Известия ОрелГТУ. Серия: Строительство и транспорт. — Орел, 2006. — № 1 (2). — С. 21–24.

106. Крамарчук А. П. Експериментальні дослідження міцності та деформативності нормальних перерізів сталебетонних балок, підсилених в розтягнутій зоні додатковою стержневою арматурою без зчеплення / А. П. Крамарчук, Б. М. Ільницький, Т. В. Бобало // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва. — Львів, 2013. — № 755. — С. 205–213.

107. Краснов С. М. Удосконалення систем прогонних будов пішохідних мостів при динамічному впливі: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Краснов Сергій Миколайович — Харків, 2015. — 268 с.

108. Крупченко О. А. Напружено-деформований стан та міцність сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Крупченко Олександр Анатолійович — Полтава, 2008. — 20 с.

109. Крухмалев А. В. Напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонных балок / А. В. Крухмалев // Наука и прогресс транспорта. Вестник Днепропетровского национального университета железнодорожного транспорта. — Днепропетровск, 2010. — № 33. — С. 143–145.

110. Лантух-Лященко А. И. ЛИРА. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций. Учеб. пособие / А. И. Лантух-Лященко. — К.–М.: ФАКТ, 2001. – 312 с.

111. Лапенко О. І. Залізобетонні конструкції з робочим армуванням незнімною опалубкою: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн.

наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Лапенко Олександр Іванович — Полтава, 2010. — 36 с.

112. Лапенко О. І. Залізобетонні конструкції з робочим армуванням незнімною опалубкою / О. І. Лапенко. — Полтава: АСМІ, 2009. — 360 с.

113. Лапенко О. І. Залізобетонні плити по ортотропних листах / О. І. Лапенко // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. — Дніпропетровськ, 2011. — № 61. — С. 25–260.

114. Лапенко О. І. Проектування й випробування ригеля покриття промислової будівлі в незмінній опалубці / О. І. Лапенко // Комунальне господарство міст. — Харків, 2009. — № 88. — С. 23–29.

115. Лысенко Е. Ф. Армоцементные конструкции / Е. Ф. Лысенко. — Киев: «Вища Школа», 1974. — 208 с.

116. Металобетонное перекрытие с рациональными параметрами / [В. С. Шмуклер, Б. В. Бережная, В. В. Герасименко та ін.]. // Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. — Харьков, 2010. — № 49. — С. 75–83.

117. Методика експериментальних досліджень міцності та деформативності дерев'яної ванти, армованої стальним тросом / [А. Р. Кравз, Б. Г. Демчина, І. І. Лукач та ін.]. // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва. — Львів, 2012. — № 742. — С. 117–120.

118. Михайлов В. В. Пространственные стержневые конструкции покрытий (структуры): учебное пособие / В. В. Михайлов, М. С. Сергеев. — Владимир: ВлГУ, 2011. — 55 с.

119. Мітрофанов С. В. Робота вузлових елементів структурної конструкції / С. В. Мітрофанов // Металеві конструкції. — Макіївка, 2012. — Т. 18. — № 1. — С. 17–25.

120. Мурза С. О. Напружено-деформований стан просторових сталезалізобетонних структурних конструкцій при складних навантаженнях:

автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Мурза Сергій Олександрович — Полтава, 2010. — 20 с.

121. Нижник О. В. Безбалкові та часторебристі сталезалізобетонні перекриття: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Нижник Олександр Васильович — Полтава, 2012. — 40 с.

122. Нижник О. В. Будівництво сталезалізобетонного безбалкового перекриття / О. В. Нижник // Будівельні конструкції. — Київ, 2013. — № 78 (1). — С. 144–149.

123. Нижник О. В. Будівництво сталезалізобетонного каркаса багатоповерхових будівель із безбалковим перекриттямь / О. В. Нижник // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2014. — № 3 (1). — С. 127–131.

124. Нове в проектуванні залізобетонних та сталезалізобетонних конструкцій / [А. М. Бамбура, О. Б. Гурківський, Ю. Г. Аметов та ін.]. // Будівельні конструкції. — Київ, 2013. — № 78 (1). — С. 3–13.

125. Нові конструктивні рішення безбалкових збірних перекриттів багатоповерхових будівель / [Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, О. В. Нижник та ін.]. // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2014. — № 3 (1). — С. 183–185.

126. Орел Є. Ф. Напружено-деформований стан сталебетонних плит з різними умовами опирання: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Орел Євген Федорович — Харків, 2006. — 22 с.

127. Основы расчета и проектирования комбинированных и сталебетонных конструкций / [Чихладзе Э. Д., Ватуля Г. Л., Китов Ю. П. и др.]; под ред Э. Д. Чихладзе — Киев: Транспорт Украины, 2006. — 136 с.

128. Патент на винахід 117420 Україна, МПК E04B 1/18. Просторова композитна комбінована модульно-вантова несуча система / Л. І. Стороженко,

Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № a201704298; заявл. 03.05.2017; опубл. 25.07.2018, Бюл. № 14/2018. — 5 с.

129. Патент на корисну модель 108410 Україна, МПК E04B 1/00. Нижній пояс просторового структурно-вантового сталезалізобетонного покриття з гнучких елементів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201601306; заявл. 15.02.2016; опубл. 11.07.2016, Бюл. № 13/2016. — 4 с.

130. Патент на корисну модель 108411 Україна, МПК E04B 1/00. Вузол з'єднання гнучкого нижнього пояса просторового структурно-вантового сталезалізобетонного покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201601311; заявл. 15.02.2016; опубл. 11.07.2016, Бюл. № 13/2016. — 4 с.

131. Патент на корисну модель 108707 Україна, МПК E04B 1/00. Вузол болтового з'єднання елементів верхнього пояса просторового структурно-вантового сталезалізобетонного покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201601308; заявл. 15.02.2016; опубл. 25.07.2016, Бюл. № 14/2016. — 4 с.

132. Патент на корисну модель 119590 Україна, МПК E04G 1/00. Модульний спосіб виготовлення просторових сталезалізобетонних конструкцій / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201704289; заявл. 13.05.2017; опубл. 25.09.2017, Бюл. № 18/2017. — 6 с.

133. Патент на корисну модель 119869 Україна, МПК E04G 1/00. Просторова композитна комбінована модульно-вантова несуча система / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201704287; заявл. 03.05.2017; опубл. 10.10.2017, Бюл. № 19/2017. — 10 с.

134. Патент на корисну модель 18510 Україна, МПК E04B 1/02. Вузол спряження сталевих елементів із залізобетонною плитою структурної сталезалізобетонної конструкції / Л. І. Стороженко, В. М. Тимошенко, О. В. Нижник; власник ПолтНТУ. — № u200604841; заявл. 03.05.2006; опубл. 15.11.2006, Бюл. № 11/2006. — 3 с.

135. Патент на корисну модель 3717 Україна, МПК E04B 1/04. Сталезалізобетонний елемент збірної комплексної структурної конструкції

перекриття / Л. І. Стороженко, В. М. Тимошенко, О. В. Нижник, Ю. В. Баршак; власник ПолтНТУ. — № 2004021239; заявл. 20.02.2004; опубл. 15.12.2004, Бюл. № 12/2004. — 2 с.

136. Патент на корисну модель 59293 Україна, МПК E04B 1/04. Структурно-вантова сталезалізобетонна вигнута конструкція / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201012539; заявл. 25.10.2010; опубл. 10.05.2011, Бюл. № 9/2011. — 2 с.

137. Патент на корисну модель 59296 Україна, МПК E04B 1/04. Структурно-вантова висяча система / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201012545; заявл. 25.10.2010; опубл. 10.05.2011, Бюл. № 9/2011. — 2 с.

138. Патент на корисну модель 59299 Україна, МПК E04B 1/04. Структурно-вантова сталезалізобетонна балкова конструкція / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201012550; заявл. 25.10.2010; опубл. 10.05.2011, Бюл. № 9/2011. — 2 с.

139. Патент на корисну модель 59300 Україна, МПК E04B 1/04. Полегшений елемент структури конструкцій покриття споруд / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201012551; заявл. 25.10.2010; опубл. 10.05.2011, Бюл. № 9/2011. — 2 с.

140. Патент на корисну модель 69182 Україна, МПК E04B 1/00. Структурно-вантове склепіння / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201110922; заявл. 12.09.2011; опубл. 25.04.2012, Бюл. № 8/2012. — 5 с.

141. Патент на корисну модель 69620 Україна, МПК E04B 1/04. Структурно-вантове купольне покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201111574; заявл. 30.09.2011; опубл. 10.05.2012, Бюл. № 9/2012. — 4 с.

142. Патент на корисну модель 6992 Україна, МПК E04B 1/02. Структурна сталезалізобетонна плита / Л. І. Стороженко, В. М. Тимошенко, О. В. Нижник, Ю. В. Баршак; власник ПолтНТУ. — № 2004021240; заявл. 20.02.2004; опубл. 15.06.2005, Бюл. № 6/2005. — 2 с.

143. Патент на корисну модель 70340 Україна, МПК E04B 1/04. Полегшена структурна сталезалізобетонна положиста оболонка / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201112978; заявл. 04.11.2011; опубл. 11.06.2012, Бюл. № 11/2012. — 4 с.

144. Патент на корисну модель 7630 Україна, МПК E04B 1/02. Спосіб виготовлення прямокутного сталезалізобетонного елемента збірної комплексної структурної конструкції покриття / Л. І. Стороженко, В. М. Тимошенко, О. В. Нижник, Ю. В. Баршак; власник ПолтНТУ. — № 2004031941; заявл. 16.03.2004; опубл. 15.07.2005, Бюл. № 7/2005. — 2 с.

145. Патент на корисну модель 81865 Україна, МПК E04B 1/00. Вузол з'єднання елементів нижнього поясу структурного покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201301536; заявл. 11.02.2013; опубл. 10.07.2013, Бюл. № 13/2013. — 4 с.

146. Патент на корисну модель 81866 Україна, МПК E04B 1/00. Винесений вузол з'єднання залізобетонних плит / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201301537; заявл. 11.02.2013; опубл. 10.07.2013, Бюл. № 13/2013. — 4 с.

147. Патент на корисну модель 83702 Україна, МПК E04B 1/00. Нижній пояс структурно-вантового покриття з модульних елементів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201303823; заявл. 28.03.2013; опубл. 25.09.2013, Бюл. № 18/2013. — 4 с.

148. Патент на корисну модель 83704 Україна, МПК E04B 1/00. Вузол з'єднання елементів зі сталевого каната нижнього пояса структурно-вантового покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201303826; заявл. 28.03.2013; опубл. 25.09.2013, Бюл. № 18/2013. — 4 с.

149. Патент на корисну модель 90806 Україна, МПК E04B 1/00. Плита зі сталевим обрамленням сталезалізобетонного структурно-вантового покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201400229; заявл. 13.01.2014; опубл. 10.06.2014, Бюл. № 11/2014. — 4 с.

150. Патент на корисну модель 90808 Україна, МПК E04B 1/00. Зворотний вузол з'єднання гнучких елементів нижнього пояса структурно-

вантового покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201400248; заявл. 13.01.2014; опубл. 10.06.2014, Бюл. № 11/2014. — 4 с.

151. Патент на корисну модель 92877 Україна, МПК E04B 1/61. З'єднання плит сталезалізобетонного структурно-вантового покриття на поличках / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко; власник ПолтНТУ. — № u201403144; заявл. 28.03.2014; опубл. 10.09.2014, Бюл. № 17/2014. — 4 с.

152. Патент на корисну модель 92878 Україна, МПК E04B 1/21. Вузол з'єднання елементів нижнього пояса зі сталевих смуг структурно-вантового покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко; власник ПолтНТУ. — № u201403145; заявл. 28.03.2014; опубл. 10.09.2014, Бюл. № 17/2014. — 4 с.

153. Паустовський С. В. Варіант вирішення конструкції вузлів структурного покриття зі злегшенних гнутозварних профілів / С. В. Паустовський, О. В. Гавриловський // Вісник Сумського національного аграрного університету: науковий журнал. Серія: будівництво. — Суми, 2011. — № 10 (15). — С. 73–76.

154. Пекин Д. А. Плитная сталежелезобетонная конструкция / Д. А. Пекин. — Москва: АСВ, 2010. — 435 с.

155. Перельмутер А. В. Беседы о строительной механике. Научное издание / А. В. Перельмутер. — М.: Издательство SCAD Soft, АСВ, 2014. — 250 с.

156. Перельмутер А. В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций / А. В. Перельмутер. — Изд. 3-е, перераб. и доп. — М.: АСВ, 2007. — 255 с.

157. Перельмутер А. В. Основы расчета вантово-стержневых систем / А. В. Перельмутер. — М.: Стройиздат, 1969. — 190 с.

158. Перельмутер А. В. Расчетные модели сооружений и возможности их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. — 4-е изд., перераб. — М.: Издательство «SCAD Soft», 2011. — 736 с.

159. Пичугин С. Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий: Монография / С. Ф. Пичугин. — М.: АСВ, 2011. — 456 с.

160. Пічугін С. Ф. Про використання жорстких вантів для підсилення залізобетонних балок / С. Ф. Пічугін, О. В. Семко, М. В. Бібік // Строительство.

Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. — Днепропетровск, 2003. — № 25. — С. 196–199.

161. Пічугін С. Ф. Сучасні проблеми проектування сталевих несучих конструкцій в промисловому та цивільному будівництві / С. Ф. Пічугін, О. В. Семко, Г. М. Трусов // Сучасне промислове та цивільне будівництво. — Макіївка, 2005. — № 1 (1). — С. 53–66.

162. Поєднання сталевої та бетонної частин сталезалізобетонних конструкцій за допомогою системи Nelson / О. В. Семко, А. В. Гасенко, О. І. Богуш, В. В. Дарієнко // Комунальне господарство міст. — Харків, 2011. — № 97. — С. 77–82.

163. Просторовий розрахунок комбінованих сталезалізобетонних систем / І. Г. Іваник, С. І. Віхоть. Ю. Ю. Вибранець, Я. І. Іваник // Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво / Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка. — Полтава, 2014. — № 3 (42). — С. 86–91.

164. Раціональні згинальні конструкції зі сталевих елементів із заповненими бетоном порожнинами за допомогою склеювання / О. І. Лапенко, П. С. Білокуров, Г. І. Гришко, А. І. Машкова // Збірник наукових праць Української державної академії залізничного транспорту. — Харків, 2014. — № 150. — С. 98–104.

165. Ржаницын А. Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность / А. Р. Ржаницын. — М.: Стройиздат, 1978. — 239 с.

166. Рудаков К. Н. FEMAP 10.2.0 Геометрическое и конечно-элементное моделирование конструкций / К. Н. Рудаков. — К.: КПИ, 2011. — 317 с.

167. Руководство по проектированию железобетонных тонкостенных пространственных покрытий и перекрытий. — М.: Стройиздат, 1979. — 262 с.

168. Рычков С. П. Моделирование конструкций в среде Femap with NX Nastran / С. П. Рычков. — М.: ДМК Пресс, 2013. — 784 с.

169. Рюле Г. Пространственные покрытия. Железобетон, армоцемент / Г. Рюле. — М: Стройиздат, 1973. — 304 с.

170. Свентиков А. А. Анализ напряженно-деформированного состояния гибких нитей из прокатного профиля / А. А. Свентиков // Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Строительство и архитектура. — Воронеж, 2010. — № 1. — С. 7–12.

171. Світовий досвід впровадження сталезалізобетонних конструкцій в будівництво / В. А. Настоящий, В. В. Дарієнко, І. О. Скриннік, В. В. Яцун // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2012. — № 1 (31). — С. 49–52.

172. Седов Л. И. Методы подобия и размерности в механике / Л. И. Седов. — М.: Наука, 1972. — 430 с.

173. Семко В. О. Надійність несучих та огороджувальних конструкцій із сталевих холодноформованих тонкостінних профілів: дис. докт. техн. наук: 05.23.01 / Семко Володимир Олександрович — Полтава, 2017. — 467 с

174. Семко О. В. Надійність сталезалізобетонних конструкцій: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Семко Олександр Володимирович — Полтава, 2006. — 34 с.

175. Семко О. В. Результати експериментальних досліджень закладних деталей вузлів сталезалізобетонних рам / О. В. Семко, О. В. Малюшицький // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. — Днепропетровск, 2009. — № 50. — С. 518–524.

176. Семко О. В. Результати проведення експериментальних досліджень гнучких анкерів на зріз / О. В. Семко, В. В. Дарієнко, В. Р. Білярчик // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. — Днепропетровск, 2007. — № 43. — С. 499–504.

177. Сколибог О. В. Сталезалізобетонні балки із зовнішнім листовим армуванням: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец.

05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Сколибог Олександр Валерійович — Полтава, 2006. — 20 с.

178. Смолянюк Н. В. Напружено-деформований і граничний стани сталебетонних плит перекриттів: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Смолянюк Надія Володимирівна — Харків, 2003. — 22 с.

179. Сталезалізобетон в легких сталевих каркасах будівель / С. Ф. Пічугін, О. В. Семко, Г. М. Трусов, М. В. Бібік // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. — Днепропетровск, 2008. — № 47. — С. 474–477.

180. Сталезалізобетонні каркаси багатоповерхових будівель: монографія / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, О. В. Нижник, С. О. Мурза. — Полтава: ФОП Пусан А. Ф., 2017. — 279 с.

181. Стовба Л. М. Міцність і деформативність згинальних елементів із тонкостінних труб квадратного перетину, заповнених бетоном: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Стовба Лілія Миколаївна — Полтава, 2010. — 20 с.

182. Стороженко Л. И. Особенности конструкции и технологии монтажа новых пространственных сталежелезобетонных структурно-вантовых покрытий / Л. И. Стороженко, Г. М. Гасий, С. А. Гапченко // Восточно-европейский журнал передовых технологий. — Харьков, 2014. — № 1 (70). — Т. 4. — С. 67–72.

183. Стороженко Л. І. Великопролітні структурно-вантові сталезалізобетонні покриття для будівель і споруд аеропортів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Проблеми розвитку міського середовища. — Київ, 2016. — № 2 (16). — С. 72–79.

184. Стороженко Л. І. Визначення геометричних параметрів сталезалізобетонних структурно-вантових елементів циліндричних покриттів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. — Рівне, 2015. — № 31. — С. 511–516.

185. Стороженко Л. І. Визначення переміщень вузлів просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції експериментальним шляхом / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. — Харків, 2017. — № 169. — С. 118–128.

186. Стороженко Л. І. Випробування експериментальних зразків пологої структурно-вантової оболонки з суцільним нижнім поясом / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Вісник Львівського національного аграрного університету: архітектура і сільськогосподарське будівництво. — Львів, 2017. — № 18. — С. 109–115.

187. Стороженко Л. І. Дослідження напруженого стану елементів вузлових з'єднань структурно-вантових сталезалізобетонних покриттів на основі результатів моделювання умов їх роботи / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Містобудування та територіальне планування. — Київ, 2016. — № 61. — С. 343–347.

188. Стороженко Л. І. Дослідження напружень та деформацій залізобетонної плити зі сталевим обрамленням за допомогою програмного комплексу Ліра / Л. І. Стороженко, О. В. Нижник, О. В. Клестов // Збірник наукових праць Української державної академії залізничного транспорту. — Харків, 2014. — № 149. — С. 124–130.

189. Стороженко Л. І. Дослідження просторової роботи та напружено-деформованого стану нової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Промислове будівництво та інженерні споруди. — Київ, 2018. — № 1. — С. 19–22.

190. Стороженко Л. І. Експериментальне дослідження деформативності макету сталезалізобетонного структурно-вантового покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. — Одеса, 2016. — № 61. — С. 371–378.

191. Стороженко Л. І. Експериментальне дослідження деформативності окремих несучих елементів сталезалізобетонного структурно-вантового покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла

объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. — Дніпропетровськ, 2015. — № 82. — С. 219–225.

192. Стороженко Л. І. Експериментальні дослідження сталезалізобетонних балок з армуванням трубами / Л. І. Стороженко, О. В. Нижник, Т. П. Куч // Збірник наукових праць ДДНДІ ім. М. П. Шульгіна. — Київ, 2009. — № 11. — С. 319–324.

193. Стороженко Л. І. Експериментальні дослідження таврових сталезалізобетонних балок з армуванням листами / Л. І. Стороженко, О. В. Нижник, А. В. Іванюк // Збірник наукових праць ДДНДІ ім. М. П. Шульгіна. — Київ, 2009. — № 11. — С. 325–330.

194. Стороженко Л. І. Експериментально-теоретичне дослідження сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом / Л. І. Стороженко, О. А. Крупченко // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2007. — № 20. — С. 84–88.

195. Стороженко Л. І. Залізобетонні конструкції в незнімній опалубці / Л. І. Стороженко, О. І. Лапенко. — Полтава: АСМІ, 2008. — 312 с.

196. Стороженко Л. І. Згинальні залізобетонні елементи, армовані сталевими листами / Л. І. Стороженко, О. В. Семко, О. В. Сколибог // Будівельні конструкції. — Київ, 2003. — № 59. — кн. 2. — С. 31–39.

197. Стороженко Л. І. Методика експериментального дослідження великогабаритного зразка просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2017. — № 2 (49). — С. 270–276.

198. Стороженко Л. І. Міцність клейкових з’єднань сталі та бетону / Л. І. Стороженко, О. Г. Горб, П. С. Білокуров // Збірник наукових праць Української державної академії залізничного транспорту. — Харків, 2014. — № 149. — С. 113–118.

199. Стороженко Л. І. Несучі конструкції із сталевих двотаврів з бічними порожнинами, заповненими бетоном / Л. І. Стороженко, С. В. Яхін // Комунальне господарство міст. — Харків, 2001. — № 33. — С. 59–62.

200. Стороженко Л. І. Нові сталезалізобетонні структурно-вантові конструкції / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2014. — № 1 (40). — С. 91–96.

201. Стороженко Л. І. Особливості будови та базові положення щодо проектування й виробництва просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Промислове будівництво та інженерні споруди. — Київ, 2017. — № 2. — С. 29–33.

202. Стороженко Л. І. Особливості конструктивного рішення та проектування повнорозмірного експериментального зразка структурно-вантового сталезалізобетонного покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2016. — № 1. — С. 51–59.

203. Стороженко Л. І. Особливості роботи структурно-вантових покриттів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. — Днепропетровск, 2013. — № 69. — С. 488–491.

204. Стороженко Л. І. Просторове сталезалізобетонне структурно-вантове покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. — Днепропетровск, 2015. — № 82. — С. 226–230

205. Стороженко Л. І. Просторові сталезалізобетонні структурно-вантові покриття: монографія / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко — Полтава: ТОВ «АСМІ», 2015. — 218 с.

206. Стороженко Л. І. Розрахунок двотаврових сталезалізобетонних балок / Л. І. Стороженко, О. А. Крупченко // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2010. — № 2. — С. 43–48.

207. Стороженко Л. І. Розрахунок напружено-деформованого стану структурно-вантової конструкції / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, Г. М. Гасій // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. — Харків, 2017. — № 174. — С. 33–42.

208. Стороженко Л. І. Сталезалізобетонні структурні конструкції / Л. І. Стороженко, В. М. Тимошенко, О. В. Нижник. — Полтава: «Гадяч», 2006. — 144 с.

209. Стороженко Л. І. Статичний розрахунок просторових конструкцій, складених з жорстких дисків / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, Г. М. Гасій // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. — Вінниця, 2017. — Т. 23. — № 2. — С. 6–12.

210. Стороженко Л. І. Структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції покриттів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2012. — № 3 (33). — С. 230–234.

211. Стороженко Л. І. Структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко // Будівельні конструкції. — Київ, 2013. — № 78 (2). — С. 195–200.

212. Стороженко Л. І. Трубобетон / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, О. І. Лапенко — Полтава: АСМІ, 2010. — 305 с.

213. Структурно-вантова положиста оболонка / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко, В. В. Волошин // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2014. — № 3 (42). — С. 178–182.

214. Тесля В. А. Сталежелезобетонная плита СЖП–15 / В. А. Тесля, А. С. Гукин // Вестник Кузбасского государственного технического университета. — Кемерово, 2005. — № 3. — С. 117–121.

215. Тимошенко В. М. Конструкції будівель і споруд із лінійних сталезалізобетонних структурних елементів / В. М. Тимошенко // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. — Днепропетровск, 2009. — № 50. — С. 583–588.

216. Тимошенко В. М. Особливості зведення сталезалізобетонних структурних конструкцій / В. М. Тимошенко // Коммунальное хозяйство городов. — Харьков, 2007. — № 79. —С. 131–136.

217. Трофимов В. И. Легкие металлические конструкции зданий и сооружений: монография / В. И. Трофимов, А. М. Каминский. — М.: АСВ, 2002. — 573 с.

218. Трофимов В. И. Структурные конструкции / В. И. Трофимов, Г. Б. Бегун. — М.: Стройиздат, 1972. — 172 с.

219. Трущев А. Г. Пространственные металлические конструкции: Учеб. пособие для вузов / А. Г. Трущев. — М.: Стройиздат, 1983. — 215 с.

220. Тур В. И. Влияние податливости узловых соединений на напряженно-деформированное состояние металлического сетчатого купола / В. И. Тур, А. В. Тур // Фундаментальные исследования. — Москва, 2014. — № 6 — С. 1165–1168.

221. Тур В. И. Рекомендации по расчету и конструирование сетчатых куполов со стержнями из холодногнутых тонкостенных профилей / В. И. Тур, А. В. Тур, И. С. Холопов. — Ульяновск: УлГТУ, 2012. — 38 с.

222. Фабрика Ю. М. Міцність та деформативність сталезалізобетонних балкових конструкцій: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Фабрика Юрій Михайлович — Львів, 2005. — 17 с.

223. Физическая нелинейность в ПК ЛИРА 10.6 [Електронний ресурс] — Режим доступу: http://lira-soft.com/wiki/notes/40-fizicheskaya-nelineynost-v-pk-lira-10-6 (дата: 11.05.2018).

224. Фомин С. Л. Экспериментальное исследование модели фрагмента сталежелезобетонной мостовой конструкции при нагреве / С. Л. Фомин, Ю. М. Избаш, И. А. Плахотникова // Наука та будівництво. — Київ, 2018. — № 1. — С. 18–26.

225. Харченко Р. Б. Оптимальное проектирование металлоконструкций зданий с вантовым покрытием / Р. Б. Харченко, А. В. Царик // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. — Київ, 2009. — № 3. — С. 49–54.

226. Хисамов Р. И. Расчет и конструирование структурных покрытий / Р. И. Хисамов. — К.: Будівельник, 1981. — 79 с.

227. Холопов И. С. Применение решетчатых пространственных металлических конструкций в покрытиях машинных залов ГЭС / И. С. Холопов, М. И. Бальзанников, В. Ю. Алпатов // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. — Волгоград, 2012. — № 28 (47). — С. 225–232.

228. Чихладзе Э. Д. Испытание сталебетонных шпренгельных балок / Э. Д. Чихладзе, Г. Л. Ватуля // Науковий вісник будівництва. — Харків, 1994. — № 5. — С. 88–92.

229. Чихладзе Э. Д. Теория деформирования сталебетонных плит / Э. Д. Чихладзе, А. Д. Арсланханов // Совершенствование методов расчета и проектирования конструкций и сооружений: межведомственный научно-технический сборник. — Харьков, 1996. — № 27. — С. 4–39.

230. Чихладзе Э. Д. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных балок / Э. Д. Чихладзе, А. Г. Кислов, А. В. Крухмалев // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва. — Львів, 2010. — № 664. — С. 318–322.

231. Шагин А. Л. Повышение несущей способности сталежелезобетонных балочных конструкций / А. Л. Шагин, М. Ю. Избаш, Р. Н. Шемет // Науковий вісник будівництва. — Харків, 2005. — № 33. — С. 85–90.

232. Шалінський В. В. Стійкість плоскої форми згину пружно-пластинчастих ниток скінченної жорсткості: автореф. дис. на здобуття наук.

ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Шалінський Валерій Володимирович — К., 2010. — 20 с.

233. Шалобыта Н. Н. Экспериментальное исследование несущей способности узлов структурных конструкций системы «БрГТУ» / Н Н. Шалобыта, В. И. Драган, Т. П. Шалобыта // Вестник Брестского государственного технического университета. Серия: Строительство и архитектура. — Брест, 2008. — № 1 (49). — С. 94–102.

234. Шевчук С. Г. Несуча здатність та деформативність сталебетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування із хвилястих настилів: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Шевчук Святослав Григорович — Львів, 2010. — 23 с.

235. Шимановский А. В. Методологические основы создания информационных систем учета действительного состояния эксплуатирующихся строительных конструкций / А. В. Шимановский, С. В. Колесниченко // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. — Київ, 2008. — № 1. — С. 68–73.

236. Шимановский А. В. Теория и расчет несущих элементов большепролетных пространственных конструкций / А. В. Шимановский, А. И. Оглобля. — К.: Сталь, 2002. — 371 с.

237. Шимановский А. В. Теория и расчет сильнонелинейных конструкций / А. В. Шимановский, В. К. Цыхановский. — К.: Издательство «Сталь», 2005. — 432 с.

238. Шимановский А. О. Применение метода конечных элементов в решении задач прикладной механики: учебно-методическое пособие для студентов технических специальностей / А. О. Шимановский, А. В. Путято. — Министерство образования Республики Беларусь, Белорусский государственный университет транспорта — Гомель: БелГУТ, 2008. — 61 с.

239. Шимановский В. Н. Висячие системы: (Конструкции и расчет нитей конечной жесткости) / В. Н Шимановский. — К.: Будівельник, 1984. — 208 с.

240. Шимановский В. Н. Оптимальное проектирование пространственных решетчатых покрытий / В. Н. Шимановский, В. Н. Гордеев, М. Л. Гринберг. — К.: Будівельник, 1987. — 223 с.

241. Шимановський О. В. Особливості проектування великопрогонових просторових покриттів на основі структурних плит / О. В. Шимановський, С. М. Беспалов // Будівництво України. — Київ, 2002. — № 5. — С. 21–24.

242. Шмиг Р. А. Розрахунок будівельних конструкцій в обчислювальному комплексі SCAD: навч. посіб. / Р. А. Шмиг, І. М. Добрянський, О. І. Коваль; за заг. ред. Р. А. Шмига. Вид. 2-е, доповн. — Львів: ННВК «АТБ», 2018. — 102 с.

243. Шмуклер В. С. Каркасные системы облегченного типа / В. С. Шмуклер, Ю. А. Климов, Н. П. Бурак. — Харьков: Золотые страницы, 2008. — 336 с.

244. Шмуклер В. С. Формирование конструктивных решений и динамические испытания пролетных строений пешеходных мостов нового типа / В. С. Шмуклер, С. Н. Краснов, Е. С. Краснова // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. — Дніпропетровськ, 2014. — № 5. — С. 120–129.

245. Шмуклер В. С. Экспериментальные исследования пролетного строения пешеходного моста нового типа / В. С. Шмуклер, Е. С. Краснова, С. Н. Краснов // Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. — Харьков, 2012. — № 58. — С. 70–77.

246. Шмуклер В. С. Экспериментальные исследования сталебетонных столбчатых мостовых опор при внецентренном малоцикловом сжатии / В. С. Шмуклер, Е. В. Синьковская // Будівельні конструкції. — Київ, 2013. — № 79. — С. 363–369.

247. Шпалянская Т. И. Экспериментальные исследования пространственных пролетных строений транспортных галерей / Т. И. Шпалянская, В. Я. Якунин // Пространственные конструкции в Красноярском крае. — Красноярск, 1983. — С. 94–97.

248. Ярмульник Ф. В. Методические рекомендации по исследованию строительных конструкций с применением математического и физического моделирования / Ф. В. Ярмульник, В. И. Кретов.— Киев: НИИСК, 1987. — 70 с.

249. Яхін С. В. Згинальні несучі конструкції зі сталевих двотаврів із порожнинами, заповненими бетоном: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Яхін Сергій Валерійович — Полтава, 2002. — 20 с.

250. Allen E. Form and forces: Designing efficient, expressive structures / E. Allen, W. Zalewski. — Wiley, 2009. — 640 p.

251. Allen E. Fundamentals of building construction. Materials and methods / E. Allen, J. Iano. — Wiley, 2013. — 1024 p.

252. Altoubat S. Effect of fibers and welded-wire reinforcements on the diaphragm behavior of composite deck slabs / S. Altoubat, H. Ousmane, S. Barakat // Steel and Composite Structures. — Techno-Press, 2015. — Vol. 19. — № 1. — P. 153–171. DOI: 10.12989/scs.2015.19.1.153.

253. Ambrose J. Simplified engineering for architects and builders / J. Ambrose, P. Tripeny. — Wiley, 2010. — 736 p.

254. Application of steel bar truss deck construction technology in a large steel project / [C. M. Wang, X. Zhao, M. Wu et al.]. // In Applied Mechanics and Materials. — 2013. — Vol. 368. — P. 851–854. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.368-370.851.

255. Badoux J. C. Horizontal shear connection in composite concrete beams under repeated loads / J. C. Badoux, C. L. Hulsbos // Journal Proceedings. — 1967. — Vol. 64. — № 12. — P. 811–819.

256. Bai Y. Novel joint for assembly of all-composite space truss structures: Conceptual design and preliminary study / Y. Bai, X. Yang // Journal of Composites for Construction. — ASCE, 2012. — Vol. 17. — № 1. — P. 130–138.

257. Bažant Z. P. Prediction of concrete creep and shrinkage: Past, present and future / Z. P. Bažant // Nuclear Engineering and Design. — Elsevier, 2001. — Vol. 203. — №. 1. — С. 27–38. DOI: 10.1016/S0029-5493(00)00299-5.

258. Bechthold M. Innovative surface structures: Technologies and applications / Martin Bechthold. — New York: Taylor and Francis, 2008. — 240 p.

259. Behavior of a CFT Truss girder with precast decks under negative bending moment / [I. Kim, Y. Kim, H. Oh et al.]. // Composite Construction in Steel and Concrete VII. — ASCE, 2016. — P. 214–225. DOI: 10.1061/9780784479735.017.

260. Behaviour and design of composite steel and concrete building structures / B. Uy, Z. Tao, D. Lam, L. H. Han. — Boca Raton: CRC Press, 2016. — 400 p.

261. Bradford M. A. Composite beams with partial interaction under sustained loads / M. A. Bradford, R. I. Gilbert // Journal of Structural Engineering. — ASCE, 1992. — Vol. 118. — № 7. — P. 1871–1883. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445 (1992)118:7(1871).

262. Buchholdt H. A. Introduction to cable roof structures / H. A. Buchholdt. — London: Thomas Telford, 1999. — 296 p.

263. Candido-Martins J. P. S. Experimental evaluation of the structural response of perfobond shear connectors / J. P. S. Candido-Martins, L. F. Costa-Neves, P. C. G. S. Vellasco // Engineering Structures. — Elsevier, 2010. — Vol. 32. — № 8. — P. 1976–1985. DOI: 10.1016/j.engstruct.2010.02.031.

264. Chapman J. C. Experiments on composite beams / J. C. Chapman, S. Balakrishnan // The Structural Engineer. — London, 1964. — № 42 (11). — P. 369–383.

265. Charleson A. Structure as architecture: a source book for architects and structural engineers / Andrew Charleson. — London: Routledge, 2014. — 260 p.

266. Chen W. F. Handbook of structural engineering / W. F. Chen, E. M. Lui. — CRC Press, 2005. — 1768 p.

267. Chilton J. Space grid structures / John. Chilton. — Boston: Architectural Press, 2000. — 180 p.

268. Cho D. Y. A study on shear strength of the perfobond rib shear connector for composite beam / D. Y. Cho, J. W. Choi, S. K. Park // Applied Mechanics and Materials. — 2015. — Vol. 764. — P. 1026–1030. DOI: 10.4028/www.scientific.net/ AMM.764-765.1026.

269. Condit C. W. American building art: The twentieth century / Carl W. Condit. — Oxford University Press, 1961. — 427 p.

270. CoSFB–Composite slim-floor beam [Electronic resource]. — Access mode: http://sections.arcelormittal.com/products-services/constructive-solutions/slim-floor.html (date: 18.09.2016).

271. Crisinel M. A new simplified method for the design of composite slabs / M. Crisinel, F. Marimon // Journal of Constructional Steel Research. — Elsevier, 2004. — Vol. 60. — № 3. — P. 481–491. DOI: 10.1016/S0143-974X(03)00125-1.

272. Dan D. Theoretical and experimental study on composite steel-concrete shear walls with vertical steel encased profiles / D. Dan, A. Fabian, V. Stoian // Journal of constructional steel research. — Elsevier, 2011. — Vol. 67. — № 5. — P. 800–813.

273. De Anda E. X. Candela / Enrique X De Anda Alanis. — Koln: Taschen, 2008. — 96 p.

274. De Sousa Jr. J. B. Numerical analysis of composite steel-concrete columns of arbitrary cross section / J. B. De Sousa Jr., R. B. Caldas // Journal of structural engineering. — ASCE, 2005. — Vol. 131. — № 11. — P. 1721–1730.

275. DELTABEAM® Composite beams [Electronic resource]. — Access mode: http://www.peikko.com/product-category-deltabeam (date: 18.09.2016).

276. Dong Y. Experimental study on the behavior of full-scale composite steel frames under furnace loading / Y. Dong, K. Prasad // Journal of structural engineering. — ASCE, 2009. — Vol. 135. — № 10. — P. 1278–1289. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:10(1278).

277. Edmondson A. C. A Fuller explanation: The synergetic geometry of R. Buckminster Fuller / Amy C. Edmondson. — Pueblo: Emergent World Press, 2007. — 339 p.

278. Engel H. Structure systems / Heino Engel. — Ostfildern: Hatje Cantz, 2009. — 352 p.

279. Eurocode 4. Common unified rulesfor composite steel and concrete structures European Committee for standardization (CEN) ENV. 1994–1–1: 1992.

280. Experimental investigation of deck plate system with non-welding truss type deformed steel wires (tox deck plate slab) / [Y. J. Kim, S. H. Oh, M. H. Yoon et al.]. // International Journal of Steel Structures. — Springer, 2009. — Vol. 9. — № 4. — P. 315–327.

281. Experimental studies on corrugated steel-concrete composite slab / H. S. Abbas, S. A. Bakar, M. Ahmadi, Z. Haron // Gradevinar. — Zagreb, 2015. — Vol. 67. — № 3. — P. 225–233. DOI: 10.14256/JCE.1112.2014.

282. Experimental study of perfobond shear connectors in composite construction / J. C. Vianna, S. A. L. Andrade, P. C. G. S. Vellasco, L. F. Costa-Neves // Journal of Constructional Steel Research. — Elsevier, 2013. — Vol. 81. — P. 62–75. DOI: 10.1016/j.jcsr.2012.11.002.

283. Floor slab connectors. diapason [Electronic resource] — Access mode: http://www.tecnaria.com/products/connettore-a-taglio-diapason (date: 18.09.2016).

284. Fragiacomo M. Finite-element model for collapse and long-term analysis of steel-concrete composite beams / M. Fragiacomo, C. Amadio, L. Macorini // Journal of Structural Engineering. — ASCE, 2004. — Vol. 130. — № 3. — P. 489–497. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:3(489).

285. Frangopol D. M. Life-cycle of structural systems: Recent achievements and future directions / D. M. Frangopol, M. Soliman // Structure and Infrastructure Engineering. — Taylor and Francis, 2016. — Vol. 12. — № 1. — P. 1–20. DOI: 10.1080/15732479.2014.999794.

286. Fritz Laboratory reports [Electronic resource] / The Lehigh Civil and Environmental Engineering Digital Library. — 2009. — Access mode: http://digital.lib.lehigh.edu/fritz/cee (date: 04.02.2016).

287. Full-scale tests on composite steel-concrete beams with steel trapezoidal decking / [G. Ranzi, M. A. Bradford, P. Ansourian et al.]. // Journal of Constructional Steel Research. — Elsevier, 2009. — Vol. 65. — № 7. — P. 1490–1506. DOI: 10.1016/j.jcsr.2009.03.006.

288. Furche A. Tragkonstruktionen: Basiswissen für architekten / Alexander Furche. — Springer Vieweg, 2016. — 210 p.

289. Galambos T. V. Recent research and design developments in steel and composite steel-concrete structures in USA / T. V. Galambos // Journal of Constructional Steel Research. — Elsevier, 2000. — Vol. 55. — № 1. — P. 289–303. DOI: 10.1016/S0143-974X(99)00090-5.

290. Garlock M. E. M. Félix Candela: Engineer, builder, structural artist / M. E. M. Garlock, D. P. Billington. — Yale University Press, 2008. — 208 p.

291. Gasii G. Constructive concept of composite structures for construction including geological specifics / G. Gasii, O. Zabolotskyi // Budownictwo o zoptymalizowanym potencjale energetycznym. — Częstochowa: Politechnika

Częstochowska, 2017. — Vol. 20. — № 2. — P. 37–42. DOI: 10.17512/bozpe.2017.2.05.

292. Gasii G. Estimate of technical and economic benefits of a new space composite structure / G. Gasii, O. Hasii, O. Zabolotskyi // MATEC Web of Conferences. — 2017. — № 116. — 02014. DOI: 10.1051/matecconf/201711602014.

293. Gasii G. Experimental investigation of displacement of the support nodes of the steel and concrete composite cable space frames / Grygorii Gasii // Proceedings XVII International scientific conference VSU 2017 (8–9 June 2017, Sofia, Bulgaria). — Sofia: University of Structural Engineering and Architecture (VSU) «Lyuben Karavelov», 2017. — Vol. 1. — P. 197–201.

294. Gasii G. The structural and design specifics of space grid systems / G. Gasii, O. Zabolotskyi // Proceedings XVII International scientific conference VSU 2017 (8–9 June 2017, Sofia, Bulgaria). — Sofia: University of Structural Engineering and Architecture (VSU) «Lyuben Karavelov», 2017. — Vol. 1. — P. 202–206.

295. Gasii G. M. Comparative characteristics of the spatial grid-cable steel-concrete composite slab / G. M. Gasii // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва. — Львів, 2016. — № 844. — С. 260–265.

296. Gasii G. M. Connections systems of the composite cable space frame / G. M. Gasii // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. — Вінниця, 2017. — Т. 22. — № 1. — С. 5–10.

297. Gasii G. M. Installation technology of composite steel and concrete grid-cable coverings / G. M. Gasii // Вісник Сумського національного аграрного університету. Серія: Будівництво. — Суми, 2014. — № 10 (18). — С. 204–207.

298. Gasii G. M. Production of full-scale experimental modular specimens of the steel and concrete composite cable space frame / G. M. Gasii // Inżynieria Bezpieczeństwa Obiektów Antropogenicznych. — Warszawa: Centrum Rzeczoznawstwa Budowlanego, 2017. — № 3–4. — P. 13–17.

299. Gasii G. M. Study of behavior of flexible rods as a part of the steel and concrete composite cable space frame / G. M. Gasii // Construction, materials science,

mechanical engineering. Series: Innovative lifecycle technology of housing and civil, industrial and transportation purposes. — Dnipro, 2017. — № 100. — P. 64–69.

300. Gasii G. M. Technological and design features of flat-rod elements with usage of composite reinforced concrete [Electronic resource] / G. M. Gasii // Metallurgical and Mining Industry. — 2014. — № 4. — P. 23–25. — Access mode: http://www.metaljournal.com.ua/assets/Journal/5.2014.pdf.

301. Gasii G. M. The flat double-layer grid-cable steel-concrete composite structure / G. M. Gasii // Proceedings of the METNET Seminar 2016 in Castellon. — Hämeenlinna, Finland: HAMK University of Applied Sciences, 2016. — P. 56–62.

302. Gasii G. M. The methodology and results of experimental investigations of steel and concrete composite cable space frame on effect short-term loading / G. M. Gasii / Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва. — Львів, 2017. — № 877. — С. 241–246.

303. Gasii G. M. The steel and concrete composite cable space frames / G. M. Gasii // Annual of The University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy. — Sofia, 2018. — Vol. 51. — № 4. — P. 67–75.

304. Gasii G. M. Types of steel and concrete composite cable space frames / G. M. Gasii // Science and Transport Progress. Bulletin of Dnipropetrovsk National University of Railway Transport. — Dnipro, 2016. — № 6 (66). — P. 158–165. DOI: 10.15802/stp2016/90514.

305. Gasii G. M. Structural and design specifics of space grid systems / G. M. Gasii // Science and Technique. — Minsk: Belarusian National Technical University, 2017. — № 16 (6). — P. 475–484. DOI: 10.21122/2227-1031-2017-16-6-475-484.

306. Gerrits J. M. An architectonic approach of choosing a space frame system / J. M. Gerrits // Lightweight Structures in Architecture, Engineering and Construction. — Wiley, 1998. — Vol. 2. — P. 992–999.

307. Gogol M. Shaping of effective steel structures / M. Gogol // Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska. — Rzeszów, 2009. — № 52 (264). — P. 43–56.

308. Hambro composite floor system [Electronic resource] — Access mode: http://www.canam-construction.com/en/construction-products/composite-floor-system (date: 21.09.2016).

309. Hayward A. Steel detailers' manual / A. Hayward, F. Weare, A. C. Oakhill. — Oxford: Wiley-Blackwell, 2011. — 184 p.

310. Headed stud shear connector for thin ultrahigh-performance concrete bridge deck / [J. S. Kim, J. Kwark, C. Joh et al.]. // Journal of Constructional Steel Research. — Elsevier, 2015. — Vol. 108. — P. 23–30. DOI: 10.1016/j.jcsr.2015.02.001.

311. Hechler O. CoSFB-Composite slim-floor beam: Experimental test campaign and evaluation / [O. Hechler, M. Braun, R. Obiala et al.]. // Composite Construction in Steel and Concrete VII. — ASCE, 2016. — P. 158–172.

312. Herget W. Tragwerkslehre: Skelettbau und wandbau / Werner Herget. — Springer-Verlag, 2013. — 257 p.

313. Hicks S. J. Stud shear connectors in composite beams that support slabs with profiled steel sheeting / S. J. Hicks, A. L. Smith // Structural Engineering International. — IABSE, 2014. — Vol. 24. — № 2. — P. 246–253.

314. Hosozawa O. The role of cables in large span spatial structures: introduction of recent space structures with cables in Japan / O. Hosozawa, K. Shimamura, T. Mizutani // Engineering structures. — Elsevier, 1999. — Vol. 21. — № 8. — P. 795–804. DOI: 10.1016/S0141-0296(98)00032-7.

315. Hudz S. The problem of consideration torsion emergence in beams / S. Hudz, G. Gasii, V. Pents // International Journal of Engineering and Technology. — 2018. — Vol. 7. — № 3.2. — P. 141–148. DOI: 10.14419/ijet.v7i3.2.14392.

316. Huo B. Y. Experimental and analytical study of the shear transfer in composite shallow cellular floor beams. PhD Thesis / B. Y. Huo. — London: City University London, 2012. — 315 p.

317. Innovations in design and construction of the new stadiums and gymnasiums for the 2008 Beijing Olympic games / X. Liu, Q. Zhao, H. Liu, Z. Chen // Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures. — IASS, 2011. — Vol. 52. —№ 1. — P. 39–53.

318. Jianguo N. Experimental study on composite Steel-HSC beams / N. Jianguo, W. A. N. G. Hongquan, T. A. N. Ying // Journal of Building Structures. — Beijing, 2004. — Vol. 25. — № 1. — P. 58–62.

319. Jianguo N. Research and practice of composite steel-concrete beams in China / N. Jianguo, Y. Zhiwu // China Civil Engineering Journal. — Beijing, 1999. — Vol. 32. — № 2. — P. 3–8.

320. Jianguo N. Steel-concrete composite beams considering shear slip effects / N. Jianguo, C. S. Cai // Journal of Structural Engineering. — ASCE, 2003. — Vol. 129. — № 4. — P. 495–506. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:4(495).

321. Johnson R. P. Composite structures of steel and concrete: Beams, slabs, columns, and frames for buildings / R. P. Johnson. — Blackwell, 2004. — 252 p.

322. Kostić D. Prilog rešenju problema stabilnosti dvopojasnih lančaničnih sistema: doktorska disertacija / D. Kostić — Niš: University of Nišu, 2007. — 167 p.

323. Krishna P. Cable-suspended roofs / P. Krishna, P. N. Godbole. — New Delhi: McGraw-Hill Companies, 2013. — 304 p.

324. Lam D. Advances in composite construction in the UK / D. Lam // Proceedings of the Second International Symposium on Worldwide Codified Design and Technology in Steel Structures. — Hong Kong, 2005. — P. 133–144.

325. Lam D. Experiments on composite steel beams with precast concrete hollow core floor slabs / D. Lam, K. S. Elliott, D. A. Nethercot // Proceedings of the Institution of Civil Engineers — Structures and Buildings. — ICE, 2000. — Vol. 140. — № 2. — P. 127–138. DOI: 10.1680/stbu.2000.140.2.127.

326. Lan T. T. A study on the optimum design of space trusses-optimal geometrical configuration and selection of type / T. T. Lan, R. Qian // Shells, Membranes and Space Frames. — Elsevier, 1986. — P. 191–198.

327. Lan T. T. Space frame structures / T. T. Lan. — Boca Raton: CRC Press LLC, 1999. — 129 p.

328. Larsen O. P. Conceptual structural design: Bridging the gap between architects and engineers / O. P. Larsen, A. Tyas. — London: Thomas Telford Ltd, 2003. — 134 p.

329. Lee S. J. Nonlinear static analysis of cable roof structures with unified rinematic description / Sang Jin Lee // Architectural research. — Seoul, 2016. — Vol. 18. — № 1. — P. 39–47. DOI: 10.5659/AIKAR.2016.18.1.39.

330. Lienhard J. Bending-active structures. PhD Thesis / J. Lienhard. — Stuttgart: University of Stuttgart, 2014. — 211 p.

331. Lloyd R. M. Shear connection between composite slabs and steel beams / R. M. Lloyd, H. D. Wright // Journal of Constructional Steel Research. — Elsevier, 1990. — Vol. 15. — № 4. — P. 255–285. DOI: 10.1016/0143-974X(90)90050-Q.

332. Macdonald A. J. Structure and architecture / Angus J. Macdonald. — London: Routledge, 2007. — 164 p.

333. Machacek J. Longitudinal shear in composite steel and concrete trusses / J. Machacek, M. Cudejko // Engineering Structures. — Elsevier, 2009. — Vol. 31. — № 6. — P. 1313–1320. DOI: 10.1016/j.engstruct.2008.07.009.

334. Mahachi J. Prediction of the debonding/slip load of composite deck slabs using fracture mechanics / J. Mahachi, M. Dundu // Journal of the South African Institution of Civil Engineering. — Durban, 2012. — Vol. 54. — № 2. — P. 112–116.

335. Makowski Z. S. Development of jointing systems for modular prefabricated steel space structures / Z. S. Makowski // Proceedings of the international symposium. — Warsaw, 2002. — P. 17–41.

336. Makowski Z. S. Space frames and trusses / Z. S. Makowski // Constructional Steel Design. An International Guide. — Elsevier, 1992. — P. 791–843.

337. McMullin P. W. Introduction to structures / P. W. McMullin, J. S. Price. — London: Routledge, 2016. — 304 p.

338. Medwadowski S. J. Design of reinforcement in concrete shells: A unified approach / S. J. Medwadowski, A. Samartin // Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures. — IASS, 2004. — Vol. 45. — № 1. — P. 41–50.

339. Mehta P. K. Concrete: Microstructure, properties, and materials / P. Kumar Mehta, Paulo J. M. Monteiro. — New York: McGraw-Hill Education, 2013. — 704 p.

340. Meistermann A. Basics tragsysteme / Alfred Meistermann. — Birkhäuser, 2007. — 86 p.

341. Mekjavić I. Buckling analysis of concrete spherical shells / Ivana Mekjavić // Technical Gazette. — Osiijek, 2011. — Vol. 18. — № 4. — P. 633–639.

342. Mela K. Weight and cost optimization of welded high strength steel beams / M. Kristo, M. Heinisuo // Engineering Structures. — Elsevier, 2014. — № 79. — P. 354–364. DOI: 10.1016/j.engstruct.2014.08.028.

343. Melaragno M. An Introduction to shell structures: The art and science of vaulting / Michele Melaragno. — New York: Springer, 1991. — 428 p.

344. Menzies J. B. CP 117 and shear connectors in steel-concrete composite beams made with normal-density or lightweight concrete / J. B. Menzies // The Structural Engineer. — London, 1971. — Vol. 49. — № 3. — P. 137–154.

345. Mihailescu M. Construction methods and quality control for concrete shell roofs / M. Mihailescu, R. Sundaram // Symposium of the International Association for Shell and Spatial Structures. Evolution and Trends in Design, Analysis and Construction of Shell and Spatial Structures: Proceedings. — Valencia: Universidad Politecnica de Valencia, 2009. — P. 177–197.

346. Mirza S. A. Physical tests and analyses of composite steel-concrete beam-columns / S. A. Mirza, V. Hyttinen, E. Hyttinen // Journal of Structural Engineering. — ASCE, 1996. — Vol. 122. — № 11. — P. 1317–1326. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1996)122:11(1317).

347. Mullett D. L. Composite floor systems / D. L. Mullett. — Wiley-Blackwell, 1998. — 320 p.

348. Multi-storey, multi-bay buildings with composite steel-deck floors under human-induced loads: The human comfort issue / L. F. Costa-Neves, J. G. S. Silva, L. R. O. Lima, S. Jordao // Computers and Structures. — Elsevier, 2014. — Vol. 136. — P. 34–46. DOI: 10.1016/j.compstruc.2014.01.027.

349. Muttoni A. The art of structures / Aurelio Muttoni. — Lausanne: EPFL Press, 2011. — 280 p.

350. Narayanan R. Steel-concrete composite structures: Stability strength / R. Narayanan. — London; New York: Spon Press, 1988. — 360 p.

351. Nathan W. A composite structural steel and prestressed concrete beam for building floor systems / W. Nathan. — Lincoln: University of Nebraska, 2012. — 112 p.

352. Nie J. Steel-concrete composite beams considering shear slip effects / J. Nie, C. S. Cai // Journal of Structural Engineering. — ASCE, 2003. — Vol. 129. — № 4. — P. 495–506. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:4(495).

353. Nonlinear analysis of cable structures under general loadings / M. S. A. Abad, A. Shooshtari, V. Esmaeili, A. N. Riabi // Finite Elements in Analysis and Design. — Elsevier, 2013. — № 73. — P. 11–19. DOI: 10.1016/j.finel.2013.05.002.

354. Non-linear analysis of composite steel-concrete beams with incomplete interaction / B. Cas, S. Bratina, M. Saje, I. Planinc // Steel and Composite Structures. — Techno-Press, 2004. — Vol. 4. — № 6. — P. 489–507.

355. Oehlers D. J. Composite steel and concrete structures: Fundamental behavior / Oehlers D. J., Bradford M. A. — Elsevier, 2013. — 588 p.

356. Otto F. Tensile structures: Design, structure, and calculation of buildings of cables, nets, and membranes / F. Otto, R. Trostel, F. K. Schleyer. — Cambridge: The MIT Press, 1973. — 320 p.

357. Parametric study on shear capacity of circular-hole and long-hole perfobond shear connector / S. Zheng, Y. Liu, T. Yoda, W. Lin // Journal of Constructional Steel Research. — Elsevier, 2016. — Vol. 117. — P. 64–80.

358. Parke G. A. R. Space structures 5 / G. A. R. Parke, P. Disney. — London: Thomas Telford Ltd, 2002. — 1613 p.

359. Patent US4151694A United States. IPC E04B 5/19. Floor system / Paul L. Sriberg, David M. Berg; Original Assignee Roll Form Products, Inc. US 05/808.871; Filing Date 22.06.1977; Publication Date 01.05.1979. — 6 p.

360. Patent US4432178A United States. IPC E04B 5/16. Composite steel and concrete floor construction / Buckie A. Taft; Original Assignee Steel Research Incorporated. US 06/383.530; Filing Date 01.06.82; Publication Date 21.02.1984. —7 p.

361. Patent US4653237A United States. IPC E04B 1/16. Composite steel and concrete truss floor construction / Buckie A. Taft; Original Assignee Steel Research Incorporated. US 06/584.731; Filing Date 29.02.1984; Publication Date 31.03.1987. — 5 p.

362. Patent US5544464A United States. IPC E04B 5/18. Composite steel and concrete floor system / Marcel Dutil; Original Assignee Canam Hambro. US 08/222.947; Filing Date 05.04.1994; Publication Date 13.08.1996. — 9 p.

363. Patent US6915615B2 United States. IPC E04C3/30. Prestressed composite truss girder and construction method of the same / D. Y. Won; Original Assignee D. Y. Won. US 10/297.779; Filing Date 28.02.2002; Publication Date 12.06.2005. — 35 p.

364. Peltonen S. Connection behaviour of a concrete dowel in a circular web hole of a steel beam / S. Peltonen, M. Leskelä // Composite Construction in Steel and Concrete V. — ASCE, 2006. — P. 544–552. DOI: 10.1061/40826(186)51.

365. Perera S. V. T. J. Shear capacity of composite deck slabs with concrete filled steel tubes: Ph.D thesis / S. V. T. J. Perera. — Muratuwa: University of Moratuwa, 2008. — 59 p.

366. Qiao Q. A Study on shear connectors of square concrete filled steel tubes / Q. Qiao, X. Zhang, J. Hu // International Journal of Structural and Civil Engineering Research. — California, 2015. — Vol. 4. — № 3. — P. 254–258.

367. Qureshi J. Behaviour of headed shear stud in composite beams with profiled metal decking / J. Qureshi, D. Lam // Advances in Structural Engineering. — SAGE jornals, 2012. — Vol. 15. — № 9. — P. 1547–1558.

368. Ramaswamy G. S. Analysis design and construction of steel space frames / G. S. Ramaswamy, M. Eekhout, G. R. Suresh. — London: Thomas Telford Ltd, 2002. — 262 p.

369. Ranzi G. A direct stiffness analysis of a composite beam with partial interaction / G. Ranzi, M. A. Bradford, B. Uy // International Journal for Numerical Methods in Engineering. — Wiley, 2004. — Vol. 61. — № 5. — P. 657–672.

370. Ranzi G. A general method of analysis of composite beams with partial interaction / G. Ranzi, M. A. Bradford, B. Uy // Steel and composite structures. — Techno-Press, 2003. — Vol. 3. — № 3. — P. 169–184.

371. Rectangular hollow slim flor beam [Electronic resource]. — Access mode: http://tatproddel.tat.cloud.opentext.com/sites/constructionuk/default/en/products/structural-steel/slimdek/components/rectangular-hollow-slimflor-beam (data: 18.09.2016).

372. Roberts E. H. Some recent methods for the design of steel, reinforced concrete, and composite steel-concrete columns in the UK / E. H. Roberts, L. C. P. Yam // ACI Journal Proceedings. — ACI, 1983. — Vol. 80. — № 2. — P. 139–149.

373. Saadatmanesh H. Experimental study of prestressed composite beams / H. Saadatmanesh, P. Albrecht, B. M. Ayyub // Journal of Structural Engineering. — ASCE, 1989. — Vol. 115. — № 9. — P. 2348–2363. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115:9(2348).

374. Schodek D. L. Structures / Daniel L. Schodek. — New Jersey: Prentice Hall, 2000. — 581 p.

375. Schueller W. Horizontal-span building structures / Wolfgang Schueller. — John Wiley & Sons, 1983. — 594 p.

376. Sebastian W. M. Nonlinear FE analysis of steel-concrete composite structures / W. M. Sebastian, R. E. McConnel // Journal of Structural Engineering. — ASCE, 2000. — Vol. 126. — № 6. — P. 662–674.

377. Shear connector X-HVB [Electronic resource]. — Access mode: https:// www.us.hilti.com/direct-fastening/decking-%26-siding/r6231 (date: 18.09.2016).

378. Shear resistance of the perfobond-rib shear connector depending on concrete strength and rib arrangement / J. H. Ahn, C. G. Lee, J. H. Won, S. H. Kim // Journal of Constructional Steel Research. — Elsevier, 2010. — Vol. 66. — № 10. — P. 1295–1307. DOI: 10.1016/j.jcsr.2010.04.008.

379. Shear-bond behaviour of steel-fibre reinforced concrete (SFRC) composite slabs with deep trapezoidal decking: Experimental study / F. Abas, M. Bradford, S. Foster, R. Ian Gilbert // Composite Construction in Steel and Concrete VII. — ASCE, 2016. — P. 561–580. DOI: 10.1061/9780784479735.043.

380. Shell structures for architecture: Form finding and optimization / S. Adriaenssens, P. Block, D. Veenendaal, C. Williams. — London: Routledge, 2014. — 340 p.

381. Spacone E. Nonlinear analysis of steel-concrete composite structures: State of the art / E. Spacone, S. El-Tawil // Journal of Structural Engineering. — ASCE, 2004. — Vol. 130. — № 2. — P. 159–168.

382. Stephan S. Stabwerke auf freiformflächen / S Stephan, J. Sánchez-Alvarez, K. Knebel // Stahlbau. — Ernst & Sohn 2004. — Vol. 73. — № 8. — P. 562–572.

383. Storozhenko L. Investigation of the deformation state of a composite cable space frame structures with a photogrammetric method / L. Storozhenko, D. Yermolenko, G. Gasii // International Journal of Engineering and Technology. — 2018. — Vol. 7. — № 3.2. — P. 442–446. DOI: 10.14419/ijet.v7i3.2.14568.

384. Storozhenko L. I. Analysis of stress-strain state of the steel-concrete composite ribbed slab as a part of the spatial grid-cable suspended structure / L. I. Storozhenko, G. M. Gasii // Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering. — Poltava, 2016. — № 2 (47). — P. 81–86.

385. Storozhenko L. I. Composite steel and concrete large-span constructions for airport structures / L. I. Storozhenko, G. M. Gasii // Proceeding the Seventh World Congress «Aviation in the XXI-st century» — «Safety in Aviation and Space Technologies» (19–21 September 2016). — Kyiv: NAU, 2016. — P. 10.1.22–10.1.26.

386. Storozhenko L. I. Development methodology of the new space combined designs for building construction / L. I. Storozhenko, G. M. Gasii, D. M. Gasii // ҚазБСҚА Хабаршысы. — Алматы: Казахская головная архитектурно-строительная академия, 2017. — № 4 (66). — С. 46–51.

387. Storozhenko L. I. Experimental research of strain-stress state of ferrocement slabs of composite reinforced concrete structure elements [Electronic resource] / L. I. Storozhenko, G. M. Gasii // Metallurgical and Mining Industry. — 2014. — № 6. — P. 40–42. — Access mode: http://www.metaljournal.com.ua.

388. Storozhenko L. I. Numerical studies of behavior of a curved steel and concrete composite cable space frame / L. I. Storozhenko, G. M. Gasii // Proceedings of the METNET Seminar 2017 in Cottbus. — Hämeenlinna, Finland: HAMK University of Applied Sciences, 2017. — P. 105–111.

389. Storozhenko L. I. The new composite designs for mine tunnel support / L. I. Storozhenko, H. M. Hasii // Scientific Bulletin of National Mining University. — Dnipro, 2015. — № 4. — С. 28–34.

390. Strengthening of existing composite steel-concrete beams utilising bolted shear connectors and welded studs / S. W. Pathirana, B. Uy, O. Mirza, X. Zhu // Journal of Constructional Steel Research. — Elsevier, 2015. — Vol. 114. — P. 417–430.

391. Structural design of composite concrete-steel beams with spatial truss reinforcement elements / [G. Quaranta, F. Petrone, G. C. Marano et al.]. // Asian journal of civil engineering (building and housing). — Tehran, 2011. — Vol. 12. — № 2. — P. 155–178.

392. Su R. Longitudinal partial interaction in bolted side-plated reinforced concrete beams / R. Su, L. Li, S. Lo // Advances in Structural Engineering. — SAGE jornals, 2014. — Vol. 17. — № 7. — P. 921–936. DOI: 10.1260/1369-4332.17.7.921.

393. Subedi N. K. Improving the strength of fully composite steel-concrete-steel beam elements by increased surface roughness — an experimental study / N. K. Subedi, N. R. Coyle // Engineering structures. — Elsevier, 2002. — Vol. 24. — № 10. — P. 1349–1355. DOI: 10.1016/S0141-0296(02)00070-6.

394. Tang R. Q. The static study on steel truss concrete slab composite structure / R. Q. Tang, Y. Huang // Journal of Guizhou University (Natural Sciences). — Guizhou, 2013. — Vol. 5. — 23 p.

395. Tashakori A. Optimum design of cold-formed steel space structures using neural dynamics model / A. Tashakori, H. Adeli // Journal of Constructional Steel Research. — Elsevier, 2002. — Vol. 58. — № 12. — P. 1545–1566.

396. The Behaviour and design of steel structures to EC3 / N. S. Trahair, M. A. Bradford, D. Nethercot, L. Gardner. — London; New York: Taylor and Francis, 2007. — 512 p.

397. The self-bearing NPS Cls beam with a mixed steel-concrete structure [Electronic resource]. — Access mode: http://www.tecnostrutture.eu/eng/catalog/all-nps-products/horizontal-structures/nps-cls-beam.html (date: 09.03.2016).

398. Thilanka Janaka Perera S. V. A composite floor truss top chord using concrete-filled steel tube (CFST) [Electronic resource] / S. V. T. J. Perera // ICSBE-2012: International Conference on Sustainable Built Environment. — 2013. — Access mode: http://dl.lib.mrt.ac.lk/handle/123/8937 (date: 09.02.2016).

399. Tibert G. Numerical analyses of cable roof structures / Gunnar Tibert. — Stockholm: KTH, TS–Högskoletryckeriet, 1999. — 179 p.

400. Tomás A. Shape and size optimisation of concrete shells / A. Tomás, P. Martí // Engineering Structures. — Elsevier, 2010. — Vol. 32. — № 6. — P. 1650–1658.

401. Tubular space trusses with simple and reinforced end-flattened nodes — an overview and experiments / [S. A. L. de Andrade, P. C. G. da S. Vellasco, J. G. S. da Silva et al.]. // Journal of Constructional Steel Research. — Elsevier, 2005. — Vol. 61. — № 8. — P. 1025–1050. DOI: 10.1016/j.jcsr.2005.02.001.

402. Ultimate strength behavior of curved steel-concrete-steel sandwich composite beams / J. B. Yan, J. Y. R. Liew, X. Qian, J. Y. Wang // Journal of Constructional Steel Research. — Elsevier, 2015. — Vol. 115. — P. 316–328.

403. Uy B. Applications, behaviour and design of composite steel-concrete structures / B. Uy // Advances in Structural Engineering. — SAGE jornals, 2012. — Vol. 15. — № 9. — P. 1559–1572. DOI: 10.1260/1369-4332.15.9.1559.

404. Various types of shear connectors in composite structures: A review / A. Shariati, S. N. H. Ramli, M. Suhatril M. Shariati // International Journal of Physical Sciences. — Academic journals, 2012. — Vol. 7. — № 22. — P. 2876–2890.

405. Vasdravellis G. Behavior of exterior partialstrength composite beam-to-column connections: Experimental study and numerical simulations / G. Vasdravellis, M. Valente, C. A. Castiglioni // Journal of Constructional Steel Research. — Elsevier, 2009. — Vol. 65. — № 1. — P. 23–35.

406. Vayas I. Design of steel-concrete composite bridges to eurocodes / I. Vayas, A. Iliopoulos. — Boca Raton; London; New York: CRC Press, 2013. — 584 p.

407. Verissimo G. S. Design of steel and composite beams with web openings / G. S. Verissimo, R. H. Fakury // Journal of Constructional Steel Research. — Elsevier, 1998. — Vol. 1. — № 46. — P. 207. DOI: 10.1016/S0143-974X(98)00136-9.

408. Vianna J. C. Experimental assessment of perfobond and T-perfobond shear connectors / J. C. Vianna, L. F. Costa-Neves, P. C. G. S. Vellasco, S. A. L. Andrade // Journal of Constructional Steel Research. — Elsevier, 2009. — № 65. — P. 408–421.

409. Wang Y. C. Deflection of steel-concrete composite beams with partial shear interaction / Y. C. Wang // Journal of Structural Engineering. — ASCE, 1998. — Vol. 124. — № 10. — P. 1159–1165. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:10(1159).

410. Wilkinson C. Supersheds: The architecture of long-span, large-volume buildings / Chris Wilkinson. — Butterworth Architecture, 1996. — 157 p.

411. Williams A. Steel structures design: ASD/LRFD / Alan Williams. — New York: McGraw-Hill Education, 2011. — 576 p.

412. Wong H. T. Behaviour and modelling of steel-concrete composite shell roofs: PhD Thesis / Hon-Ting Wong. — Hong Kong: The Hong Kong Polytechnic University, 2005. — 420 p.

413. 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. — Elsevier, 1987. — Vol. 7. — № 4. — P. 279–295.

414. Yang X. Structural performance of a large-scale space frame assembled using pultruded GFRP composites / X. Yang, Y. Bai, F. Ding // Composite Structures. — Elsevier, 2015. — Vol. 133. — P. 986–996.

415. Zalewski W. Shaping structures: Statics (Simplified Design Guides) / W. Zalewski, E. Allen. — Wiley, 1997. — 416 p.

416. Zhang J. Y. Tensegrity structures: Form, stability, and symmetry / J. Y. Zhang, M. Ohsaki. — Springer Japan, 2015. — 300 p.

ДОДАТОК А
СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

1. Стороженко Л. І. Просторові сталезалізобетонні структурно-вантові покриття: монографія / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко — Полтава: ТОВ «АСМІ», 2015. — 218 с.

2. Гасій Г. М. Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції: монографія / Г. М. Гасій — Полтава: ТОВ «АСМІ», 2018. — 347 с.

3. Патент на винахід 117420 Україна, МПК Е04В 1/18. Просторова композитна комбінована модульно-вантова несуча система / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № а201704298; заявл. 03.05.2017; опубл. 25.07.2018, Бюл. № 14/2018. — 5 с.

4. Гасій Г. М. Рекомендації до проектування просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій / Г. М. Гасій. — Полтава: ТОВ «АСМІ», 2018. — 69 с.

5. Стороженко Л. І. Структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції покриттів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2012. — № 3 (33). — С. 230–234.

6. Гасій Г. М. Експериментальні дослідження структурно-вантових покриттів / Г. М. Гасій // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2014. — № 3 (42). — С. 47–51.

7. Гасий Г. М. Трудоемкость монтажа сталежелезобетонных конструкций / Г. М. Гасий // Сучасне промислове та цивільне будівництво. — Макіївка, 2014. — Т. 10. — № 2. — С. 141–146.

8. Gasii G. M. Installation technology of composite steel and concrete grid-cable coverings / G. M. Gasii // Вісник Сумського національного аграрного університету. Серія: Будівництво. — Суми, 2014. — № 10 (18). — С. 204–207.

9. Стороженко Л. І. Визначення геометричних параметрів сталезалізобетонних структурно-вантових елементів циліндричних покриттів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. — Рівне, 2015. — № 31. — С. 511–516.

10. Стороженко Л. І. Експериментальне дослідження деформативності окремих несучих елементів сталезалізобетонного структурно-вантового покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. — Днепропетровск, 2015. — № 82. — С. 219–225.

11. Гасій Г. М. Аналіз напружено-деформованого стану трапецієподібної сталевої пластини вузла з'єднання елементів нижнього пояса експериментальної структурно-вантової сталезалізобетонної циліндричної оболонки / Г. М. Гасій // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. — Харків, 2016. — № 162. — С. 41–47. DOI: 10.18664/1994-7852.162.2016.78287.

12. Стороженко Л. І. Особливості конструктивного рішення та проектування повнорозмірного експериментального зразка структурно-вантового сталезалізобетонного покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2016. — № 1 (46). — С. 51–59.

13. Storozhenko L. I. Analysis of stress-strain state of the steel-concrete composite ribbed slab as a part of the spatial grid-cable suspended structure / L. I. Storozhenko, G. M. Gasii // Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering. — Poltava, 2016. — № 2 (47). — P. 81–86.

14. Gasii G. M. Comparative characteristics of the spatial grid-cable steel-concrete composite slab / G. M. Gasii // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва. — Львів, 2016. — № 844. — С. 260–265.

15. Гасій Г. М. Проектування опорного вузла структурно-вантової сталезалізобетонної вигнутої плити / Г. М. Гасій // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. — Рівне, 2016. — № 32. — С. 129–136.

16. Гасій Г. М. Основи формотворення і проектування просторових покриттів із структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій / Г. М. Гасій // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Создание высокотехнологических экокомплексов в Украине на основе концепции сбалансированного (устойчивого) развития. — Днепропетровск, 2016. — № 87. — С. 48–53.

17. Стороженко Л. І. Особливості будови та базові положення щодо проектування й виробництва просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Промислове будівництво та інженерні споруди. — Київ, 2017. — № 2. — С. 29–33.

18. Gasii G. M. Connections systems of the composite cable space frame / G. M. Gasii // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. — Вінниця, 2017. — Т. 22. — № 1. — С. 5–10.

19. Gasii G. M. Study of behavior of flexible rods as a part of the steel and concrete composite cable space frame / G. M. Gasii // Construction, materials science, mechanical engineering. Series: Innovative lifecycle technology of housing and civil, industrial and transportation purposes. — Dnipro, 2017. — № 100. — P. 64–69.

20. Стороженко Л. І. Визначення переміщень вузлів просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції експериментальним шляхом / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. — Харків, 2017. — № 169. — С. 118–128. DOI: 10.18664/1994-7852.169.2017.111092.

21. Гасій Г. М. Експериментально-теоретичні дослідження напружено-деформованого стану плити структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції / Г. М. Гасій // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. — Харків, 2017. — № 170. — С. 72–78. DOI: 10.18664/1994-7852.170.2017.111286.

22. Гасій Г. М. Скінченно-елементний аналіз НДС вузла з'єднання елементів верхнього пояса структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції / Г. М. Гасій // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. — Харків, 2017. — № 171. — С. 69–76. DOI: 10.18664/1994-7852.171.2017.111429.

23. Стороженко Л. І. Випробування експериментальних зразків пологої структурно-вантової оболонки з суцільним нижнім поясом / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Вісник Львівського національного аграрного університету: архітектура і сільськогосподарське будівництво. — Львів, 2017. — № 18. — С. 109–115.

24. Стороженко Л. І. Методика експериментального дослідження великогабаритного зразка просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2017. — № 2 (49). — С. 270–276. DOI: 10.26906/znp.2017.49.854.

25. Стороженко Л. І. Розрахунок напружено-деформованого стану структурно-вантової конструкції / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, Г. М. Гасій // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. — Харків, 2017. — № 174. — С. 33–42. DOI: 10.18664/1994-7852.174.2017.127581.

26. Стороженко Л. І. Статичний розрахунок просторових конструкцій, складених з жорстких дисків / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, Г. М. Гасій // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. — Вінниця, 2017. — Т. 23. — № 2. — С. 6–12.

27. Gasii G. M. The methodology and results of experimental investigations of steel and concrete composite cable space frame on effect short-term loading / G. M. Gasii / Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва. — Львів, 2017. — № 877. — С. 241–246.

28. Стороженко Л. І. Дослідження просторової роботи та напружено-деформованого стану нової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Промислове будівництво та інженерні споруди. — Київ, 2018. — № 1. — С. 19–22.

29. Гасий Г. М. Эффективные конструктивные решения для пространственных сталежелезобетонных несущих элементов / Г. М. Гасий, О. С. Заболотский // ҚазБСҚА Хабаршысы. — Алматы: Казахская головная архитектурно-строительная академия, 2016. — № 3 (61). — С. 94–103.

30. Gasii G. Constructive concept of composite structures for construction including geological specifics / G. Gasii, O. Zabolotskyi // Budownictwo o zoptymalizowanym potencjale energetycznym. — Częstochowa: Politechnika Częstochowska, 2017. — Vol. 20. — № 2. — P. 37–42. DOI: 10.17512/bozpe. 2017.2.05.

31. Gasii G. M. Production of full-scale experimental modular specimens of the steel and concrete composite cable space frame / G. M. Gasii // Inżynieria Bezpieczeństwa Obiektów Antropogenicznych. — Warszawa: Centrum Rzeczoznawstwa Budowlanego, 2017. — № 3–4. — P. 13–17.

32. Gasii G. M. Structural and design specifics of space grid systems / G. M. Gasii // Science and Technique. — Minsk: Belarusian National Technical University, 2017. — № 16 (6). — P. 475–484. DOI: 10.21122/2227-1031-2017-16-6-475-484.

33. Гасий Г. М. К выбору формы пространственных сталежелезобетонных структурно-вантовых конструкций / Г. М. Гасий // Вестник Национальной инженерной академии Республики Казахстан. — Алматы, 2017. — № 2 (64). — С. 152–156.

34. Гасий Г. М. Исследование НДС элементов пространственной решетки работающей в составе композитной структурно-вантовой системы / Г. М. Гасий // Вестник Национальной инженерной академии Республики Казахстан. — Алматы, 2017. — № 3 (65). — С. 96–101.

35. Гасий Г. М. К проектированию пологих структурно-вантовых сталежелезобетонных оболочек / Г. М. Гасий // Вестник Восточно-Казахстанского государственного технического университета им. Д. Серикбаева. — Усть-Каменогорск, 2017. — № 3. — С. 81–86.

36. Гасий Г. М. Особенности проектирования современных пространственных композитных стержневых систем / Г. М. Гасий, О. С. Заболотский // ҚазБСҚА Хабаршысы. — Алматы: Казахская головная архитектурно-строительная академия, 2017. — № 3 (65). — С. 135–144.

37. Gasii G. M. The steel and concrete composite cable space frames / G. M. Gasii // Annual of The University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy. — Sofia, 2018. — Vol. 51. — № 4. — P. 67–75.

38. Storozhenko L. I. Development methodology of the new space combined designs for building construction / L. I. Storozhenko, G. M. Gasii, D. M. Gasii // ҚазБСҚА Хабаршысы. — Алматы: Казахская головная архитектурно-строительная академия, 2017. — № 4 (66). — С. 46–51.

39. Gasii G. M. Technological and design features of flat-rod elements with usage of composite reinforced concrete [Electronic resource] / G. M. Gasii // Metallurgical and Mining Industry. — 2014. — № 4. — P. 23–25. — Access mode: http://www.metaljournal.com.ua/assets/Journal/5.2014.pdf.

40. Storozhenko L. I. Experimental research of strain-stress state of ferrocement slabs of composite reinforced concrete structure elements [Electronic resource] / L. I. Storozhenko, G. M. Gasii // Metallurgical and Mining Industry. — 2014. — № 6. — P. 40–42. — Access mode: http://www.metaljournal.com.ua/assets/MMI_2014_6/8-Gasii.pdf.

41. Storozhenko L. I. The new composite designs for mine tunnel support / L. I. Storozhenko, H. M. Hasii // Scientific Bulletin of National Mining University. — Dnipro, 2015. — № 4. — С. 28–34.

42. Gasii G. Estimate of technical and economic benefits of a new space composite structure / G. Gasii, O. Hasii, O. Zabolotskyi // MATEC Web of

Conferences. — 2017. — № 116. — 02014. DOI: 10.1051/matecconf/201711602014.

43. Hudz S. The problem of consideration torsion emergence in beams / S. Hudz, G. Gasii, V. Pents // International Journal of Engineering and Technology. — 2018. — Vol. 7. — № 3.2. — P. 141–148. DOI: 10.14419/ijet.v7i3.2.14392.

44. Storozhenko L. Investigation of the deformation state of a composite cable space frame structures with a photogrammetric method / L. Storozhenko, D. Yermolenko, G. Gasii // International Journal of Engineering and Technology. — 2018. — Vol. 7. — № 3.2. — P. 442–446. DOI: 10.14419/ijet.v7i3.2.14568.

45. Gasii G. M. The flat double-layer grid-cable steel-concrete composite structure / G. M. Gasii // Proceedings of the METNET Seminar 2016 in Castellon (11–12 October 2016, Castellon, Spain). — Hämeenlinna, Finland: HAMK University of Applied Sciences, 2016. — P. 56–62.

46. Gasii G. Experimental investigation of displacement of the support nodes of the steel and concrete composite cable space frames / Grygorii Gasii // Proceedings XVII International scientific conference VSU 2017 (8–9 June 2017, Sofia, Bulgaria). — Sofia: University of Structural Engineering and Architecture (VSU) «Lyuben Karavelov», 2017. — Vol. 1. — P. 197–201.

47. Storozhenko L. I. Numerical studies of behavior of a curved steel and concrete composite cable space frame / L. I. Storozhenko, G. M. Gasii // Proceedings of the METNET Seminar 2017 in Cottbus (11–12 October 2017, Cottbus, Germany). — Hämeenlinna, Finland: HAMK University of Applied Sciences, 2017. — P. 105–111.

48. Стороженко Л. И. Особенности конструкции и технологии монтажа новых пространственных сталежелезобетонных структурно-вантовых покрытий / Л. И. Стороженко, Г. М. Гасий, С. А. Гапченко // Восточно-европейский журнал передовых технологий. — Харьков, 2014. — № 1 (70). — Т. 4. — С. 67–72. DOI: 10.15587/1729-4061.2014.26041.

49. Структурно-вантова положиста оболонка / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко, В. В. Волошин // Збірник наукових праць

[Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2014. — № 3 (42). — С. 178–182.

50. Gasii G. M. Types of steel and concrete composite cable space frames / G. M. Gasii // Science and Transport Progress. Bulletin of Dnipropetrovsk National University of Railway Transport. — Dnipro, 2016. — № 6 (66). — P. 158–165. DOI: 10.15802/stp2016/90514.

51. Експериментальне дослідження моделей структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, Г. М. Гасій, Ю. Л. Гладченко // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. — Полтава, 2012. — № 3 (33). — С. 243–249.

52. Стороженко Л. І. Особливості роботи структурно-вантових покриттів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. — Днепропетровск, 2013. — № 69. — С. 488–491.

53. Стороженко Л. І. Структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко // Будівельні конструкції. — Київ, 2013. — № 78 (2). — С. 195–200.

54. Стороженко Л. І. Великопролітні структурно-вантові сталезалізобетонні покриття для будівель і споруд аеропортів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Проблеми розвитку міського середовища. — Київ, 2016. — № 2 (16). — С. 72–79.

55. Патент на корисну модель 59293 Україна, МПК E04B 1/04. Структурно-вантова сталезалізобетонна вигнута конструкція / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201012539; заявл. 25.10.2010; опубл. 10.05.2011, Бюл. № 9/2011. — 2 с.

56. Патент на корисну модель 59296 Україна, МПК E04B 1/04. Структурно-вантова висяча система / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник

ПолтНТУ. — № u201012545; заявл. 25.10.2010; опубл. 10.05.2011, Бюл. № 9/2011. — 2 с.

57. Патент на корисну модель 59299 Україна, МПК E04B 1/04. Структурно-вантова сталезалізобетонна балкова конструкція / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201012550; заявл. 25.10.2010; опубл. 10.05.2011, Бюл. № 9/2011. — 2 с.

58. Патент на корисну модель 59300 Україна, МПК E04B 1/04. Полегшений елемент структури конструкцій покриття споруд / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201012551; заявл. 25.10.2010; опубл. 10.05.2011, Бюл. № 9/2011. — 2 с.

59. Патент на корисну модель 69182 Україна, МПК E04B 1/00. Структурно-вантове склепіння / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201110922; заявл. 12.09.2011; опубл. 25.04.2012, Бюл. № 8/2012. — 5 с.

60. Патент на корисну модель 69620 Україна, МПК E04B 1/04. Структурно-вантове купольне покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201111574; заявл. 30.09.2011; опубл. 10.05.2012, Бюл. № 9/2012. — 4 с.

61. Патент на корисну модель 70340 Україна, МПК E04B 1/04. Полегшена структурна сталезалізобетонна положиста оболонка / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201112978; заявл. 04.11.2011; опубл. 11.06.2012, Бюл. № 11/2012. — 4 с.

62. Патент на корисну модель 83702 Україна, МПК E04B 1/00. Нижній пояс структурно-вантового покриття з модульних елементів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201303823; заявл. 28.03.2013; опубл. 25.09.2013, Бюл. № 18/2013. — 4 с.

63. Патент на корисну модель 90806 Україна, МПК E04B 1/00. Плита зі сталевим обрамленням сталезалізобетонного структурно-вантового покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201400229; заявл. 13.01.2014; опубл. 10.06.2014, Бюл. № 11/2014. — 4 с.

64. Патент на корисну модель 92877 Україна, МПК E04B 1/61. З'єднання плит сталезалізобетонного структурно-вантового покриття на поличках / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко; власник ПолтНТУ. — № u201403144; заявл. 28.03.2014; опубл. 10.09.2014, Бюл. № 17/2014. — 4 с.

65. Патент на корисну модель 108410 Україна, МПК E04B 1/00. Нижній пояс просторового структурно-вантового сталезалізобетонного покриття з гнучких елементів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201601306; заявл. 15.02.2016; опубл. 11.07.2016, Бюл. № 13/2016. — 4 с.

66. Патент на корисну модель 119590 Україна, МПК E04G 1/00. Модульний спосіб виготовлення просторових сталезалізобетонних конструкцій / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій; власник ПолтНТУ. — № u201704289; заявл. 13.05.2017; опубл. 25.09.2017, Бюл. № 18/2017. — 6 с.

ДОДАТОК Б
ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ

Основні положення і результати дисертаційної роботи презентувалися й обговорювалися на міжнародних, всеукраїнських та закордонних наукових конференціях, семінарах, конгресах тощо, зокрема на: VI Всеукраїнській науково-технічній конференції «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетонну» (м. Одеса, 24–27 травня 2011 р.); Всеукраїнських Інтернет-конференціях молодих учених і студентів «Проблеми сучасного будівництва» (м. Полтава, 2012, 2014 та 2016 рр.); VII Всеукраїнській науково-технічній конференції «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетонну» (м. Рівне, 27–31 травня 2013 р.); XIV Міжнародній науковій конференції «Актуальні проблеми будівництва та інженерії довкілля «Львів — Кошице — Жешув» (м. Львів, 3–5 вересня 2013 р.); Всеукраїнській конференції молодих учених і студентів «Перспективи розвитку будівельної галузі» (м. Полтава, 10–11 жовтня 2013 р.); Міжнародній науково-практичній конференції «Сучасні проблеми в будівництві» (м. Полтава, 12–15 листопада 2013 р.); Міжнародних науково-технічних конференціях «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація» (м. Полтава, 2014, 2016 та 2018 рр.); XIII Міжнародній науково-практичній конференції «Інноваційні технології життєвого циклу об'єктів житлово-цивільного, промислового і транспортного призначення» (смт Світлогірське Полтавської обл., 7–11 вересня 2015 р.); Науково-практичній конференції «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» (м. Київ, 2–3 червня 2016 р.); XI International Metnet Seminar in Castellon (Castellon, Spain, October 11–12, 2016); XIII Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna «Budownictwo o zoptymalizowanym potencjale energetycznym» (Częstochowa — Bielsko — Biała — Kęty, Polska, 2016 r.); VI Міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті» (м. Харків, 19–21 квітня 2017 р.); XVII International

Scientific Conference VSU 2017 (Sofia, Bulgaria, June 8–9, 2017); XII International Metnet Seminar in Cottbus (Gottbus, Germany, October 11–12, 2017); Міжнародній науково-технічній конференції «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» (м. Полтава, 18–20 жовтня, 2017 р.).

Дисертація в цілому доповідалась на розширеному засіданні кафедри будівельних конструкцій Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова, 30 березня, 2018 рік; засіданні спеціалізованого наукового міжкафедрального наукового семінару «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» Інституту аеропортів Національного авіаційного університету, 10 квітня, 2018 рік; Міжнародній науково-практичній конференції «Стійке житло і людські поселення», Словацький технологічний університет в Братиславі, Словаччина, 21–25 травня, 2018 рік; розширеному засіданні кафедри будівельних конструкцій та мостів Інституту будівництва та інженерії довкілля Національного університету «Львівська політехніка», 22 червня 2018 року.

ДОДАТОК В
АКТИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ

Фізична особа - підприємець "Дробязко В.В."

39600 м. Кременчук
Полтавської області
Вул. Ціолковського,78
Тел. (05366) 77-11-77
Р/р 26006878795573
в АТ "Укрсиббанк"
Код 3490606590
МФО 351005

****

Вих. № 22/09-17 від 22.09.2017р.

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи
на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук
«Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції»
докторанта ПолтНТУ, к.т.н., доцента Гасія Григорія Михайловича

Результати дисертаційної роботи Гасія Григорія Михайловича на тему «Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції» використовувалися для розробки проекту покриття промислової будівлі у м. Охтирка Сумської області. Для зведення покриття промислової будівлі на основі варіантного проектування застосовано просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції.

Фізична особа-підприємець ДРОБЯЗКО Володимир Володимирович 3490606590 **Дробязко В.В.**

Україна
МІНІСТЕРСТВО КУЛЬТУРИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ МУЗЕЙ-ЗАПОВІДНИК
УКРАЇНСЬКОГО ГОНЧАРСТВА

Ukraine
MINISTRY OF CULTURE OF UKRAINE
NATIONAL MUSEUM
OF UKRAINIAN POTTERY

Україна, 38164, Полтавщина, Опішня, вул.Партизанська, 102,
102 Partyzanska Street, Opishnia, Poltava Region, 38164, Ukraine
Tel.: +38 (05353) 42416, 42415, 42175, (067) 5574757; fax/tel.: +38 (05353) 42416;
e-mail: opishne-museum@ukr.net; www.opishne-museum.gov.ua

10.07.2018р. №309

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ
результатів дисертаційної роботи
докторанта Полтавського національного технічного університету
імені Юрія Кондратюка, кандидата технічних наук, доцента
Гасія Григорія Михайловича
на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук
на тему «Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції»

Даною довідкою підтверджується, що результати дисертаційної роботи Гасія Григорія Михайловича на тему «Просторові структурно вантові сталезалізобетонні конструкції» були використані згідно нашого звернення № 51 від 07.02.2018 року при проектуванні будівлі над літньою сценою для масових культурно-мистецьких заходів Центру розвитку духовної культури Національного музею заповідника українського гончарства в смт. Опішне Зіньківського району Полтавської області, по вул. Явдохи і Гаврила Пошивайлів, 3.

Розроблені конструктивні рішення дозволили запроектувати архітектурно виразну та гармонізовану з навколишнім оточенням й існуючою забудовою заповідника будівлю, що має високі техніко-економічні показники. Легкість та тектонічність вирішення забезпечено використанням структурно-вантових елементів. Ефективність запропонованого рішення досягнута завдяки суміщенню несучих і огороджувальних функцій, раціонального використання матеріалів, оригінального поєднання конструктивних елементів, а також застосування технологічно простих у виготовленні несучих елементів і вузлових з'єднань.

Генеральний директор
Національного музею заповідника
українського гончарства в Опішному,
доктор історичних наук, професор,
заслужений діяч науки і техніки України **Олександр Пошивайло**

Україна
МІНІСТЕРСТВО КУЛЬТУРИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ МУЗЕЙ-ЗАПОВІДНИК УКРАЇНСЬКОГО ГОНЧАРСТВА

38164, Полтавщина, Опішня, вул.Партизанська, 102,
102 Partyzanska Street, Opishnia, Poltava Region, 38164
Tel.: +38 (05353) 42416, 42415, 42175, (067) 5574757; fax/tel.: +38 (05353) 42416;
e-mail: opishne-museum@ukr.net; www.opishne-museum.gov.ua

10.07.2018р. №308

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ
результатів дисертаційної роботи
докторанта Полтавського національного технічного університету
імені Юрія Кондратюка, кандидата технічних наук, доцента
Гасія Григорія Михайловича
на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук
на тему «Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції»

Даною довідкою підтверджується, що результати дисертаційної роботи Гасія Григорія Михайловича на тему «Просторові структурно вантові сталезалізобетонні конструкції» були використані згідно нашого звернення № 51 від 07.02.2018 року при проектуванні покриття гончарського етнопарку (експозиція просто неба) Національного музею-заповідника українського гончарства в смт. Опішне Зіньківського району Полтавської області, по вул. Партизанській, 102.

Розроблені здобувачем конструктивні рішення дозволили запроектувати архітектурно виразну з природними формами і структурою та гармонізовану з навколишнім оточенням, існуючою експозицією й забудовою Музею-заповідника конструкцію покриття, що має високі техніко-економічні показники. Ефективність запропонованого рішення досягнута завдяки суміщенню несучих і огороджувальних функцій, раціонального використання матеріалів, оригінального поєднання конструктивних елементів, а також застосування технологічно простих у виготовленні несучих елементів і вузлових з'єднань. Унікальність запроектованого покриття полягає в тому, що його зведення не потребує реорганізації існуючої експозиції.

Генеральний директор
Національного музею заповідника
українського гончарства в Опішному,
доктор історичних наук, професор,
заслужений діяч науки і техніки України **Олександр Пошивайло**

“СТІЛТЕК ІНЖИНІРИНГ”
Товариство з обмеженою відповідальністю
03110, м.Київ,вул. О.Пироговського 19, корп.3
Т: +38 (044) 270-25-94, Ф: +38 (044) 270-25-95
E-mail: steeltek@ukr.net

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ

результатів дисертаційної роботи
докторанта ПолтНТУ, к.т.н., доцента Гасія Григорія Михайловича
на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук
за спеціальністю 05.23.01 — будівельні конструкції, будівлі та споруди
на тему «Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції»

Матеріали дисертаційної роботи Гасія Григорія Михайловича на тему «Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції» були використані при розробленні проекту будівлі одноповерхового виробничого корпусу в м. Київ, а саме створені структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції були застосовані як система покриття. На підставі варіантного проектування і порівняння техніко-економічних показників встановлено, що проект покриття з використанням структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій є ефективнішим (менша кошторисна вартість) на 6,2 %, ніж проект із застосуванням кроквяних металевих ферм з квадратних труб та покрівлі з прогонів і покрівельних панелей.

Головний інженер
ТОВ «Стілтек Інжинірінг» О. М. Кузь

Приватне підприємство
ІНЖЕНЕРНІ РІШЕННЯ
36008, Україна, м. Полтава, вул. Автобазівська, 1, к. 31
ПП Інженерні Рішення

«ЗАТВЕРДЖУЮ»

Директор

ПП «Інженерні рішення»

_____ /В.І.Пучнін /

«16» серпня 2016 р.

АКТ ВПРОВАДЖЕННЯ

Результати дисертаційної роботи на тему «Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції» на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук за спеціальністю 05.23.01 – «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» докторанта ПолтНТУ Гасія Григорія Михайловича використані при будівництві промислової будівлі по вул. Федора Сокуренка (Кірова), 3 у м. Камянське (Дніпродзержинськ) Дніпропетровської області.

Заступник директора

ПП «Інженерні рішення» _____ /В.Л.Злобинець/

КОД ЄДРПОУ: 38803641
р/р 26005001384899 в ПАТ «Універсал Банк»,
м.Київ, МФО 322001
ІПН 388036416012

ТОВ «БК КРЕАТИВ»
36008, м.Полтава, вул. Серьогіна, буд. 17, кімн. 403
(067) 316-62-37
e-mail: bkkreativ@ukr.net

ЗАТВЕРДЖУЮ
Директор
ТОВ «БК КРЕАТИВ»
_____ В.М.Василенко /
_____ 2016 р.

АКТ ВПРОВАДЖЕННЯ

Результати дисертаційної роботи на тему «Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції» на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук за спеціальністю 05.23.01 – «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» докторанта ПолтНТУ Гасія Григорія Михайловича використані при будівництві промислової будівлі по пер. Лопанский, 3 у м. Харків.

Головний інженер
ТОВ «БК КРЕАТИВ» _____ /Т.М.Глуховець/

Товариство з обмеженою відповідальністю
“ГРАНД — ОМЕГА - ТРЕЙД”

Україна, 36009, м. Полтава, вул. Зіньківська, 19, оф. 506, тел. 0503462501
Свідоцтво №200102435, Індивідуальний податковий №384397916015, ЄДРПОУ 38439796
р/р 26001054606487 в Полтавське ГРУ ПАТ КБ «ПриватБанк» м. Полтава, МФО 331401

Вих. № 68 від 03.10.2016 р.

Довідка

про впровадження результатів дисертаційної роботи

докторанта ПолтНТУ, к.т.н., доцента Гасія Григорія Михайловича
«Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції»
на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук
за спеціальністю 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди

Цим підтверджується, що результати дисертаційної роботи Гасія Григорія Михайловича на тему «Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції» були використані при будівництві виробничої будівлі у м. Полтава.

Доцільність застосування запропонованих конструкцій обґрунтована техніко-економічними розрахунками, які показали, що вони є більш ресурсоекономними та енергоощадними в порівняні з іншими видами конструкцій при однакових умовах будівництва, завдяки зниженим затратам праці на виготовлення та монтаж, а також меншій матеріаломісткості.

Директор Масліченко С.В.

ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ
«ЄВРОБУД СМ»
36007 м. Полтава, вул. Ковпака, 37 Б, код ЄДРПОУ 38561032, р\Р 260061601043 в ПАТ «МЕГАБАНК» МФО 351629, ІПН 385610316011, свід. № 200133177,тел..(0532) 610-715

Вих. № 05
Від «20» квітня 2016р.

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи
на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук
«Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції»
докторанта ПолтНТУ, к.т.н., доцента Гасія Григорія Михайловича

Результати дисертаційної роботи Гасія Григорія Михайловича на тему «Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції» використовувалися для розробки проекту будівництва виробничого цеху заводу «Полтавський завод залізобетонних конструкцій» по вул. Ковпака, 37 - А, у м. Полтава. Згідно проекту для зведення покриття виробничої споруди застосовано просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції.

Директор
ТОВ «ЄВРОБУД СМ» В.М. Наливка

ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ
«ЄВРОБУД СМ»
36007 м. Полтава, вул. Ковпака, 37 Б, код ЄДРПОУ 38561032, р\Р 260061601043 в ПАТ «МЕГАБАНК» МФО 351629,
ІПН 385610316011, свід. № 200133177,тел..(0532) 610-715

Вих. № 06
Від «20» квітня 2016р.

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи
на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук
«Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції»
докторанта ПолтНТУ, к.т.н., доцента Гасія Григорія Михайловича

Результати дисертаційної роботи Гасія Григорія Михайловича на тему «Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції» використовувалися для розробки проекту будівництва одноповерхової складської будівлі з опалювальними приміщеннями для заводу «Полтавський завод залізобетонних конструкцій» по вул. Ковпака, 37 - А, у м. Полтава. Згідно проекту для зведення покриття складської будівлі застосовано просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції.

Директор
ТОВ «ЄВРОБУД СМ» В.М. Наливка

ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ
«ЄВРОБУД СМ»
36007 м. Полтава, вул. Ковпака, 37 Б, код ЄДРПОУ 38561032, р\Р 260061601043 в ПАТ «МЕГАБАНК» МФО 351629,
ІПН 385610316011, свід. № 200133177,тел..(0532) 610-715

Вих. № 017
Від «20» квітня 2016р.

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи
на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук
«Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції»
докторанта ПолтНТУ, к.т.н., доцента Гасія Григорія Михайловича

Результати дисертаційної роботи Гасія Григорія Михайловича на тему «Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції» використовувалися для розробки проекту будівництва критого складського майданчика, який призначено для зберігання сипучих матеріалів та малогабаритних штучних конструкцій заводу «Полтавський завод залізобетонних конструкцій» по вул. Ковпака, 37 - А, у м. Полтава. Згідно проекту для зведення покриття складського майданчику застосовано просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції.

Директор
ТОВ «ЄВРОБУД СМ» В.М. Наливка

ТОВ “АКБІ-ПОЛТАВА“

36020, м. Полтава, Соборний майдан, 15 , р/р 260064217 в ПАТ "Полтавабанк",
МФО 331489, код ЄДРПОУ 32908583, тел. (0532) 56-44-35, ф. (0532) 56-94-71,
e-mail: akbi@bk.ru

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи
на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук
за спеціальністю 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди
докторанта ПолтНТУ, к.т.н., доцента Гасія Григорія Михайловича
на тему «Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції»

Результати дисертаційної роботи Гасія Григорія Михайловича «Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції» використовувалися для розробки проектних пропозицій будівництва покриття виробничої будівлі у м. Полтава із застосуванням досліджуваних конструкцій.

Проектні пропозиції покриття розроблені на основі техніко-економічних розрахунків, які показали економічну доцільність застосування запропонованих конструкцій завдяки зниженим затратам праці на виготовлення та монтаж, а також меншої матеріаломісткості порівняно із аналогами при однаковій несучій здатності.

Директор
ТОВ «АКБІ-ПОЛТАВА» М.П. Л.Я. Іоффе

Україна
ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ «АКБІ-ПОЛТАВА» ІДЕНТИФІКАЦІЙНИЙ 32908583 м. Полтава

РЕМОНТНО-БУДІВЕЛЬНЕ ПРОЕКТНО-КОШТОРИСНЕ ПРИВАТНЕ ПІДПРИЄМСТВО

«Л І Д Е Р»

36008, м. Полтава, вул. Островського, 33, тел. (0532) 69-01-34, ф. (0532) 67-81-12

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи
на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук
за спеціальністю 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди
докторанта ПолтНТУ, к.т.н., доцента Гасія Григорія Михайловича
на тему «Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції»

Результати експериментальних і теоретичних досліджень проведених при участі Гасія Г.М. використовувалися для розробки проекту будівництва офісної будівлі у м. Полтава.

На основі проведених техніко-економічних розрахунків виявлено, що запропоновані конструкції дозволяють отримати економічний ефект завдяки зниженим затратам праці на виготовлення та монтаж, а також меншої матеріаломісткості порівняно із аналогами при однаковій несучій здатності.

Директор ПП «ЛІДЕР» М.П. В.П. Твердохліб

ЗАТВЕРДЖУЮ

Проректор з наукової та міжнародної роботи
Полтавського національного технічного
університету імені Юрія Кондратюка

_____ С. П. Сівіцька

« 27 » лютого 2018 р.

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ

результатів дисертаційної роботи
докторанта кафедри конструкцій з металу, дерева та пластмас
Гасія Григорія Михайловича
на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук на тему
«Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції»

Даною довідкою підтверджую, що результати наукових досліджень за темою дисертаційної роботи Гасія Григорія Михайловича «Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції» було впроваджено у таких науково-дослідницьких роботах кафедри конструкцій з металу, дерева та пластмас, що виконувалися за рахунок коштів загального фонду державного бюджету: № 95/15 «Високоефективні сталезалізобетонні несучі конструкції каркасів багатоповерхових будівель» (державний реєстраційний номер 0115U002418); № 98/17 «Високоефективні сталезалізобетонні каркаси одноповерхових будівель універсального призначення» (державний реєстраційний номер 0117U003085); № 100/17 «Нові універсальні ресурсоекономні конструктивні рішення покриттів великопролітних будівель і споруд та енергоощадна технологія їх зведення» (державний реєстраційний номер 0117U003907).

За результатами досліджень розв'язано науково-технічну проблему проектування раціональних несучих конструкцій для каркасів будівель і споруд.

Завідувач кафедри конструкцій
з металу, дерева та пластмас,
д.т.н., професор С. Ф. Пічугін

ЗАТВЕРДЖУЮ
Перший проректор — проректор з науково-педагогічної роботи Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка
_____ Б. О. Коробко
«05» 04 2018 р.

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ
результатів дисертаційної роботи
докторанта кафедри конструкцій з металу, дерева та пластмас
Гасія Григорія Михайловича
на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук на тему
«Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції»

Даною довідкою підтверджуємо, що результати наукових досліджень за темою дисертаційної роботи Гасія Григорія Михайловича «Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції» було впроваджено в освітній процес Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка на кафедрі конструкцій з металу, дерева та пластмас.

Результати дисертаційної роботи впроваджені у лекційному курсі та курсовому проектуванні з дисципліни «Прогресивні будівельні конструкції (спецкурс № 1)» для студентів ступеня вищої освіти «магістр» зі спеціальності 192 — Будівництво та цивільна інженерія:

1. Прогресивні будівельні конструкції (спецкурс № 1): конспект лекцій для студентів ступеня вищої освіти «магістр» / Л. І. Стороженко, С. В. Шкіренко, Г. М. Гасій. — Полтава: ПолтНТУ, 2016. — 82 с. (*Затверджено науково-методичною радою Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, протокол № 8 від 05.07.2016 року*).
2. Прогресивні будівельні конструкції (спецкурс № 1): методичні вказівки до курсового проекту для студентів ступеня вищої освіти «магістр» / Л. І. Стороженко, С. В. Шкіренко, Г. М. Гасій. — Полтава: ПолтНТУ, 2016. — 26 с. (*Затверджено науково-методичною радою Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, протокол № 8 від 05.07.2016 року*).

Результати дисертаційної роботи впроваджені у наступних магістерських роботах:

1. Гладченко Ю. Л. Дослідження структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій покриття *(наказ № 18–05 від 19.03.2012 року).*
2. Савченко Я. П. Структурно-вантові просторові системи покриттів *(наказ № 17–05 від 19.03.2013 року).*
3. Голенко Н. Л. Дослідження конструктивних елементів структурно-вантового покриття з огороджувальною плитою із залізобетону *(наказ № 26–05 від 28.03.2014 року).*
4. Логвіненко В. О. Дослідження конструктивних елементів структурно-вантового покриття з огороджувальною плитою з армоцементу *(наказ № 26–05 від 28.03.2014 року).*
5. Коломієць В. В. Дослідження деформацій сталезалізобетонної структурно-вантової конструкції покриття *(наказ № 84–05 від 31.08.16 року).*
6. Петух О. А. Дослідження несучої здатності сталезалізобетонної структурно-вантової конструкції покриття *(наказ № 84–05 від 31.08.16 року).*
7. Лукаш Т. Г. Дослідження переміщень сталезалізобетонної структурно-вантової конструкції покриття *(наказ № 84–05 від 31.08.16 року).*
8. Дейнеко Н. О. Дослідження напруженого стану структурно-вантової конструкції для ПолтНТУ *(наказ № 346–ф,а від 14.09.17 року).*
9. Дробязко В. В. Дослідження деформованого стану структурно-вантової конструкції для ПолтНТУ *(наказ № 346–ф,а від 14.09.17 року).*
10. Латишко Р. А. Дослідження несучої здатності та переміщень структурно-вантової конструкції для ПолтНТУ *(наказ № 346–ф,а від 14.09.17 року).*

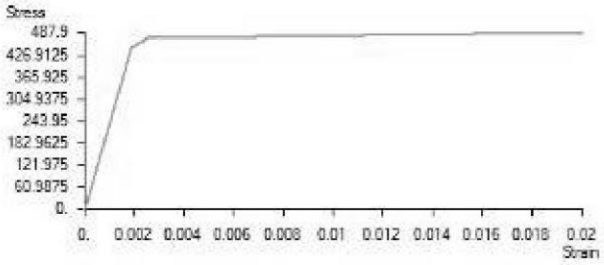
В освітньому процесі використовується монографія:

1. Стороженко Л. І. Просторові сталезалізобетонні структурно-вантові покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко. — Полтава: АСМІ, 2015. — 216 с. *(Рекомендовано до опублікування Вченою радою Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, протокол № 22 від 30.06.2015 року).*

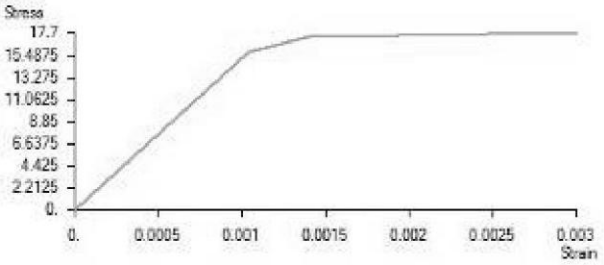
Декан будівельного факультету, д.т.н., професор М. П. Нестеренко

Завідувач кафедри конструкцій з металу, дерева та пластмас, д.т.н., професор С. Ф. Пічугін

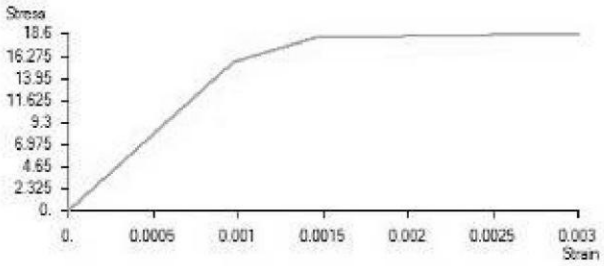
ДОДАТОК Г
ЗАЛЕЖНОСТІ «НАПРУЖЕННЯ — ДЕФОРМАЦІЇ» МАТЕРІАЛІВ, ЩО ВИКОРИСТАННІ ПРИ МОДЕЛЮВАННІ



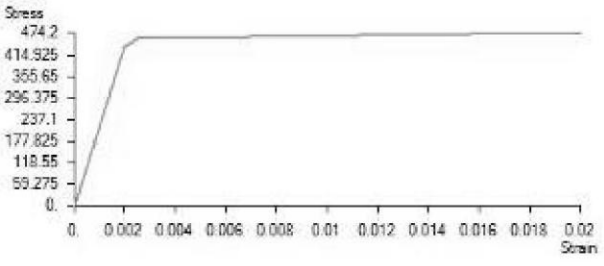
для моделювання армування ребер жорсткості армоцементних плит (п.п. 6.4.3)



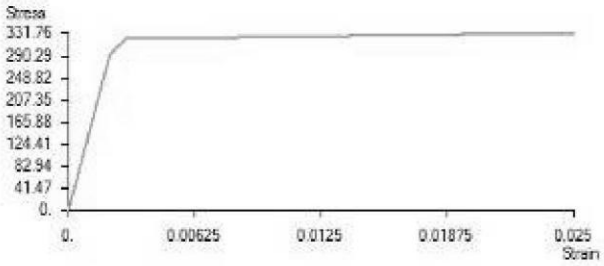
для моделювання бетону при несиметричному завантаженні (п. 6.5)



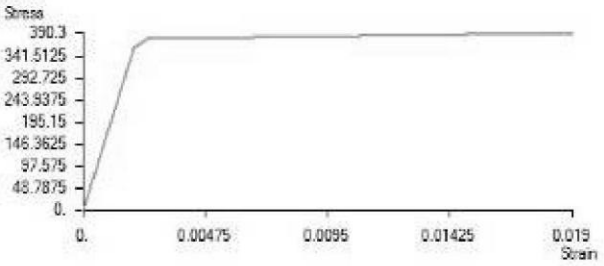
для моделювання бетону (п. 6.4.2 та 6.4.3)



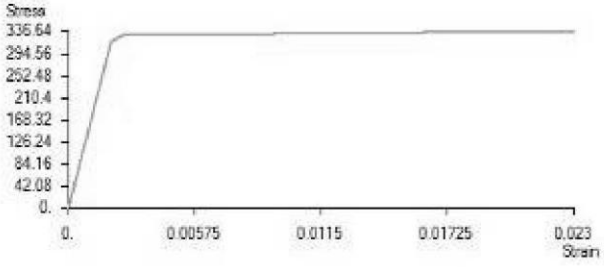
для моделювання основного армування залізобетонних плит (п.п. 6.4.2)



для моделювання сталі (п.п. 6.4.1)



для моделювання сталі (п.п. 6.5)



для моделювання сталевих деталей з отвором (п.п. 6.4.1)