

ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О.М. БЕКЕТОВА
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

НІКУЛІН ВАЛЕРІЙ БОРИСОВИЧ

УДК 692.522.8

ДИСЕРТАЦІЯ

**НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ПЛИТ ПЕРЕКРИТТІВ
ПОЛЕГШЕНОГО ТИПУ З УРАХУВАННЯМ ПОЧАТКОВИХ
НЕДОЛІКІВ**

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

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

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



Нікулін В.Б.

Науковий керівник:

к.т.н. Петрова Олена Олександрівна

Харків – 2020

АНОТАЦІЯ

Нікулін В.Б. Напружено-деформований стан плит перекриттів полегшеного типу з урахуванням початкових недоліків. - На правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди (19 – Архітектура та будівництво) – Український державний університет залізничного транспорту, Харків, 2020 р.

Дисертація присвячена аналізу напружено-деформованого стану монолітних залізобетонних плит перекриттів з вкладишами-пустотоутворювачами, що мають початкові недоліки.

У **вступі** обґрунтовано актуальність теми дисертації, сформульовано мету і завдання дослідження, представлено наукову гіпотезу, новизну і практичне значення отриманих результатів. Наведено відомості про апробацію основних результатів дисертації, кількість публікацій, структуру та обсяг роботи.

В **першому розділі** відмічається, що протягом останніх десятиліть актуальною залишається задача зниження матеріальних, трудових і енергетичних витрат на зведення будівель і споруд, що пов'язано зі змінами в державних будівельних нормах та істотним зростанням обсягів каркасно-монолітного будівництва. Зазначається, що в каркасних будівлях 50-60% обсягу бетону та арматури сконцентровано у монолітних плитах перекриття. Досягти суттєвого зниження власної ваги плит, зменшення витрат бетону і арматури, ваги всієї будівлі, і, як наслідок, знизити навантаження на фундаментну частину будівлі і ґрунтову основу можливо шляхом введення в тіло монолітних конструкцій різноманітних вкладишів-пустотоутворювачів.

У зв'язку із вищесказаним, в першому розділі проаналізовані відомі архітектурно-будівельні системи та технології зведення полегшених конструкцій, що застосовують в якості вкладишів-пустотоутворювачів уніфіковані модулі з повторно переробленого поліпропілену та пінополістиролу. Позначені основні переваги і недоліки даних систем з

урахуванням їх конструктивних особливостей та технологічних операцій по влаштуванню перекриттів. Також проаналізовано відмінності суцільних монолітних перекриттів та перекриттів з пустостоутворювачами з точки зору доцільності їх застосування в масовому монолітному будівництві.

З результатів аналізу випливає, що одночасно зі зменшенням власної ваги конструкцій, збільшенням тепло- та звукоізоляційних характеристик таких конструктивів, застосування полегшених перекриттів призводить до появи додаткових закладних деталей і елементів кріплення, що безпосередньо впливає на технологію зведення, збільшує трудомісткість робіт та збільшує кількість помилок, допущених в умовах будмайданчика. В даний час в Україні накопичено певний досвід зведення будівель і споруд з використанням вкладишів-пустотоутворювачів з пінополістиролу, що дозволив окреслити коло проблемних питань, які потребують суттєвого доопрацювання, зокрема, з точки зору забезпечення точності зведення конструкцій з вкладишами та забезпечення їх надійності і довговічності.

Виконаний аналіз відомих теоретичних і експериментальних результатів, а також наявного практичного досвіду дозволив підтвердити той факт, що зазначені конструкції представляють значний інтерес для сучасної будівельної галузі та, враховуючи їх якісне і кількісне наповнення, дозволив сформулювати основні задачі представленої роботи.

У зв'язку із чим, в **другому розділі**, на базі архітектурно-будівельної системи «Монофант», що передбачає бетонування всіх конструктивів будівлі, та власне перекриттів, із вкладишами-пустотоутворювачами з пінополістиролу, сформовано класифікацію можливих початкових недоліків, що негативно впливають на якісні характеристики конструкції. Відмічається, що основною перевагою системи «Монофант», в порівнянні з іншими відомими аналогами, є можливість створення систем з заданим напружено-деформованим станом (НДС) і витратою матеріалу. Ця обставина стала можливою завдяки використанню прямого підходу проектування, заснованого на використанні енергетичних критеріїв раціоналізації конструкції (вимога

мінімізації потенційної енергії деформації та вимога ізоенергічності стану системи). Перераховані та інші особливості системи зумовили її детальний розгляд в даній роботі як найбільш прогресивної та перспективної з точки зору масового використання у вітчизняній будівельній галузі.

Як було зазначено, в розділі вивчено та систематизовано початкові технологічні відхилення, що породжують появу конструктивних недоліків обговорюваних систем. Зокрема, в ПК «Ліра 10.6» виконано чисельний аналіз впливу даних недоліків на напружено-деформований стан полегшених перекриттів. Зокрема, базуючись на енергетичних критеріях раціоналізації досліджено вплив наступних відхилень на значення потенційної енергії деформацій (ПЕД) та щільності ПЕД: зміщення вкладишів пустотоутворювачів в плані та по висоті перекриття, зменшення проектного класу бетону, поява горизонтального шва розриву бетонування плити. Результати виконаних досліджень, дозволили сформувавши допуски на відхилення положення вкладишів та арматурних виробів в полегшених плитах перекриття.

Разом з наданими рекомендаціями щодо можливих значень відхилень, в **третьому розділі** виконані дослідження, що дозволяють сформувавши рекомендовані параметри полегшених плит за критерієм заданої несучої здатності та мінімізації витрат матеріалів.

Зокрема, виконано аналіз взаємозалежності напружено-деформованого стану розглянутих конструкцій від розмірів вкладишів-пустотоутворювачів та їх розташування за умови мінімізації витрати бетону. Загалом розглянуто п'ять геометрій полегшених плит перекриттів, що відрізняються кроком та шириною ребер, та виконане їх скінченно-елементне моделювання в ПК «Ліра 10.6» з подальшим чисельним аналізом. Крім того, вирішене завдання оптимального розкроювання вихідної заготовки листа-пустотоутворювача на вкладиші необхідного розміру з метою мінімізації відходів матеріалу заповнювача. За результатами проведених досліджень, визначено, що рекомендований крок ребер складає 600мм при ширині ребра 100мм та

розмірах вкладишу 500x500мм. Дані геометричні параметри забезпечують найбільшу несучу здатність конструктиву, економію бетону на рівні 30% в порівнянні з суцільною плитою перекриття та найменший відсоток відходів матеріалу пустотоутворювача (3.22%).

Виконано аналіз вогнестійкості конструктиву полегшеної плити перекриття реальної нежитлової будівлі з метою визначення класу вогнестійкості розглянутих конструкцій. Встановлення відповідності монолітної залізобетонної плити визначеному класу вогнестійкості виконано шляхом послідовного вирішення задач оцінки теплопровідності, цілісності та несучої здатності плити та перевірки отриманих результатів альтернативним методом. За результатами дослідження, встановлено мінімальну товщину обшивок полегшеної плити, що дорівнює 50мм, та забезпечує необхідну межу вогнестійкості REI90 при класі бетону C20/25.

Додатково виконано аналіз можливості зменшення товщини обшивок з умови забезпечення непродавлювання її в умовах експлуатації. Проте, отримане в результаті дослідження зменшення товщини обшивок до 30мм недопустиме з точки зору забезпечення необхідної межі вогнестійкості конструктиву, у зв'язку з чим остаточно визначено мінімальну можливу товщину обшивок полегшеної плити рівну 50мм.

В чвертому розділі наведено конструктивно-технологічні рішення з вдосконалення процедури зведення полегшених плит, що унеможливають появу технологічних, і як наслідок, конструктивних недоліків та забезпечують необхідні параметри конструкції.

В першу чергу, розроблений склад самоущільнюваного бетону з розпливанням конусу 675мм, що забезпечує бетонування конструкцій з вкладишами в одну стадію без вібрування та технологічних розривів. Перевірка класу міцності запропонованого складу СУБ та його водонепроникності підтвердила відповідно класи C30/35 та W10.

Далі запропоноване нове конструктивне рішення пластикових фіксаторів для вкладишів, що унеможливають зміщення вкладишу від проектного

положення. Пропонується застосування швеллероподібних пластикових фіксаторів, конструкція яких передбачає установку вкладиша всередину фіксатора, при чому два сусідні фіксатори з'єднані між собою горизонтальним стрижнем для забезпечення необхідної проектної ширини ребра.

Розроблені конструктивно-технологічні рішення були експериментально верифіковані при бетонуванні плит перекриттів нежитлової будівлі по майдану Павлівському, 4 в м. Харкові. Для перевірки впливу початкового недоліку у вигляді горизонтального шва розриву, бетонування полегшеної плити виконано з перервою між бетонуванням нижньої обшивки та решти конструктиву на протязі трьох діб.

Для створення системи навантження на перекритті був влаштований резервуар розміром 5.2x6.2м. Максимальне розрахункове навантаження на перекриття склало 9кН/м^2 . Після завершення циклу ступінчастого навантаження до розрахункового значення, резервуар з водою був залишений на перекритті на 14 днів для відстеження динаміки деформування перекриття під навантаженням в часі, після чого виконане його повне розвантаження та демонтаж. Співставлення максимального прогину даної плити (5.15мм при навантаженні 9кН/м^2) та результатів чисельного аналізу полегшеної плити з суцільним швом розриву (4.35мм) отримано співпадіння вказаних даних з похибкою 15%.

У **п'ятому розділі** наведені результати впроваджені виконаних досліджень при проектуванні і будівництві ряду об'єктів в місті Харкові. Зокрема, при зведенні міжповерхових перекриттів і фундаментів нежитлової будівлі по майдану Павлівському, 4; при будівництві температурного шва багатоповерхового житлового будинку по вул. Сухумській, 11; при зведенні навісів багатофункціональної будівлі по Московському проспекту, 97, а також при варіантному проектуванні міжповерхових перекриттів житлового комплексу по вул. Цілиноградській. Інтегрально можна узагальнити отриманий економічний ефект до наступних показників: зменшення власної ваги, і як наслідку матеріаломісткості, на 30%; збільшення оборотності

опалубки на 10%; прискорення темпів будівництва на 10%, що загалом дозволяє досягти зменшення вартості зведення таких конструкцій на 12% у порівнянні із традиційними плитами перекриттів суцільного перетину.

Ключові слова: Захоронюваний вкладиш-пустотоутворювач, самоущільнюваний бетон, полегшені плити перекриттів, система «МОНОФАНТ».

ABSTRACT

Nikulin V.B. Stress-strain state of light-type floor plates considering initial disadvantages. - On the rights of the manuscript.

The thesis for the degree of the candidate of technical sciences, specialty 05.23.01 – building constructions, buildings and structures (19 - Architecture and construction). - Ukrainian State University of Railway Transport, Kharkiv, 2019.

In the introduction, the relevance of the dissertation topic is substantiated, the purpose and objectives of the study are stated, and the scientific hypothesis, novelty and practical significance of the obtained results are presented. Information about the validation of principal results of the dissertation, the number of publications, the composition and the volume of the work are also given.

In Section One it is noted that in recent decades the task of reducing material, labor and energy costs for the construction of buildings and structures is still relevant, which is associated with changes in state building codes and a significant increase in frame-monolithic construction. It is noted that in frame buildings 50-60% of the volume of concrete and reinforcement is concentrated in monolithic floor slabs. Achieve a significant reduction in the weight of slabs, reduce the cost of concrete and reinforcement, the weight of the whole building, and, consequently, reduce the load on the foundation of the building and the soil base is possible by introducing into the body of monolithic structures of various inserts.

In connection with the above, the first section analyzes the known architectural and construction systems and technologies for the erection of lightweight structures, which use as inserts-voidformers unified modules of recycled polypropylene and expanded polystyrene. The main advantages and disadvantages of these systems,

taking into account their design features and technological operations for the installation of floors, are considered. The differences of continuous monolithic floors and floors with voids in terms of the feasibility of their use in mass monolithic construction are also analyzed.

From the results of the analysis it follows that along with the decrease in the weight of structures, increasing heat and sound insulation characteristics of such structures, the use of lightweight floors leads to additional embedded parts and fasteners, which directly affects the construction technology, increases labor intensity and increases errors, which occurs in the conditions of a construction site. At present, Ukraine has accumulated some experience in the construction of buildings and structures using hollow polystyrene inserts, which allowed to outline a range of issues that need significant refinement, in particular, in terms of ensuring the accuracy of construction of structures with inserts and ensure their reliability and durability.

The analysis of known theoretical and experimental results, as well as available practical experience confirmed the fact that these structures are of great interest to the modern construction industry and, given their qualitative and quantitative content, allowed to formulate the main objectives of the work.

In this regard, in **Section Two**, on the basis of the architectural and construction system "Monofant", which provides concreting of all structures of the building, and the actual floors, with inserts-voidformers made of expanded polystyrene, formed a classification of possible initial disadvantages that adversely affect quality design characteristics. It is noted that the main advantage of the system "Monofant", in comparison with other known analogues, is the ability to create systems with a given stress-strain state (SSS) and material consumption. This circumstance became possible due to the use of a direct design approach based on the use of energy criteria for rationalization of the structure (the requirement to minimize the strain energy and the requirement of isoenergetic state of the system). These and other features of the system led to its detailed consideration in this thesis as the most progressive and promising in terms of mass use in the domestic construction industry.

As noted, in this section were examined and systematized the initial technological deviations that give rise to structural disadvantages of the discussed systems. In particular, in "Lira 10.6" software was performed a numerical analysis of the impact of these disadvantages on the stress-strain state of lightweight floors. In particular, based on the energy criteria of rationalization, the influence of the following deviations on the value of strain energy and strain energy density was investigated: displacement of inserts in plan and over the height of floor, reduction of concrete design class, appearance of horizontal seam due to concretion rupture. The results of the performed researches allowed to form tolerances for deviation of position of inserts and reinforcing products in the facilitated floor slabs.

Together with the given recommendations on possible values of deviations, in the **Section Three** were carried out the researches which allow to form the recommended parameters of the facilitated slabs on the criterion of set bearing capacity and minimization of expenses of materials.

In particular, the analysis of the interdependence of the stress-strain state of the considered structures on the size of the inserts-voidformers and their location under the condition of minimizing the consumption of concrete was performed. In total, five geometries of lightweight floor slabs differing in pitch and width of ribs were considered, and their finite-element modeling was performed in "Lira 10.6" Software with subsequent numerical analysis. In addition, the problem of optimal cutting of the original blank of the hollow sheet on the liner of the required size in order to minimize the waste of the filler material was done. According to the results of the research, it is determined that the recommended pitch of the ribs is 600 mm with a rib width of 100 mm and an insert size of 500x500 mm. These geometric parameters provide the highest load-bearing capacity of the structure, saving concrete at the level of 30% compared to a solid slab and the lowest percentage of waste material of the inserts (3.22%).

The analysis of fire resistance of a design of the facilitated slab of a real non-residential building for the purpose of definition of a class of fire resistance of the considered designs is executed. The conformity of the monolithic reinforced

concrete slab to a certain class of fire resistance is performed by sequentially solving the problems of assessing the thermal conductivity, integrity and bearing capacity of the slab and checking the results by an alternative method. According to the results of the research, the minimum thickness of the flanges of the lightweight slab is set to 50 mm, and provides the required limit of fire resistance REI90 for concrete class C20/25.

Additionally, the analysis of the possibility of reducing the thickness of the flange from the condition of ensuring its non-compression in operating conditions. However, the resulting reduction in the thickness of the flange to 30 mm is unacceptable in terms of ensuring the required limit of fire resistance of the structure, and therefore finally determined the minimum possible thickness of the flange of the lightweight slab equal to 50 mm.

In **Section Four** there were presented structural and technological solutions of improving the procedure for erection of lightweight slabs, which prevent the emergence of technological, and as a consequence, structural disadvantages and provide the necessary design parameters.

First of all, the composition of self-compacting concrete (SCC) with 675 mm cone spreading was developed, which provides concreting of structures with inserts in one stage without vibration and technological breaks. Checking the strength class of the proposed composition of the SCC and its water resistance confirmed respectively classes C30/35 and W10.

Next, a new design solution for plastic clamps for inserts, which prevents the displacement of the liner from the design position, was developed. It is proposed to use channel-like plastic clamps, the design of which provides the installation of the inserts inside the clamp, with two adjacent clamps connected by a horizontal rod to provide the required design width of the rib.

Developed design and technological solutions were experimentally verified during the concreting of slabs of non-residential building on the square Pavlovsky in Kharkov. To verify the impact of the initial defect in the form of a horizontal

seam, concreting of the lightweight slab was performed with a break between the concreting of the lower flange and the rest of the structure for three days.

A tank with dimensions 5.2x6.2 m was arranged to create a loading system on the floor. The maximum design load on the floor was 9 kN/m². After completion of the step load cycle to the calculated value, the water tank was left on the floor for 14 days to monitor the dynamics of deformation of the floor under load over time, after which it is fully unloaded and dismantled. Comparison of the maximum deflection of this slab (5.15 mm under the load of 9 kN/m²) and the results of numerical analysis of the lightweight slab with a continuous seam (4.35 mm) obtained in numerical analysis gave the coincidence of these data with 15% error.

In **Section Five** the results of the implemented research in the design and construction of a number of facilities in the city of Kharkiv are presented. In particular, during the construction of floor slabs and foundations of a non-residential building on 4 Pavlovsky Sq.; during the construction of the temperature seam of a multi-storey residential building on the 11 Sukhumska Str.; during the construction of canopies of a multifunctional building on 97 Moskovsky Avenue, as well as for the variant design of floor slabs of a residential complex on the Tsilinogradskaya Str. Integral it is possible to generalize the received economic effect to the following indicators: reduction of own weight, and as a consequence of material consumption, by 30%; increase in turnover of a timbering by 10%; acceleration of construction rates by 10%, which in general allows to achieve a reduction in the cost of erection of such structures by 12% compared to traditional slabs of solid cross-sections.

Keywords: inserts void-formers, self-compacting concrete, lightweight overlapping slabs, MONOFANT system.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Статті у наукових фахових виданнях України:

1. Никулин В.Б. Принципы фиксации арматурных каркасов и вкладышей при устройстве облегченных конструкций. / В.Б. Никулин и др. Науковий вісник будівництва, Харків, 2015. Вип. 4 (82). С. 81-86. *Особистий внесок*: запропоновано конструктивне рішення фіксації вкладиша та арматурного каркасу в проектному положенні при бетонуванні вертикального та горизонтального елементів з вкладишами; сплановано натурний лабораторний експеримент по бетонуванню вертикального та горизонтального елементів з вкладишами-пустотоутворювачами.

2. Никулин В.Б., Ямковая Т.И. Применение самоуплотняющихся бетонов для строительства и ремонта железобетонных конструкций. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Збірник наукових праць Луцького національного технічного університету. Луцьк, 2015. Вип. 3. С. 251-260. *Особистий внесок*: запропоновано конструктивно-технологічні рішення з бетонування конструкцій з вкладишами за допомогою самоущільнюваного бетону.

3. Никулин В.Б. Система «Монофант» для возведения монолитных железобетонных каркасов / В.Б. Никулин и др. Вісник ХНАДУ. Харьков, 2015. Вып. 71. С. 70-84. *Особистий внесок*: запропоновано організаційно-технологічні та конструктивні рішення для зведення прямолінійних елементів системи «Монофант».

Статті у міжнародних виданнях та збірниках наукових праць, що включені до міжнародних наукометричних баз:

4. Nikulin, V. Highly Combinatorial Reinforced Concrete Slab System / V. Nikulin and others. Proceedings of CEE 2020: Advances in Resource-saving Technologies and Materials in Civil and Environmental Engineering. 2020. Pp. 411-419. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Scopus).

Особистий внесок: вирішене завдання оптимального розкроювання вкладишів заданої форми із стандартної заготовки листа пінополістиролу.

5. Нікулін В.Б. Оцінка впливу розриву в бетонуванні плити перекриття системи «МОНОФАНТ» на її напружено-деформований стан. / В.Б. Нікулін та ін. Збірник наукових праць УкрДУЗТ. Вип. 185. Харків, 2019. С. 61-70. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus). *Особистий внесок:* проаналізовано вплив наявності шва розриву в бетонуванні пустотілої плити перекриття на напружено-деформований стан системи та запропоновані конструктивні і технологічні заходи для забезпечення необхідної адгезії.

Публікації апробаційного характеру:

6. Nikulin V. Variant design of the concrete frame structures (weight-strength analysis) / Nikulin V. and others. Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete - Innovations in Materials, Design and Structures. Krakow, 2019. Pp. 929-936. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Scopus). *Особистий внесок:* запропоновано конструктивні рішення плити перекриття житлової будівлі з вкладишами-пустотоутворювачами та виконано аналіз результатів скінченно-елементного моделювання запропонованих конструктивів в ПК «Ліра».

7. Nikulin V. Basics of modeling and technology of creating reinforced concrete elements of “Monofant” system construction / V. Nikulin and others. MATEC Web of Conferences. Material science, Engineering and Chemistry, v. 116, 02009 (2017). Transbud-2017. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Scopus). *Особистий внесок:* розробка конструктивного рішення арматурного каркасу криволінійної пустотілої оболонки та заповнення його вкладишами-пустотоутворювачами, реалізація рішення на будівельному майданчику.

8. Никулин В.Б. Усовершенствование технологии устройства облегченных железобетонных конструкций / В.Б. Никулин и др. Ресурс і

безпека експлуатації конструкцій, будівель та споруд: матеріали VII Міжнародної наукової конференції. Харків, 2015. С. 168-170.

9. Никулин В.Б., С.А. Бугаевский. Применение самоуплотняющегося бетона в технологии устройства железобетонных перекрытий. Эффективные технологические решения в строительстве с использованием бетонов нового поколения: материалы Международной научно-практической конференции. Харків, 2015. С. 115-121.

10. Никулин В.Б. Основы моделирования и технология создания железобетонных элементов конструкции системы «Монофант» / В.Б. Никулин и др. Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті: тези доповідей VI-ї міжнародної науково-технічної конференції. Харків: УДУЗТ, 19-21 квітня 2017. С. 106-107.

11. Никулин В.Б. Полевые исследования взаимодействия фундаментов с вырезами по подошве с грунтовым основанием. / В.Б. Никулин и др. Ефективні організаційно-технологічні рішення та енергозберігаючі технології в будівництві: матеріали Міжнародної науково-практичної конференції, 23-24 квітня 2014 р. Харків, 2014. С. 69-70.

12. Никулин В.Б. Мониторинг и анализ осадок многоэтажных зданий на свайно-плитных фундаментах в г. Харькове. / В.Б. Никулин и др. Ресурс і безпека експлуатації конструкцій, будівель та споруд: тези за матеріалами VII міжнародної наукової конференції, 20-21 жовтня 2015 р. Харків, 2015.

13. Нікулін В.Б., Табачніков С.В. С. Аналіз результатів моніторингу осідань багатопверхових будівель на пальово-плитних фундаментах. Challenges in Geotechnical Engineering: праці Другої Міжнародної конференції. Київ: КНУБА, 2017. С. 52-53.

Додаткові публікації та патенти:

14. Никулин В.Б. Влияние качественного и количественного состава компонентов бетона на технологические свойства самоуплотняющейся бетонной смеси / В.Б. Никулин и др. Ресурсоекономні матеріали, конструкції,

будівлі та споруди. Збірник наукових праць Національного університету водного господарства та природокористування. Рівне, 2015. Вип. 31. С. 168-175. *Особистий внесок*: виконано підбір гранулометричного складу самоущільнюваного бетону та підготовлено набір обладнання для визначення технологічних властивостей бетонної суміші.

15. Nikulin V. Cast Reinforced Concrete Frame of Buildings and Methods of Its Erection. / V. Nikulin and others. Journal of Civil Engineering and Construction. Volume 5. Number 2. 2016. Pp. 143-156. *Особистий внесок*: шляхом виконання лабораторного експерименту виконано оцінку спливання вкладиша-пустотоутворювача при бетонуванні конструкцій самоущільнюваним бетоном та запропоновано рішення для привантаження вкладишів при виконанні бетонних робіт.

16. Нікулін В.Б. Спосіб монтажу опалубки для зведення збірно-монолітних перекриттів. / В.Б. Нікулін та ін. Патент України на винахід № 115707 С2. Чинний з 11.12.2017 р. Бюл. №23. *Особистий внесок*: запропоновано удосконалення способу монтажу опалубки за рахунок застосування модульних елементів.

17. Нікулін В.Б. Конструкція покрівельного покриття. / В.Б. Нікулін та ін. Патент України на корисну модель № 108201. Чинний з 11.07.2016 р. №13.

Особистий внесок: запропоновано конструкцію покрівельного покриття, що забезпечує зменшення кількості конструктивних елементів, зниження трудомісткості будівельно-монтажних робіт і вартості зведення та експлуатації, а також підвищення довговічності конструкції.

18. Нікулін В.Б. Вузол кріплення стіни або перегородки до залізобетонної колони. / В.Б. Нікулін та ін. Патент України на корисну модель № 108231. Чинний з 11.07.2016 р. Бюл. №13. *Особистий внесок*: запропонований вузол кріплення стіни з газобетонних блоків до залізобетонної колони спільно з непрямим армуванням у вигляді смуги із

просічно-витяжної сталі, що покращує властивості кладки і збільшує зчеплення з вузлом кріплення у шві.

19. Нікулін В.Б. Опалубка для зведення збірно-монолітних перекриттів. / В.Б. Нікулін та ін. Патент України на корисну модель № 109446. Чинний з 25.08.2016 р. Бюл. №16. *Особистий внесок*: запропонована опалубка, що передбачає застосування модульних елементів для полегшення технології її монтажу і демонтажу при зведенні збірно-монолітних перекриттів житлових будинків з безригельним монолітним каркасом.

20. Нікулін В.Б. Збірно-монолітний залізобетонний каркас будівлі «Житлобуд». / В.Б. Нікулін та ін. Патент України на корисну модель № 115884. Чинний з 25.04.2017 р. Бюл. №08. *Особистий внесок*: запропоновано рішення збірно-монолітного каркасу будівлі, що дозволяє знизити його питому вагу до 20 % у порівнянні з монолітним безригельним каркасом.

21. Нікулін В.Б. Спосіб зведення збірно-монолітного залізобетонного каркасу будівлі «Житлобуд». / В.Б. Нікулін та ін. Патент України на корисну модель № 115885. Чинний з 25.04.2017 р. Бюл. №08. *Особистий внесок*: запропоновано спосіб зведення збірно-монолітного залізобетонного каркасу будівлі «Житлобуд», який дозволяє зменшити питому вагу будівлі до 20 % (у порівнянні з монолітним безригельним каркасом будівлі, висотою до 16 поверхів), скоротити терміни будівництва - до 30 % , до 35 % зменшити собівартість каркаса і до 15 % знизити вартість будівлі в цілому.

22. Никулин В.Б. Система «Монофант» для возведения монолитных железобетонных каркасов / В.Б. Никулин и др. Вестник ХНАДУ. Харьков, 2015. Вып. 71. С. 70-84. *Особистий внесок*: запропоновано організаційно-технологічні та конструктивні рішення для зведення прямолінійних елементів системи «Монофант».

ЗМІСТ

ВСТУП.....	20
РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ СУЧАСНИХ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ПОЛЕГШЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	25
1.1 Основні технології зведення полегшених горизонтальних конструкцій.....	25
1.2 Оцінка доцільності застосування захоронюваних вкладишів-пустотоутворювачів при зведенні полегшених залізобетонних конструкцій.....	33
1.3 Аналіз досліджень, присвячених питанням зведення полегшених конструкцій.....	39
1.4 Аналіз існуючого досвіду зведення конструкцій з пустотоутворювачами.....	42
1.5 Короткі висновки і завдання даного дослідження.....	46
РОЗДІЛ 2. ОСОБЛИВОСТІ ДЕФОРМУВАННЯ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТІВ СИСТЕМИ «МОНОФАНТ» З УРАХУВАННЯМ ТЕХНОЛОГІЧНИХ ВІДХИЛЕНЬ.....	48
2.1 Принципи формування топології конструкції.....	48
2.2 Оцінка впливу зрушень вкладиша-пустотоутворювача на напружено-деформований стан полегшеного перекриття.....	56
2.3 Дослідження можливості пониження проектного класу бетону при влаштуванні перекриттів.....	66
2.4 Оцінка впливу розриву в бетонуванні конструкції на її напружено-деформований стан.....	71
2.5 Висновки до Розділу 2.....	81
РОЗДІЛ 3. АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТІВ СИСТЕМИ «МОНОФАНТ» В ЗАЛЕЖНОСТІ ВІД ЇХ КОНСТРУКТИВНОГО ВИКОНАННЯ.....	83
3.1 Дослідження впливу розмірів та розташування вкладишів на напружено-деформований стан плити перекриття.....	83
3.2 Визначення оптимального розкроювання вкладишів-пустотоутворювачів.....	91
3.3 Оцінка класу вогнестійкості залізобетонної плити перекриття....	103
3.3.1 Вихідні дані.....	104
3.3.2 Впливи на залізобетонну плиту при пожежі.....	106
3.3.3 Механічні властивості бетону та арматурної сталі.....	107
3.3.4 Результати теплотехнічного розрахунку.....	109
3.3.5 Результати розрахунку цілісності.....	109

3.3.6	Результати розрахунку несучої здатності.....	110
3.3.7	Перевірка результатів розрахунку при застосуванні альтернативного методу.....	114
3.3.8	Оцінка класу вогнестійкості залізобетонної плити перекриття та відповідності її вимогам будівельних норм.....	115
3.4	Оцінка можливості продавлювання обшивки полегшеного перекриття.....	115
3.5	Висновки до Розділу 3.....	121
РОЗДІЛ 4.	ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНА ВЕРИФІКАЦІЯ ВДОСКОНАЛЕНИХ КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГІЧНИХ РІШЕНЬ ПОЛЕГШЕНИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТІВ.....	123
4.1	Вдосконалення конструктивно-технологічних рішень полегшених плит.....	123
4.2	Експериментальна верифікація конструктивного рішення при дії гідростатичного навантаження.....	136
4.2.1	Процедура випробувань.....	137
4.2.2	Системи навантаження та вимірювання.....	140
4.2.3	Результати гідравлічних випробувань.....	143
4.3	Висновки до Розділу 4.....	146
РОЗДІЛ 5.	ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ.....	147
5.1	Опис об'єктів впровадження.....	148
5.1.1	Реабілітація нежитлової будівлі по майдану Павлівському, 4 в м. Харкові – реставрація.....	148
5.1.2	Житловий комплекс «Будинок з ротондами» по вул. Сухумській, 11 в м. Харкові.....	154
5.1.3	Житловий комплекс «ДУЕТ» по вул. Цілиноградській, 2 в м. Харкові (варіантне проектування).....	160
5.2	Висновки до Розділу 5.....	164
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....		165
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....		167
ДОДАТКИ		
ДОДАТОК А.	Перелік публікацій здобувача.....	184
ДОДАТОК Б.	Ізополя компонентів напружено-деформованого стану плит переkritтя з вкладишами при варіюванні розмірів пустотоутворювачів.....	188
ДОДАТОК В.	Варіанти розкладки вкладишів при вирішенні завдання оптимального розкроювання.....	214

ДОДАТОК Г. Результати визначення відсотку відходів пінополістриролу при розкроюванні вкладишів.....	221
ДОДАТОК Д. Результати визначення сил продавлювання	230
ДОДАТОК Є. Графіки визначення граничної сили продавлювання для різних класів бетону.....	234
ДОДАТОК Ж. Результати досліджень складу самоущільнюваної бетонної суміші.....	239
ДОДАТОК І. Кошториси на влаштування перекриття нежитлової будівлі по майдану Павлівському, 4 в м. Харкові.....	246
ДОДАТОК К. Кошториси на влаштування перекриття адмінкорпусу по вул. Цілиноградській в м.Харкові (варіантне проектування).....	249
ДОДАТОК Л. Акти впровадження результатів дисертаційного дослідження.....	257

ВСТУП

Актуальність теми. Протягом останніх десятиліть актуальною залишається задача зниження матеріальних, трудових і енергетичних витрат на зведення будівель і споруд. В даний час, актуалізувалося також питання екологічності прийнятих конструктивних і технологічних рішень, зважаючи на істотне зростання обсягів каркасно-монолітного будівництва.

Як приклад, слід зазначити, що в каркасних будівлях 55 ... 60% обсягу бетону та арматури сконцентровано в монолітних плитах перекриття. Введення в тіло монолітних плит перекриття вкладишів-пустотоутворювачів призводить до зниження власної ваги плит, зменшення витрат бетону і арматури, ваги всієї будівлі до 30% і, відповідно, до зниження навантаження на фундамент.

Однак, істотний ефект в зниженні витрат бетону і арматури може бути негативно знівельований в зв'язку з появою додаткових витрат на виготовлення вкладишів, і як наслідок - підвищенням витрат праці [12] на влаштування перекриттів і збільшенням тривалості їх зведення. Використання легких вкладишів призводить до появи додаткових закладних деталей і елементів кріплення - все це відображається на технології зведення, збільшує трудомісткість і вартість робіт. Крім того, особливість технологічного процесу зведення полегшених плит породжує виникнення різного роду технологічних відхилень, що, в свою чергу, призводять до появи таких конструктивних недоліків, як виродження ребер, зменшення захисних шарів бетону в обшивках або взагалі виродження обшивок, та ін. У зв'язку з чим, актуальною вбачається задача оцінки впливу даних недоліків на напружено-деформований стан конструктиву та формування можливих допусків на відхилення від проектного положення закладних елементів конструкції.

В даний час в Україні накопичено певний позитивний досвід зведення будівель і споруд з використанням вкладишів-пустотоутворювачів з пінополістиролу, що дозволив підтвердити доцільність та ефективність їх

використання. У зв'язку з чим, аналіз впливу початкових недоліків бетонування при зведенні полегшених плит на напружено-деформований стан системи в цілому та вдосконалення конструктивно-технологічних рішень плит з пустотоутворювачами вбачається актуальним та своєчасним завданням.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота є частиною досліджень, які виконуються в рамках функціонування наукової школи «Конструкції і матеріали для житлових і громадських будівель» Харківського національного університету міського господарства імені О.М. Бекетова, а також держбюджетної теми «Розробка та дослідження нової конструктивної системи багатокритеріальної відповідності» (№0115U000154).

Метою дисертаційної роботи є аналіз напружено-деформованого стану (НДС) полегшених плит перекриттів з урахуванням початкових недоліків та вдосконалення їх конструктивно-технологічних рішень.

Наукова гіпотеза – створення конкурентоспроможних та ефективних конструктивних систем перекриттів, що відрізняються сучасним технологічним забезпеченням.

Поставлена мета передбачає вирішення наступних завдань:

1. аналіз конструктивних рішень полегшених залізобетонних плит та вибір ефективної системи за критерієм мінімізації витрат матеріалів при заданій несучій здатності;
2. класифікація технологічних відхилень при зведенні полегшених плит, що породжують конструктивні недосконалості конструкції; оцінка їх впливу на напружено-деформований стан системи в цілому та формулювання можливих допусків на відхилення;
3. вивчення особливостей напружено-деформованого стану полегшених плит перекриттів при аномальних впливах;
4. вдосконалення конструктивно-технологічних рішень зведення полегшених плит перекриття з метою мінімізації впливу початкових недоліків;
5. експериментальна верифікація запропонованих конструктивно-технологічних рішень, які мінімізують початкові недоліки;

6. оцінка техніко-економічної ефективності запропонованих конструктивно-технологічних рішень.

Об'єкт дослідження – напружено-деформований стан ефективної монолітної залізобетонної плити перекриття полегшеного типу з пінополістирольними вкладишами-пустотоутворювачами та початковими недоліками.

Предмет дослідження – вплив початкових недоліків на компоненти напружено-деформованого стану об'єкту дослідження.

Методи дослідження. У роботі використані аналітичні та чисельні методи механіки деформованого твердого тіла, в тому числі, метод скінченних елементів. Побудову конструктивних рішень реалізовано на основі експлуатації алгоритмів, що реалізують управління якісними і кількісними характеристиками НДС конструкцій, а також процедур вибору їх раціональних параметрів. Експериментальне дослідження полегшеної плити перекриття проведено за допомогою методу гідростатичного навантаження та з використанням елементів автоматизованої системи наукових досліджень, що базується на сучасному технічному та інформаційному забезпеченні.

Наукову новизну отриманих результатів визначають:

вперше:

- вивчено та систематизовано початкові технологічні відхилення при зведенні залізобетонних плит з вкладишами з пінополістиролу;

- виконано оцінку впливу деструктурованої топології конструкції на компоненти напружено-деформованого стану плит перекриттів та сформовано допуски на відхилення положення вкладишів і арматурних виробів;

- виконано експериментальне натурне дослідження напружено-деформованого стану полегшеної плити з початковими недоліками у вигляді горизонтального шва розриву бетонування.

Набуло подальшого розвитку:

- підбір складу самоущільнюваного бетону з розпливанням 650мм для забезпечення одностадійного зведення полегшених залізобетонних перекриттів;

- визначення раціональної геометрії конструктиву з вкладишами за умови мінімізації витрат бетону та полістиролу.

Практичне значення отриманих результатів полягає в розроблених конструктивних, технологічних і організаційних рішеннях, що підвищують ефективність зведення полегшених залізобетонних конструкцій, та у впровадженні рекомендацій у реальне будівництво.

Основні результати дослідження впроваджені при зведенні полегшених конструкцій в м. Харкові: плит перекриттів та фундаментів нежитлової будівлі по майдану Павлівському, 4; бетонуванні температурних швів житлової будівлі по вул. Сухумській, 11; зведенні навісів багатофункціонального комплексу по Московському проспекту, 97, а також при варіантному проектуванні житлової будівлі по вул. Цілиноградській, 2. Інтегрально, економічний ефект від застосування розроблених рішень склав 12-15% для перелічених об'єктів у порівнянні із застосуванням традиційних суцільних монолітних залізобетонних конструктивів.

Особистий внесок здобувача. Основні результати дисертаційної роботи отримані автором самостійно. Окремі положення досліджень виконані у співавторстві, що відображено в списку наукових публікацій [58-61, 119-120].

Апробація матеріалів дисертації. Результати дисертаційної роботи доповідалися та одержали позитивні оцінки на міжнародних науково-практичних конференціях: Міжнародна науково-практична конференція «Ефективні організаційно-технологічні рішення та енергозберігаючі технології в будівництві», Харків (23-24 квітня 2014 р.); VII Міжнародна наукова конференція «Ресурс і безпека експлуатації конструкцій, будівель та споруд», Харків (20-21 жовтня 2015р.); Міжнародна науково-практична конференція «Ефективні технологічні рішення в будівництві з використанням бетонів нового покоління», Харків (2015); VI-а міжнародна науково-технічна

конференція «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті», Харків, УДУЗТ (19-21 квітня 2017р.); II Міжнародна конференція «Challenges in Geotechnical Engineering», Київ, КНУБА (20-23 листопада 2017р.); FIB Symposium 2019: Concrete - Innovations in Materials, Design and Structures, Krakow, Poland (26-28 May, 2019).

Публікації. Основні положення і результати дисертаційної роботи опубліковані в 10 наукових працях, з яких: 4 статті у наукових фахових виданнях, рекомендованих МОН України, в тому числі 1 – у виданні, що включене до міжнародної наукометричної бази; 1 публікація у міжнародному періодичному виданні, що включена до міжнародної наукометричної бази Scopus; 2 публікації апробаційного характеру, що включені до міжнародної наукометричної бази Scopus; 2 додаткові публікації; 1 патент України на винахід.

Структура та обсяг роботи. Дисертація складається зі вступу, п'яти розділів, загальних висновків, списку використаних джерел зі 134 найменувань та 10 додатків. Повний обсяг дисертації складає 260 сторінок, у тому числі 183 сторінки основного тексту.

РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ СУЧАСНИХ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ПОЛЕГШЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

1.1. Основні технології створення полегшених горизонтальних конструкцій

Однією з основних проблематик сучасної будівельної галузі є пошук нових або вдосконалення вже існуючих конструктивних рішень будівель і споруд, кінцевою метою якого є економія матеріальних, трудових або енергетичних ресурсів. Дане завдання є актуальним на протязі не одного десятиліття. Сьогодні ж, сучасний стан науки і техніки показує, що використання полегшених конструкцій [86], багато в чому, є саме тим рішенням, яке дозволяє без нанесення шкоди несучій здатності конструктиву знизити його матеріаломісткість і, як наслідок, мінімізувати вплив на навколишнє середовище. Будівля не може розглядатися відокремлено від навколишнього середовища. Будь-яке проектування і нове будівництво – це процес створення об'єкта, який повинен гармонійно вписатися в існуючу забудову з мінімальним негативним впливом на навколишнє середовище та екологічну ситуацію.

Перефразовуючи слова відомого інженера Р.Б.Фуллера, будь-який знов споруджуваний будинок тим ближче до ідеалу, чим менше його власна вага. Якщо ж оцінити вагу конструктивних елементів будівлі, безсумнівно, одним з найбільш матеріаломістких елементів, і як результат, найбільш важких, за винятком, хіба що, фундаментів, є міжповерхове перекриття. Зниження власної ваги перекриттів в складі будівлі призводить не тільки до зменшеної витрати матеріалів, але також і до зниження навантажень на колони і фундаменти, а, значить, і до зменшення тиску на ґрунтову основу.

Сьогодні основою відомих заходів щодо зниження власної ваги залізобетонних перекриттів є зменшення приведеної товщини бетонної частини як основної і найбільш важкої складової. Серед перспективних шляхів вирішення завдання полегшення міжповерхових перекриттів з одночасним

збереженням їх високих міцнісних і деформативних характеристик є використання захоронюваних вкладишів-пустотоутворювачів.

Найважливішим на сьогоднішній день досвід проектування показує успішне використання цілого ряду інноваційних технологій зведення перекриттів з захоронюваними пустотоутворювачами. Зменшення ваги конструкції здійснюється шляхом видалення з неї 20-40% матеріалу, який розташовується в середній частині плити і не приймає участі в роботі. При цьому, міцність конструктиву зберігається, а зменшення обсягу бетонної суміші, що поставляється на об'єкт для бетонування конструкцій, зумовлює досягнення відповідного економічного ефекту. Крім того, як вже зазначалося раніше, ефективність даного підходу посилюється за рахунок зниження рівня навантаження опорних і несучих елементів споруди.

В даний час, в якості захоронюваних вкладишів-пустотоутворювачів за кордоном активно використовуються уніфіковані модулі, що виготовляються з полімерних матеріалів різної форми [104]. До таких систем слід віднести технології Airdeck, BubbleDeck, Cobiax, U-Bahn Beton, U-Boot Beton (рис. 1.1-1.4) та інші.

В системі Airdeck [95] використовуються вкладиші з поліпропілену (рис. 1.1), які на заводі бетонуються в нижній обшивці залізобетонної плити перекриття, таким чином, на будівельний майданчик поставляється збірна плита в готовому вигляді. Робочі розміри вкладишів-коробок становлять 20×20 см, а висота може варіюватися від 12 до 35 см. Крок вкладишів-коробок постійний і приймається рівним 30 см. Основним недоліком тут слід відзначити питання спільності роботи збірної плити з вкладишем і монолітної частини, яка бетонується на місці.

В технології BubbleDeck [101] можна виділити три підтехнології:

- тип А – аналог системи Airdeck, з вімінністю лише в армуванні і формі вкладиша;

- тип Б – використовує плоскі арматурні модулі розміром на плиту, що складаються з вкладишів і арматурного каркаса, які на будівельному майданчику встановлюються на підготовлену опалубку (рис. 1.2);

- тип В – передбачає застосування готових збірних залізобетонних плит перекриттів заводського виготовлення з вкладишами для доставки на будівельний майданчик.

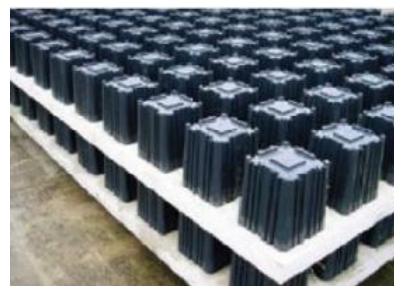


Рис. 1.1. Сучасні системи плит перекриттів з полімерними вкладишами: «Airdeck»

Роль вкладишів тут виконують порожнисті кулі сферичної або еліптичної форми діаметром 18-36см з переробленого пластику (поліетилен, полівінілпропілен або полівінілхлорид). Діаметр вкладишів змінюється в залежності від товщини плити перекриття, що бетонується. Вкладиші розташовуються усередині арматурних модулів і утримуються в проектному положенні завдяки спеціальній формі чарунок нижньої і верхньої арматурних сіток.

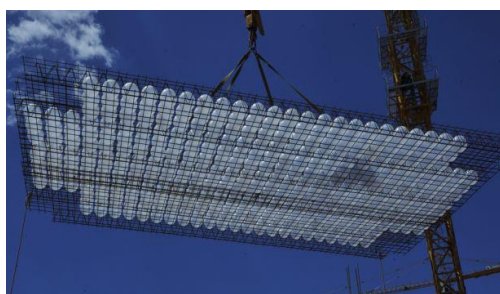


Рис. 1.2. Сучасні системи плит перекриттів з полімерними вкладишами: «BubbleDeck»

В технології Sobiax [108] застосовуються два типи лінійних арматурних модулів (довжиною до 250 см) і два варіанти вкладишів:

- у формі еліпсоїда обертання (система «Slim-Line»), за допомогою яких бетонуються перекриття товщиною від 20 до 35 см;

- у формі сферичної кулі (система «Eco-Line») – для перекриттів товщиною від 30 до 60 см (рис. 1.3).

Головною відмінністю даної системи від перерахованих раніше є ручна розкладка арматурних модулів і вкладишів-пустотоутворювачів до початку подачі бетону в опалубку.

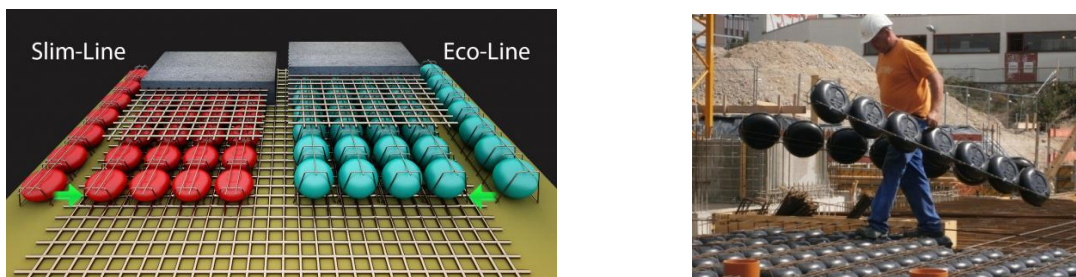


Рис. 1.3. Сучасні системи плит перекриттів з полімерними вкладишами: «Собіах»

Основним недоліком монолітних плоских перекриттів зі сферичними вкладишами (системи BubbleDeck і Sobіах) є різке збільшення витрат праці, що робить такі конструкції малоефективними. В умовах будівельного майданчика допустимо варіювати конструктивними параметрами перекриття лише в рамках виготовлених в заводських умовах блоків зі сферичними вкладишами уніфікованих розмірів.

На будівельному ринку також відома компанія Daliform Group [106], що займається виробництвом двох систем: U-Boot Beton (1.4, а) і U-Bahn Beton (рис. 1.4, б). Вони дещо подібні з технологією Sobіах, однак, мають істотні відмінності. В системі U-Boot Beton використовуються вкладиші блокової форми з повторно переробленого поліпропілену, робочі розміри яких становлять 52×52см, а висота – від 10 до 56см. Застосування на будівельному майданчику вкладишів системи U-Boot Beton дозволяє бетонувати плити перекриття товщиною 20-76см. Для установки регулярного кроку вкладишів використовуються розпірні муфти з градуйованою шкалою.

У системі U-Bahn Beton застосовуються П-подібні вкладиші з повторно переробленого поліпропілену з робочими розмірами 120×40 см і заввишки 20 см. Для торцювання вкладишів, при необхідності, використовуються типові заглушки. Дана система розроблена спеціально для створення односпрямованих монолітних плит перекриття, що одночасно є одним з її

недоліків – коробчаті вкладиші не підходять для створення плит з ребрами, розташованими в поздовжньому і поперечному напрямках.

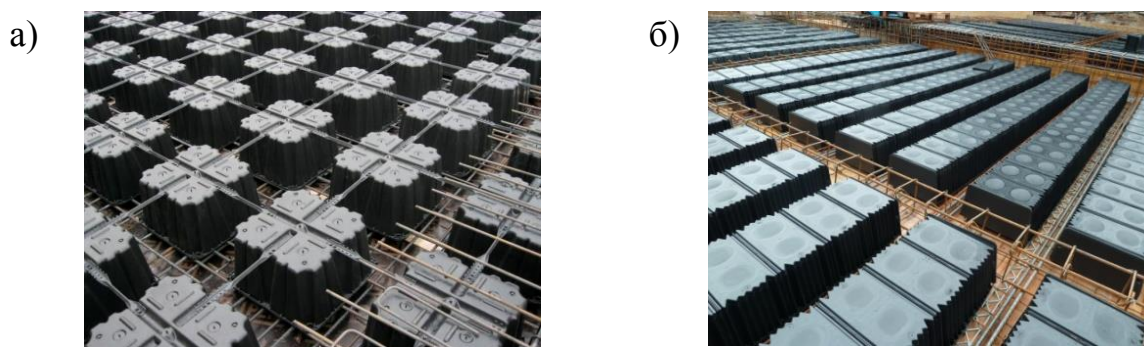


Рис. 1.4. Сучасні системи плит перекриттів з полімерними вкладишами:
а) U-Boot Beton, б) U-Bahn Beton

Крім зазначених вище систем з полімерними вкладишами, в практиці сучасного будівельного виробництва широке застосування також знайшли елементи-пустотоутворювачі з пінополістиролу. Позначена технологія в даний час успішно освоєна як вітчизняними, так і зарубіжними компаніями, і налічує величезну кількість варіацій як власне процедури зведення перекриттів, так і вибору форми і розмірів самого вкладиша. У зв'язку з чим, наведемо приклади лише деяких з них.

Наприклад, на вітчизняному ринку знайшла поширення система покриттів і перекриттів під назвою Стерко. Для бетонування конструктиву використовуються модулі з пінополістиролу розміром 600x300x190мм (рис. 1.5). Об'єднання пінополістирольних блоків виконується за допомогою замкового вузла «паз-гребінь». У поглиблення між блоками закладаються зварні або в'язані арматурні каркаси. З використанням технології Стерко можна бетонувати перекриття довільної ширини прольотом до 9м. Пінополістирольні блоки одночасно виступають незнімною опалубкою: вони встановлюються на підпір і зведені стіни будівлі, а бетон подається тільки зверху безпосередньо на пінополістирольну армовану плиту.

Недоліком тут є гранично фіксований проліт споруджуваної конструкції і жорстка уніфікація елементів, яка не дозволяє варіювати параметрами конструктиву ні в умовах будівельного майданчика, ні на стадії проектування.

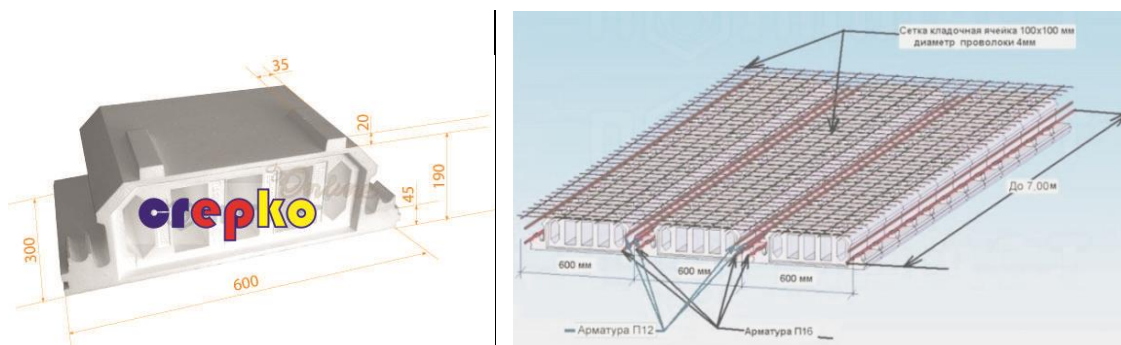


Рис. 1.5. Система покриттів та перекриттів Crepko

Канадська технологія Quad-Deck (рис. 1.6) [124] - це запатентована система пустотілих перекриттів фірми Quad-Lock на основі вкладишів зі спіненого пінополістиролу. Полістирольні панелі тут армовані двома сталевими балками. Висота вкладиша може варіюватися від 7" до 12½" (178-318мм), а товщина шару бетонування – від 45мм до 152 мм.

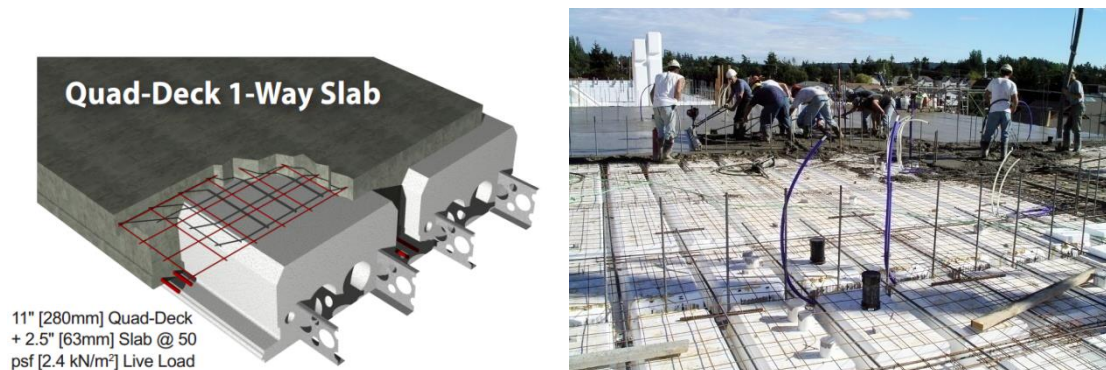


Рис. 1.6. Система перекриттів Quad-Deck

Конструкція і технологія влаштування пустотілого перекриття з вкладишами з пінополістиролу розроблені також на базі кафедри будівельних конструкцій Харківського національного університету міського господарства імені О.М. Бекетова під керівництвом проф. Шмуклера В.С. [67] і детально розглянута в дисертаційному дослідженні Помазана М.Д. [69]. Особливістю запропонованої системи є можливість бетонування як горизонтальних, так і вертикальних елементів з використанням захоронюваних вкладишів-

пустотоутворювачів з пінополістиролу. Конструкція прямолінійного елемента, зокрема, передбачає армування ребер між вкладишами звареними або в'язаними каркасами, а також установку арматурних сіток в обшивках. Отримана при такому підході конструктивно ортотропна плита працює в двох напрямках. Бетонування горизонтальних елементів виконується в дві стадії. На відміну від перелічених вище відомих систем, позначена архітектурно-будівельна система дозволяє варіювати конструктивні параметри перекриттів в будь-який момент часу.



Рис. 1.7. Перекриття з вкладишами-пустотоутворювачами, розроблене на кафедрі БК ХНУМГ ім. О.М. Бекетова

Слід зазначити, що використання в якості середнього шару перекриття різноманітних пінопластів, мінераловатних плит, полімерних пустотних блоків, легкого бетону або будь-яких інших ефективних матеріалів сприяють суттєвому зниженню власної ваги перекриття. «Захоронювання» легкого вкладиша всередині конструкції усуває необхідність його видалення після набору міцності бетоном, таким чином, повністю ліквідовуючи ризик можливого обвалення стінок свіжоукладеного бетону в ході процедури видалення. Якщо ж сьогодні звернутися до досвіду застосування розглянутих раніше технологій влаштування полегшених перекриттів по всьому світу, то слід зазначити, що конструкції з полімерними вкладишами знайшли широке застосування переважно в зарубіжних країнах, в той час, як в Україні активно використовується технологія бетонування конструкцій із захоронюваними вкладишами-пустотоутворювачами з пінополістиролу. Це відбувається насамперед через те, що собівартість виготовлення таких вкладишів занадто висока для нашого цільового ринку: ринкова вартість однієї лише форми для відливання вкладишу нараховує декілька тисяч доларів США, і чим більше

типорозмірів вкладишів випускається, тим, відповідно, більше необхідно виготовити для них форм. В нашій державі на даний момент не існує жодного заводу по виготовленню полімерних вкладишів. Заготівля ж вкладишів з пінополістиролу чи мінвати взагалі може не потребувати механізованого інструменту для надання вкладишу необхідної форми та розміру. Техніко-економічне порівняння конструкції перекриття з вкладишами з пінополістиролу (ППС) з відомими в світі аналогами виконано в [21] і наведено в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1

Техніко-економічні показники конструкцій перекриття [21]

Назва технології	Конструктивна товщина перекриття, см	Обсяг вкладиша, см ³	Крок вкладишів, см	Кількість вкладишів, шт/м ²	Обсяг вкладишів, м ³ /м ²	Приведена товщина перекриття, см
Airdeck	25	4100	30	11	0.045	20.4
BubbleDeck	25	3100	20	25	0.076	17.2
Cobiax	25	9100	35	8,2	0.075	17.5
U-Boot Beton	25	28000	64	2,44	0.068	18.2
Перекриття з вкладишем з ППС	25	121500	100	1	0.1215	12.85

Аналізуючи дані таблиці 1.1, можна прийти до головного висновку: приведена товщина перекриття із захоронюваними пінополістирольними вкладишами на 34-37% менше, ніж для інших наведених технологій, що, в кінцевому підсумку, реалізує завдання мінімізації ваги конструктиву. Крім того, менша кількість вкладишів на 1 м² дозволяє спростити як процес армування, так і бетонування перекриття, дозволяючи одночасно раціоналізувати перетин всього конструктиву, не прив'язуючись до уніфікованої форми і розмірів вкладишів з полімерних матеріалів, які відрізняються високою собівартістю.

Крім того, застосування пінополістиролу відрізняється екологічною позитивністю і пожежною безпекою, оскільки в конструкції перекриття він повністю ізолюється від навколишнього середовища основним матеріалом, тобто, бетоном. На додаток до цього, слід ще згадати й про те, що

пінополістирольні або мінераловатні наповнювачі, які виступають в ролі захоронюваних пустотоутворювачів, забезпечують додаткову тепло- і звукоізоляцію конструктиву.

Однак, окрім позначеного позитиву, слід відмітити, що істотний ефект в зниженні витрат бетону і арматури може бути негативно знівельований додатковими витратами на виготовлення вкладишів і підвищенням витрат праці [12] на влаштування перекриттів. Використання легких вкладишів призводить до появи додаткових закладних деталей і одноразових елементів кріплення – все це відображається на технології зведення, збільшує трудомісткість і вартість робіт. Збільшення «ручних» операцій призводить до збільшення відсотку похибок за рахунок підключення «людського фактору». Не завжди використання легких вкладишів є ефективним, а в конструктивному рішенні плити перекриттів іноді виявляються нетехнологічними. У зв'язку з чим, лише при спільному розгляді взаємовпливу конструкції полегшених монолітних плит перекриття, технологічних рішень по їх зведенню, а також при обґрунтованому виборі матеріалів можна отримати новий результат науково-прикладного характеру в частині оптимізації прийняття рішень в системі «конструкція-матеріал-технологія».

1.2. Оцінка доцільності застосування захоронюваних вкладишів-пустотоутворювачів при зведенні полегшених залізобетонних конструкцій

Аналізуючи доцільність використання полегшених перекриттів, слід розглянути переваги і недоліки позначеного конструктиву з точки зору кожного технологічного процесу, що формує процедуру влаштування полегшеного перекриття. Розглянемо поетапно кожен з них.

Етап 1. Опалубні роботи.

Якщо порівнювати полегшене перекриття (з вкладишами-пустотоутворювачами) з традиційними варіантами, то найбільш близьким до нього в плані опалубних робіт можна вважати класичне суцільне монолітне

перекриття. Як і в суцільних переkritтях, полегшений конструктив забезпечує плоску, гладку нижню поверхню плити, в зв'язку з чим, в обох випадках застосовується однакова форма опалубки. Однак, при влаштуванні переkritтів з вкладишами, необхідна істотно менша кількість опалубних балок і стійок, оскільки вага пустотілої конструкції значно менше власної ваги суцільного конструктиву – приблизно на 30-40%.

Знизити трудомісткість опалубних робіт до 45% (в порівнянні з інвентарною) можливо за допомогою незнімної опалубки [7]. У практиці вітчизняного будівництва широке поширення знайшла незнімна опалубка, виконувана з профнастилу (рис. 1.8). Тонкий, сталевий профільований лист може одночасно виступати і зовнішнім армуванням конструкції [76]. Однак, в такому випадку необхідно передбачити влаштування підвісної стелі аби «заховати» профільовану нижню поверхню плити переkritтя. Щоправда, в даний час популярність також набирає незнімна опалубка з листів ЦСП, яка аналогічно суцільному переkritтю має гладку поверхню.

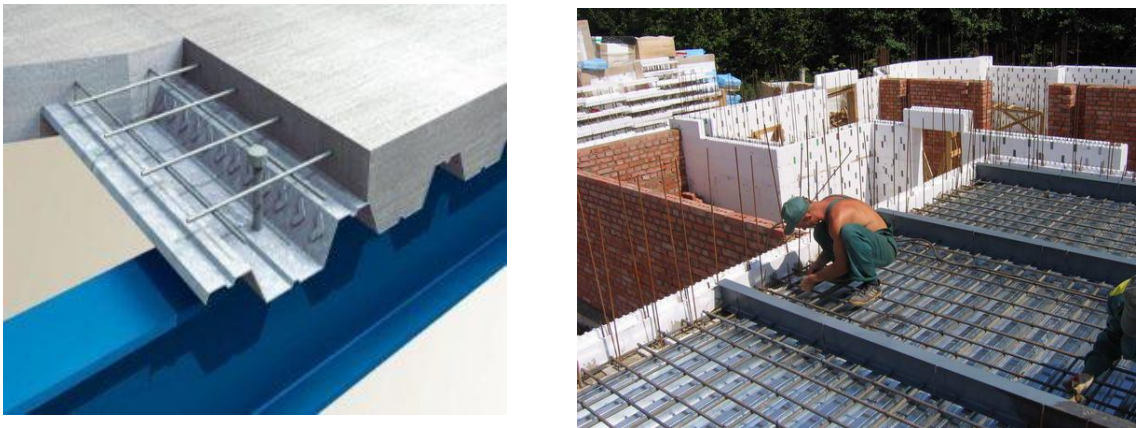


Рис. 1.8. Незнімна опалубка переkritтів з профнастилу

У той же час, згідно з вимогами ДБН [35], стельову частину таких переkritтів необхідно захищати цементно-піщаним або вермикуліто-цементними розчинами. Таким чином, за рахунок додаткового влаштування штукатурного шару завтовшки 30-50 мм істотно знижується ефективність даного конструктивно-технологічного рішення. З огляду на сказане, доцільним вважається використання конструктивних рішень, де вкладиші

бетонуються з двох сторін, усуваючи необхідність в захисному оштукатурюванні і забезпечуючи вогнестійкість, яка продиктована державними будівельними нормами [35] України.

Етап 2. Арматурні роботи.

Арматурні роботи при зведенні конструкцій можна розділити на дві групи: заготівля арматурних елементів і установка їх в проектне положення. Установка арматурних виробів здійснюється вручну або за допомогою крану в залежності від ваги елемента, що монтується.

При армуванні суцільних перекриттів використовуються верхні і нижні арматурні сітки, а також допоміжні елементи (каркаси, «жабки») для утримання верхньої сітки в проектному положенні. При зведенні ж перекриття з вкладишами, крім сіток верхнього і нижнього армування, яке переважно виконує роль розподільчого армування, обов'язково використовуються арматурні каркаси для ребер. В наведених у попередньому параграфі системах BubbleDeck [101] і Sobiax [105] арматура також необхідна для утримання поліпропіленових куль у проектному положенні.

а)



б)



Рис. 1.9. Приклад армування пустотілого (а) і суцільного (б) перекриття

Слід зазначити, що певна складність виникає в зв'язку з необхідністю установки каркасів в перекриттях з пінополістирольними вкладишами з розташуванням ребер в двох напрямках. В даному випадку установку каркасів доцільно проводити в наступній послідовності: спочатку встановити об'ємні каркаси одного напрямку без верхньої арматури з поперечними стрижнями з відгинами, а потім встановлювати в них каркаси другого напрямку і окремі

стрижні в перші каркаси. При такій компоновці, каркаси двох напрямків будуть різними по робочій висоті, оскільки відстань між стрижнями каркасів другого напрямку буде зменшена на діаметр поздовжнього робочого стрижня.

При плоских каркасах по конструктивним вимогам відстань між робочими поздовжніми стрижнями каркасів обох напрямків має бути однаковою, тоді послідовність монтажу змінюється наступним чином: в першу чергу, встановлюються зварні каркаси першого напрямку, а каркаси другого напрямку збираються за місцем з окремих стрижнів.

У першому випадку, перевагою є використання зварних об'ємних каркасів, що поставляються на майданчик готовими до монтажу, а недоліком – можливі складнощі з установкою верхніх окремих стрижнів першого напрямку. При використанні другого способу армування, послідовність більш проста у виконанні, але відрізняється підвищеною трудомісткістю.

Етап 3. Бетонування елементів з вкладишами.

Аналізуючи існуючі процедури влаштування плит перекриттів з вкладишами-пустотоутворювачами, можна позначити два типи технологій за способом укладання бетону в конструкції:

- 1) традиційна технологія [86];
- 2) торкрет-технологія [111,114].

Слід зазначити, що при бетонуванні суцільних плит немає необхідності ні в використанні торкрет-установок, ні в поділі процесу бетонування на етапи – суцільні плити бетонуються традиційним способом в одну стадію з поділом перекриття на захватки бетонування.

Для пустотілих же плит при використанні традиційної технології подачі бетонної суміші здійснюють безперервно [65, 93] або поетапно (пошарово) [64]. При безперервному підході армування плити і вкладиші встановлюються одночасно, а потім виконують бетонування. При поетапному способі вкладиші встановлюють на відформовану нижню полицю. У випадку бетонування криволінійних чи вертикальних елементів, та в окремих випадках – перекриттів, більш зручним вбачається метод торкретування: перед набризком

бетонної суміші збирається арматурний каркас з вкладишами, який одночасно виступає екраном для нанесення бетону (рис. 1.12) [97].



Рис. 1.10. Влаштування тришарових залізобетонних конструкцій з використанням торкрет-установок: а) бетонування криволінійних поверхонь, б) стін, в) перекриттів

Кожна з описаних тут процедур бетонування перекриттів володіє певним набором позитивних і негативних якостей. Так, при поетапному способі бетонування трудомісткість влаштування перекриття істотно менше, ніж при безперервному бетонуванні. Однак слід зважати на той факт, що в даному випадку виникає шов бетонування, який розташовується між нижньою полицею і ребрами перекриття. При безперервному ж способі такого шва немає, але витрата матеріалів збільшена в порівнянні з поетапним підходом – в зв'язку з необхідністю забезпечення проникнення суміші під вкладиш, його розміри призначаються не з конструктивних міркувань, а за технологічними вимогами. У свою чергу, застосування торкрет-технології дозволяє відмовитися від використання опалубки [129], але, в той же час, для виконання самого торкретування потрібне більш складне і дороге технологічне обладнання [92].

По трудомісткості процесу бетонування, пустотілі плити дещо програють суцільним, що зумовлює необхідність пошуку рішень щодо проведення бетонування плит з пустотоутворювачами в одну стадію, безперервно, із забезпеченням якісного проникнення суміші під вкладиш і надійної його фіксації в проектному положенні. Перспективність, в даному випадку бачиться, в підборі спеціального складу бетонної суміші, що має велику

рухливість, для реалізації одностадійного бетонування, одночасно із забезпеченням високих міцнісних характеристик.

Доцільність застосування вкладишів-пустотоутворювачів.

В даний час, відомий досвід застосування вкладишів при підсиленні перекриттів, коли перекриття, що посилюється одночасно виступає незнімною опалубкою, а також при влаштуванні фундаментних ребристих плит. У Харкові, зокрема, реалізовані об'єкти, де вкладиші використані при зведенні монолітних підпірних стін [43]. Крім того, тут же в Харкові вкладиші з профільованого поліетилену застосовані в ході реконструкції трубопроводів водовідведення. Таким чином, можна зробити висновок про те, що легкі захоронювані вкладиші-пустотоутворювачі сьогодні мають достатньо широкий спектр застосування як в новому будівництві, так і в реконструкції.

Вибираючи метод зниження маси залізобетонного перекриття, необхідно враховувати ряд наступних обставин. При зведенні монолітних перекриттів в даний час особлива увага приділяється забезпеченню високої якості поверхні бетонування. Площина опалубки повинна вибиратися дуже ретельно для того, щоб в подальшому можна було обійтися без додаткового затирання і штукатурення нижньої площини. Вирівнювання ж верхньої площини може здійснюватися вручну або за допомогою спеціальних технологічних пристосувань (гладилок, віброрейок). Зі сказаного випливає, що при виборі способу полегшення перекриття необхідно забезпечити влаштування ідеально гладких як нижньої, так і верхньої поверхонь без проведення додаткових оздоблювальних робіт.

Полегшені перекриття із захоронюваними вкладишами-пустотоутворювачами повністю відповідають даним критеріям, дозволяючи звести до мінімуму обсяг послідуєчих опоряджувальних робіт, що в свою чергу суттєво позначається на вартості будівлі в цілому.

Говорячи ж про спосіб зв'язку нижнього і верхнього залізобетонних шарів в складі полегшеного перекриття між собою, найбільш доцільною бачиться конструкція перекриття з двонаправленими залізобетонними ребрами, що

також легко піддається реалізації за допомогою використання в перекритті вкладишів з пінополістиролу.

Враховуючи те, що для влаштування полегшених перекриттів застосовується аналогічний комплект опалубки, полегшені та суцільні перекриття мають ідентичний спосіб армування, та крім того перші відрізняються меншою масою, кращими теплотехнічними та звукоізоляційними показниками, можна зробити висновок про те, що перекриття з пінополістирольними вкладишами є виправданою альтернативною традиційним перекриттям та потребують подальшого дослідження в сфері вдосконалення конструктивно-технологічних рішень їх влаштування.

1.3. Аналіз досліджень, присвячених питанням зведення полегшених конструкцій

Як вже було зазначено раніше, одним з основних питань сучасної будівельної галузі не тільки для України, але і для всього світу, є задача зниження власної ваги конструкцій. Актуальність даного питання підтверджується зростаючим інтересом, що проявляється з боку дослідників і інженерів до питання пошуку ефективних способів полегшення конструктивних елементів каркасів будівель, зокрема міжповерхових перекриттів, і в особливості, монолітних безбалкових перекриттів як найбільш довговічних, надійних і технологічних при масовому будівництві. Слід зазначити, що вивченню безбалкових перекриттів і їх елементів присвячені праці Бабича Є.М. [11], Бамбури А.М.[13], Банаха В.А.[14], Бережної К.В.[17], Вознюка Л.І.[25], Головка Д.В. [27], Демчини Б.Г.[37], Дорофєєва В.С.[38], Карпюка В.М.[44], Колякової В.М.[49,50], Клімова Ю.А.[45], Лантух-Ляценка А.І.[54], Помазана М.Д.[69], Ромашко В.М.[72], Савицького М.В.[73,74], Стебловського І.А.[77], Стороженка Л.І.[78,79], Шмуклера В.С.[87,91], Євстаф'єва В.І. [41], Єгупова К.В.[134], Albrecht С.[96], Bendsøe М.Р. [100], Mota М.[117], Chung J.H. [102,103], Rao В.N. [126], Thaar Al-Gasham[132] та ін. Топологічна оптимізація конструкцій розглянута в

роботах Мягкова Л.Л.[57], Оганесяна П.А.[62], Чирського С.П.[57], Шевцова С.М.[62], Шмуклера В.С.[88,90], Tae-Young Jang[131], Y.M. Xie[125], G.P.Steven[125], O.M. Querin[125] G.I.N. Rozvany[127] та ін.

Постановці проблеми і ряду завдань досліджень, що охоплюють весь комплекс конструктивно-технологічних рішень по влаштуванню полегшених перекриттів монолітних каркасних будівель, в значній мірі полегшили теоретичні положення широко відомих робіт в області технології, організації та механізації будівництва наступних вчених: Атаєва С.С. [5], Афанасьєва А.А. [6], Білоконь А.І. [15], Буднікова М.С. [22], Гончаренко Д.Ф. [28], Савйовського В.В. [75] та ін.

Розробці методики дослідження монолітних пустотних плит перекриття присвячені роботи Мельника І.В. [56], Санникова І.В. [47,76,94], В.Г. Артюха [3,4], Г.Н. Тонкачєєва [82,83], Таран В.В. [81], В.І. Яловєнко [94]. Експериментальні дослідження підтвердили ефективність введення більш легкого матеріалу в нейтральну зону монолітної плити перекриття. Однак автори акцентують увагу на тому, що для масового впровадження необхідна сувора регламентація показників якості легких вкладишів і умов їх застосування, бо тільки це забезпечить надійність і належну якість будівельних конструкцій [29].

Роботи наукової школи, що функціонує під керівництвом проф. В.С. Шмуклера, зокрема наукові праці Бережної К.В. [16,17,19], Бугаєвського С.О. [19-21], Помазана М.Д. [69], Стебловського І.А. [77], присвячені теоретичним та натурним експериментальним дослідженням, необхідним для перевірки деформативності перекриттів з пустотами з урахуванням тривалості процесів набору міцності монолітним бетоном.

Слід зазначити, що в роботі Стебловського І.А. [77] наведені результати раціоналізації внутрішніх параметрів конструкції перекриття полегшеного типу. До них віднесені: товщина обшивок (полиць), крок і геометрія внутрішніх ребер (стінок). При цьому зазначено, що товщина обшивок, як правило, не розраховується, а приймається з технологічних умов і ДБН [34,35]:

безпечна передача зусиль при зчепленні арматури з бетоном, захист арматурної сталі від корозії та необхідна межа вогнестійкості. За підсумками розрахунків, раціональний крок внутрішніх ребер склав 75 см для бетону класу C25 / 30 і арматури A500C при заданих тимчасових і постійних навантаженнях. Призначення мінімальної товщини ребра виконано виходячи з технологічних умов і склало 100 мм.

Спираючись на результати дослідження технології влаштування перекриттів полегшеного типу, наведені в роботі Помазана М.Д. [69], де відзначається, що укладання бетону в дві стадії, може призвести до зміщення вкладишів в горизонтальній площині, в роботі Бережної К.В., Бугаєвського С.О. [19] виконаний аналіз впливу зміщення вкладиша в просторі на НДС перекриття. Авторами [19] відзначається, що при бетонуванні плит перекриття особливу увагу слід приділити положенню вкладиша по висоті для забезпечення прийнятої товщини обшивок, так як це має найбільший вплив на роботу даної конструкції під навантаженням. Розрахунковим шляхом (моделюванням фрагменту пустотілого перекриття в ПК «Ліра») підтверджено, що точне дотримання захисних шарів бетону при бетонуванні конструкцій з вкладишами, справедливо при зведенні як горизонтальних, так і вертикальних або криволінійних конструкцій.

Разом з тим, відзначається, що кількість накопиченої на сьогоднішній день теоретичної інформації та результатів її верифікації за допомогою практичної реалізації є недостатньою. Приклади вітчизняної і зарубіжної практики показують ефективність заміни важкого бетону в нейтральній зоні монолітної плити більш легким матеріалом [95,101,105,106,124]. При цьому необхідно визначити, в яких умовах і за яких технологічних і конструктивних рішень доцільний обраний варіант улаштування полегшеного перекриття.

Важливу роль при виборі параметрів процесів влаштування монолітних перекриттів в каркасних будівлях надають об'ємно-планувальні та конструктивні рішення, кліматичні умови, а також виробничі (організаційні) чинники. Для виявлення більш технологічного варіанту при влаштуванні

полегшених монолітних плит перекриття необхідно розглядати критерії, що впливають на зниження матеріаломісткості і вартості будівельної продукції.

Удосконалення конструктивно-технологічних рішень полягає в тому, що трудовитрати по влаштуванню полегшених монолітних плит перекриттів повинні зменшуватися, конструкція – спрощуватися, а продуктивність процесу – збільшуватися. При цьому конструкції повинні відповідати проектній якості, а проектна якість – державним будівельним нормам.

З аналізу літературних джерел випливає, що важливим завданням на цей час є підвищення ефективності зведення перекриттів, вдосконалення проектування, підготовки, організації робіт на підставі відбору раціональних конструктивних рішень влаштування монолітних плит перекриттів в каркасних будівлях, технологій їх зведення та матеріалів. Особливу увагу при цьому слід приділяти скороченню трудомісткості і вартості робіт.

1.4 Аналіз існуючого досвіду зведення полегшених плит перекриттів

В даний час, накопичений певний досвід зведення конструктивних елементів, зокрема, плит перекриттів з пінополістирольними вкладишами [130] на ряді об'єктів у м. Харкові, що дозволяє говорити про ряд проблемних місць, які потребують особливої уваги і доопрацювання. Зокрема, спостереження за процесом влаштування перекриттів з вкладишами дозволило виявити цілий ряд факторів, що негативно впливають на необхідні властивості конструкції (включаючи витрати на її зведення). Нижче перелічені основні можливі технологічні відхилення, що можуть призвести до появи початкових конструктивних недоліків.

Одним з головних питань підвищення якості зведення конструкцій [53,82] з вкладишами-пустотоутворювачами є завчасне їх, тобто вкладишів, приготування [80]. В силу різних причин, серед яких можна назвати низьку кваліфікацію робітників-будівельників [70], недотримання послідовності технологічних операцій та трудової дисципліни, а також інші форс-мажорні обставини, формування пінополістирольних вкладишів необхідної форми

нерідко не проводиться заздалегідь. У зв'язку з чим, вкладиші підрізають за місцем, а, іноді, і безпосередньо під час бетонування перекриття. Різка листів пінополістиролу «на ходу» призводить не тільки до збільшення трудомісткості, але і до забруднення крихтою шва між нижньою і верхньою обшивками перекриття, а також до появи значної кількості відходів пінопласту [80].

Наступним пунктом можна відзначити використання відходів від різання вкладишів, які не скріплені між собою, як повноцінного заповнювача. Це призводить до того, що при бетонуванні перекриття вони можуть спливати, піднімаючи тим самим верхню арматурну сітку і вриваючись в неї. Це істотно позначається на зниженні захисного шару бетону верхньої арматурної сітки, що слід враховувати при оцінці характеру напружено-деформованого стану конструкції в цілому. Більш дрібні ніж чарунка арматурної сітки шматки пінопласту можуть спливати назовні, що, в свою чергу, призводить до перевитрати бетону. Слід також зазначити, що недотримання захисного шару знижує загальну вогнестійкість конструкції, а це є неприпустимим порушенням норм [35].

У свою чергу, збільшення розмірів вкладишів в обумовлених межах призводить до інтенсифікації процесу [7,48] і підвищення якості зведених перекриттів [29] (виходять рівніші ребра і менше забруднюється шов бетонування).

Звертаючись до пошарової (двохстадійної) технології бетонування, особливістю якої є відмова від застосування фіксуючих пристосувань для вкладишів, слід зазначити наступне. Фіксація вкладиша за рахунок порядку бетонування верхньої частини перекриттів, а саме шляхом подачі бетонної суміші спочатку на обшивку, а потім - в ребра [69], не завжди здійсненна в умовах будівельного майданчика. Часто, робочі по інерції подають бетонну суміш спочатку в ребро, а потім на вкладиш, що знову призводить до зміщення проектного положення вкладишів. Лінійне зміщення вкладишів в площині перекриття призводить до того, що сусідні ребра мають різну ширину, при

чому поява більш вузьких ребер ускладнює їх вібрацію, призводить до неповного заповнення бетоном цього ребра, оскільки бетон "зависає" між вкладишами.

Оскільки одержувані конструкції є досить тонкостінними, то нерідко при ущільненні ребер перекриття введення вібратора сприяє руйнуванню цілісності вкладишів.

Нижню полицю перекриття досить складно ущільнювати через поруч розташовані арматурні каркаси, крім того, часто просто на будівельному майданчику не знаходиться жодного іншого ущільнюючого обладнання, крім глибинного вібратора, який можна використовувати тільки для ущільнення ребер.

Стандартною практикою вітчизняних будівельних майданчиків є збільшення водоцементного відношення бетону з метою збільшення його рухливості. До даного прийому вдаються для полегшення процесу розрівнювання бетонної суміші, що, в свою чергу, викликано тим, що в двохстадійній технології істотно вищі обсяги робіт по розрівнюванню бетонної суміші, ніж в безперервній, так як в першому випадку розрівнюється нижня і верхня полки, а у другому - тільки верхня поверхня перекриття. Дана обставина планомірно призводить до зниження проектного класу бетону, і далі - до зменшення загальної надійності конструкції в цілому.

В якості армування використовується стрижнева арматура (окремі стрижні, каркаси, сітки). У більшості випадків для ребер застосовуються зварні каркаси, для полиць - зварні сітки або окремі стержні, що з'єднуються за допомогою в'язки. При використанні окремих стрижнів - висока ймовірність наявності незв'язаних перетинів стрижнів, але низька ймовірність відсутності необхідного напуску стрижнів, а при використанні зварних сіток (особливо невеликого розміру) навпаки.

Застосування автобетононасосу або стаціонарного бетононасосу з розподільною стрілою дозволяє інтенсифікувати процес бетонування [48]. Проте негативним моментом застосування стаціонарного бетононасоса з

бетоноводом є труднощі від'єднань і приєднань ланок бетоновода, а також можливість пошкодження арматурних каркасів саме під час збирання та розбирання ланок бетоновода (див. рис. 1.11). Наприклад, падіння на каркас ланки бетоновода призводить до того, що каркас вигинається з площини і, крім того, від'єднуються деякі хомути від поздовжньої арматури каркаса. Дані пошкодження пов'язані, перш за все, з високою гнучкістю каркасів з площини, що обумовлено особливостями технологічного процесу, а саме: верхня арматурна сітка, яка б знизил гнучкість каркасів з площини, встановлюється тільки після укладання бетону нижньої полиці і установки на неї вкладишів.



Рис. 1.11. Процес збирання бетоновода при бетонуванні перекриття

На практиці, в основному, перерва в бетонуванні нижньої полиці і верхньої частини конструкції виходить в межах трьох - чотирьох годин, що пов'язано з бетонуванням в цей же час інших конструкцій, а також із затримкою доставки бетону. Збільшення перерви в бетонуванні може спричинити зниження міцності зчеплення бетону нижньої і верхньої частин перекриття.

Перераховані технологічні відхилення в процесах зведення породжують цілу низку конструктивних недоліків власне перекриттів: зміщення вкладишів, зміщення каркасів, поява непробетонованих ділянок під вкладишем, питання суцільності роботи конструктивних шарів перекриття та

ін. Слід зазначити, що дані питання потребують особливої уваги, по-перше, з точки зору забезпечення цілісності та надійності конструктиву, та, по-друге, з точки зору зниження витрат як на зведення конструкції, так і на ліквідацію в подальшому конструктивних недосконалостей.

1.5 Короткі висновки і завдання даного дослідження

Узагальнюючи інформацію, наведену раніше, слід відмітити, що зазначені технології, які використовують типові рішення вкладишів з вторинної пластмаси, є сучасними високотехнологічними системами, які, однак, не дозволяють широко використовувати їх в будівельній галузі України в зв'язку з наступними істотними недоліками:

- в Україні відсутня необхідна виробнича база, що забезпечує масове виробництво полімерних вкладишів різної форми;

- собівартість полімерних вкладишів є високою для вітчизняних будівельних підрядних фірм;

- значна кількість вкладишів на 1 м² перекриття робить процеси армування і бетонування вельми трудомісткими; крім того, прив'язка до типової форми вкладишів з полімерних матеріалів виключає можливість раціоналізації перерізів.

Світовий досвід розвитку технології полегшених конструкцій з полімерними і пінополістирольними вкладишами певною мірою підтверджує доцільність застосування згаданих вище конструктивів. Однак, перераховані недоліки породжують необхідність суттєвого доопрацювання технологічних циклів бетонування конструкцій і власне конструктивних рішень з урахуванням потреб і можливостей вітчизняного будівельного ринку.

У зв'язку з цим, актуальним вбачається вивчення особливостей напружено-деформованого стану полегшених конструкцій в залежності від форми, розмірів і положення вкладишів з пінополістиролу або мінеральної вати за умови мінімізації витрат матеріалів. Крім того, особливої уваги заслуговують питання впливу початкових недоліків бетонування полегшених

плит на поведінку позначених конструкцій під навантаженням; оцінка їх вкладу в значення компонентів НДС, та, у зв'язку з вищенаведеним, визначення як допустимих меж відхилення положення вкладишів від «нормалі», так і рекомендованих параметрів для створення раціональної внутрішньої геометрії полегшених плит.

РОЗДІЛ 2. ОСОБЛИВОСТІ ДЕФОРМУВАННЯ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТІВ СИСТЕМИ «МОНОФАНТ» З УРАХУВАННЯМ ТЕХНОЛОГІЧНИХ ВІДХИЛЕНЬ

2.1. Принципи формування топології конструкції

Впровадження нових прогресивних конструктивних систем особливо актуально в даний час, у силу наступних обставин:

- необхідність використання кращих земель під дендрологічні і сільськогосподарські потреби, у зв'язку з чим, слід забезпечити перехід до методів і засобів (технологій) зведення споруд [115,116] на незручних, складних, в геодезичному і геологічному планах, територіях та в інших аномальних умовах;

- в силу якісних та кількісних флуктуацій клімату (сейсміка, повені, смерчі, торнадо, цунамі та ін.);

- наявності проблем, які є наслідком вимог формування екологічно позитивного середовища проживання [107,109,110].

У зв'язку з перерахованим, сформовано підхід [10], а на його базі створені нові конструктивні системи і технології їх виробництва.

Розроблений підхід зумовлений формуванням у збірних і монолітних залізобетонних конструкціях порожнистої (заповненої недорогим легким матеріалом) структури. При цьому, на відміну від відомих систем [95,101,105,106,124], їх структура має нерегулярну (довільну) топологію, що відповідає умові $e \rightarrow const$ (e - щільність потенційної енергії деформацій) [24, 89]. Тут, крім загального позитиву, важливим є запропонована малобюджетна технологія формування внутрішньої геометрії за рахунок надання вкладишам з, наприклад, пінополістиролу, наперед визначеної (розрахункової) форми. Як відомо, надання листам пінополістиролу (або подібного іншого матеріалу) будь-якої форми являє нескладну технологічну процедуру. В результаті всередині елемента формується довільна сітка ребер і капітелей відповідно до наведеного критерію, що мінімізує витрати матеріалу.

До класу систем, що обговорені, відноситься система «Монофант» (аббревіатура – монолітна фантазія) [67, 99]. Характерними перевагами запропонованої архітектурно-будівельної системи є: створювані конструкції з довільною геометрією [119]; практично необмежена комбінаторика об'ємно-композиційних рішень; вільне внутрішнє планування; використання заданої витрати матеріалів; висока несуча здатність елементів; обмежена деформативність; невелика власна вага; ефективна технологія зведення і багато іншого. Приклади будівель, запроектованих на базі архітектурно-будівельної системи «Монофант», наведені на рис. 2.1.



Рисунок 2.1 - Приклади споруд системи «МОНОФАНТ»:
а) архітектурна форма у вигляді стрічки Мебіуса (проект),
б) готель для льотного складу по вул. Ромашкіна (проект)

Обговорювана система «Монофант» побудована на наступних принципах [10]:

- створення довільної нерегулярної сітки колон;

- застосування різних матеріалів для захоронюваних вкладишів-пустотоутворювачів (мінеральна вата, пінополістирол) з метою значного зменшення власної ваги конструкції і її вартості, оскільки ціна обумовленого конструктиву в середньому в 2-3 рази нижча ніж ціна бетону, а власна вага значно менша;

- забезпечення складної конфігурації в плані і неоднорозв'язності дисків перекриття;

- забезпечення (в разі необхідності) можливості розташування диска перекриття не в одній площині;

- організації плоских підлог і стель;

- вибір раціональної топології ребер всередині диска перекриття, що забезпечує вирівнювання зусиль у плитах перекриття;

- створення пустотілих колон складної конфігурації;

- влаштування (за необхідності, яка обгрунтована розрахунком) внутрішніх капітелей.

Наведені особливості системи досягаються за рахунок того, що в запропонованому рішенні каркасної будівлі, яка містить фундамент, колони, елементи жорсткості, перекриття та покриття – всі перераховані елементи виконані з монолітного залізобетону з порожніми перерізами за рахунок установки усередині них захоронюваних вкладишів-пустотоутворювачів, з органічних і неорганічних теплоізоляційних матеріалів, а всі вузли сполучення елементів виконані з суцільного монолітного залізобетону на довжину не менше більшого розміру сторони колони.

Основною позитивною відмінністю системи «Монофант» серед інших є можливість управління поведінкою конструкції [10], що забезпечено, в даному випадку, за рахунок експлуатації наступних критеріїв:

- мінімізації потенційної енергії деформації (ПЕД) системи:

$$U = \inf_{\alpha} U(\alpha^k), k = 1, 2, \dots, \infty, \quad (2.1)$$

де U – потенційна енергія деформації; k – номер варіанта порівняння; $\alpha \in M$; M – безліч допустимих значень зовнішніх геометричних параметрів;

- вимоги ізоенергетичності стану системи:

$$e[\{\bar{x}\}] = const, \quad (2.2)$$

де e – щільність потенційної енергії деформації (ЩПЕД); $\{\bar{x}\}$ – вектор внутрішніх параметрів

Внутрішня структура двовимірного елемента каркасу системи «Монофант» є спеціально-анізотропним середовищем, вузли якого виконані у вигляді внутрішніх капітелей (рис. 2.2).

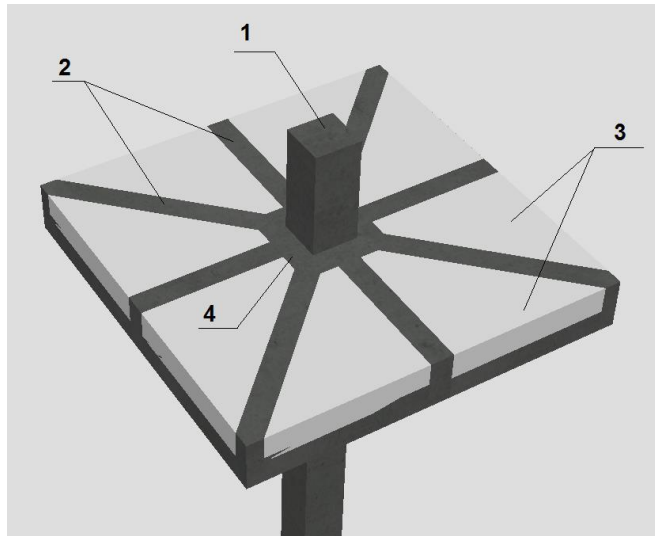


Рис. 2.2. Влаштування капітелі перекриття каркасного будинку: 1 - колона каркасного будинку; 2 - внутрішні ребра жорсткості перекриття; 3 - захоронюваний вкладиш-пустотоутворювач в перекритті, 4 - капітель (верхня обшивка умовно не показана)

Захоронювані вкладиші-пустотоутворювачі виконані з одного або двох теплоізоляційних матеріалів у вигляді елементів суцільного або коробчатого перетину.

Конструкція монолітного диску перекриття включає верхню та нижню обшивки, між якими розташовуються ребра (рис. 2.3), що чергуються з вкладишами-пустотоутворювачами та забезпечують вирівнювання зусиль в перекритті. Принципи армування плит перекриття з вкладишами-пустотоутворювачами з пінопласту аналогічні армуванню традиційних (повнотілих) плит (див. рис. 2.4). Для армування використовуються каркаси, сітки і окремі стрижні.

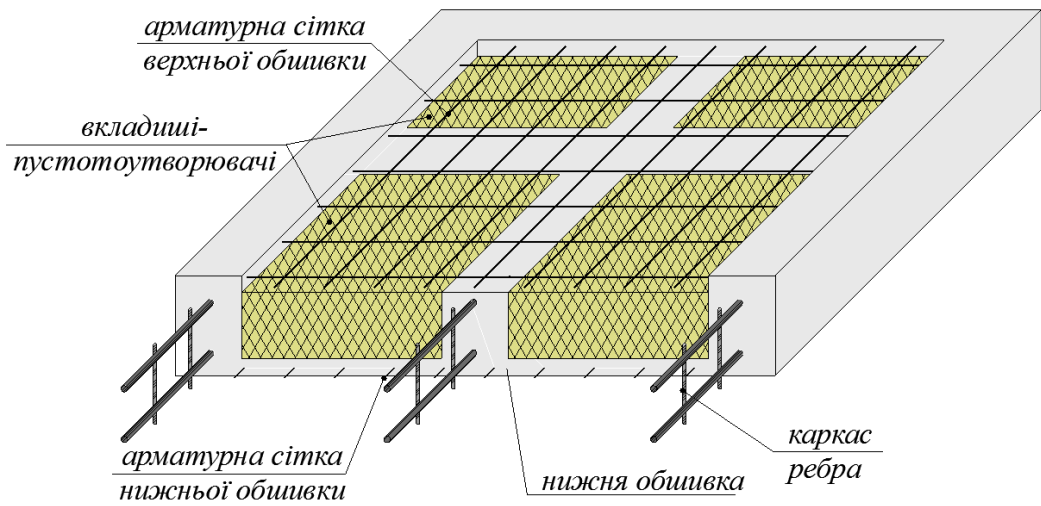
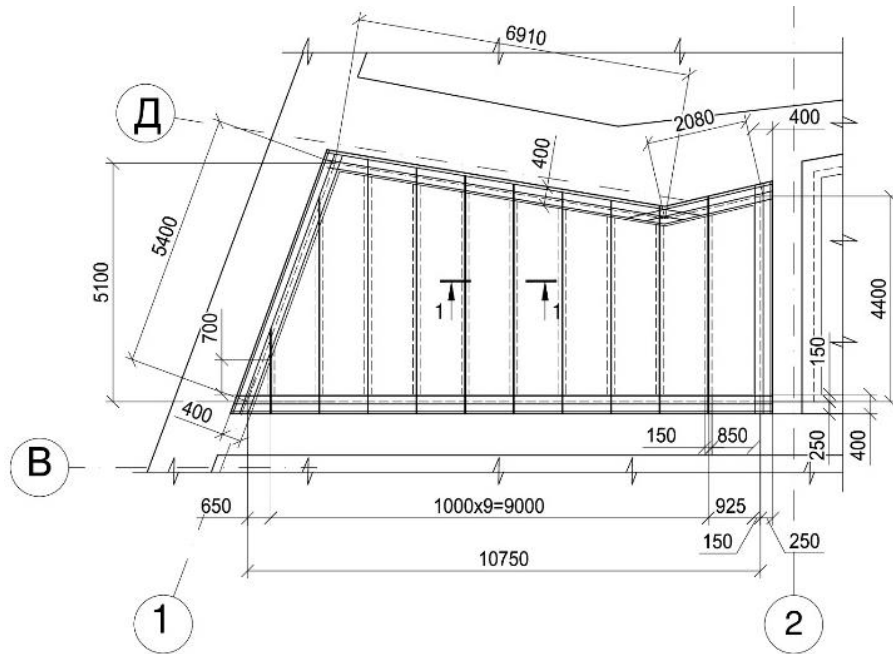


Рис. 2.3. Фрагмент перекриття системи «МОНОФАНТ»



1 - 1

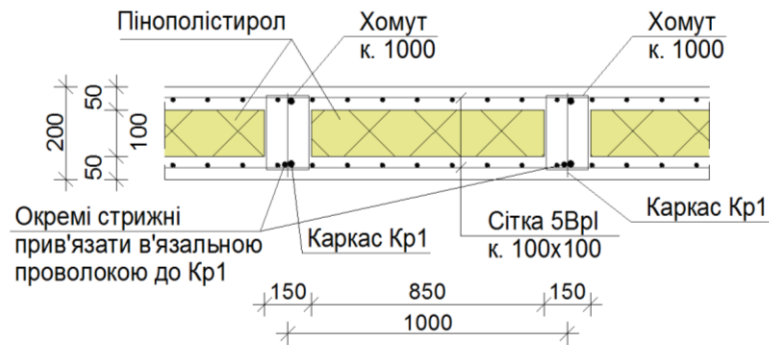


Рис. 2.4. Схема армування пустотілого монолітного з / б перекриття з односпрямованими ребрами

Конструктивні товщини перекриттів залишаються, як правило, без змін (по відношенню до суцільного), і, як наслідок, забезпечують незмінність витрати арматури (в силу сталості робочої висоти перерізу). Проте, з розрахунком на те, що пропоновані конструкції відрізняє значна економія витрат бетону, то збільшуючи (в допустимих межах) конструктивну висоту перетину (при незначних збільшеннях витрат бетону, продиктованих виключно збільшенням висоти ребер), з'являється можливість відчутної економії витрат арматури. Зазначене особливо важливо при великих прольотах.

Крім того, обґрунтоване збільшення конструктивної висоти елементів даної системи, дозволяє відмовитися від попереднього натягу арматури в будівельних умовах при зведенні великопрольотних перекриттів (з чарункою 12x12м).

Основна відмінність полягає лише в тому, що головну роль тут виконують каркаси, що встановлюються в проміжках між вкладишами, утворюючи, таким чином, внутрішні ребра. Залежно від конструктивного рішення перекриття, ребра можуть бути як односпрямованим, так і розташовуватися у взаємно перпендикулярних, або зовсім довільних напрямках, як показано в роботі [87] (див. рис. 2.5), що також стає можливим завдяки варіюванню формою вкладиша.

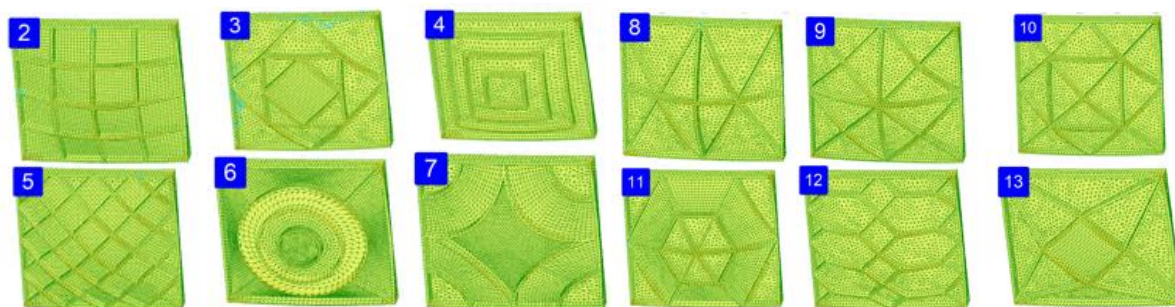


Рис. 2.5. Варіанти топології ребер по В.С. Шмуклеру [87]

Сітки, що розташовуються у верхній і нижній обшивках, при цьому, допустимо виготовляти з дротяної арматури, оскільки вони відіграють роль розподільного армування. Для запобігання спливання вкладиша доцільно застосовувати додаткові жорсткісні елементи [58] (рис. 2.6).

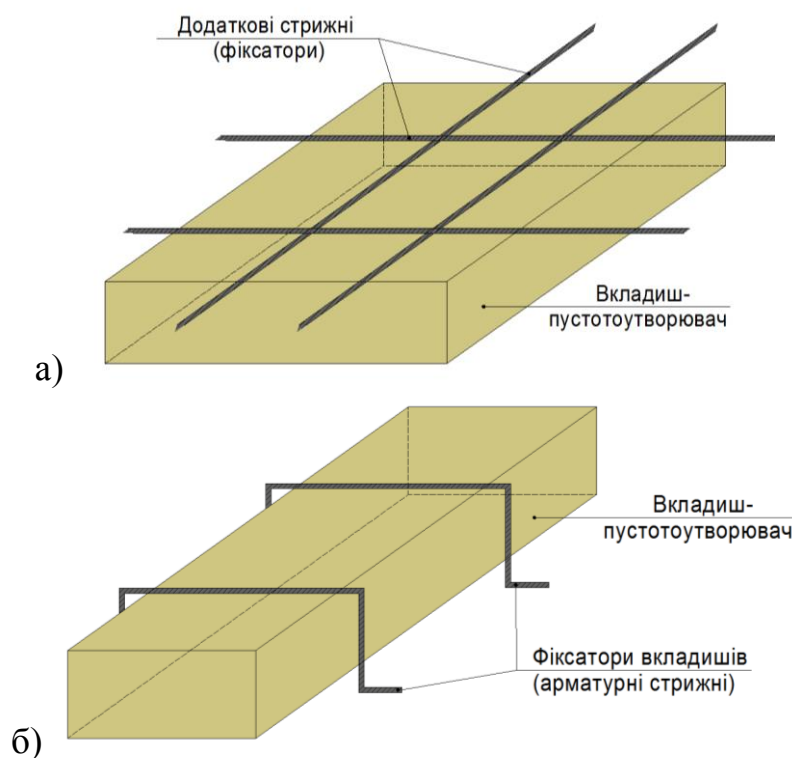
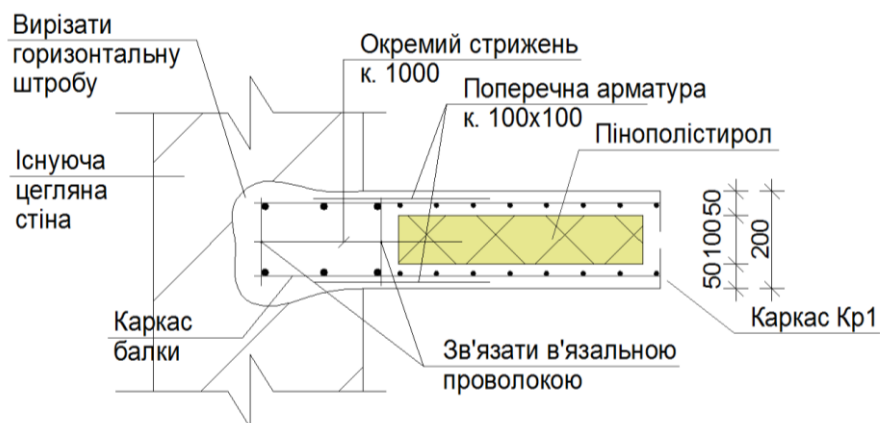


Рис. 2.6. Варіанти фіксації квадратного (а) і прямокутного (б) вкладиша-пустотоутворювача з пінополістиролу чи мінвати

Плоскі суцільні плити перекриттів, оперті на стіни, як правило, мають достатню міцність по похилому перерізу на приопорних ділянках і не вимагають додаткової поперечної арматури. У разі спирання пустотілого перекриття на цегляну кладку, в місці обпирання доцільно виконувати монолітну залізобетонну балку (див. рис. 2.7).

При обпиранні суцільної плити на колони не завжди забезпечена міцність плити на продавлювання. Тоді в конструкції встановлюються додаткові арматурні стержні в поперечному напрямку, листові конструкції або виконуються місцеві збільшення товщини плити перекриття – капітелі [32,40]. При влаштуванні зовнішніх капітелей слід розглядати опорний переріз плит перекриття підвищеної товщини, тоді розрахункове армування більш економічне. При бетонуванні пустотілого перекриття необхідності у влаштуванні зовнішніх капітелей немає, оскільки вона формується всередині перекриття, як показано вище на рис. 2.2, завдяки перетинанню внутрішніх ребер перекриття в зоні розташування колони.

Переріз по вклядишу



Переріз по ребру

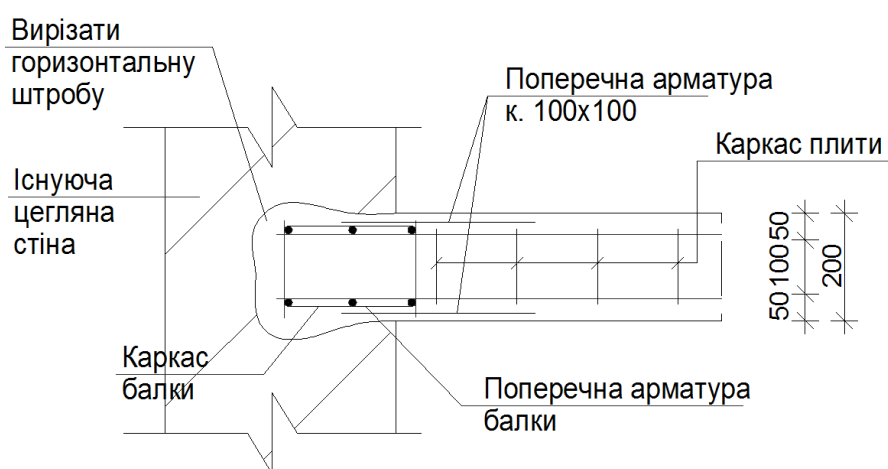


Рис. 2.7. Приклад влаштування монолітної залізобетонної балки в існуючій цегляній стіні при бетонуванні перекриття з вклядишем

Таким чином, виходячи з особливостей системи «Монофант» [98], можна констатувати, що її елементи зовні нічим не відрізняються від традиційних монолітних, залізобетонних конструкцій, забезпечуючи, при цьому, істотно меншу власну вагу (економія бетону 30% ÷ 45%). Наявність внутрішніх ребер жорсткості в двовимірних елементах найбільш виправдана, в силу того, що не вимагає стиків конструкцій, що мають яскраво виражений різний характер напружено-деформованого стану (колона-плита, діафрагма-ригель і т.д.). Крім того, плавність переходу (еволюційний підхід) від одновимірного напруженого елемента до двовимірного або тривимірного реалізується через капітель.

Приклади будівель, запроектованих і побудованих на основі наведених принципів [10, 67,98], представлені на рис. 2.8- 2.9.

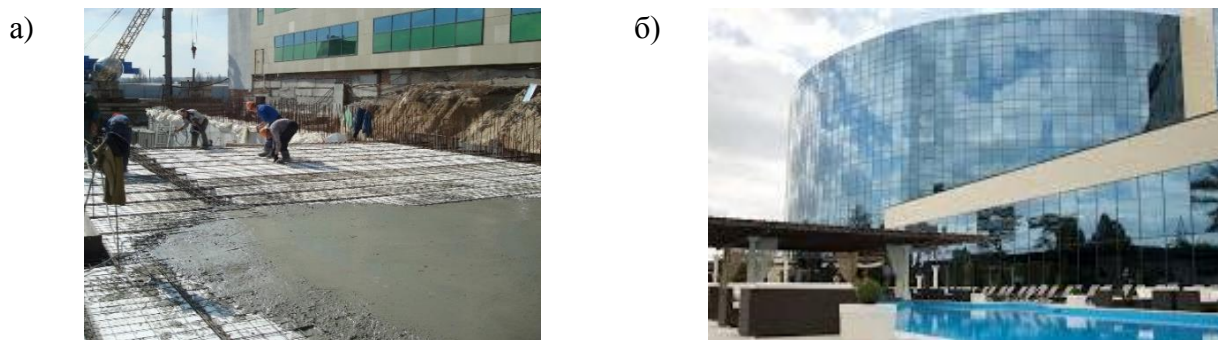


Рис. 2.8. Розважальний комплекс «Місто», м. Харків: а) процес бетонування перекриттів з вкладишами; б) введений в експлуатацію об'єкт



Рис. 2.9. Торгово-офісний будинок по вул. Римарській, 2, м Харкові: а) процес армування фундаментних плит з вкладишами; б) введений в експлуатацію об'єкт

Враховуючи досвід будівництва позначених конструктивів та вказані в попередньому розділі проблемні питання в технології зведення, слід акцентувати увагу на чисельному дослідженні впливу можливих конструктивних недоліків на напружено-деформований стан конструкції під навантженням.

2.2. Оцінка впливу зрушень вкладиша-пустотоутворювача на напружено-деформований стан полегшеного перекриття

Наведені в параграфі 1.4 особливості зведення перекриттів з вкладишами дозволили виділити наступну класифікацію можливих початкових недоліків конструкції:

- 1) відхилення положення вкладишу в площині плити:
 - зміщення вкладишів в плані перекриття;

- зміщення вкладишів по висоті перекриття;
- 2) відхилення положення вкладишу в просторі (три кути Ейлера);
- 3) відхилення положення арматурного каркасу;
- 4) пониження проектного класу бетону;
- 5) поява горизонтального шва розриву в перекритті при двохстадійному бетонуванні.

Передуючи власне чисельному аналізу наведених аномалій на напружено-деформований стан, спочатку детально зупинимось на роз'ясненні того, що власне вважатиметься «відхиленням» від проектного положення або аномальним положенням.

1) Відхилення вкладишу в площині плити:

- *зміщення вкладишів в плані перекриття.* Зміщення вкладишів в тілі плити в одному з двох напрямків або в обох напрямках призводить до збільшення/зменшення ширини ребер або й зовсім до «виродження» ребра;

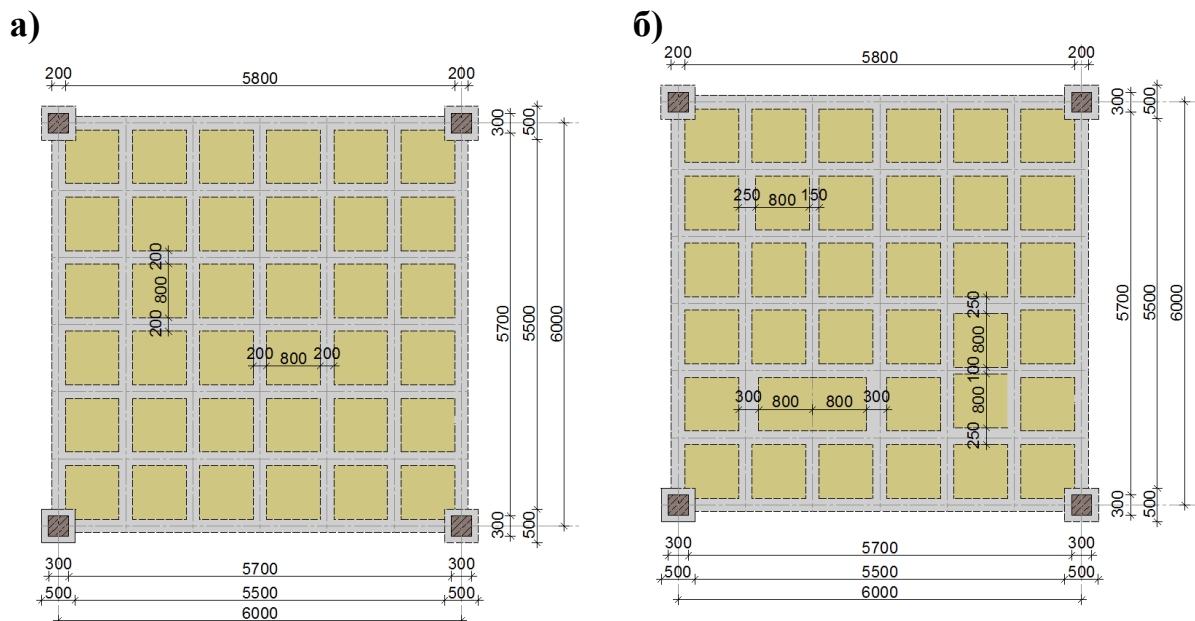


Рис. 2.10. Плита перекриття з нормальним планом (а) та з відхиленнями (б)

- *зміщення вкладишів по висоті перекриття.* Зміщення вкладиша в плиті перекриття по висоті перерізу призводить до того, що вкладиш може витіснити арматурну сітку, зменшуючи захисний шар бетону обшивок.

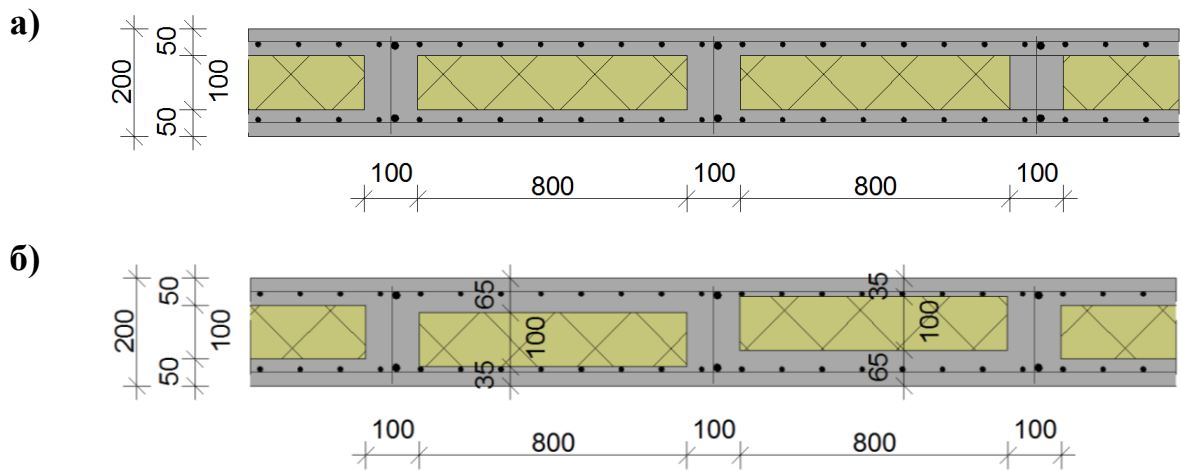


Рис. 2.11. Плита перекриття з нормальним перерізом (а) та з відхиленнями (б)

2) **відхилення вкладишу в просторі (три кути Ейлера).** При установці вкладишів в полегшеній плиті перекриття при неналежній фіксації вкладиша та/або арматурної сітки можливе зміщення вкладиша в просторі (відносно поперечного перерізу), що призводить до появи кута нахилу [52] вкладишу відносно горизонтальної вісі в одному з двох (поздовжньому чи поперечному) або в обох напрямках, та аналогічно від вертикальної вісі:

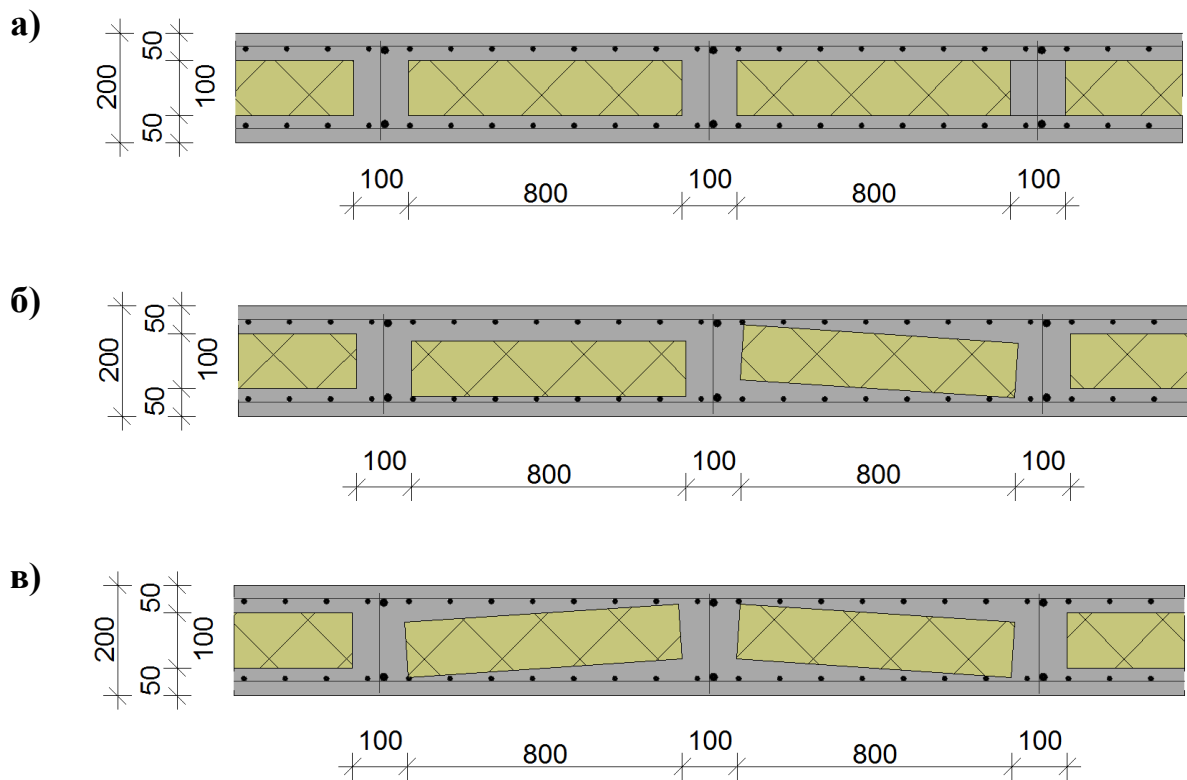


Рис. 2.12. Плита перекриття з нормальним перерізом (а) та з відхиленнями в просторі (б,в)

3) **відхилення положення арматурного каркасу.** Окрім відхилень в положенні вкладишів, в полегшеній плиті перекриття також можливе зміщення положень арматурного каркасу: нахил всього каркасу відносно вертикальної осі в поперечному перерізі ребра по всій його довжині (б); зміщення каркасу в горизонтальному напрямку по ширині ребра від його серединного положення, що призводить до зменшення захисного шару між вкладишем і арматурою, або взагалі до його відсутності (в); відхилення положення каркасу по довжині ребра (г), тобто зміщення положення каркасу в кінці ребра на величину b (поява кута нахилу каркасу в плані плити перекриття).

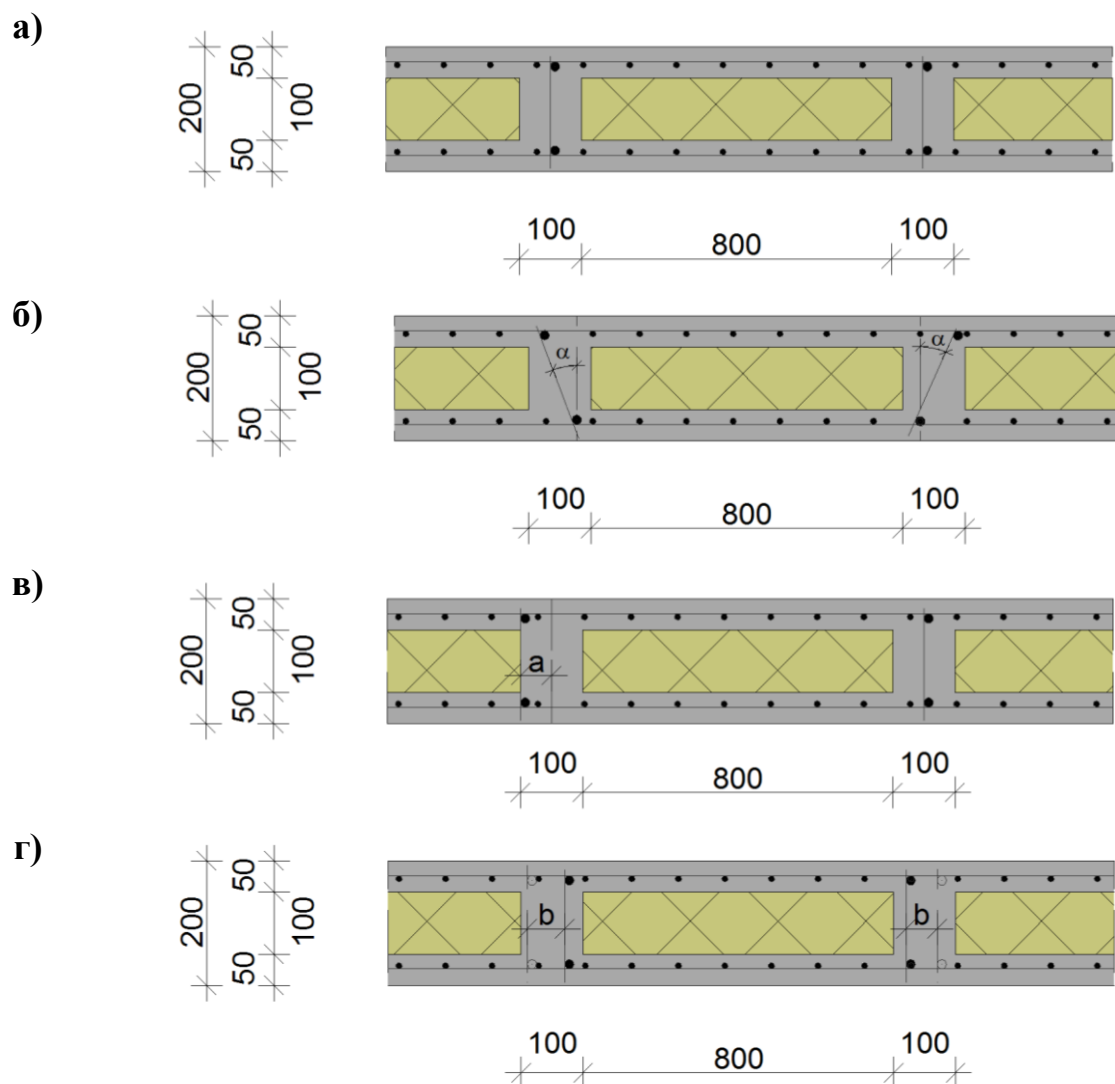


Рис. 2.13. Розташування арматурного каркасу в перерізі плити без відхилень (а), нахил каркасу відносно вертикальної вісі (б), зміщення каркасу по горизонталі (в) та зміщення каркасу по довжині плиті (г) (поява кута нахилу відносно прямолінійного положення в плані плити)

розподіленого статичного навантаження інтенсивністю 10кН/м^2 . До розгляду прийнята квадратна чарунка перекриття каркасної будівлі (обпирання на 4 точки – колони) розміром $6.0 \times 6.0\text{м}$ товщиною 300мм . Враховуючи симетричність даної схеми, при моделюванні, для спрощення розрахунків, розглянута $\frac{1}{4}$ частини перекриття – $3.0 \times 3.0\text{м}$. Для виявлення ступеня впливу позначених аномалій на НДС системи (зокрема, на значення ПЕД), дослідження виконано методом порівняння аномальних випадків з еталонним (з проектним положенням вкладишів – Варіант №0). Моделювання та розрахунки виконані в ПК «Ліра-Сапр 2019» і «Ліра 10.6» [30,31], ґрунтованого методом скінченних елементів [46]. Скінченно-елементна модель плити перекриття без відхилень наведена на рис. 2.15.

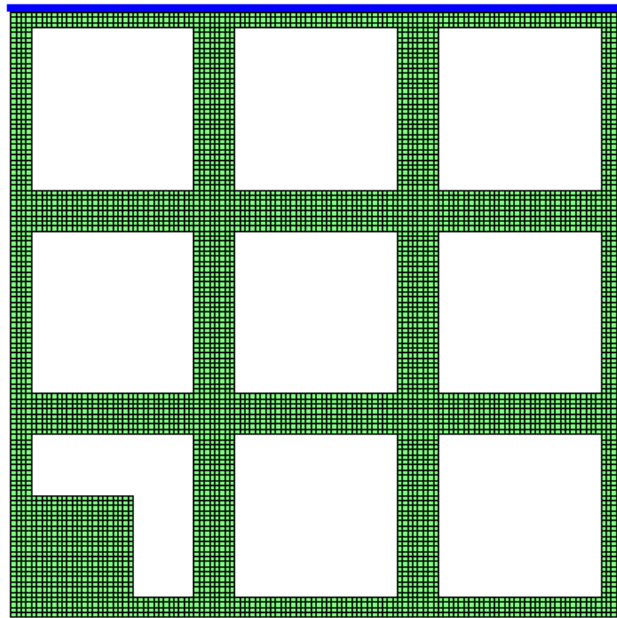


Рис. 2.15. Скінченно-елементна модель плити перекриття з проектним положенням вкладишів

Основні положення моделювання та результати наведені нижче.

Для аналізу відібрані 12 варіантів початкових недосконалостей, пов'язаних з порушенням розташування вкладишів в плані (рис. 2.16 – виродження ребер в різних місцях модельованого фрагменту) та по висоті плити перекриття (рис. 2.17 – виродження обшивки).

Як вже було сказано раніше, в силу симетрії плану, розглянуто $\frac{1}{4}$ чарунки з розмірами $3.0 \times 3.0\text{м}$, де в одному кутку змодельоване спирання на

колону, а в місцях «обриву» плити заборонені горизонтальні переміщення відповідно по вісям X і Y . Плита перекриття в місці сполучення з колоною і на відстані, рівній $2d$ (робоча висота перерізу), виконана монолітною. Моделювання здійснено за допомогою універсальних просторових восьмивузлових ізопараметричних скінченних елементів (довільний гексаедр SE№36). Даний SE призначений для міцнісного розрахунку континуальних об'єктів і масивних просторових конструкцій.

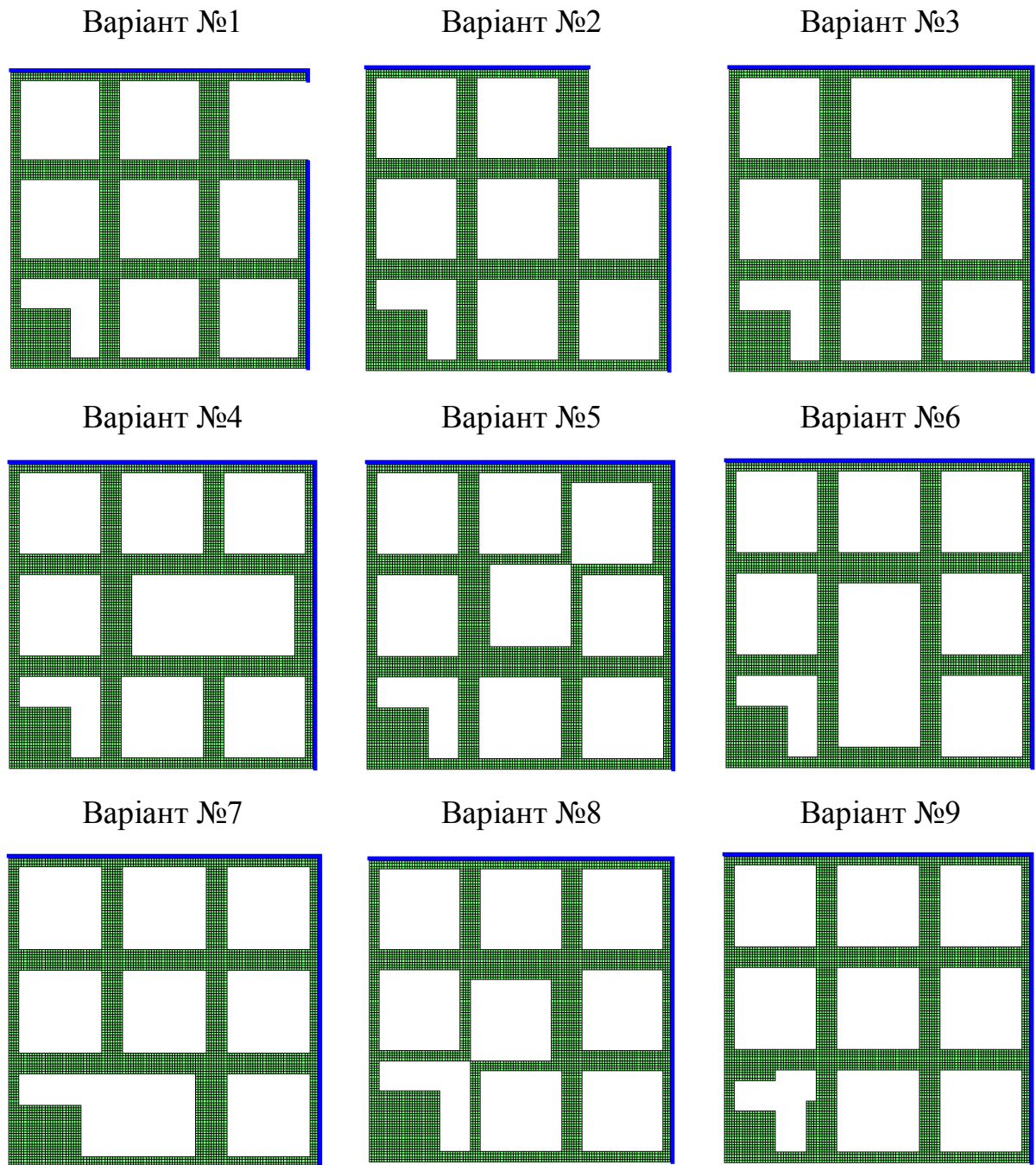


Рис. 2.16. Скінченно-елементні моделі плит з відхиленнями положення вкладишу

Навантаження для всіх випадків прийняте на рівні 10 кН/м². Розміри скінченних елементів прийняті рівними 25х 25х25 мм і 25х 25х10 мм.

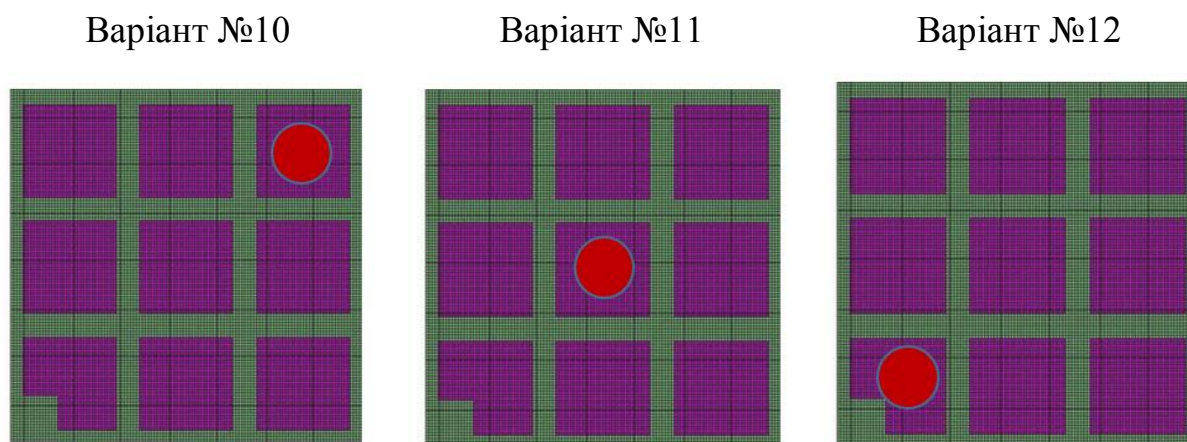


Рис. 2.17. Порушення положення вкладишу по висоті плити (№10, 11 – виродження верхньої обшивки; №12 – нижньої)

Поздовжнє армування моделювалося окремим шаром скінченних елементів, де задавалися усереднені з бетоном фізико-механічні характеристики арматури (рис. 2.18). Загальна кількість елементів базової моделі: вузлів 196396, елементів 167360.

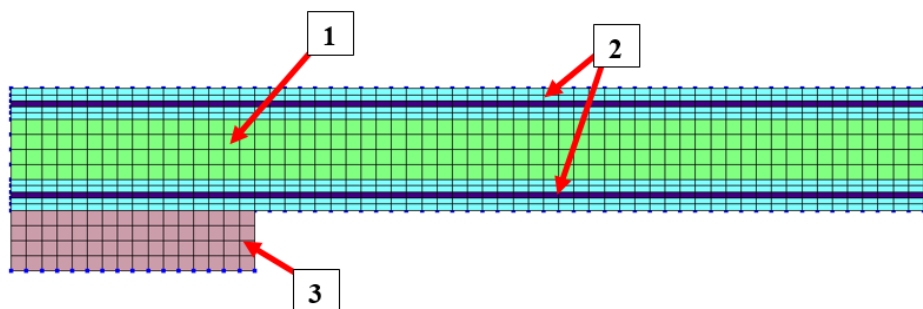


Рис. 2.18. Скінченно-елементна модель фрагменту плити в перерізі: 1 – ребро; 2 – шари армування; 3 – колона

В розрахунках параметрами, що контролюються, були прийняті наступні:

- максимальне вертикальне переміщення;
- власна частота основного тону;
- потенційна енергія деформацій (ПЕД).

Результати розрахунку наведені в таблиці 2.1 та на рис. 2.19.

Результати визначення компонентів НДС розглянутих варіантів

№ вар.	Максимальний прогин, Z		Власна частота		ПЕД	
	мм	%	Гц	%	кНм	%
0	5.88	100.00	7.760	100.00	0.1465	100.00
1	5.91	100.51	7.760	100.00	0.1466	100.07
2	6.17	104.93	7.750	99.871	0.1467	100.14
3	5.90	100.34	7.757	99.961	0.1467	100.14
4	5.94	101.02	7.736	99.691	0.1471	100.41
5	5.88	99.83	7.767	100.09	0.1464	99.932
6	6.06	103.06	7.635	98.389	0.1509	103.00
7	6.01	102.21	7.667	98.802	0.1503	102.59
8	5.78	98.30	7.834	100.95	0.1434	97.884
9	6.12	104.08	7.600	97.938	0.1539	105.05
10	5.94	101.02	7.742	99.768	0.1472	100.48
11	5.88	100.00	7.764	100.05	0.1465	100.00
12	5.78	98.30	7.844	101.08	0.1432	97.747

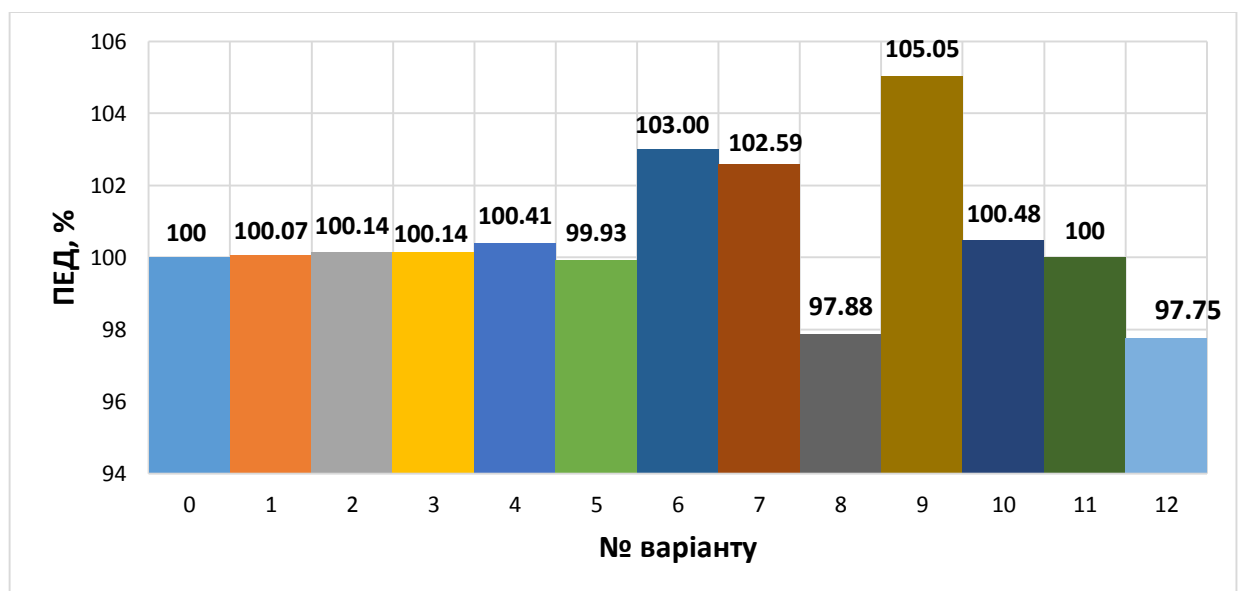


Рис. 2.19. Значення ПЕД для модельованих фрагментів плит

З результатів чисельного аналізу випливає, що зміщення вкладишу в плані плити призводить до збільшення значень прогинів та потенційної енергії деформацій до 4.76%, і зменшення власної частоти коливань до 2%. Зменшення внутрішньої монолітної капітелі вузла (варіант №9) спричинює зростання ПЕД на 5.05%. Зменшення товщини обшивок призводить до зміни значень компонентів НДС в більшу або меншу сторону на 1-3%. Виконане моделювання дозволило перевірити, що відповідальним елементом

розглянутої конструкції є вузол сполучення колони і плити. Як видно з розрахунків, при зменшенні внутрішньої монолітної капітелі вузла (варіант №9), значення ПЕД збільшується на 5%. Ізополе потенційної енергії для даного випадку аномального положення дозволяє засвідчити наявність зони суттєвої концентрації напруг (рис. 2.20).

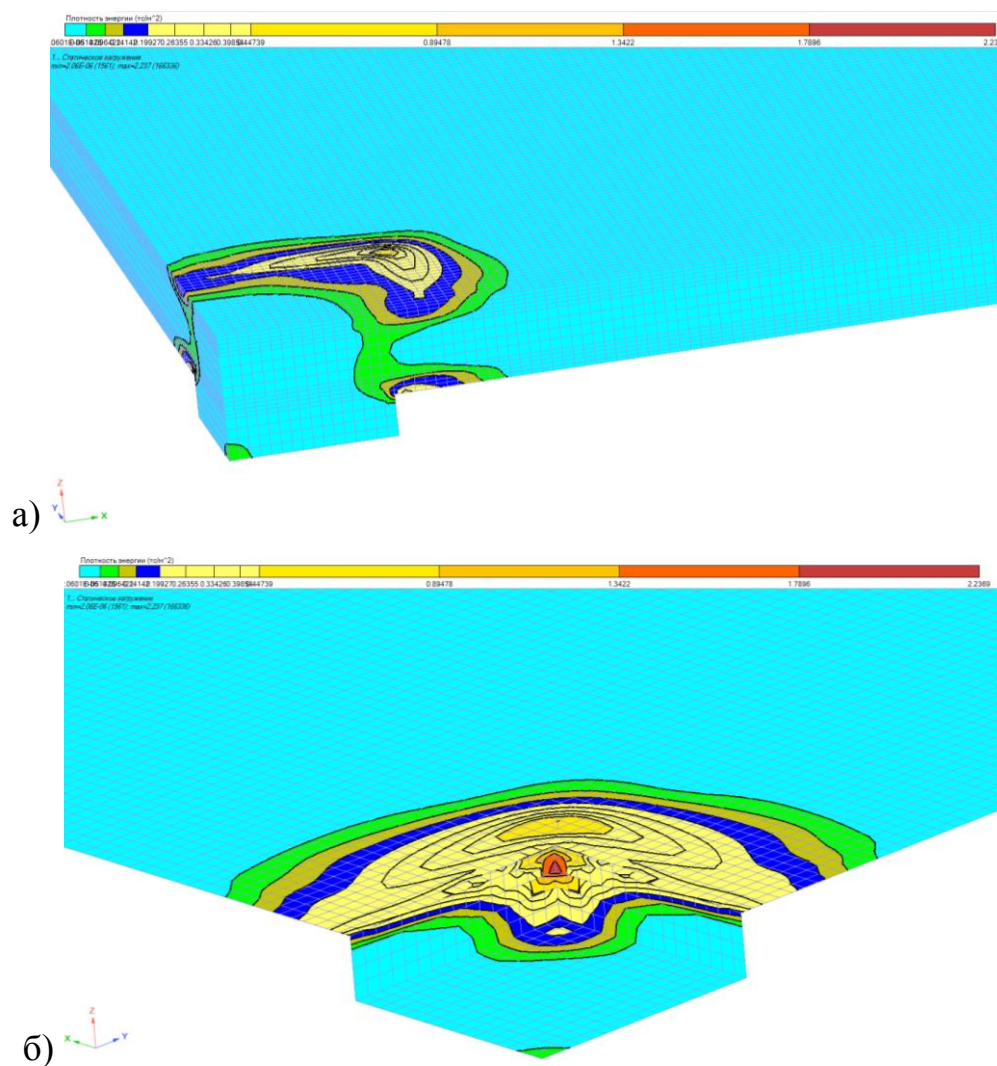


Рис. 2.20. Ізополе ПЕД для варіанту №9: а) вид зверху, б) вид знизу

Наведена інформація обґрунтовує необхідність визначення допустимих меж відхилень положення вкладишу в плані і просторі та розробки надійного конструктивного рішення фіксації вкладишу, адже розміри, навантаження та умови обпирання полегшеної плити перекриття можуть суттєво відрізнятись від розглянутого при чисельному аналізі.

2.3 Дослідження можливості пониження проектного класу бетону при влаштуванні перекриттів

Приймаючи до уваги доволі часто збільшення водоцементного відношення для покращення рухливості бетонної суміші при бетонування плит з вкладишами в будівельних умовах, в даному параграфі наведено результати варіантного аналізу НДС каркасної монолітної житлової будівлі в залежності від класу бетону та конструктивного рішення плит перекриттів.

Для демонстрації підходу (2.1, 2.2) розглядається варіантний аналіз напружено-деформованого стану (НДС) будівель зведеного житлового комплексу в м. Львові, проектування якого здійснено за участі наукової школи «Конструкції і матеріали для житлових і громадських будівель» ХНУМГ ім. О.М. Бекетова [120].

Комплекс складається з двох 17-поверхових спарених блоків Б1 та Б2 і блока двоповерхового торговельного центру, що розташований між ними (рис. 2.21). Конструктивно, кожна з двох будівель являє собою монолітний залізобетонний безригельний каркас з перетином колон 400x400мм та 400x800мм і плит перекриттів товщиною 220мм.

Просторова жорсткість житлового будинку забезпечується двома вертикальними просторовими блоками (ядрами) жорсткості і чотирма вертикальними плоскими діафрагмами жорсткості, які дозволяють кожній будівлі мати власну конструктивну незалежність. Між будинком Б2 та сусідньою будівлею третьої черги будівництва (громадська будівля з підземним паркінгом) передбачено деформаційний шов. Поперечний переріз комплексу показаний на рис. 2.21.

Матеріал конструкцій – монолітний залізобетон. В якості варіантів порівняння прийняті конструктивні реалізації у вигляді (рис. 2.22):

- суцільних перекриттів з важкого бетону (1й варіант);
- монококових (ефективних) перекриттів з важкого бетону (2й варіант);
- суцільних перекриттів з керамзитобетону (3й варіант);

- монококових перекриттів з легкого бетону (керамзитобетону) (4й варіант).

а)

б)



Рис. 2.21. Поперечний переріз (а) будівель ЖК «Америка» та зведені будівлі

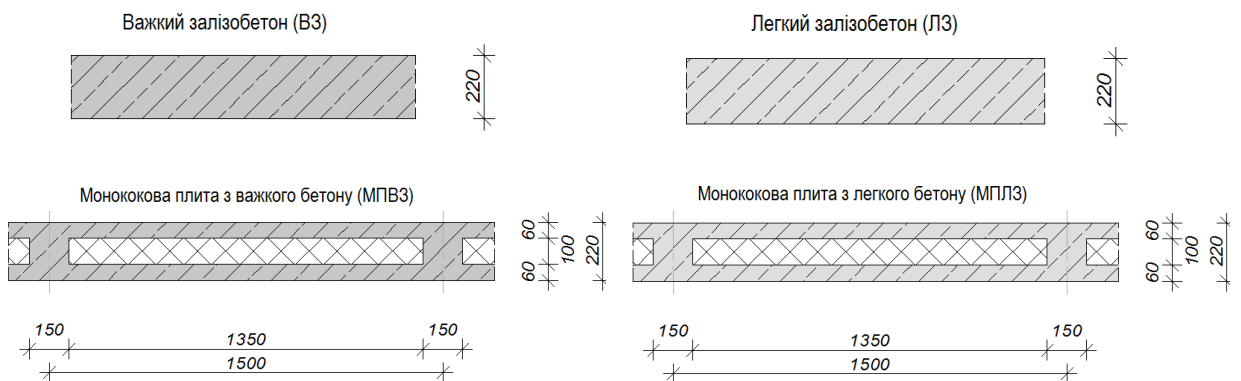


Рис. 2.22. Геометричні параметри розглянутих варіантів перекриття

Другий та четвертий варіанти побудовані на основі ідеології обговореного вище підходу. Атрибути (вхідні і отримані) до варіантів порівняння наведені в таблиці 2.2.

Моделювання розглянутої будівлі виконано в ПК «Ліра 10.6», фундованого методом скінченних елементів (МСЕ) [46]. Схема влаштування перекриття та фрагменти скінченно-елементних моделей наведені на рис. 2.23.

Таблиця 2.2*

Вихідні дані та результати розрахунків чотирьох варіантів конструктиву

Конструкція перекриття та матеріал каркасу	Вага конструкції каркасу (із урахуванням фундаментної плити), кН	Фундаментна плита				Каркас					Модальний аналіз каркасу	
		R_z , кН/м ²	$M_{x, \max}$, кНм	$M_{y, \max}$, кНм	Переміщення, мм	Максимальне переміщення, мм	Навантаження на колони 1 ^{го} поверху, кН	Переміщення від сейсміки б, мм		ПЕД, кНм	Період (1-ша форма), с	Частота (1-ша форма), Гц
								X	Y			
СВЗ (1 ^й)	188981	199	867	869	10.2	23.2	3962	11.9	18.5	423	2.00	0,50
МВЗ (2 ^й)	149331	148	555	567	7.54	19.2	3021	11.9	16.1	258	1.97	0,51
СЛЗ (3 ^й)	136072	156	532	557	7.95	24.3	2844	14.3	21.9	363	2.14	0,47
МЛЗ (4 ^й)	107514	113	390	377	5.74	17.8	2040	11.2	16.3	201	1.93	0,52

* в таблиці прийняті наступні позначення: R_z – відпір; M_x та M_y – згинальні моменти в декартовій системі координат; сейсмічність – б.

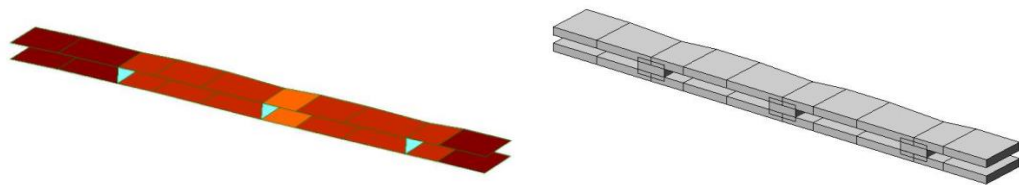
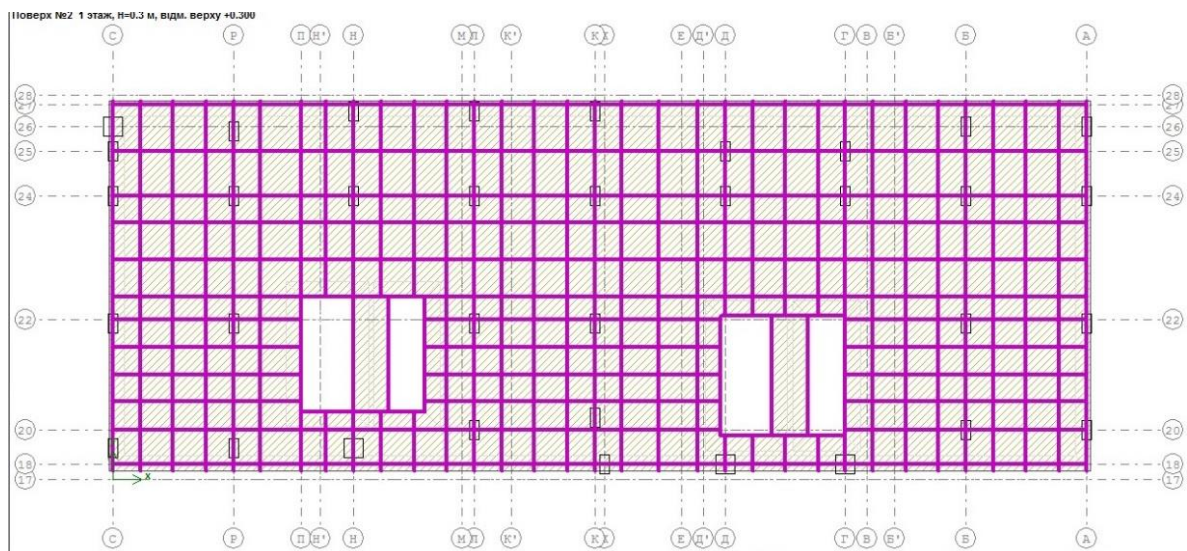


Рис. 2.23. Схема влаштування плит перекриття будівель та фрагменти їх СЕ моделей

Крім того, результати порівняння ілюструються полями переміщень і зусиль, полями щільності потенційної енергії, а також виконаним модальним аналізом власних частот коливань перекриттів (таблиці 2.2-2.3).

Таблиця 2.3

Поля компонентів НДС для порівнюваних варіантів каркасу

	1-й варіант	2-й варіант	3-й варіант	4-й варіант
Мозаїка переміщень по $Z(G)^*$, мм				
Мозаїка переміщень по $Z(G)$, мм				
Мозаїка напружень по Rz				
Мозаїка напружень Mx				
Мозаїка напружень по Mu				
Мозаїка N (колони 1-го поверху), кН				
Мозаїка переміщень від сейсміки по $X(G)$, мм				
Щільність потенційної енергії деформацій, *10кН/м ²				
		*верхня і нижня обшивки		* верхня і нижня обшивки

Для оцінки величини потенційної енергії деформацій (ПЕД) та щільності потенційної енергії деформацій (ЩПЕД) [87] виконано 2 моделі будівлі: 1) із суцільним перерізом плити перекриття; 2) із плитами перекриття, що в середній частині мають вкладиші-пустотоутворювачі. Для обох моделей розглядався варіант використання важкого бетону класу С32/40 (модуль пружності $E = 28500$ МПа, щільність 2.5 т/м³) і легкого бетону LC 16/18 (модуль пружності $E = 17600$ МПа, щільність 1.8 т/м³).

У всіх варіантах завантаження зумовлене власною вагою. При моделюванні використані універсальні прямокутні скінченні елементи оболонки № 41 і просторові стрижні №10. Модель із суцільним перерізом плити перекриття складалася з 119 480 елементів і 110763 вузлів, а модель будівлі із порожнистими плитами перекриття - 283543 елементів і 1858703 вузлів.

Отримані ізополя ЩПЕД наведені в таблиці 2.3, а графік ПЕД всієї системи для кожного з варіантів наведено на рис. 2.24.

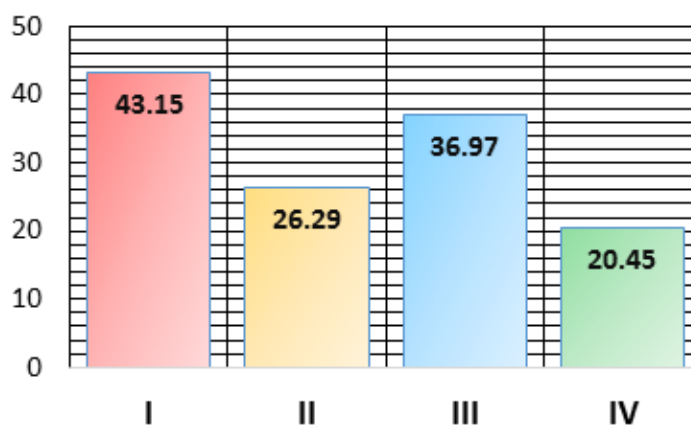


Рис. 2.24. Графік величини ПЕД для порівнюваних варіантів

За результатами дослідження відзначається, що монококові конструкції відрізняються мінімальними значеннями ПЕД (меншими в 1.6-1.8 разів) та переміщень (меншими в 1.21-1.37 разів), квазірівномірним розподіленням щільності ПЕД, максимальними значеннями частоти основного тону власних коливань. Визначено, що найбільш ефективною конструкцією (у розумінні енергетичних критеріїв (2.1, 2.2)) є варіант, що відповідає несучому каркасу із монококовими дисками перекриттів, що виконані з легкого бетону (4^й вар.).

Слід зауважити, що зменшення проектного класу бетону для розглянутих конструктивів перекриттів з вкладишами інтегрально може призвести до збільшення стійкості за рахунок зменшення власної ваги, а це є немаловажливим показником для реалій вітчизняного будмайданчику, що тісно пов'язано із частим недотриманням технологічних вимог бетонування конструкцій взагалі (збільшення водо-цементного відношення) та зокрема, порушенням процесів зимового бетонування (відсутність прогріву бетону, бетонування під час снігопаду). Перелічене має безпосередній вплив на якість створюваних конструкцій та їх поведінку під навантаженням.

Тобто заміну важких бетонів на більш легкі рухливі суміші [84,85] можна вважати рекомендованою мірою, проте, зниження класу бетону даних конструкцій слід передбачати в проекті, не допускаючи можливість самовільного коригування складу бетонних сумішей на будівельному майданчику. Збільшення рухливості бетону є об'єктивною технологічною необхідністю для ефективного зведення розглянутих конструкцій без недоліків (поява каверн, пустот під вкладишем) та є приводом для вдосконалення складів литих бетонних сумішей [39,128].

2.4 Оцінка впливу розриву в бетонуванні конструкції на її напружено-деформований стан

Серед перелічених раніше можливих початкових недоліків влаштування обговорюваних конструкцій слід розглянути випадок, коли виникає довга перерва між бетонуванням нижньої і верхньої частин обговорюваної конструкції в процесі будівництва. Українському будівельному ринку властива ситуація, коли фінансування проекту будівництва тимчасово або повністю припиняється, і тоді забудовник вимушений призупинити будівельні роботи на майданчику або зовсім його «заморозити». Як наслідок, науковий і практичний інтерес представляє віртуально можлива ситуація, коли процес бетонування перекриття з вкладишем-пустотоутворювачем штучно переривається на кілька днів, тижнів, чи навіть років і виникає горизонтальний

шов розриву бетонування, який гіпотетично може призвести до того, що дві частини конструктиву працюватимуть відокремлено, що апіорі є неможливим.

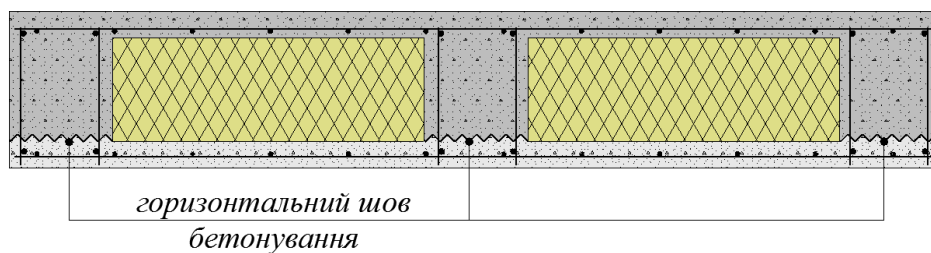


Рис. 2.25. Полегшена плита з горизонтальним швом розриву бетонування

Слід зазначити, що згідно п. 7.14 ДБН В.2.3-20-2008 [36] «Бетонну суміш укладають у формувальну оснастку або опалубку горизонтальними шарами однакової товщини без розривів із послідовним напрямком укладання в один бік у всіх шарах», тобто при бетонуванні конструкцій розвинутих в плані, наприклад, фундаментних плит чи плит перекриттів, наявність горизонтального шва розриву взагалі є недопустимою. Проте, дані рекомендації сформовані виключно на базі існуючого багаторічного досвіду зведення будівель і споруд без підтвердження будь-якими, тим паче розрахунковими, аргументами. У зв'язку з чим, інтерес представляє пошук конструктивних та технологічних рішень з організації горизонтального шва розриву, що базуються на ідеології створення в'язей зсуву, наприклад, за рахунок установки робочої поперечної арматури або застосування сучасних матеріалів шва, які компенсують створюваний розрив в шарах бетону, і установлюються прямим розрахунком.

Таким чином, з метою визначення впливу розриву в бетонуванні на напружено-деформований стан перекриття з вкладишем, виконаємо моделювання і розрахунок розглянутого об'єкту за допомогою програмних комплексів [55], фундованих методом скінченних елементів, а саме «Ліра Сапр» і «Ліра 10.6» [30,31].

Чисельні дослідження включають створення і аналіз роботи двох ідеологічно різних моделей:

- просторова модель плити перекриття, виконана з плоских скінченних елементів з різними видами моделювання шва розриву бетонування;

- просторова модель плити перекриття, виконана з об'ємних скінченних елементів з урахуванням реального розташування випусків поперечної арматури, що розглядається в якості робочого, а не конструктивного армування.

Для всіх випадків моделювання розглянута плита з розмірами в плані 6.0×6.0м товщиною 200мм. Плита має внутрішні вкладиші-пустотоутворювачі, при цьому верхня і нижня обшивки плити мають товщину 50 мм, ширина внутрішніх ребер складає 100 мм. Клас бетону прийнятий С20/25 ($f_{cd} = 14.5$ МПа, $E_{cd} = 23000$ МПа); поздовжня арматура класу А400С; поперечна арматура – $\varnothing 12$ А400С, установлена з кроком 200 мм.

Навантаження інтенсивністю 10 кН/м² прикладене до верхньої обшивки. Обпирання плити прийняте шарнірним по чотирьом кантам (рис. 2.26). По всім чотирьом крайнім граням заборонені вертикальні переміщення по осі Z, на одній грані уздовж глобальної осі Y заборонені переміщення по осі X, на одній грані уздовж глобальної осі X заборонені переміщення по осі Y. Відповідно, в одному крайньому вузлі заборонені переміщення по всім трьом вісям X, Y, Z.



Рис. 2.26. Обпирання скінченно-елементної моделі розглянутої плити

Далі, більш детально зупинимося на особливостях моделювання і розрахунку кожного з варіантів плити.

Моделювання плити плоскими скінченними елементами

Модель плити перекриття виконана з універсальних прямокутних СЕ оболонки №41. Даний СЕ призначений для міцнісного розрахунку тонких пологих оболонок (плит, балок-стінок).

На рис. 2.27 представлено схематичне зображення скінченного елемента №41 і послідовність нумерації його вузлів.

Розміри і форма СЕ елементів, що утворюють розглянуту модель, прийняті наступними:

- верхня і нижня обшивки – квадратні СЕ з розміром сторони 10 см, товщина оболонки становить 5 см;
- ребра – прямокутні за формою СЕ з розмірами 10×2.5см і 10×4см, товщина оболонки становить 10 см;
- шов розриву бетонування – прямокутні за формою СЕ з розмірами 10×1.0 см, товщина оболонки становить 10 см. В ході моделювання розглянуто 2 типу шва бетонування: безперервний шов і шов з розривами рівними 10 см. В розрахунках плити перекриття розглянуті обидва типи швів з різним модулем пружності матеріалу швів, який приймався відповідно 100, 1000, 2500, 5000, 10000, 15000, 20000 і 23000 МПа.

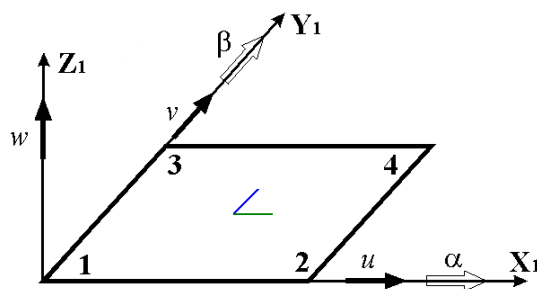


Рис. 2.27. Загальний вигляд СЕ №41

Загальна кількість вузлів і елементів в моделях з безперервним швом бетонування складає 11467 і 12240 відповідно.

Загальна кількість вузлів і елементів в моделях з розривом шва бетонування складає 11467 і 11820 відповідно.

Нижче наведені скінченно-елементні моделі плити взагалі, та окремо ребер та швів відповідно (рис. 2.28-2.31).

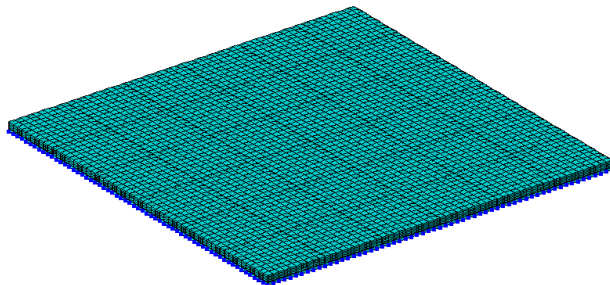


Рис. 2.28. Скінченно-елементна модель плити, виконана з плоских скінченних елементів

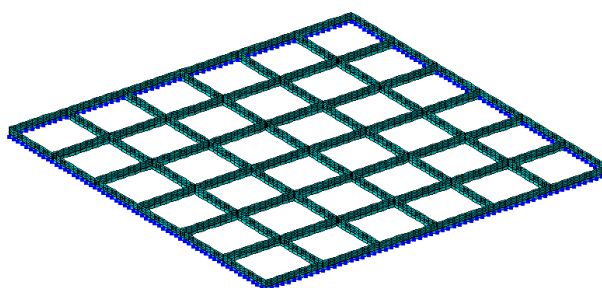


Рис. 2.29. Скінченно-елементна модель внутрішніх ребер плити з плоских СЕ

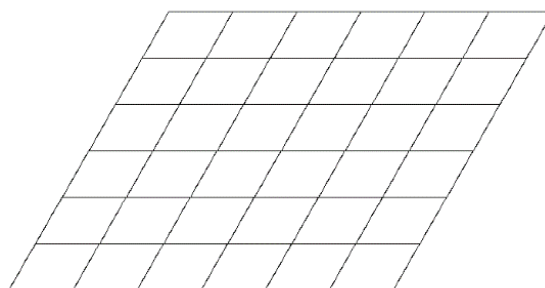


Рис. 2.30. Скінченно-елементна модель суцільних швів бетонування плити з плоских СЕ

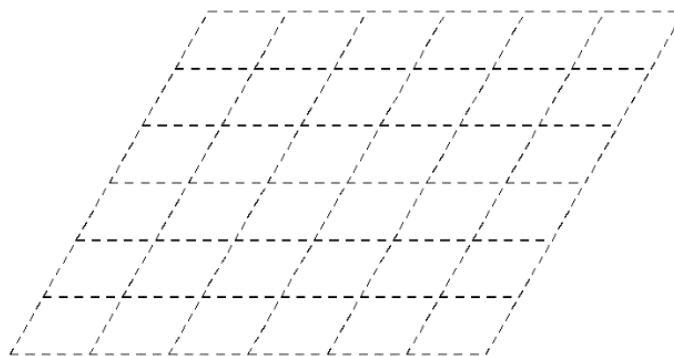


Рис. 2.31. Скінченно-елементна модель преривчастих швів бетонування плити з плоских СЕ

Результати розрахунків розглянутого варіанту плити представлені у вигляді полів вертикальних переміщень та щільності потенційної енергії деформацій, наведених в табл. 2.4.

Також результати розрахунку наведені на рис. 2.32-2.33 у вигляді графіків залежності переміщень і потенційної енергії деформації розглянутих конструктивів від модуля пружності матеріалу шва бетонування.

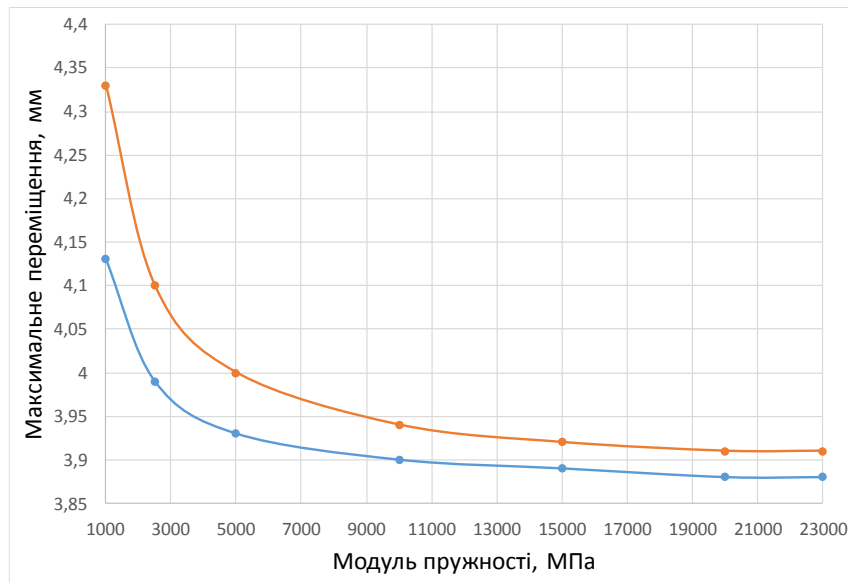


Рис. 2.32. Залежність максимального переміщення плити перекриття від значення модуля пружності матеріалу шва для плити із суцільним швом бетонування (б) і переривчастим (а)

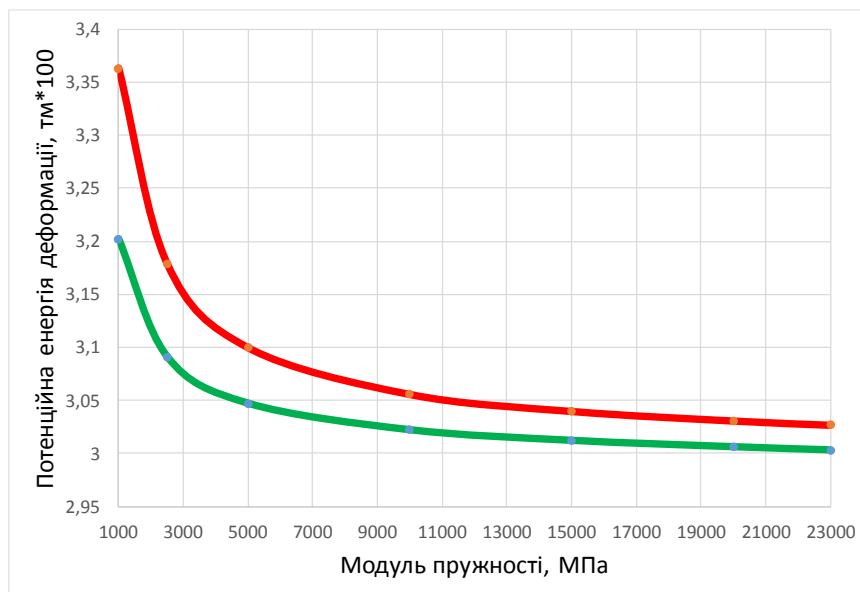
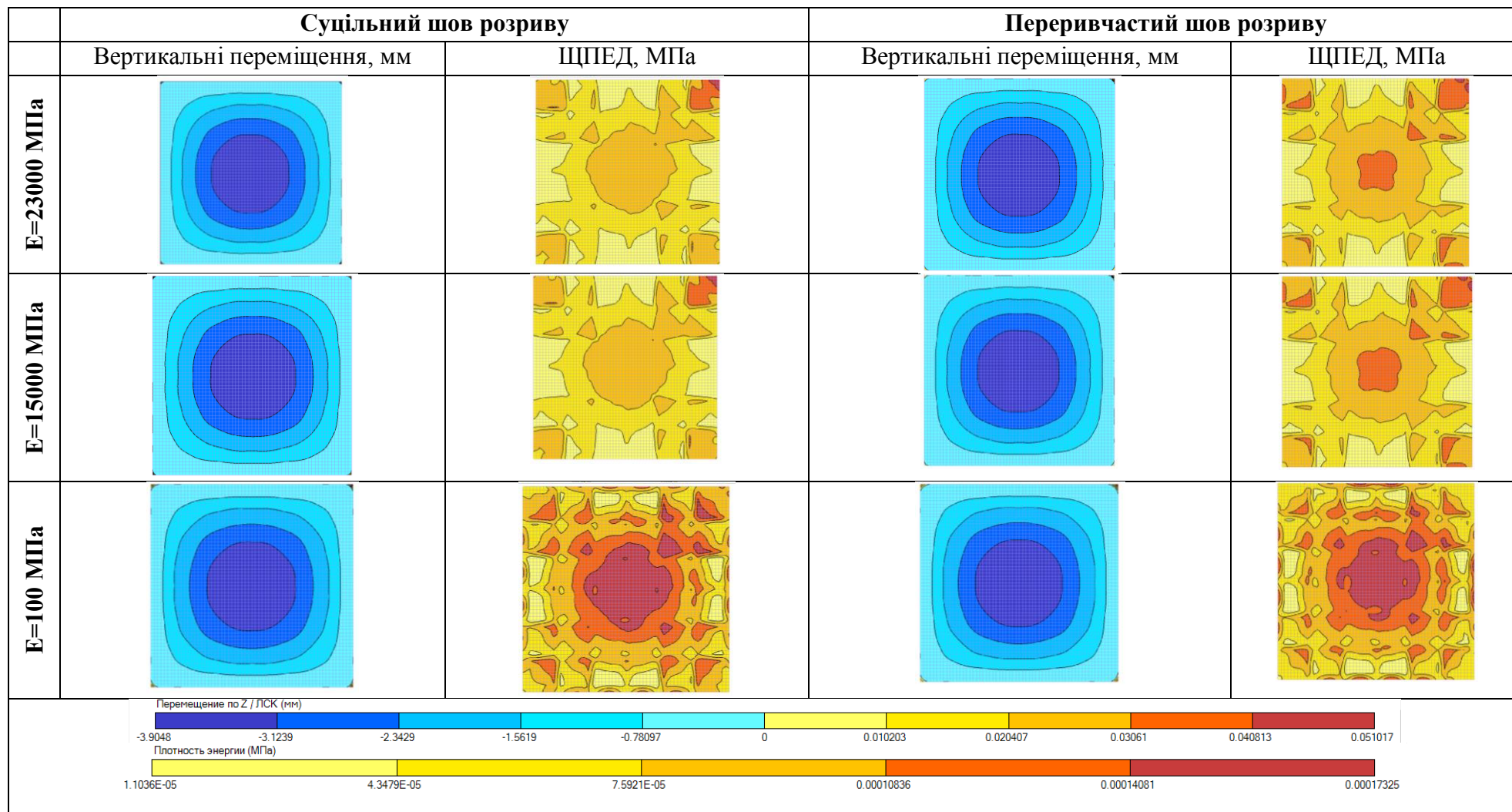


Рис. 2.33. Залежність потенційної енергії деформацій від значення модуля пружності матеріалу шва для плити із суцільним швом бетонування (б) і переривчастим (а)

Таблиця 2.4.

Порівняння компонентів НДС для двох варіантів шва розриву моделі з плоских СЕ



Як видно з отриманих результатів, наявність розриву у шві бетонування призводить до незначного збільшення як значень переміщень, так і значень потенційної енергії деформації системи, при чому, із збільшенням модуля пружності матеріалу шва, дана різниця в значеннях компонентів НДС двох систем (із суцільним і переривчастим швом) нівелюється. Слід також відмітити, що варіант плити з суцільним швом бетонування і модулем пружності матеріалу шва, рівним 23000МПа, опосередковано моделює суцільну плиту із вкладишами без шва бетонування взагалі. Для даного випадку, різниця переміщень для плити з суцільним швом та переривчастим, складає менше 1%, тоді як, для найнижчого значення модуля пружності (1000МПа) ця різниця складає 4.67%. Тим не менш, не тільки настільки невелике значення зростання переміщень, а й, що важливіше, абсолютні значення переміщень для опертої по 4-м кантам плити прольотом 6м і навантаженням 10 кН/м² є більш ніж прийнятним. Аналогічну залежність демонструють графіки зміни ПЕД, а, оскільки відповідно до критерію Василькова-Шмуклера [86,87] аналіз ПЕД дає можливість оцінити НДС об'єкта з урахуванням всіх виникаючих напружень і з урахуванням особливостей роботи матеріалів, то попередньо можна зробити висновок про те, що наявність шва бетонування взагалі і занижені фізико-механічні показники матеріалу шва зокрема, несуттєво впливають на НДС розглянутих систем. Проте, для отримання остаточної відповіді необхідно вирішити тривимірну задачу.

Моделювання плити об'ємними скінченними елементами

Модель плити перекриття виконана з універсальних восьмикутних параметричних СЕ №36 (довільний гексаедр). Даний СЕ призначений для міцнісного розрахунку континуальних об'єктів і масивних просторових конструкцій.

На рисунку 2.34 представлено схематичне зображення СЕ і послідовність нумерації його вузлів.

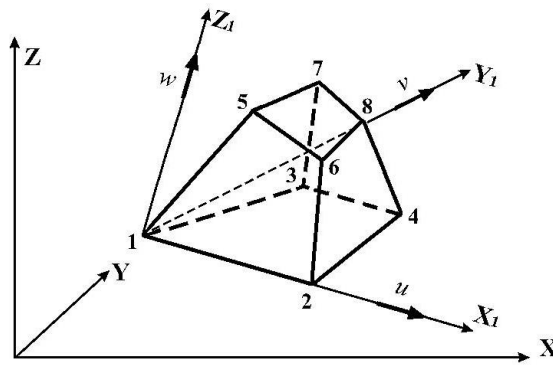


Рис. 2.34. Загальний вигляд СЕ №36

До розрахунку прийняті три схеми влаштування плити перекриття:

- суцільна плита перекриття з вкладишем без шва бетонування виконана з об'ємних елементів;
- плита перекриття з суцільним (безперервним) швом бетонування;
- плита перекриття з моделюванням випусків поперечної арматури.

Розміри і форма СЕ елементів прийняті наступними:

- всі елементи плити перекриття – ребра, верхня і нижня обшивки – скінченні елементи кубічної форми з розміром сторони 2.5 см;
- шов розриву бетонування - паралелепіпеди з розмірами 2.5×2.5 см в основі і 1.0 см заввишки. При моделюванні розглядається 2 типи швів: перший – безперервний шов та другий – з моделюванням тільки випусків поперечної арматури в припущенні, що в кожному ребрі встановлено 2Ø12A400С. Для варіанту з безперервним швом бетонування модуль пружності дорівнює 2500 МПа. Для варіанту з моделюванням випусків арматури модуль пружності заданий із перерахунком площі арматури (2Ø12A400С) на площу СЕ і складає 3800МПа.

Загальна кількість вузлів і елементів в моделі без шва склала 395421 і 281024 відповідно.

Загальна кількість вузлів і елементів в моделі з безперервними швами склала 411066 і 293680 відповідно.

Загальна кількість вузлів і елементів в моделі з моделюванням випусків арматури склала 411066 і 281889 відповідно.

Скінченно-елементна модель плити перекриття взагалі та ребер ідентична наведеним вище на рис. 2.28-2.30. Схема розташування випусків поперечної арматури в скінченно-елементному вигляді наведена на рис. 2.35.

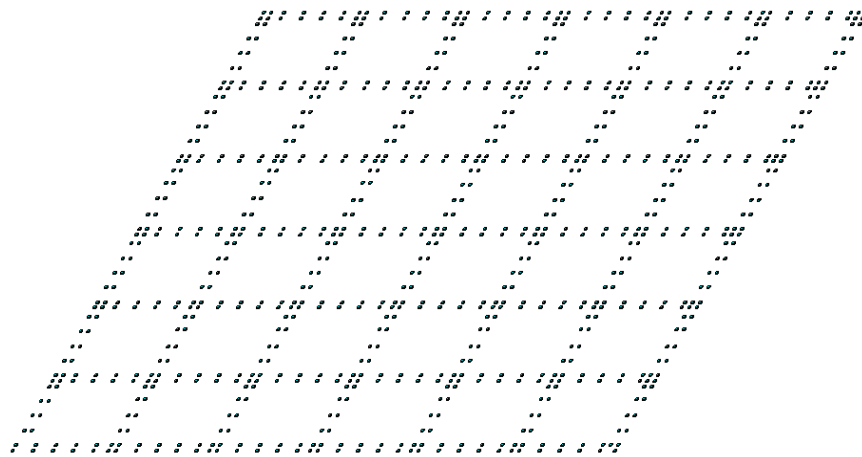


Рис. 2.35. Розташування СЕ, що моделюють випуски поперечної арматури в об'ємній моделі плити перекриття

Результати розрахунку у вигляді ізополів вертикальних переміщень для всіх трьох варіантів розглянутого конструктиву наведені на рис. 2.36-2.38.

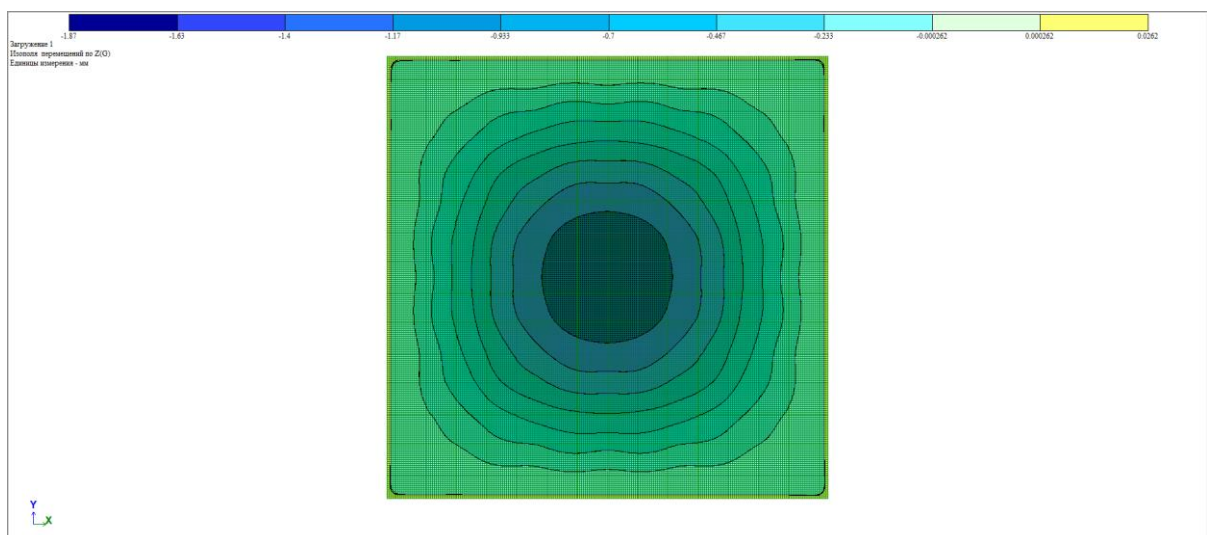


Рис. 2.36. Ізополе вертикальних переміщень (мм) для плити без шва бетонування

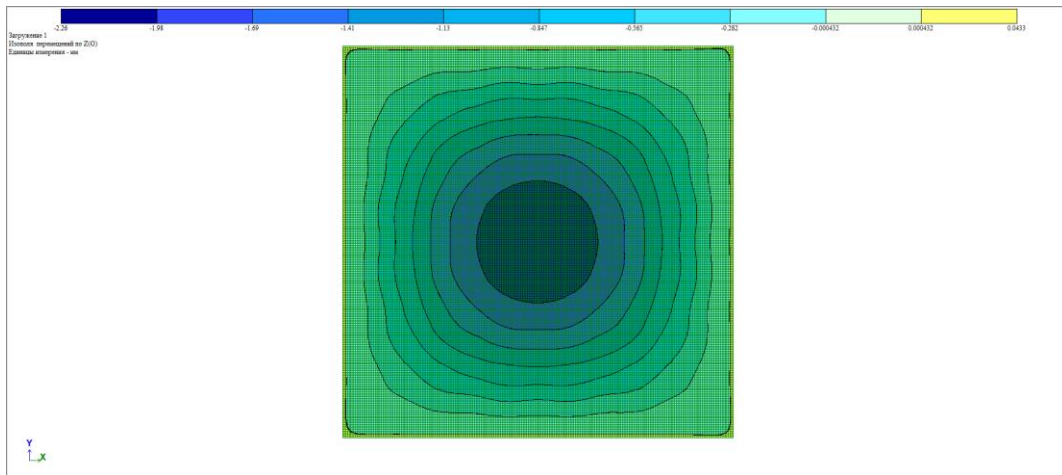


Рис. 2.37. Ізополе вертикальних переміщень (мм) для плити з безперервним швом бетонування

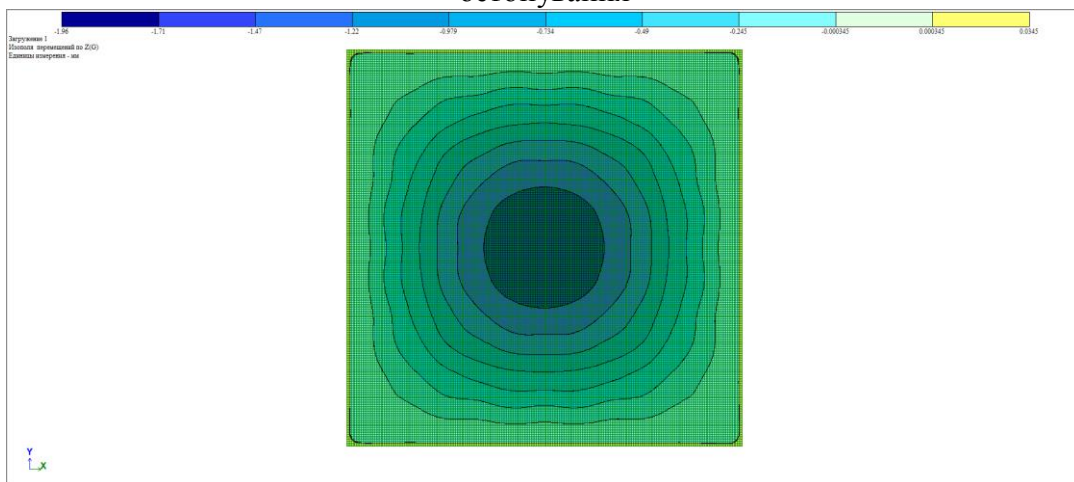


Рис. 2.38. Ізополе вертикальних переміщень (мм) для плити із випусками поперечної арматури

За результатами розрахунків відмічається, що максимальне переміщення для моделі без шва бетонування склало 1.87мм, для моделі з безперервним швом – 1.96мм, а для моделі з випусками поперечної арматури – 2.26мм. Незважаючи на те, що зростання становить $\sim 20\%$, абсолютні значення переміщень для плити опертої по контуру при навантаженні 10 кН/м^2 є незначними.

Таким чином, в реальних випадках консервації будівництва, при відновленні бетонних робіт, допустимо і достатньо застосувати адгезивні клейові склади типу Ceresit CD-30 з невисоким модулем пружності для забезпечення зв'язку нижньої обшивки плити перекриття з вкладишем із її верхньою обшивкою. Крім того, ще на етапі проектування можна передбачити застосування замість конструктивного армування ребер стрижнів «робочих»

діаметрів (наприклад, передбачити застосування в якості поперечної арматури стрижнів більшого діаметру, наприклад, Ø12-16мм замість традиційних хомутів Ø6-8мм), що забезпечить необхідну міцність, деформативність та надійність [33] конструктиву плити з вкладишем навіть після довготривалої перерви в бетонуванні. Очевидно, що отримані результати допустимо вважати цілком репрезентативними після проведення експериментальної верифікації.

2.5 Висновки до Розділу 2

Аналіз та узагальнення наведених результатів досліджень полегшених плит з початковими недоліками дозволяє зробити наступні висновки:

- не зважаючи на істотну кількість можливих відхилень положення закладних матеріалів від проектного положення в обговорюваних конструкціях, особливості самої системи забезпечують високий ступінь її стійкості та надійності [33] до аномальних впливів. Крім того, система полегшених перекриттів, що розглянута, надає можливість досить гнучкої зміни конструктивних рішень плит як на стадії проектування, так і на стадії будівництва, з метою недопущення подальшого розвитку або усунення конструктивних недосконалостей, що викликані початковими недоліками;

- враховуючи результати чисельного аналізу різних аномальних впливів, були сформувані необхідні допуски на відхилення для обговорюваних конструкцій, що наведені в табл. 2.5.

Таблиця 2.5.

Допустимі відхилення положення

Вкладишів			
з площини	в площині	в просторі (три кути нахилу)	
±8мм	±4 мм	±5 град	
Каркасів			
з площини X	з площини Y	в площині	в просторі (два кути нахилу)
±5 мм	±10 мм	±10 мм	±10 град

Разом з тим, актуальним завданням також є визначення рекомендованих параметрів конструктиву (товщина ребер, обшивок, розмір вкладишів), за яких забезпечується виконання згаданих критеріїв (2.1, 2.2) та забезпечується мінімальна витрата як матерілу заповнювача (пінополістиролу), так і конструкційного матеріалу – бетону.

РОЗДІЛ 3. АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТІВ СИСТЕМИ «МОНОФАНТ» В ЗАЛЕЖНОСТІ ВІД ЇХ КОНСТРУКТИВНОГО ВИКОНАННЯ

3.1. Дослідження впливу розмірів та розташування вкладишів на напружено-деформований стан плити перекриття

Аналіз особливостей НДС плосконапруженого елемента системи «Монофант» [10] дозволяє відзначити наступне. Цей тип конструкції, в загальному випадку, знаходиться в умовах загального і місцевого поздовжньо-поперечного вигину [1]. Місцевий вигин має місце при деформації обшивок. Таким чином, особливість НДС цих елементів полягає у виникненні при опорі двох груп напруг: мембранної і згинальної. При виборі розмірів вкладиша в плані слід задовольнити обмеженням на товщину обшивки по:

- мінімальному відсотку армування;
- продавлюванню;
- хиткості;
- переміщенням;
- вогнестійкості.

Обмеженням на загальну витрату бетону є мінімальна власна вага квадратного метра перекриття (покриття), що дорівнює 3 кН/м^2 . Ця норма, як відомо, обґрунтовується необхідним опором повітряному шуму. У свою чергу, опір ударному шуму, так само як і температурі, що реалізується за рахунок властивостей вкладишів, принципово відрізняє пропоновані конструкції від традиційних.

Що ж стосується питання трансформації напружено-деформованого стану перекриття з вкладишем, то на сьогоднішній день вже наявні дослідження з даного питання, наведені в Розділі 1 [19,77].

В розвиток сказаному слід зазначити, що актуальним є аналіз впливу розмірів вкладиша, і як наслідок кроку внутрішніх ребер, на напружено-деформований стан конструкції з врахуванням згаданої раніше тріади

«конструкція – матеріал – технологія». Таким чином, базуючись на дослідженні [87] щодо вибору раціональної топології ребер, більш детально розглянемо варіант розташування внутрішніх ребер перекриття, що відповідає обмеженням (2.1, 2.2) за умови сталої витрати бетону.

Згідно виконаному автором аналізу, варіант топології під номером 5 з діагональним розташуванням ребер в плані (див. рис. 2.5), задовольняє перерахованим обмеженням (рис. 3.1), та, крім того відрізняється максимальним значенням частоти власних коливань та мінімальним значенням прогину.

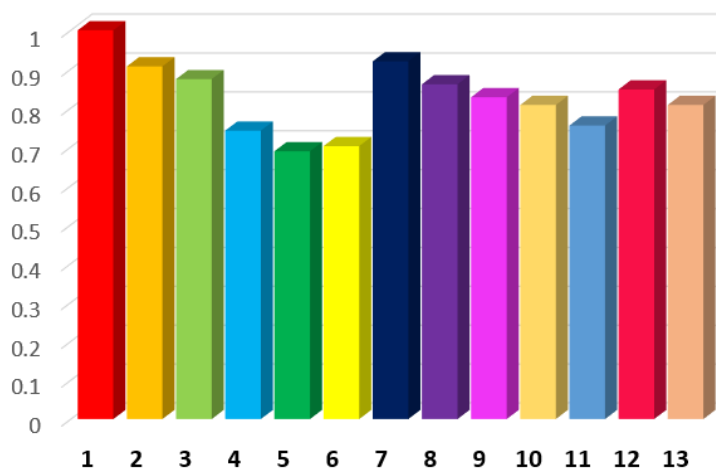


Рис. 3.1. Значення ПЕД для розглянутих автором [87] варіантів

Виходячи з цього, розглянемо фрагмент стандартного плану каркасної будівлі з розмірами чарунки 6.0х6.0м (рис. 3.2) та проаналізуємо варіювання кроку внутрішніх ребер перекриття на напружено-деформований стан системи. Перекриття розглянутої чарунки спирається на колони квадратного перерізу розміром 300х300мм. Між колонами по периметру чарунки виконані монолітні залізобетонні балки шириною 200мм, що розташовані в одному рівні з плитою перекриття, та капітелі квадратної форми, що разом з колоною мають переріз 500х500мм. Плита перекриття порожниста, має товщину 200мм, при цьому товщина верхньої та нижньої обшивок складає 50мм, середина заповнена пустотоутворюючим матеріалом (рис. 3.3). Виходячи з існуючого досвіду зведення даних конструктивів, що свідчить про можливу економію

бетону в межах 28-42%, для розрахунку приймемо економію бетону 30% в порівнянні з суцільною плитою аналогічних розмірів.

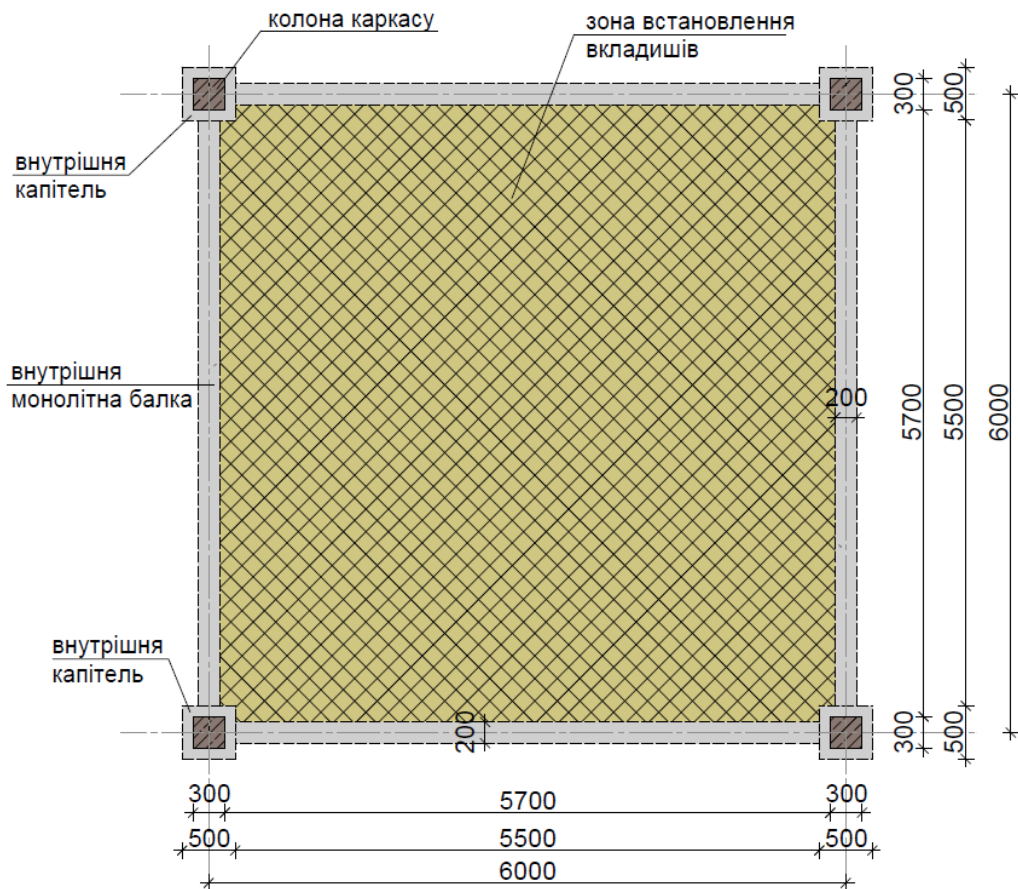


Рис. 3.2. Загальний вигляд розглянутого фрагменту каркасу

Далі, проаналізуємо вплив варіювання кроку ребер на компоненти НДС (значення прогинів, згинаючих моментів, ПЕД) системи. Для початку задамося мінімально можливою з технологічних умов шириною ребер рівною 100мм та мінімальним розміром вкладишу – 500мм. Таким чином, за сформованих умов, крок ребер в плиті складатиме 600мм (рис. 3.3). Побудована сітка ребер та отримані витрати матеріалів (заповнювач та бетон) наведені на рис. 3.4.

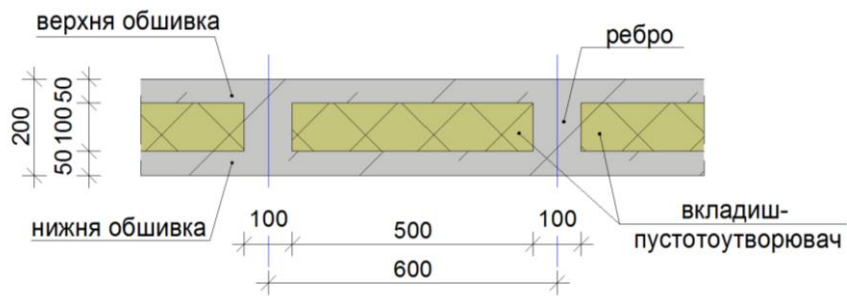
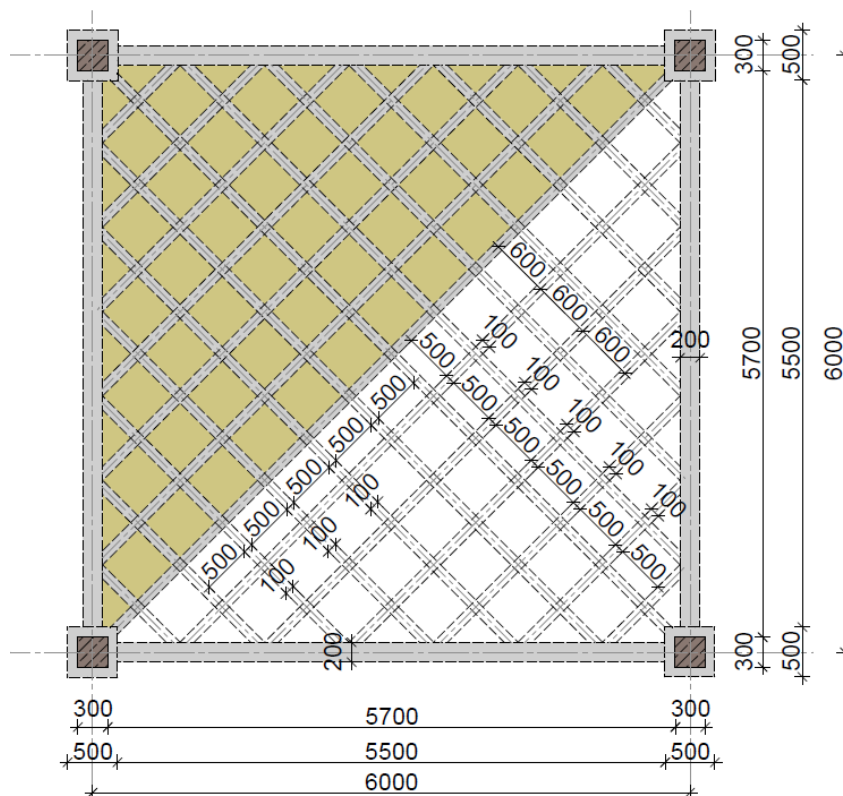


Рис. 3.3. Переріз розглянутої плити перекриття (Варіант №1)



Витрата бетону на обшивки – 3.6м^3 ; на ребра – 1.28м^3 . Загальна витрата вкладишів – 2.32м^3 .

Рис. 3.4. Стартова сітка ребер в плиті перекриття та витрати матеріалів (Варіант 1)

Далі, виходячи з отриманих даних, будемо визначати розрахункову ширину ребра, задаючись кроком ребер відповідно 800, 1000, 1200 та 1400мм. При цьому, отримана в першій ітерації сумарна витрата бетону для ребер для кожного з позначених варіантів має залишитися константою. Витрата бетону на обшивки також є сталою, оскільки товщина обшивок незмінна. Отримані результати наведені на рис. 3.5 та в табл. 3.1.

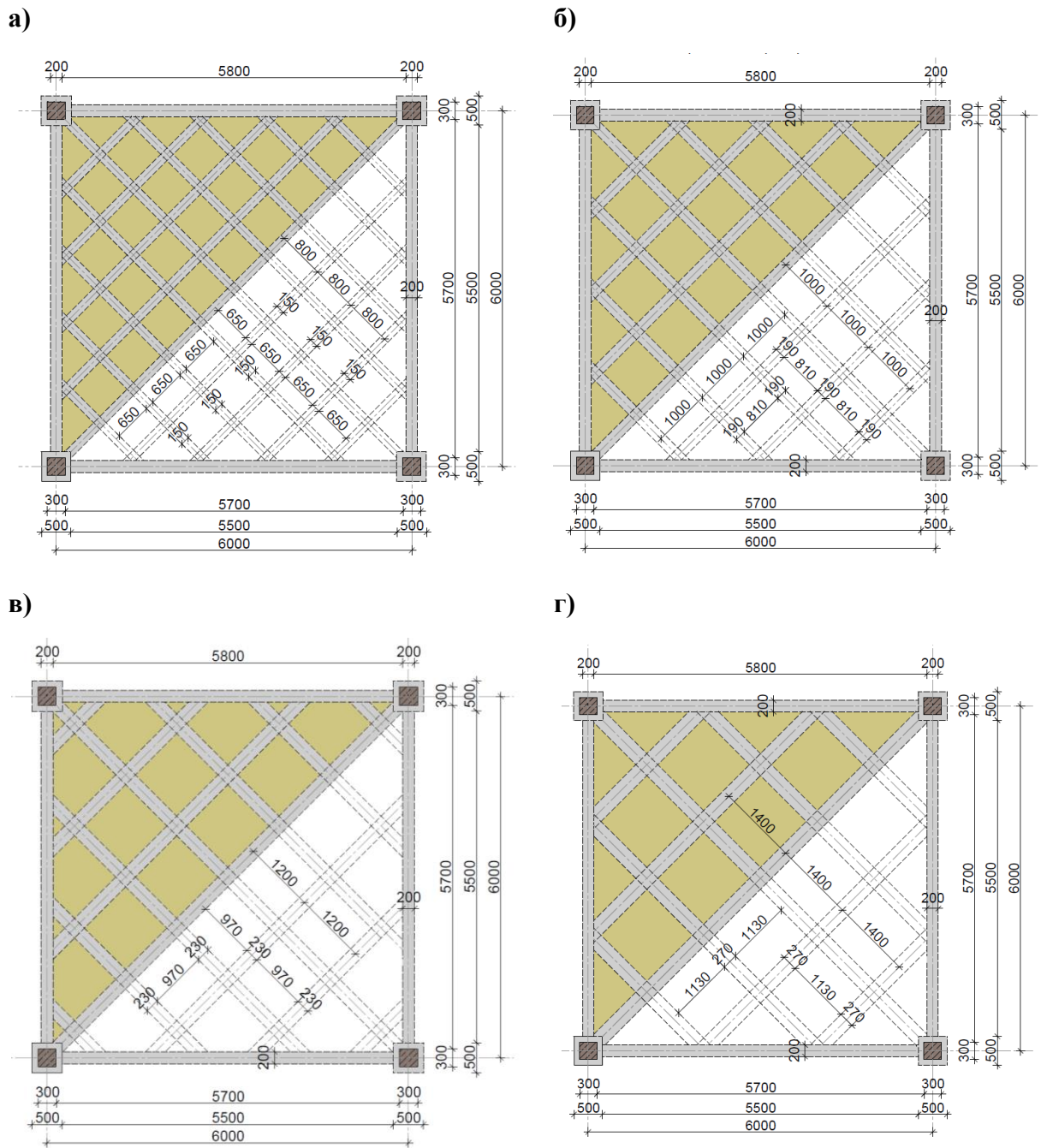


Рис 3.5. Результати підбору ширини ребра: а) для кроку ребер 800мм; б) крок 1000мм; в) крок 1200мм; г) крок 1400мм.

Таблиця 3.1.

Отримана витрата матеріалів для утворених геометрій

№ геометрії	№1	№2	№3	№4	№5
Витрати бетону на ребра, м ³	1.28	1.37	1.38	1.42	1.43
Розмір вкладишу, мм	500x500	650x650	810x810	970x970	1130x1130
Витрати полістиролу, м ³	2.32	2.23	2.22	2.18	2.17
Ширина ребра, мм					
Розрахована	-	148	193	227	272
Встановлена	100	150	190	230	270

З метою отримання компонентів НДС у всіх розглянутих варіантах плит виконаний сінченно-елементний розрахунок в програмному комплексі «Ліра 10.6» [30,31] . Створені моделі відрізнялися не тільки геометрією ребер (вказані вище 5 варіантів), але й заданими граничними умовами:

1) плита обперта в кутах на колони висотою 1000мм і перетином 300×300мм; в нижньому вузлі колон заборонені всі лінійні переміщення і повороти;

2) плита обперта на 4 канти; у всіх вузлах крайніх граней заборонені лише вертикальні переміщення – змодельоване шарнірне обпирання.

Для першого варіанту обпирання обрана ознака схеми №5 – просторові схеми загального вигляду з 6-ма ступенями свободи у вузлі. За цією ознакою схеми розраховуються просторові каркаси, оболонки і допускається включення об'ємних тіл, врахування пружної основи і т.п. Допускаються переміщення по глобальним осям X , Y , Z , а також повороти U_x , U_y , U_z .

Для другого варіанту обпирання обрана ознака схеми №3 – схеми, що розташовуються в площині XOY ; кожен вузол має 3 ступеня свободи – лінійне переміщення уздовж осі Z або Z_2 і повороти навколо осей X , Y або X_2 , Y_2 . За даною ознакою розраховуються балкові ростверки та плити, допускається врахування пружної основи та переміщення по глобальній осі Z , а також повороти U_x , U_y .

Для моделювання застосований СЕ №10 – Універсальний просторовий стрижневий СЕ (рис. 3.6). Площина розташування: довільна.

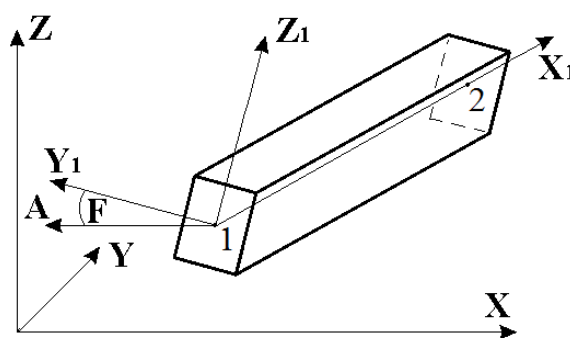


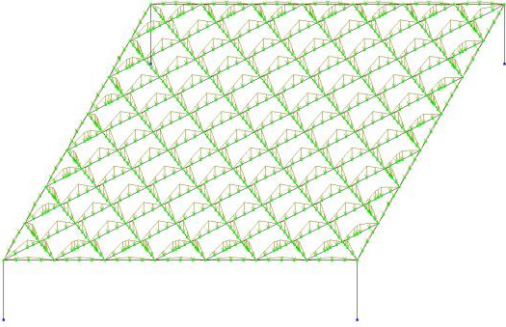
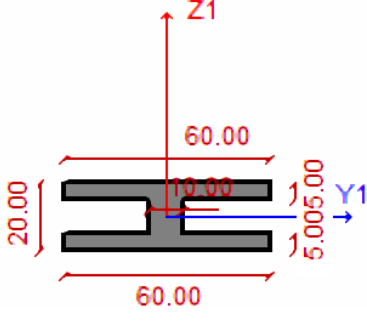
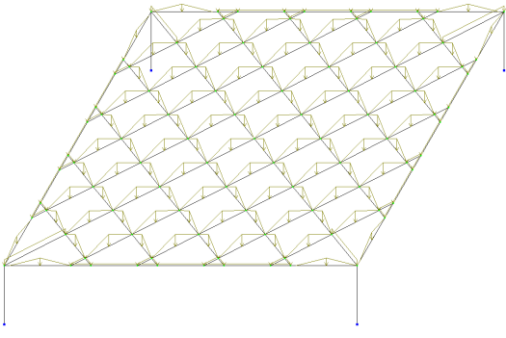
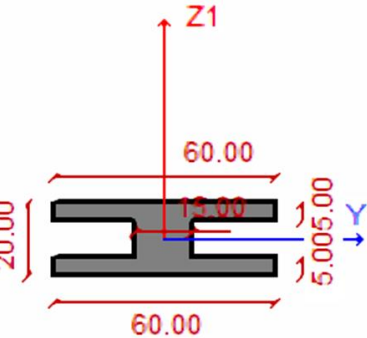
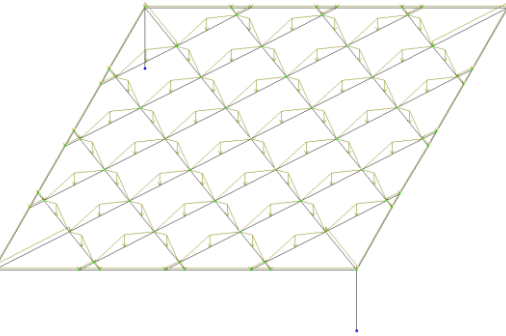
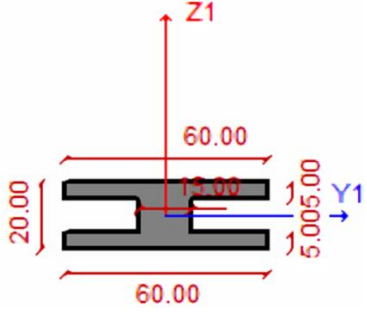
Рис. 3.6. Застосований для моделювання плит скінченний елемент №10

Фізико-механічні характеристики задані як для важкого конструкційного бетону класу С25/30 ($E = 25000\text{МПа}$, $\mu = 0.2$).

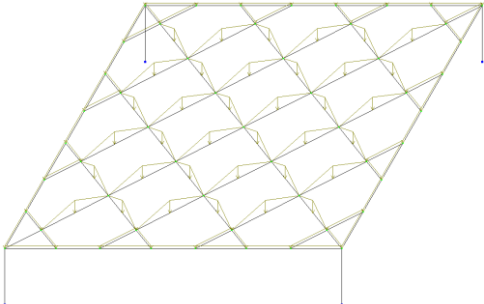
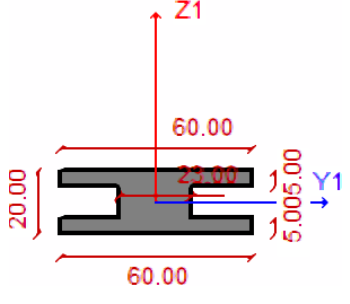
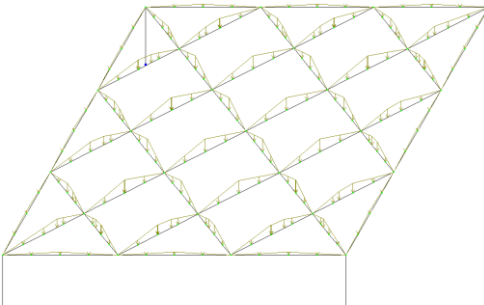
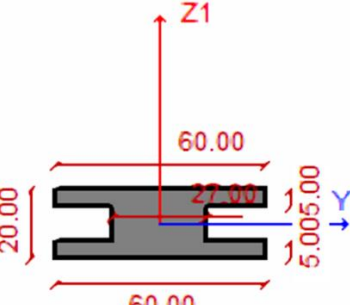
Навантаження для всіх моделей прийняте інтенсивністю 10 кН/м^2 . У зв'язку із тим, що плити апроксимовані конструкціями, виконаними із стрижневих СЕ, епюра навантажень на кожен стрижень відрзнялася в залежності від довжини і вантажної площі (яка залежить від розміру вкладишів) і приймала або трикутну, або трапецієподібну форму. Приведений поперечний переріз плит перекриття для кожного з 5 варіантів та схеми прикладання навантаження наведено в табл. 3.2.

Таблиця 3.2

Схема прикладання навантаження та приведений переріз розглянутих плит

№ вар.	Схема прикладання навантаження	Приведений двотавровий переріз
Варіант 1		
Варіант 2		
Варіант 3		

Таблиця 3.2. Продовження

Варіант 4		
Варіант 5		

Результати визначення основних компонентів НДС розглянутих систем наведені на рис. 3.7 – 3.9 (де 1,2...5 – варіанти геометрії, наведені вище). Результати розрахунків у вигляді ізополів відповідних компонентів наведені в Додатку Б.

З результатів дослідження випливає, що збільшення розмірів вкладишів призводить до зростання потенційної енергії деформації в системі на 15-25% і збільшення значень прогинів на 13.6-20.8% для обидвох варіантів обпирання. Тому, з точки зору раціоналізації перетинів у відповідності до критеріїв (2.1, 2.2), прийнятними в сформованих умовах (враховуючи навантаження та схему обпирання) є більш дрібні розміри вкладишів, що відповідає геометрії №1.

Проте, якщо повернутися до технологічної та економічної сторін даного питання [63], зокрема, з точки зору заготівлі вкладишів-пустоутворювачів різних форм та розмірів, слід переконатися, чи аналогічною буде ситуація при визначенні кількості відходів після різання вкладишів з однієї заготовки для кожного з розглянутих варіантів топології, оскільки перевитрата матеріалу пустоутворювача призводить до здорожчання конструкції в цілому.

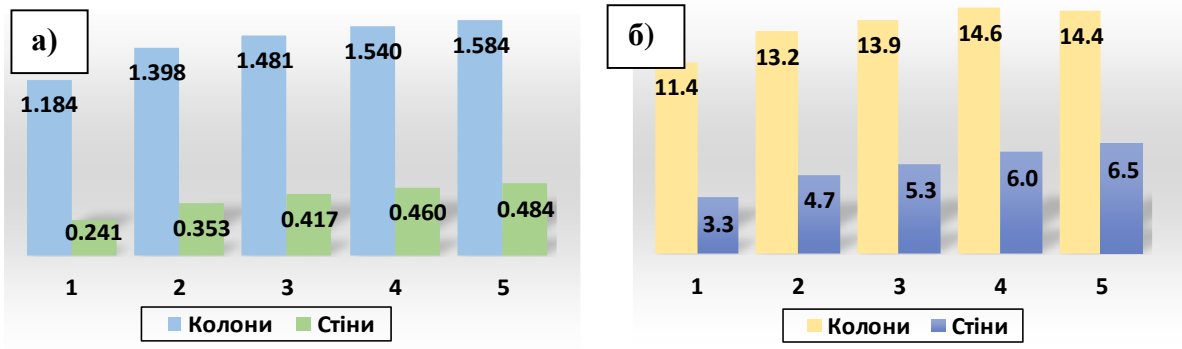


Рис. 3.7. Результати визначення компонентів НДС: а) потенційна енергія деформації, кНм; б) прогини, мм

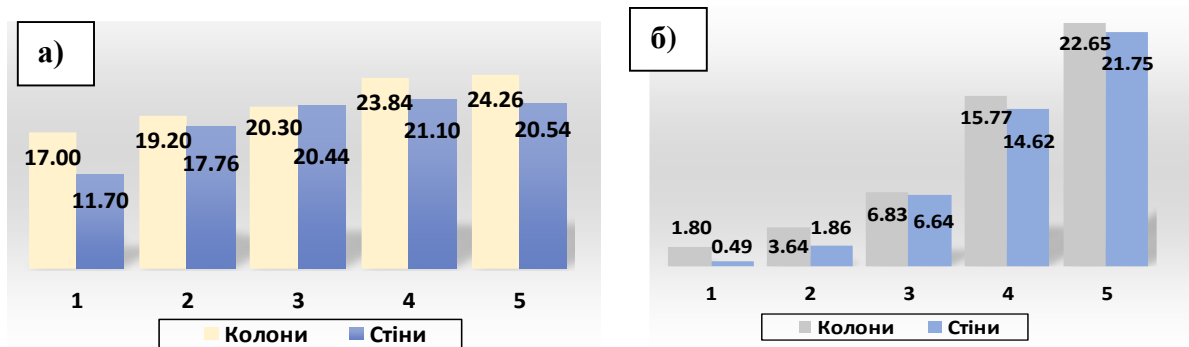


Рис. 3.8. Результати визначення компонентів НДС: а) згинальні моменти M_y , кНм; б) згинальні моменти M_x , кНм

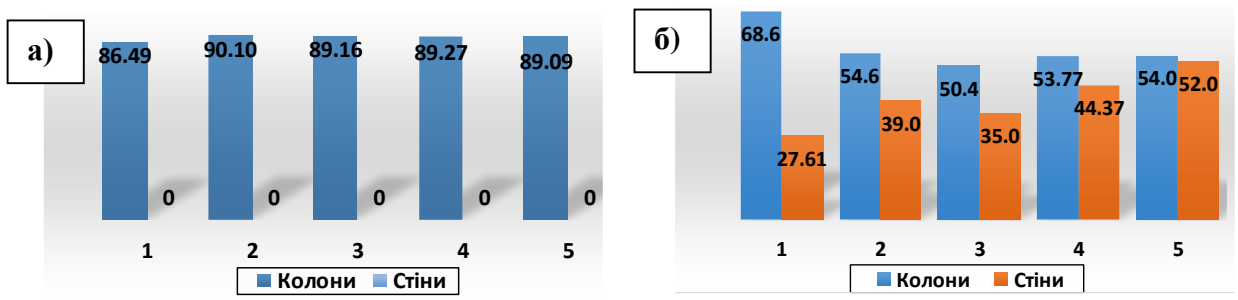


Рис. 3.9. Результати визначення компонентів НДС: а) поздовжня сила N , кН; б) поперечна сила $Q_{z,max}$, кН

3.2. Визначення оптимального розкрювання вкладишів-пустотуотворювачів

Як було відзначено, в пустотілих конструкціях каркасу системи «Монофант» вкладиші-пустотуотворювачі можуть бути виконані з органічних і неорганічних теплоізоляційних матеріалів у вигляді об'ємних плит довільної форми. Виконання вкладишів-пустотуотворювачів будь-якої форми (рис. 3.10, а,б) не обмежує обсяг порожнистого середовища і дозволяє максимально зменшити масу конструкції.

Ще однією особливістю [10] запропонованої конструкції монолітного каркаса будівлі є створення пустот в самому вкладиші-пустотоутворювачі при бетонуванні об'ємних елементів конструкції (наприклад, фундаментів), що дозволяє заощадити витрати матеріалу вкладиша і, відповідно, його вартість. Це вимагає конструювання форми вкладиша у вигляді коробчатого елемента з пустотами або створення жорсткого просторового каркасу з заповненням внутрішніх порожнин менш міцним і більш дешевим теплоізоляційним матеріалом (рис. 3.10, в).

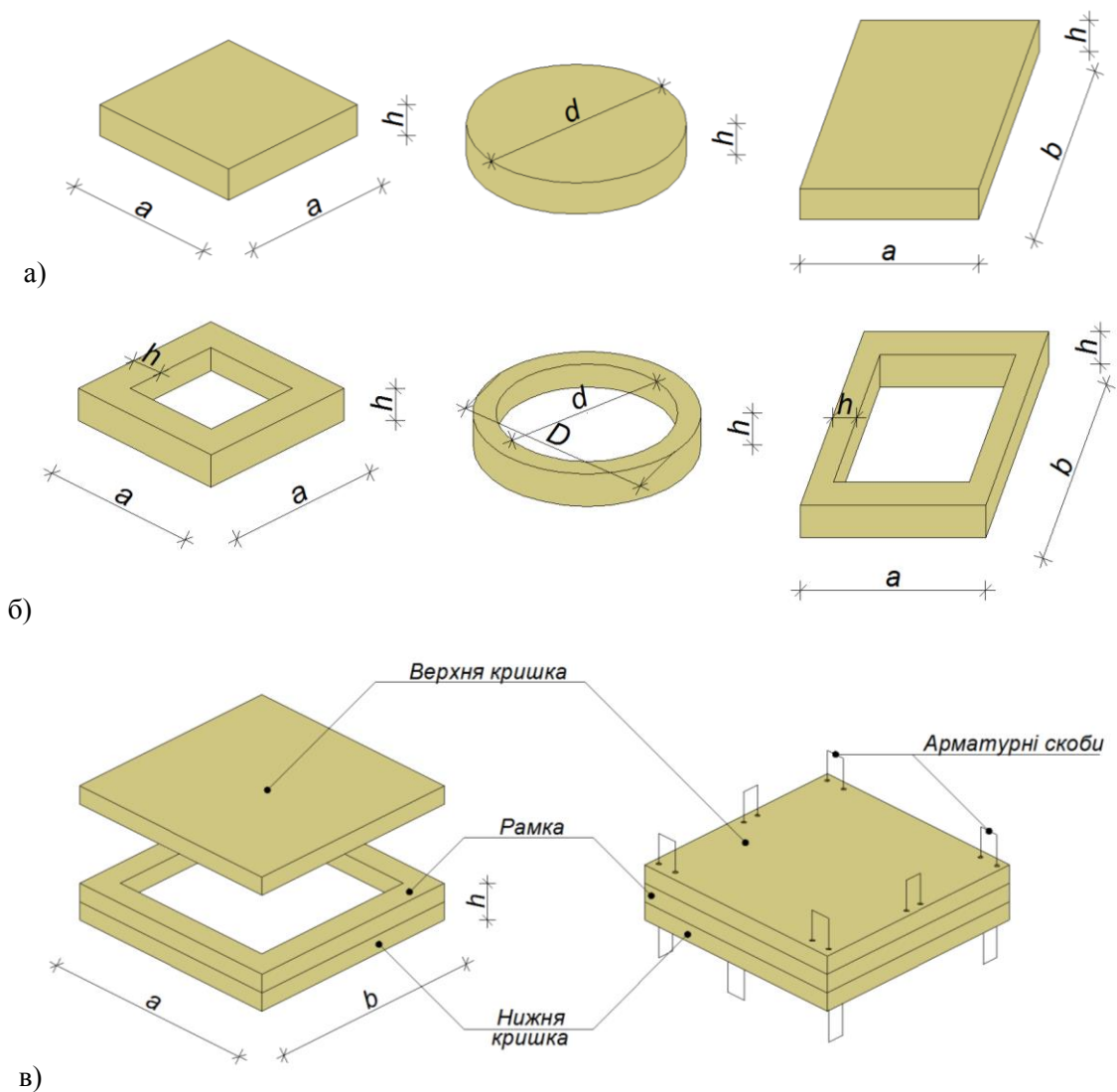


Рис. 3.10. Варіанти вкладишів-пустотоутворювачів: а) повнотілі; б) з отворами; в) пустотілі.

Розташування і конфігурація внутрішніх ребер визначається конфігурацією вкладишів-пустотоутворювачів. У свою чергу, розміри

чарунок і топологія «умовних» пустот елементів встановлюються прямим розрахунком.

Створення вкладишів-пустотоутворювачів довільної форми допустимо виконувати як вручну, так і за допомогою спеціалізованого обладнання (лазерне фрезерування), в залежності від складності його, тобто вкладиша, геометричної форми.

Існуючі на сьогоднішній момент верстати для різання пінопласту умовно можна розділити на наступні категорії:

- портативні агрегати (віддалено нагадують ніж);
- агрегати з ЧПК;
- для нарізки поперек або по горизонталі.

Незважаючи на те, що номенклатура верстатів (рис. 3.11) досить різноманітна, принцип дії у всіх агрегатів приблизно однаковий: розжарена до високої температури нитка проходить через шар пінопласту в потрібному напрямку. В якості такої нитки в більшості випадків використовується високоміцний дріт. Найбільш примітивні моделі забезпечені всього лише однією такою нагрітою ниткою, в той час як в більш сучасних модифікаціях верстатів їх може бути відразу декілька (до шести струн).



Рис. 3.11. Приклад стану для нарізки пінопласту

Використання подібного обладнання доцільно при вирішенні задачі масового виготовлення вкладишів (потоким способом) або при виникненні

необхідності надання їм незвичайної форми, що робить неможливим використання підручних засобів. У більшості ж випадків, зокрема, для заготівлі захоронюваних в монолітних конструкціях вкладишів-пустотоутворювачів, можна використовувати ручні способи. Позначимо деякі з них.

1. Найбільш простий і разом з тим доступний метод - це нарізка матеріалу *ножем*. Важливо, щоб використовуваний для цього ніж мав щербини і був змазаний автомобільним маслом ще до початку роботи. Це необхідно для зниження шуму і оптимізації самої процедури. Слід зазначити, що даний спосіб найповільніший з можливих, тому доцільний лише в разі невеликого обсягу матеріалу. Товщина оброблюваного матеріалу обмежується 50мм.

2. Другий спосіб відомий як різання «*холодною струною*». В даному випадку струна зі сталі використовується так само, як полотно дворучної пилки. При виконанні робіт необхідно зафіксувати лист пінопласту, який піддається обробці, а ріжучі кромки струни обробити рідким мастилом, щоб знизити шум і поліпшити ковзання.

3. Аналогічно другому способу, виконується нарізка пінопласту *ножівкою*. При цьому товщина вкладиша може досягати 250 мм.

Наведені вище три способи ручної обробки пінопласту є не дуже зручними, оскільки їх використання призводить до випадання гранул пінопласту на межі різку і утворення нерівного краю. Крім того, товщина пінопласту, що піддається обробці даними методами, обмежена. Також слід зазначити, що перші три способи застосовуються лише для заготівлі прямолінійних елементів.

4. Нарізка *гарячою струною* (ніхромовою, гітарною та ін.). Спосіб застосовується при організації робіт безпосередньо на будівельному майданчику. Для створення невеликого стенду необхідно зафіксувати дріт з ніхрому і підключити до нього електроживлення. Основна перевага такого методу - це висока швидкість (один метр нарізається за 7-8 секунд) і акуратний розріз. Проте, цей спосіб шкідливий для здоров'я людини у зв'язку з

виділенням токсичних речовин, тому роботи слід проводити з використанням засобів індивідуального захисту (масок, респіраторів) на відкритому повітрі або в приміщенні, яке оснащено примусовою вентиляцією. Товщина оброблюваного матеріалу і конфігурація вкладишу може бути довільною.

5. Нарешті, існує *професійний ручний інструмент* (термоніж), що віддалено нагадує згадану вище гарячу струну, тільки більш вдосконалений. При наявності такого інструменту робота виконується якісно і швидко, крім того, є можливість використання фігурних насадок.

В процесі обробки вкладишів описаними способами різання (струна, термоніж) вибирається середня швидкість руху пінопласту. Занадто висока швидкість призведе до розшарування і викиду фрагментів матеріалу, а при занадто повільній - торці листів почнуть оплаватися.

Очевидно, що процедура створення вкладишів-пустотоутворювачів заданої форми в даний час не є дуже трудомістким процесом, і в залежності від обсягу робіт і складності проекрованої форми вкладиша можливі варіанти виконання робіт як вручну на будмайданчику, так і за допомогою автоматизованих верстатів на виробництві.

Оскільки, на більшості будівельних майданчиків України, обробка вкладишів все ж виконується вручну безпосередньо на об'єкті, дуже актуальним є завдання визначення оптимального розкроювання стандартного листа пінополістиролу на деталі різних форм та розмірів. Для цього доцільно розглянути задачу оптимального розкрою вкладишів [23] з пінополістиролу, прийнявши до розгляду геометрії плит, описані в попередньому параграфі (рис. 3.4 – 3.5), та стандартну заготовку у вигляді листа пінополістиролу розмірами 1.0x3.0x0.2м, що використовувався при бетонуванні плит перекриття будівлі БТІ по майдану Павлівському, 4 у м. Харкові (див. Розділ 5).

Задача раціонального розкрою плитних матеріалів на вихідні заготовки різної форми має велике практичне значення при проектуванні виробів для різних галузей виробництва, та, зокрема, будівництва. За своїм характером

вона є задачею дискретно-безперервної структури, що відноситься до класу так званих NP-повних задач, знаходження точного рішення яких можливе тільки методом повного перебору всіх можливих варіантів.

Математична постановка задачі полягає в розміщенні плоских геометричних об'єктів (початковий набір заготовок) на аркушах заданих розмірів (повноформатних аркушах) з мінімальними відходами матеріалу і урахуванням існуючих обмежень. Обмеження першого типу – геометричні – є класичними і визначаються умовами приналежності заготовок до області розміщення, їх взаємного неперетинання, а також ізотропним або анізотропним характером середовища проживання (наявністю або відсутністю спрямованого малюнка на поверхні об'єктів – текстури).

Умови автоматизованого виробництва розширюють цей список обмеженнями другого типу – технологічними, які визначаються характеристиками розкрійного устаткування і організаційно-технологічними особливостями виробництва:

- максимальна і мінімальна ширина відрізуваної деталі;
- необхідність і розмір попереднього обрізання краю листа;
- ресурс безперервної роботи ріжучого інструменту;
- ширина ріжучої частини інструменту;
- максимальна довжина наскрізного різку;
- вектор перших різів (поздовжній або поперечний розкрій);
- кількість листів, що одночасно підлягають розкроюванню (розмір пакета);
- максимальну кількість поворотів пакета;
- мінімальна відстань між пилками в багатопильних верстатах;
- напрямок укладання заготовок на аркуші;
- операційні припуски на сторону заготовки для подальшої обробки і т.д.

Як видно, кількісно технологічні обмеження значно перевершують геометричні. Крім того, вони можуть варіюватися в широкому діапазоні в залежності від специфіки конкретного обладнання для різання.

Автоматизація виробництва змінює і саме поняття оптимального розкрою, висуваючи на перший план вимогу технологічності карт розкрою. На відміну від строгого математичного опису критерію мінімізації відходів матеріалу при розкроюванні:

$$S = \sum_i S_i \rightarrow \min \quad (3.1)$$

де S_i - площа і-го обрізка матеріалу, технологічні критерії оптимізації мають множинний і нерідко емпіричний характер. У загальному вигляді їх можна об'єднати поняттям «трудомісткість фізичної реалізації розкрою», яка включає такі параметри, як загальна кількість і загальна довжина виконуваних різів, кількість карт розкрою, кількість поворотів пакету листів і переустановлень обмежувальних упорів на верстаті, геометричні параметри одержуваних обрізків.

Висока комбінаторність обговорюваної системи «Монофант» [119] практично не обмежує проектанта у виборі форми і розміру вкладиша-пустотоутворювача, що з одного боку є перевагою системи, а з іншого – призводить до якісного і кількісного ускладнення їх, тобто вкладишів, геометрії. Очевидно, що в таких умовах при великій кількості елементів будуть потрібні складні процедури обробки геометричної інформації. Навіть при використанні потужних комп'ютерів час вирішення подібних завдань буде неприйнятним в умовах реального виробництва, тому для їх вирішення застосовуються різні евристичні алгоритми, що дають близьке до оптимального рішення за прийнятний проміжок часу.

Як відомо, завдання оптимального лінійного розкрою має точне математичне рішення, геометрична інтерпретація якого показана на рис. 3.12 для випадку, коли потужність вихідної безлічі заготовок дорівнює двом. Осі системи координат розмічаються з кроком, кратним типорозмірам заготовок (N і K), до значення, що не перевищує лінійного розміру області розміщення (L). Таким чином, на площині генерується сітка, кожен вузол якої відповідає деякому варіанту розкрою.

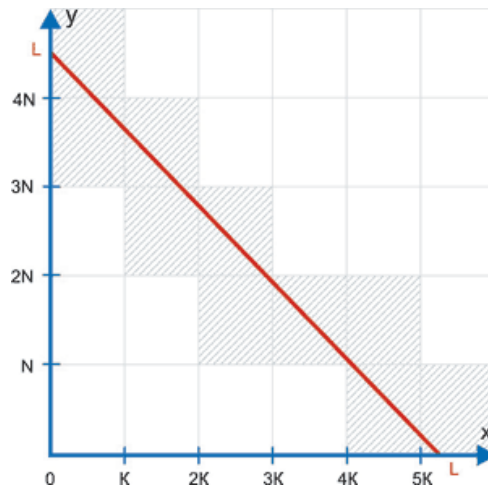


Рис. 3.12. Геометрична інтерпретація алгоритму лінійного розкрою


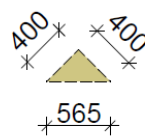
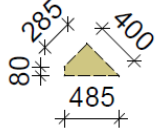
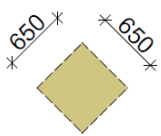
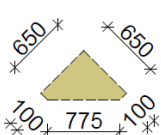
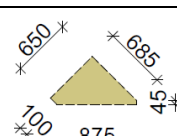
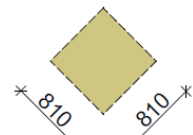
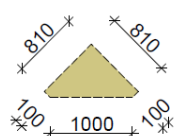
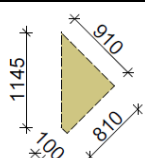
Відрізок, що з'єднує точки на осях координат, значення яких дорівнюють розміру області розміщення, є кордоном підмножини вузлів, що відповідають реальним варіантам розкрою (розташованих нижче межі). Той з них, який знаходиться найближче до межі, і буде визначати варіант розкрою, оптимальний за кількістю відходів матеріалу. Для прискорення пошуку розглядаються тільки ті осередки сітки, які перетинає побудований відрізок (на рис. 3.12 вони заштриховані). Єдиним критерієм оптимізації при лінійному розкрої є мінімізація відходів, тому одержувані варіанти розкрою апріорно є технологічними. При збільшенні кількості типорозмірів заготовок площа замінюється N -мірним простором, а відрізок – N -мірною площиною.

Таким чином, при вирішенні задачі оптимального розкрою виділяють два етапи:

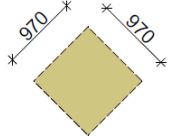
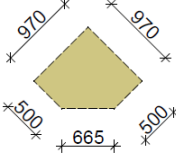
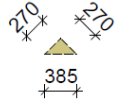
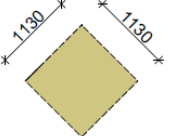
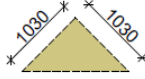
- на першому етапі визначаються раціональні способи розкрою матеріалу;
- на другому етапі вирішується завдання лінійного програмування для визначення інтенсивності використання раціональних способів розкрою.

Розглянемо тепер більш детально форми вкладишів (табл. 3.3), що утворюються при реалізації внутрішньої геометрії плит перекриттів, розглянутих у попередньому параграфі (рис. 3.4 – 3.5).

Розміри вкладишів та їх необхідна кількість

№ вар.	Атрибути геометрії	Форма і розмір вкладишу	Кількість вкладишів
1	крок ребер 600мм, ширина ребра 100мм		84 шт.
			20 шт.
			8 шт.
2	крок ребер 800мм, ширина ребра 150мм		40 шт.
			12 шт.
			8 шт.
3	крок ребер 1000мм, ширина ребра 190мм		24 шт.
			8 шт.
			8 шт.

Таблиця 3.3. Продовження

№ вар.	Атрибути геометрії	Форма і розмір вкладишу	Кількість вкладишів
4	крок ребер 1200мм, ширина ребра 230мм		12 шт.
			12 шт.
			16 шт.
5	крок ребер 1400мм, ширина ребра 270мм		12 шт.
			12 шт.

Отже, як зазначалося раніше, розглянемо задачу розміщення перелічених заготовок на вихідному листі пінополістиролу з розмірами 1.0x3.0x0.2м. Для реалізації всіх можливих варіантів розкрою листа на вкладиші необхідних розмірів і необхідної кількості, виконане моделювання всієї множини варіантів компонування в середовищі САПР «AutoCAD». Таблиці розкроїв для кожного з варіантів геометрії детально представлені в Додатку В. Вибрані найбільш раціональні варіанти розкрою представлені на рис. 3.13 – 3.17. Оскільки деякі заготовки вкладишів перевищують розміри вихідного листа пінополістиролу, то вони також були розбиті на більш дрібні деталі, щоб вписати їх в загальний габарит вихідного листа .

Вихідні дані для визначення оптимального розкрою за результатами перебору можливих варіантів розміщення вкладишу та результати обчислення відходів наведені в таблиці 3.4. Детально дані по розрахунку представлені в Додатку Г.

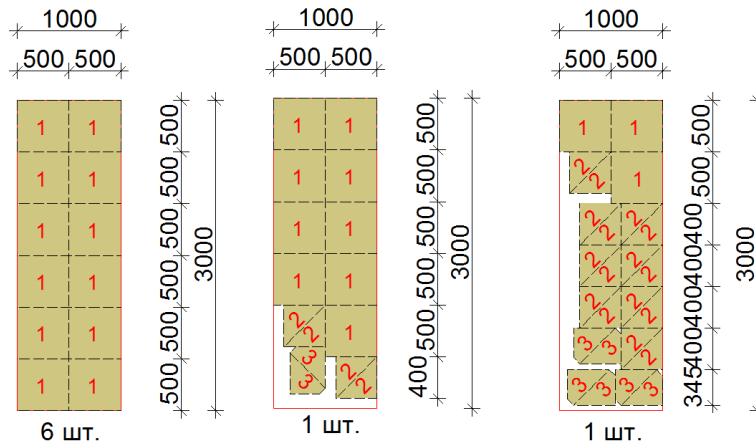


Рис. 3.13. Оптимальні варіанти розкрою для варіанту геометрії №1

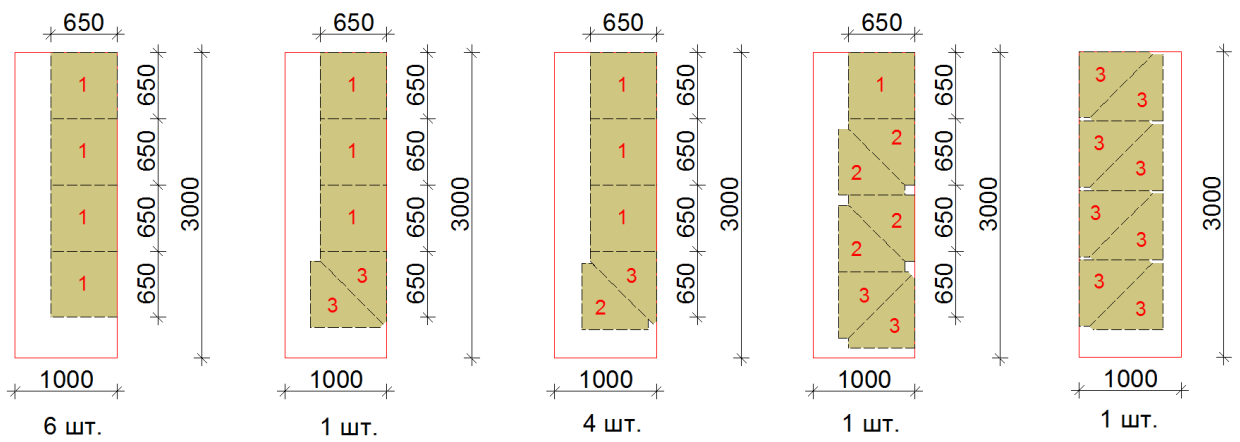


Рис. 3.14. Оптимальні варіанти розкрою для варіанту геометрії №2

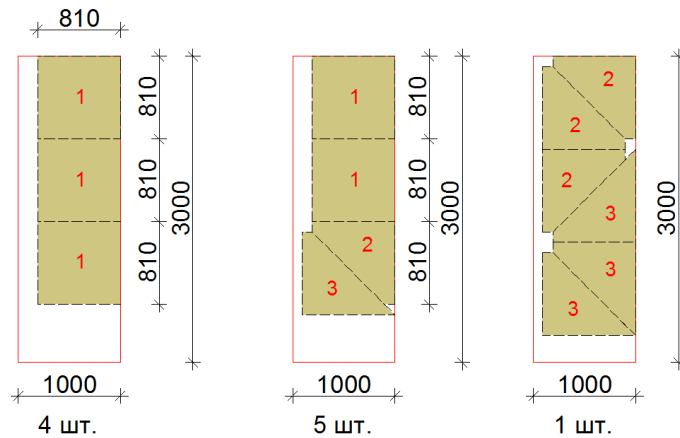


Рис. 3.15. Оптимальні варіанти розкрою для варіанту геометрії №3

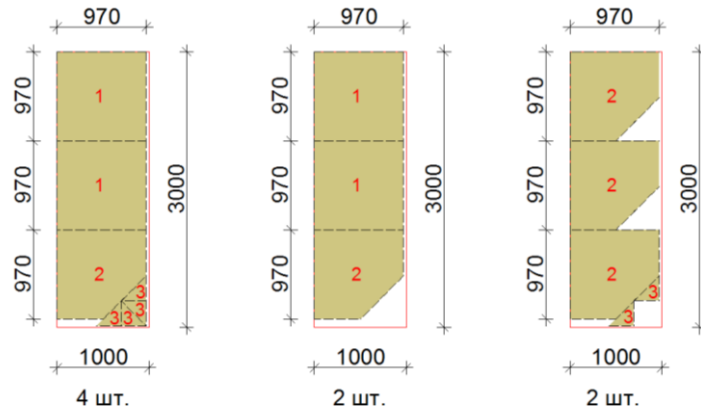


Рис. 3.16. Оптимальні варіанти розкрою для варіанту геометрії №4

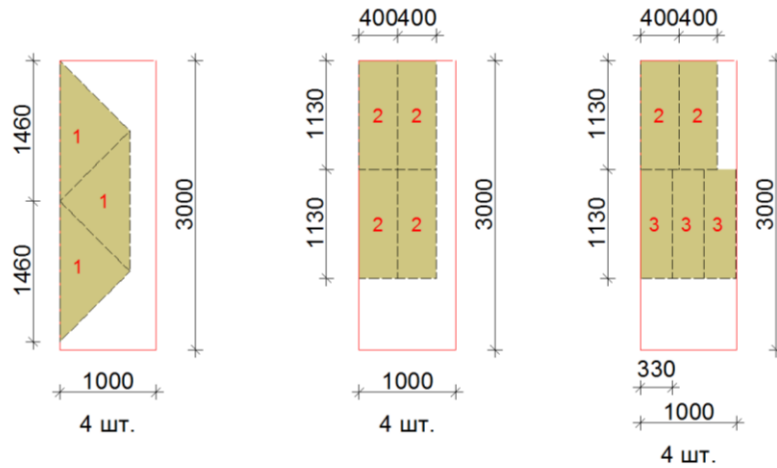


Рис. 3.17. Оптимальні варіанти розкрою для варіанту геометрії №5

Таблиця 3.4.

Результати відбору оптимального розкрою

№ геометрії	№1			№2			№3			№4			№5		
Площа вихідної заготовки, м ² – 3.0															
Номери деталей	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Площа деталей, м ²	0.25	0.08	0.07	0.42	0.27	0.28	0.66	0.41	0.40	0.94	0.83	0.04	0.53	0.45	0.37
Кількість деталей	84	20	8	40	12	8	24	8	8	12	12	16	12	24	12
Кількість комбінацій розкрою															
	101			30			18			20			12		
Доля відходів, %	3.22			42.83			32.53			8.95			39.77		
Площа відходів, м ²	1.0			17.0			11.0			2.0			14.0		

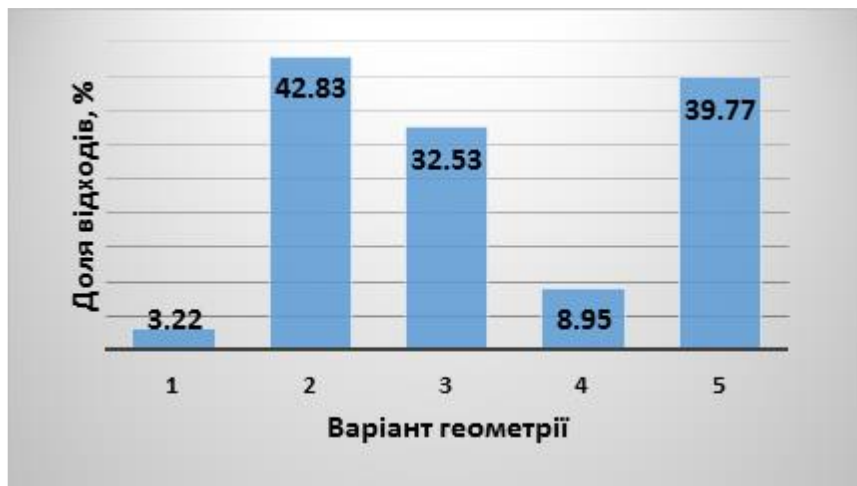


Рис. 3.18. Діаграма долі відходів для розглянутих геометрій плит

Як видно з результатів вирішення задачі оптимального розкрою, варіант геометрії №1, що відповідає найбільш густій сітці внутрішніх ребер порожнистої плити, забезпечує найменший відсоток відходів при різанні вкладишів на заготовки вказаної форми при заданих умовах та обмеженнях. Крім того, цей результат корелює з результатами чисельного аналізу особливостей напружено-деформованого стану порожнистої плити з раціональною топологією ребер відповідно до енергетичних принципів раціоналізації конструкції [89,124], а отже, можна зробити узагальнений висновок, що менші розміри вкладишів-пустотоутворювачів і щільніша сітка ребер забезпечують найменше значення прогину, потенційної енергії деформації, згинальних моментів та найменшу витрату матеріалів пустотоутворювачів.

3.3 Оцінка класу вогнестійкості залізобетонної плити перекриття

Одночасно з раціональним розташуванням вкладишів в плані плити, невирішеним завданням є визначення мінімально можливої товщини обшивок полегшеної плити. Враховуючи тонкостінність конструкції полегшеної плити, обов'язковим є урахуванням умов вогнестійкості [35] та продавлювання [32,40]. Для оцінки класу вогнестійкості розглянута плита перекриття реальної нежитлової будівлі з вкладишами-пустотоутворювачами з пінополістиролу.

3.3.1 Вихідні дані

Для обов'язкової оцінки класу вогнестійкості [68] розглядається типова плита міжповерхового перекриття із специфічною конструкцією, особливістю якої є прямокутні пустоти із наявним у них негорючим пінополістирольним утеплювачем. На рис. 3.19 наведена конструктивна схема та схема армування досліджуваної плити перекриття, що позначається ПМ-1 згідно із прийнятою системою позначень.

Таблиця 3.5

Функціональне призначення та необхідний клас вогнестійкості залізобетонної плити перекриття

Залізобетонна плита перекриття (позн.)	Функціональне призначення	Необхідний клас вогнестійкості	Посилання
ПМ-1	Міжповерхова плита перекриття	REI 60	Проектна документація, ДБН В.1.1.7:2016

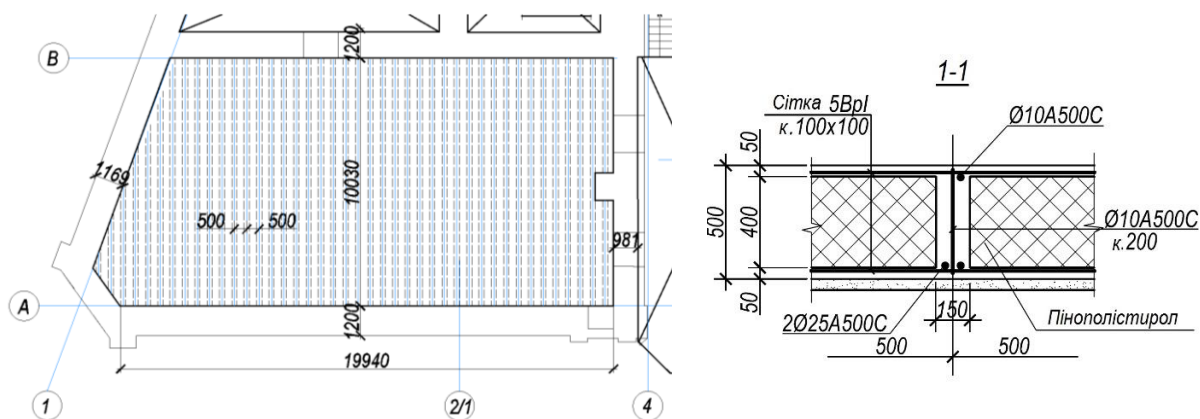


Рис. 3.19. Конструктивна схема фрагменту залізобетонної плити перекриття ПМ-1:
а) схема розташування ребер; б) поперечний переріз по ребру

Відповідно до вимог ДБН В.1.1.7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва» для будівель I ступеня вогнестійкості плити перекриттів між поверхами мають відповідати класу вогнестійкості REI 60. При розрахунку на вогнестійкість даної плити розглядається фрагмент 500x500x10300мм з одним внутрішнім ребром, як вільно оперта балка. Вогневий вплив пожежі – односторонній.

В табл. 3.6 наведені дані щодо арматури та бетону залізобетонної плити. На рис. 3.20 наведена розрахункова схема впливу пожежі, що є універсальною для всіх залізобетонних плит перекриттів, що досліджуються.

Таблиця 3.6

Характеристики бетону та арматури залізобетонної плити

Параметри нижньої арматури	Параметри верхньої арматури	Клас бетону
Ø25 A400C	Ø10 A400C	C 25/30 (B30)



Рис. 3.20. Розрахункова схема впливу пожежі на плиту залізобетонного перекриття

Для розрахунку також необхідно задати початкову температуру розрахункової області та параметри граничних умов. Параметри граничних умов наведені у табл. 3.7.

Таблиця 3.7

Параметри граничних умов для залізобетонної плити

Параметр	Позн.	Од.вим.	Вел.	Посилання
Обігрівна сторона				
Конвективна складова коефіцієнту теплообміну	α_c	Вт/(м ² °С)	25	EN 1991-1-2 Eurocode 1
Ступінь чорноти	Σ		0.7	EN 1992-1-2 Eurocode 2
Необігрівна сторона				
Коефіцієнт теплообміну	α	Вт/(м ² °С)	9	EN 1991-1-2 Eurocode 1

Для вирішення задачі теплопровідності при визначення температурних розподілень у перерізі залізобетонної плити перекриття також була складена кінцево-різницева схема, що наведена на рис 3.21.

Для розрахунку несучої здатності плити перекриття ПМ-1 застосована схема, що наведена на рис. 3.22. Згідно із схемою, залізобетонна плита перекриття ПМ-1 розглядається як вільно оперта, що працює у двох напрямках під дією рівномірно розподіленого навантаження.

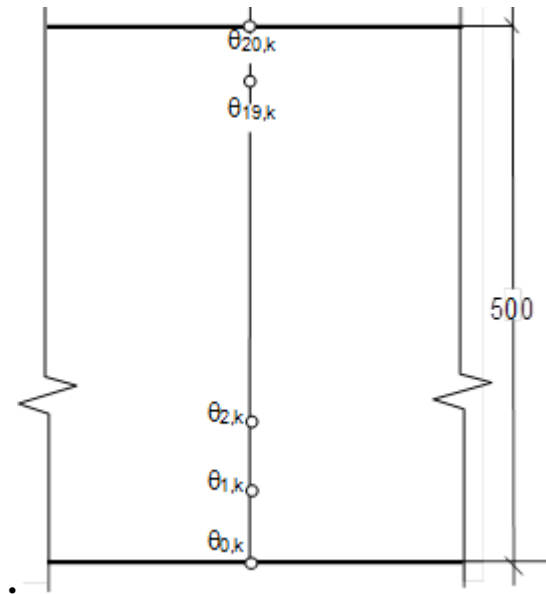


Рис. 3.21. Кінцево-різницева схема залізобетонної плити ПМ-1

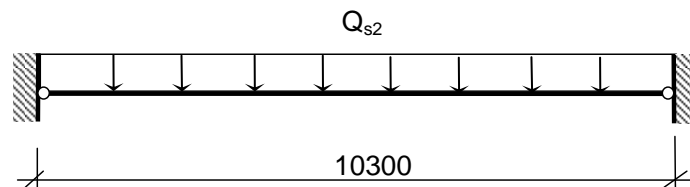


Рис. 3.22. Розрахункова схема залізобетонної плити перекриття ПМ-1 для розрахунку несучої здатності

3.3.2 Впливи на залізобетонну плиту при пожежі

Згідно із рекомендаціями стандарту EN 1992-1-2 Eurocode 2 [108], чинного в Україні, для розрахунку використовуємо стандартний температурний режим пожежі, який визначається формулою:

$$\theta_p(t) = 345 \cdot \lg(8t / 60 + 1) + \theta_0, \quad (3.2)$$

де: t – час стандартного вогневого випробування, с;

θ_0 – початкова температура середовища, °C; $\theta_0 \approx 20^\circ\text{C}$;

$\theta_p(t)$ – температура у вогневій камері установки для визначення меж вогнестійкості конструкцій в залежності від часу τ стандартного випробування.

За EN 1992-1-2 Eurocode 2 для визначення діючого під час пожежі механічного навантаження потрібно використати спрощений підхід де у загальному випадку розрахункове значення навантаження, що діє під час пожежі визначається за формулою:

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d, \quad (3.3)$$

де E_d – розрахункове значення відповідного зусилля чи моменту при нормальних температурах;

$\eta_{fi} = 0,7$ – коефіцієнт зниження, що визначає рівень навантаження при пожежі.

У таблиці 3.8 наведені навантаження на залізобетонну плиту перекриття.

Таблиця 3.8

Розрахункові навантаження на елементи опорного вузла під час пожежі

Плита перекриття	Тип навантаження	Позначення	Од. виміру	Величина
ПМ-1	Розп. навантаження	Q_s	кН/м ²	10

3.3.3 Механічні властивості бетону та арматурної сталі

В розрахунках прийнято, що розглянута плита виготовлена з важкого бетону на гранітному заповнювачі класу C25/30 (B30). Арматурний каркас виготовлений з арматурної сталі класу міцності A400C. Згідно з даними вимогами міцнісні властивості бетону та арматурної сталі наведені у табл. 3.8.

Таблиця 3.8

Міцнісні властивості бетону та арматурної сталі

Матеріал	Клас міцності	Позначення	Нормативна міцність, МПа
Бетон	C 25/30	f_{ck}	25
Арматурна сталь	A400C	f_{yk}	400

Для врахування зниження міцності бетону під час його нагрівання початкова міцність помножується на коефіцієнт зниження міцності:

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) f_{ck,t}, \quad (3.4)$$

де $k_{c,t}(\theta)$ – коефіцієнт зниження міцності бетону у залежності від температури.

Залежність коефіцієнту зниження міцності наведена на рис. 3.23.

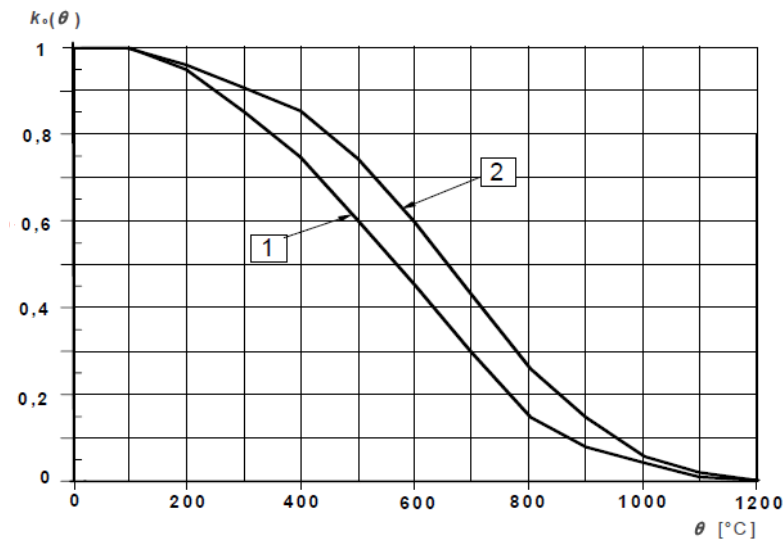


Рис. 3.23. Залежність коефіцієнту зниження міцності бетону на силікатному (гранітному) заповнювачі (1) та карбонатному заповнювачі (2) від температури нагрівання

Використовуючи дані щодо міцності, були побудовані діаграми деформування бетону та арматурної сталі. Побудовані діаграми наведені на рис. 3.24.

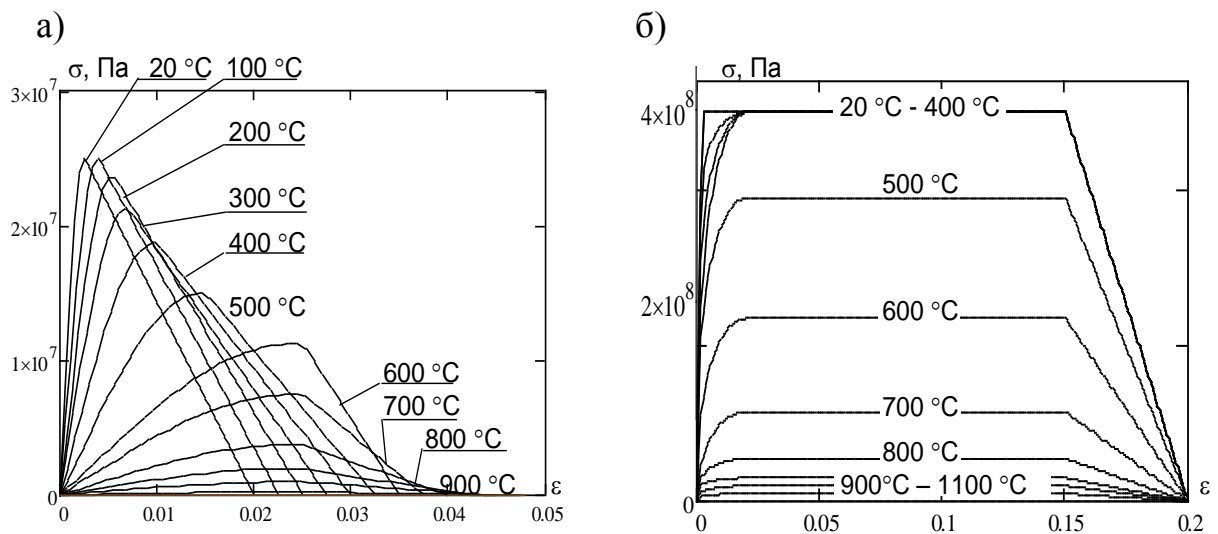


Рис. 3.24. Діаграми деформування бетону (а) та арматурної сталі (б)

3.3.4 Результати теплотехнічного розрахунку

Розрахунок реалізований у програмному середовищі табличного процесору Microsoft Excel. Після виконання розрахунку були отримані результати, які представлені на рис. 3.25 у вигляді розподілів температури по перерізу внутрішнього ребра залізобетонної плити у час температурного впливу пожежі 60 хв на який розрахований її необхідний клас вогнестійкості.

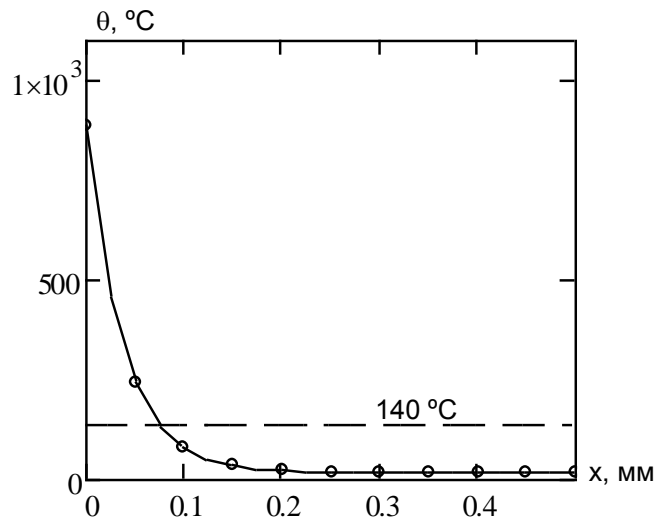


Рис. 3.25. Температурний розподіл по перерізу залізобетонної плити у момент часу розвитку пожежі 60 хв

3.3.5 Результати розрахунку цілісності

Для забезпечення цілісності залізобетонної плити застосовується методика, визначена у джерелі [68]. Згідно із положеннями в даних джерелах цілісність контролюється за спеціальним коефіцієнтом, що визначається за формулою:

$$F = b_c \alpha_{ct} E_{s,\theta} \rho_c / K_1 \lambda_n, \quad (3.5)$$

де b_c - коефіцієнт пропорційності, рівний $1.16 \cdot 10^{-2} \text{ Вт} \cdot \text{м}^{3/2}$;

$\alpha_{ct} (250 \text{ } ^\circ\text{C}) = 9 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ коефіцієнт температурного розширення бетону (EN 1992-1-2 Eurocode 2, [108]);

$E_{c,\theta} = 1.2 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ початковий модуль пружності бетону (EN 1992-1-2 Eurocode 2, [108]);

$\rho_c = 2150 \text{ кг/м}^3$ – густина бетону у сухому стані, кг/м^3 , що дорівнює густині бетону природної вологості за відніманням випареної води у кількості 150 кг/м^3 ;

$K_1 = 0.47 \text{ МН} \cdot \text{м}^{3/2}$ - коефіцієнт псевдоінтенсивності напружень у бетоні;

$\lambda_n = 1.5 \text{ Вт} \cdot \text{м} \cdot \text{°C}$ – коефіцієнт теплопровідності бетону при температурі 250 °C (EN 1992-1-2 Eurocode 2, [108]);

Використовуючи початкові дані, які подані вище отримуємо параметр F .

$$F = \frac{1.16 \cdot 10^{-2} \cdot 9 \cdot 10^{-6} \cdot 1.2 \cdot 10^4 \cdot 2150}{0.47 \cdot 1.5} = 3.821 \leq 4$$

Параметр менший за 4 це означає, що граничний стан втрати цілісності не настає.

3.3.6 Результати розрахунку несучої здатності

Для оцінки вогнестійкості за несучою здатністю застосовується зонний метод згідно з додатком В2 EN 1992-1-2 Eurocode 2 [108].

За прийнятою методикою розбиваємо переріз плити ПМ-1 на 5 зон за принципом як показано на рис. 3.26.

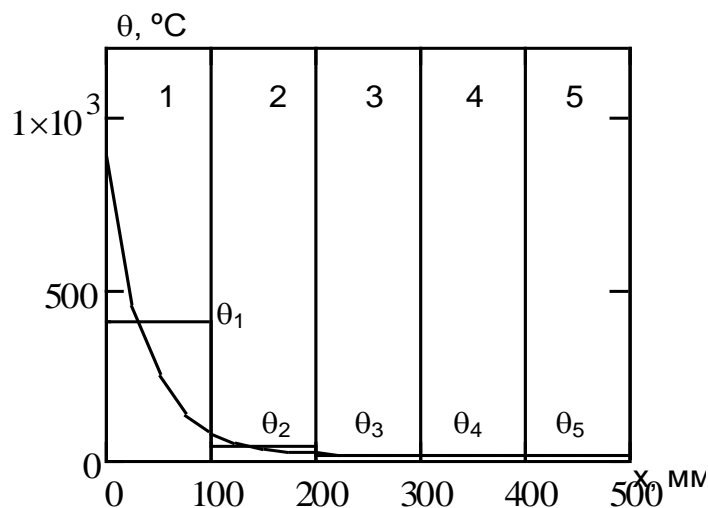


Рис. 3.26. Схема розбиття перерізу залізобетонної плити ПМ-1 на зони для реалізації зонного методу

Відповідно до цього, у табл. 3.9 подані значення середньої температури кожного шару, на які розбитий переріз залізобетонної плити.

Таблиця 3.9

Коефіцієнти зниження міцності бетону у шарах залізобетонної плити

Номер шару бетону у перерізі плити	1	2	3	4	5
Залізобетонна плита ПМ-1 (час впливу пожежі 60 хв)					
Середня температура шару, θ , °С	404.254	46.256	21.321	20.028	20
Коефіцієнт зниження міцності бетону, $k_c(\theta)$	0.744	1	1	1	1

Температура арматурних стержнів у відповідний час пожежі із стандартним режимом та відповідні їм коефіцієнти зниження міцності арматурної сталі відповідно до табл. 3.9, визначені шляхом лінійної інтерполяції наведені у табл. 3.10.

Таблиця 3.10

Коефіцієнти зниження міцності арматурної сталі у залізобетонній плиті

Арматурний каркас	Нижній	Верхній
Залізобетонна плита ПМ-1 (час впливу пожежі 60 хв)		
Температура арматури, θ , °С	453.913	20
Коефіцієнт зниження міцності на розтяг, $k_t(\theta)$	0.388	1
Коефіцієнт зниження міцності на стиск, $k_p(\theta)$	0.881	1
Коефіцієнт зниження модуля пружності, $k_E(\theta)$	0.646	1

Ширина пошкодженої зони перерізу плити розраховується за формулою:

$$a_z = w \left[1 - \frac{k_{c,n}}{k_c(\theta_M)} \right] \quad (3.6)$$

Коефіцієнт $k_{c,n}$ визначається за формулою:

$$k_{c,n} = \frac{(1 - 0.2/n)}{n} \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i) \quad (3.7)$$

де $n = 5$ – кількість зон.

У табл. 3.11 подані значення пошкодженої зони перерізу, що визначається за формулами (3.6) та (3.7).

Згідно із цими даними для плити ПМ-1 розглядаємо розрахункову схему перерізу плити, представлену на рис. 3.27. Для спрощення розрахунку ми розглядаємо тільки її фрагмент із одним внутрішнім ребром шириною 500 мм.

Ширина пошкодженої зони перерізів залізобетонної плити

Залізобетонна плита (позначення)	Середній коефіцієнт зниження міцності бетону $k_{c,n}$	Ширина пошкодженої зони перерізу, a_z , мм
ПМ-1	0.911	44.613

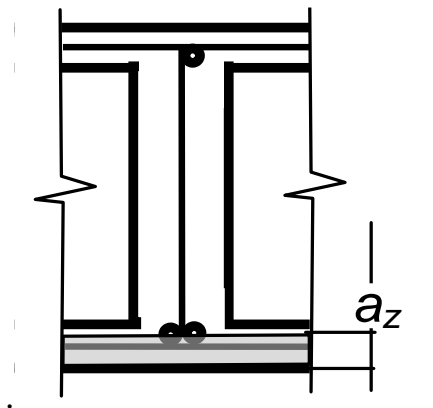


Рис. 3.27. Розрахункова схема перерізу плити перекриття із ушкодженою зоною

Визначаємо положення нейтральної вісі у середині прольоту плит та параметри епюри граничних напружень у даному небезпечному перерізі згідно із рис. 3.27. Для цього використовуємо схему, зображену на рис. 3.28.

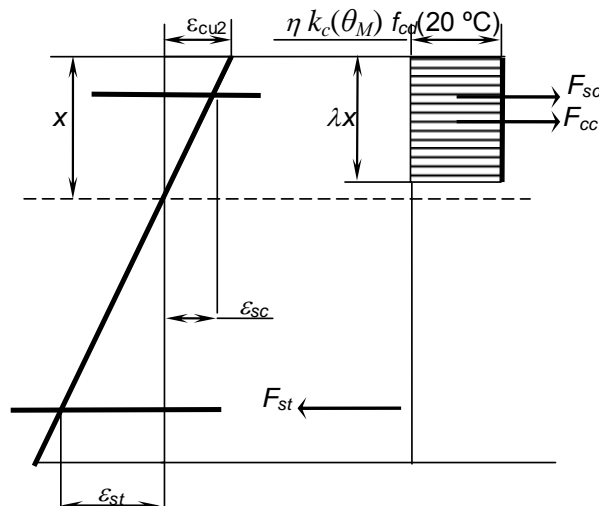


Рис. 3.28. Схема визначення параметрів епюри деформації та граничних напружень у бетоні плити перекриття у небезпечному перерізі

Результат визначення параметрів відповідних до рис. 3.28 для досліджуваної плити наведені у табл. 3.12.

Таблиця 3.12

Параметри для визначення епюри деформації та граничних напружень у бетоні плити у першому небезпечному перерізі

Параметр	ε_{c1}	ε_{st}	ε_{sc}	x , мм	λ	$k_c(\theta_M) f_{cd}(20\text{ }^\circ\text{C})$, МПа	η
Залізобетонна плита ПМ-1 (час впливу пожежі 180 хв)							
Величина	0.0035	0.019	- 0.003	24	0.8	25	0.85

Виходячи з даних, наведених у табл. 3.12, та використовуючи формули «Методики оцінки класу вогнестійкості монолітної залізобетонної плити» [68] знаходимо максимальні моменти, що може витримати переріз плити. Результати розрахунку наведені у табл. 3.13.

Таблиця 3.13

Максимальні моменти у перерізах залізобетонної плити у першому небезпечному перерізі

Залізобетонна плита (позначення)	Момент для нижн. арматурного ряду, M_{u1} , кНм	Момент для верхн. арматурного ряду, M_{u2} , кНм	Загальний момент, M_u , кНм
ПМ-1	61.92	0.39	62.3

Отриманий сумарний момент порівнюється із діючим моментом у серединному перерізі плити для перевірки виконання умови при якій зберігається несуча здатність елемента конструкції:

$$M_{Rd,fi} > M_{Ed,fi} \quad (3.8)$$

У даному випадку для плити ПМ-1 $M_{Rd,fi}$ співпадає із моментом M_u , а момент $M_{Ed,fi}$ визначається за формулою:

$$M_{Ed,fi} = 0,125\eta_{fi}Q_s b l_x^2 \quad (3.9)$$

де $\eta_{fi} = 0,7$ коефіцієнт зниження навантаження при пожежі;

$b = 0,5$ м – ширина фрагменту;

$l_x = 10,3$ м – довжина фрагменту.

Отримані дані після порівняння зведені до табл. 3.14.

Таблиця 3.14

Максимальні та діючі моменти у перерізі залізобетонної плити ПМ-1

Залізобетонна плита (позначення)	Загальний момент, M_{Rd, f_i} , кНм	Діючий момент за формулою (3.9) M_{Ed, f_i} , кНм	Виконання умови
ПМ-1	62.3	46.414	Виконується

Руйнування перемички між ребрами плити внаслідок впливу пожежі не відбувається, оскільки коефіцієнти зниження міцності бетону та арматурної сталі є не меншими за одиницю (див. табл.3.9 та рис.3.26).

3.3.7 Перевірка результатів розрахунку при застосуванні альтернативного методу

Для перевірки отриманих даних застосовується табличний метод згідно з додатком EN 1992-1-2 Eurocode 2 [108].

Відповідно до п. 5.7.2 за табл. 5.8 EN 1992-1-2 Eurocode 2 [108] визначаються мінімальні товщина та осьова відстань арматури до обігрівної поверхні для відповідних плит. При відсутності відповідного класу вогнестійкості у таблиці означені параметри визначаються шляхом лінійної інтерполяції. У табл. 3.15 наведені мінімальні розміри та реальні розміри досліджуваної плити.

Таблиця 3.15

Мінімальні розміри та осьові відстані для залізобетонної плити

Стандартна вогнестійкість		Мінімальні розміри (мм) при $l_y/l_x = 1.5 \leq 1.971 \leq 2$	
		Товщина плити, h_s	Осьова відстань між нижнім рядом арматури до поверхні плити a
REI 60		80	15
Плита (позн.)	Необхідний клас вогнестійкості	Реальні розміри (мм)	
ПМ-1	REI 60	500	25

Згідно із даними табл. 3.15 бачимо, що розміри плити ПМ-1 є більшими за мінімальні для відповідних стандартних класів вогнестійкості. Тож дані табл. 3.15 підтверджують результати розрахунку.

3.3.8. Оцінка класу вогнестійкості залізобетонної плити перекриття та відповідності її вимогам будівельних норм

Аналізуючи дані, подані на рис. 3.25, можна помітити, що температура на необігрівній стороні плити протягом контрольного часу 180 хв не досягає значення 140 °С. Це дає нам змогу стверджувати, що її клас вогнестійкості є не меншим за вимагаємий клас, тобто досліджувана плита ПМ-1 за граничним станом втрати теплоізолюючої здатності відповідає вимогам норм щодо її вогнестійкості.

Результати, що подані у п. 3.3.5 показують, що коефіцієнт цілісності у контрольний час залізобетонної плити ПМ-1 дають підґрунтя для ствердження, що клас вогнестійкості залізобетонної стіни за цілісністю є не меншим за вимагаємий клас.

Дані п. 3.3.6 та п. 3.3.7 показують, що умова зберігання несучої здатності залізобетонною плитою ПМ-1 під час пожежі виконується, це означає, що вона відповідає необхідному класу вогнестійкості..

Таким чином, встановлено, що клас вогнестійкості залізобетонної плити ПМ-1 відповідає REI 60.

3.4 Оцінка можливості продавлювання обшивки полегшеного перекриття

Як вже зазначалося раніше, у випадку зміщення вкладиша-пустотоутворювача по висоті плити можливе зменшення захисного шару бетону, що в свою чергу може спричинити продавлювання верхньої обшивки. Оскільки раніше, шляхом чисельного аналізу, були отримані результати, які визначають межі можливого відхилення положення вкладиша по висоті плити, то окремий інтерес може мати завдання визначення можливих меж зменшення товщини обшивки з умови її непродавлювання в реальних умовах експлуатації.

Тому, з метою обґрунтування вибору товщини обшивки виконано аналіз міцності на зріз при продавлюванні для обшивок різної товщини – 30, 40 і

50 мм. До розгляду прийняті конструктиви, виконані з бетону класів C12/15, C16/20, C20/25, C25/30, C30/35, C32/40. Варіювався також розмір квадратних чарунок полегшеної плити (500, 600, 800, 1000, 1200 мм) та розглянуті три варіанти квадратного штампу для моделювання продавлювання – розмірами 100x100, 200x200, 300x300 мм. В сформованих умовах, всього було розглянуто 90 комбінацій.

Основні розрахункові передумови зрізу при продавлюванні та фізико-механічні характеристики матеріалів прийняті відповідно до ДБН В.2.6-98: 2009 [32] та ДСТУ Б В.2.6-156: 2010 [40].

Відповідно до згаданих нормативних умов, необхідно виконувати наступні перевірки:

- по периметру колони або периметру площі навантаження, максимальні напруження зрізу при продавлюванні не повинні перевищувати:

$$V_{Ed,\sigma} \leq V_{Rd,max} \quad (3.10);$$

де $V_{Ed,\sigma}$ – діючі напруження зрізу;

$V_{Rd,max}$ – максимальні напруження зрізу, які може сприйняти переріз.

- поперечне армування на зріз не вимагається, якщо

$$V_{Ed,\sigma} \leq V_{Rd,c}, \quad (3.11)$$

де $V_{Rd,c}$ – напруження зрізу при продавлюванні.

- якщо величина $V_{Ed,\sigma}$ більше ніж величина $V_{Rd,c}$ у контрольному перерізі, що розглядається, то поперечне армування на зріз повинно визначатись згідно п. 4.8.5 [40].

Величини $V_{Rd,max}$ та $V_{Rd,c}$ визначаються наступним чином. Опір зрізу при продавлюванні плити повинен оцінюватись для основного контрольного периметра згідно п. 4.8.2 [40]. Розрахунковий опір при продавлюванні (МПа) визначається, як:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\sqrt{3}} + k_1 \sigma_{cp} \geq (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}); \quad (3.12)$$

де f_{ck} – характеристичне значення міцності на стиск, МПа

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0; d, \text{ мм} \quad (3.13)$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1y} \cdot \rho_{1z}} \leq 0.02 \quad (3.14)$$

де ρ_{1y} та ρ_{1z} – відносяться до зчепленої розтягнутої сталі відповідно у напрямках y та z . Величини ρ_{1y} та ρ_{1z} повинні обчислюватись як середні величини з урахуванням ширини плити, що дорівнює ширині колони плюс $3d$ з кожної сторони.

При аналізі прийнято в пропонованих системах перекриттів і покриттів в обшивці використовувались сітки $\varnothing 3B500$ з чарункою 100×100 мм, які дають більший відсоток армування.

Якщо немає більш точних даних, рекомендованими є величини $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$, та $k_1 = 0,1$, а V_{min} визначається як:

$$V_{min} = 0.035k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (3.15)$$

Виникаючі напруження $V_{Ed,\sigma}$ при різних штампах продавлювання (100, 200, 300 мм) були отримані шляхом чисельного моделювання зрізу при продавлюванні чарунок в ПК «Ліра-Сапр» [30].

Розрахунки проводилися в фізично-нелінійній постановці. Для моделювання використані скінченні елементи (СЕ) №231 – фізично нелінійний паралелепіпед (рис. 3.14). Даний СЕ призначений для міцнісного розрахунку просторових конструкцій з урахуванням фізичної нелінійності матеріалу. Для всіх задач обрана наступна умова: ознака схеми №5 – просторові схеми загального вигляду з 6 ступенями свободи у вузлі.

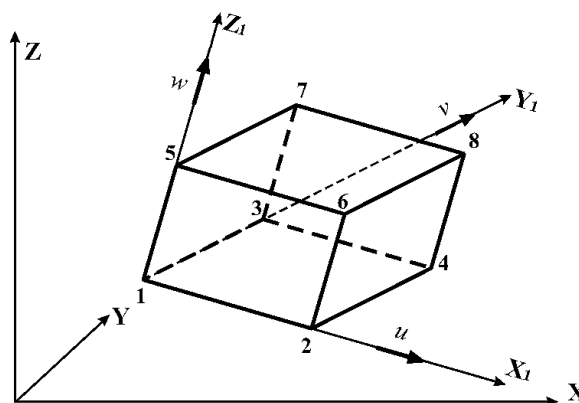


Рис. 3.29. Скінченний елемент №231

Фізична нелінійність бетону моделювалася за допомогою нелінійного закону деформування бетону №12, який реалізує криволінійну залежність « $\sigma - \epsilon$ » відповідно до Єврокодів 2 [108] і ДБН В.2.6-98:2009 [32] із урахуванням спадаючої гілки (рис. 3.30).

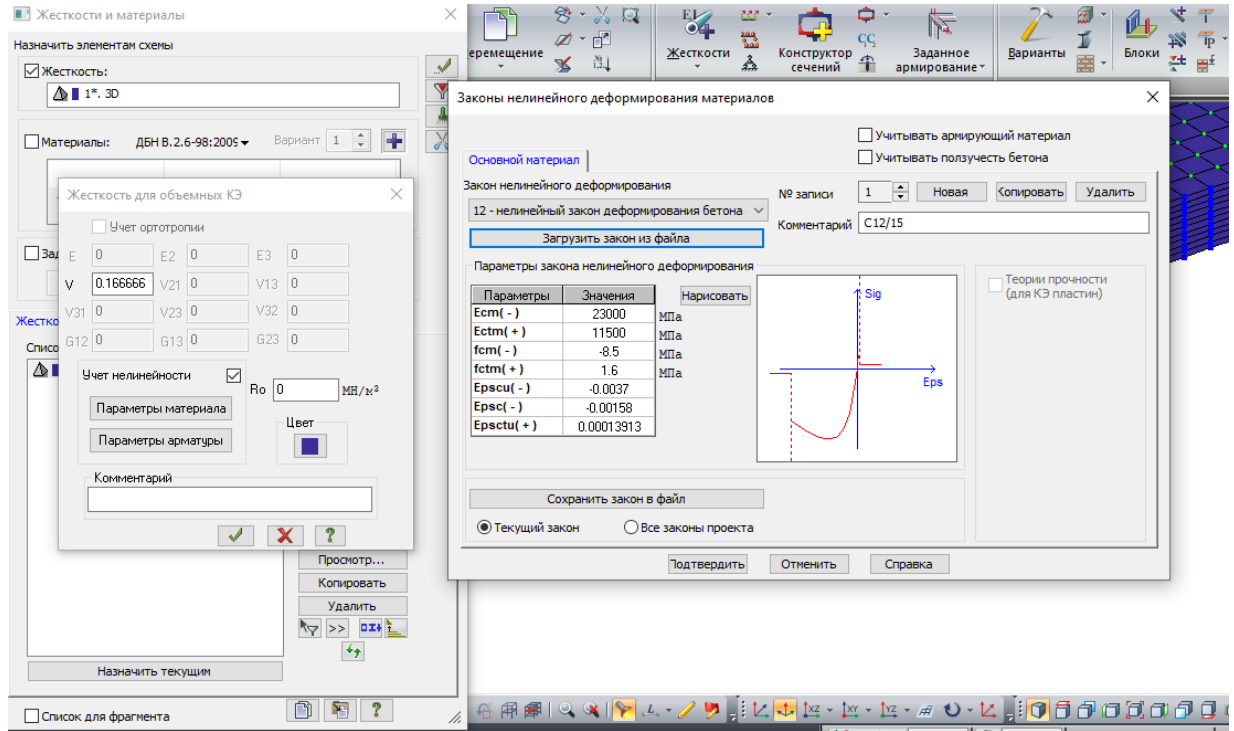


Рис. 3.30. Меню задания физико-механических характеристик бетону

Задані характеристики для бетонів різних класів наведені в таблиці 3.16.

Таблиця 3.16.

Характеристики бетонів, прийнятих в розрахунках

	Ecm-	Ectm+	fcm-	fctm+	Epsc-	Epssc-	Epsctu+
	МПа	МПа	МПа	МПа			
C12/15	23000	11500	-8.5	1.6	-0.0037	-0.00158	0.00014
C16/20	27000	13500	-11.5	1.9	-0.00359	-0.00162	0.00014
C20/25	30000	15000	-14.5	2.2	-0.00344	-0.00165	0.00015
C25/30	32500	16250	-17	2.6	-0.00328	-0.00169	0.00016
C30/35	34500	17250	-19.5	2.8	-0.0031	-0.00172	0.00016
C32/40	36000	18000	-22	3	-0.00293	-0.00176	0.00017

Для всіх варіантів чарунок і штампів продавлювання був використаний ітераційний метод. Число ітерацій дорівнювало 20. Максимальне значення навантаження прийнято 100 кН, тобто для штампку 100×100 прикладений тиск рівний ~10 МПа; для штампку 200×200 – ~2.5 МПа; для штампку 300×300 прикладений тиск ~1.11 МПа. Обов'язковою умовою було виведення всіх проміжних результатів з печаткою напружень і переміщень після кожного кроку. Зіставляючи отримані напруження на кожному кроці з несучою здатністю визначалося граничне навантаження зрізу при продавлюванні. Аналізувалися як головні напруження (рис. 3.31), так і еквівалентні по теорії Генієва-Кісюка та Василькова-Шмулкера [86]:

$$e_u = 0,5\chi_\sigma^2[(\chi_\sigma + 1)e_{cu} - (\chi_\sigma - 1)e_{tu}] + (1 - \chi_\sigma^2)e_{shu}, \quad (3.16)$$

де $\chi_\sigma = \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$ – параметр Лоде-Надаї напруженого стану;

e_{cu}, e_{tu}, e_{shu} – частинні значення щільності енергії деформацій для стиснення, розтягу, зсуву.

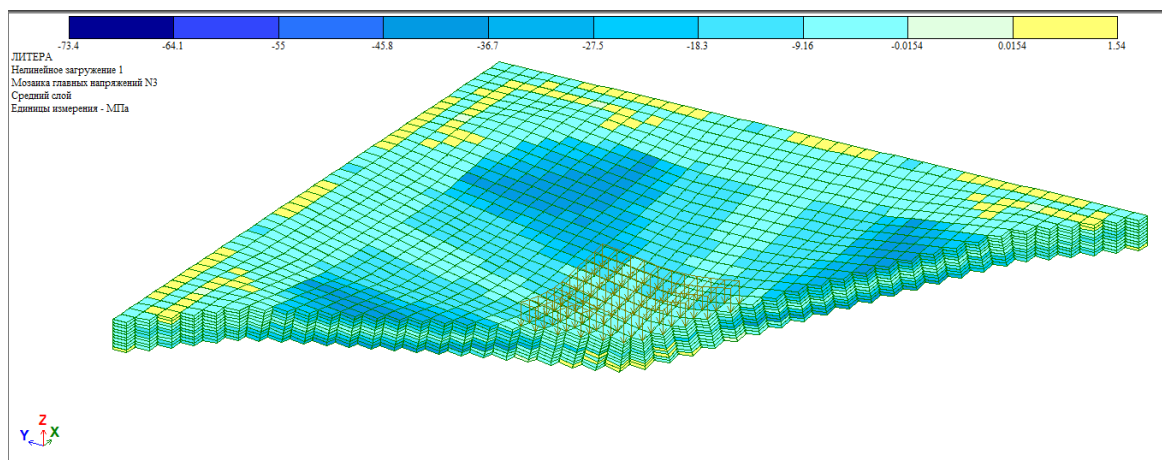


Рис. 3.31. Головні стискаючі напруження N3

Цілком очевидно, що мінімальне граничне значення продавлюючої сили отримане для чарунки 1200×1200мм, при товщині обшивки 30 мм, штампі розміром 100×100мм і бетоні класу С12/15 (рис. 3.32). Це значення склало 5.43 кН. Система полегшених перекриттів, що обговорюється, як правило використовується при будівництві житлових і адміністративних будівель, тому обов'язковим є урахуванням вимог вогнестійкості [35]. Враховуючі

виконані дослідження з питань вогнестійкості обговорюваних конструктивів [26,112], не рекомендується застосування обшивки товщиною менше 50 мм і бетонів нижчих класів, ніж C20/25. При сформульованих умовах, мінімальне граничне значення продавлюючої сили складає 8.71 кН для штампу 100×100, 13.56 кН - для штампу 200×200 і 18.4 кН - для штампу 300×300 (рис. 3.33).

Реалізація таких величин навантажень в умовах реальної експлуатації є виключно рідкісним явищем, тому зменшення товщини обшивки навіть до 30мм внаслідок порушення технологічних вимог зведення перекриття, не є критичним. Внаслідок чого, можна зробити висновок, що визначальним фактором для призначення товщини обшивки слід вважати вимоги вогнестійкості.

Детально результати даних розрахунків у вигляді таблиць визначення продавлюючої сили та діаграм представлені в Додатках Д та Ж.

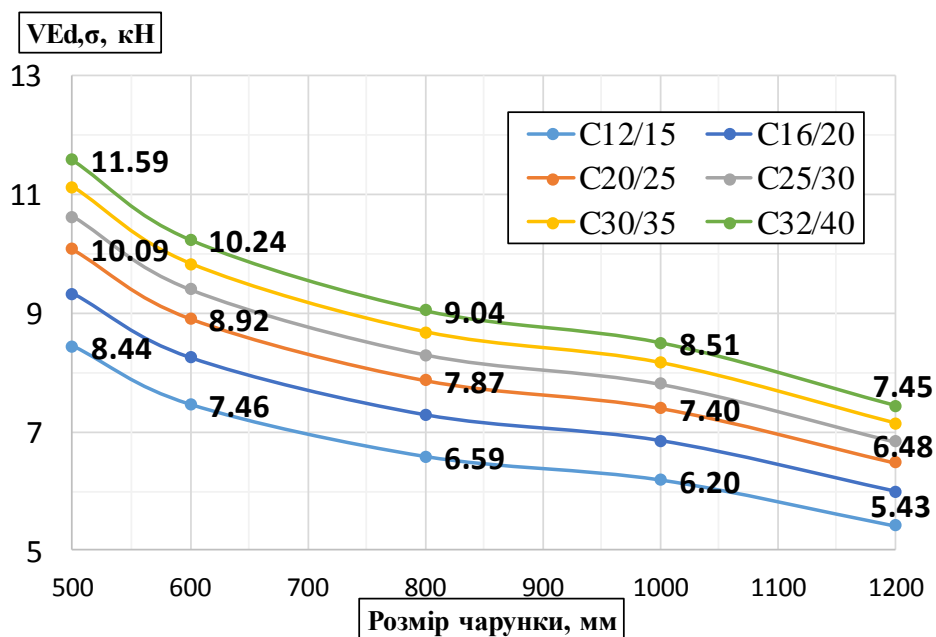


Рис. 3.32. Залежність продавлюючої сили від розміру чарунки для різних класів бетону при штампі 100мм та товщині обшивки 30 мм

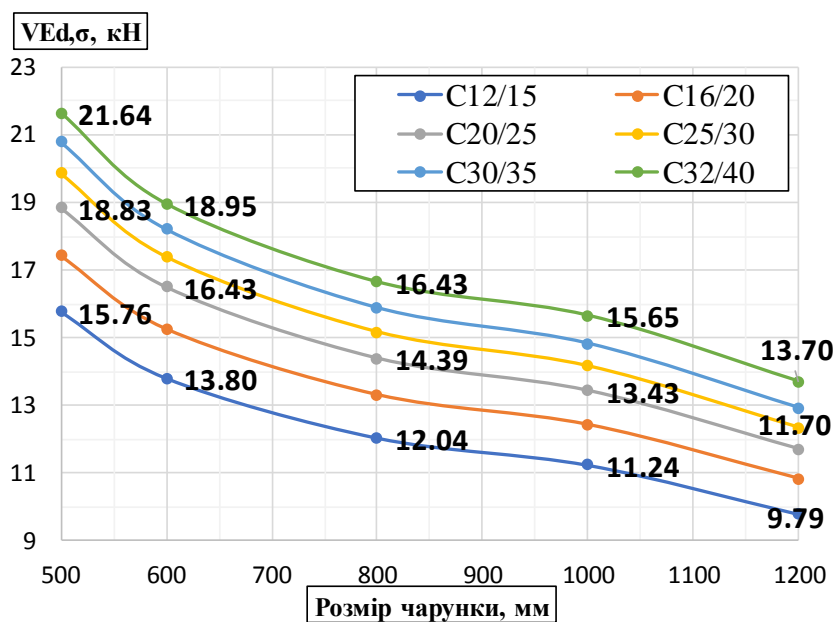


Рис. 3.33. Залежність продавлюючої сили від розміру чарунки для різних класів бетону при штампі 100мм та товщині обшивки 50 мм

3.5 Висновки до Розділу 3

Розглянута в роботі архітектурно-будівельна система «Монофант» створена на основі принципів, методик, досвіду впровадження конструктивних систем, що розробляються Харківським національним університетом міського господарства імені О.М. Бекетова протягом останніх 30 років. Слід також зазначити, що вона ексклюзивно відрізняється від відомих конструктивних реалізацій подібного роду [9,68], оскільки вона побудована на основі розвитку і вдосконалення як теоретичних основ, так і практичних навичок, необхідних для виконання досліджень даного типу і накопичених в процесі вивчення комплексу проблем, які є наслідком результатів, що мають місце. Узагальнюючи наведену в розділі інформацію, можна зробити наступні висновки:

- архітектурно-будівельна система «Монофант» є закономірним результатом вдосконалення існуючих сьогодні способів влаштування монолітних залізобетонних каркасних будинків з використанням вкладишів-пустотоутворювачів і має ряд переваг, що дозволяє використовувати її при зведенні будівель і споруд різного призначення і різного ступеня складності. Побудована на базі підходу управління напружено-деформованим станом

конструкцій, система «Монофант» дозволяє мінімізувати витрату конструктивних матеріалів при заданому рівні їх несучої здатності і надійності;

- використання пінополістирольних вкладишів-пустотоутворювачів вважається найбільш перспективним способом полегшення основних конструктивних елементів будівель з огляду на їх екологічність, різноманіття та доступність способів їх обробки, в тому числі, безпосередньо на будівельному майданчику.

- наявні дослідження розглянутої системи дозволяють переконатися, що в порівнянні з відомими каркасними системами, «Монофант» відрізняється стійкістю та надійністю до різних впливів.

Узагальнюючі результати досліджень, наведених в даному розділі, сформовані рекомендовані параметри полегшених плит з вкладишами, наведені в табл. 3.17.

Таблиця 3.17.

Рекомендовані параметри конструктиву

Товщина обшивки	Товщина ребра	Розміри вкладишів
min 50 мм	min 100 мм	min 500x500 мм max 1200x1200 мм

Разом з тим, для забезпечення необхідних конструктивних параметрів полегшених плит перекриттів, усунення можливості виникнення початкових технологічних відхилень, та, як наслідок, конструктивних недоліків, слід приділити увагу вдосконаленню існуючих конструктивно-технологічних рішень влаштування обговорюваних систем.

РОЗДІЛ 4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНА ВЕРИФІКАЦІЯ ВДОСКОНАЛЕНИХ КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГІЧНИХ РІШЕНЬ ПОЛЕГШЕНИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТІВ

4.1 Вдосконалення конструктивно-технологічних рішень полегшених плит

Конструктивні та технологічні рішення із влаштування монолітних полегшених перекриттів в даний час зазнають ряд змін і постійно змінюються. Ґрунтуючись на проведеному аналізі початкових недосконалостей перекриттів системи «Монофант», а також на існуючому досвіді зведення обговорюваних конструктивів, слід зауважити наступне.

Не зважаючи на те, що обговорювані полегшені перекриття дійсно відрізняються особливим набором позитивних властивостей і в меншій мірі схильні до впливу початкових недосконалостей, будівельний ринок вимагає виключення будь-яких форс-мажорних обставин, що можуть найменшим чином вплинути на зниження якості чи збільшення вартості створюваної продукції [63,71]. Таким чином, окрім пошуку нових конструктивних рішень власне полегшених перекриттів, доопрацювання вимагають конструктивні рішення фіксації вкладишів в проектному положенні та бетонні склади, що використовуються при зведенні обговорюваних конструкцій. Перспективним вбачається застосування самоущільнюваних бетонів (СУБ) [113,121,122,133], які дозволять виконувати монтаж всієї конструкції плити перекриття одразу (нижня сітка, каркас ребра, вкладиш, верхня сітка) та її одночасне бетонування без розривів. Аналізуючи інформацію, наведену в попередніх розділах, можна дійти до висновку, що серед всієї множини факторів (рис. 4.1), які впливають на точність [29] зведення та надійність [33] конструктиву полегшених перекриттів, визначальними для конструкцій обговорюваної системи слід назвати наступні: форма і розмір вкладишів пустоутворювачів, фіксація вкладишів в проектному положенні та рухливість бетонної суміші, що застосовується для бетонування.

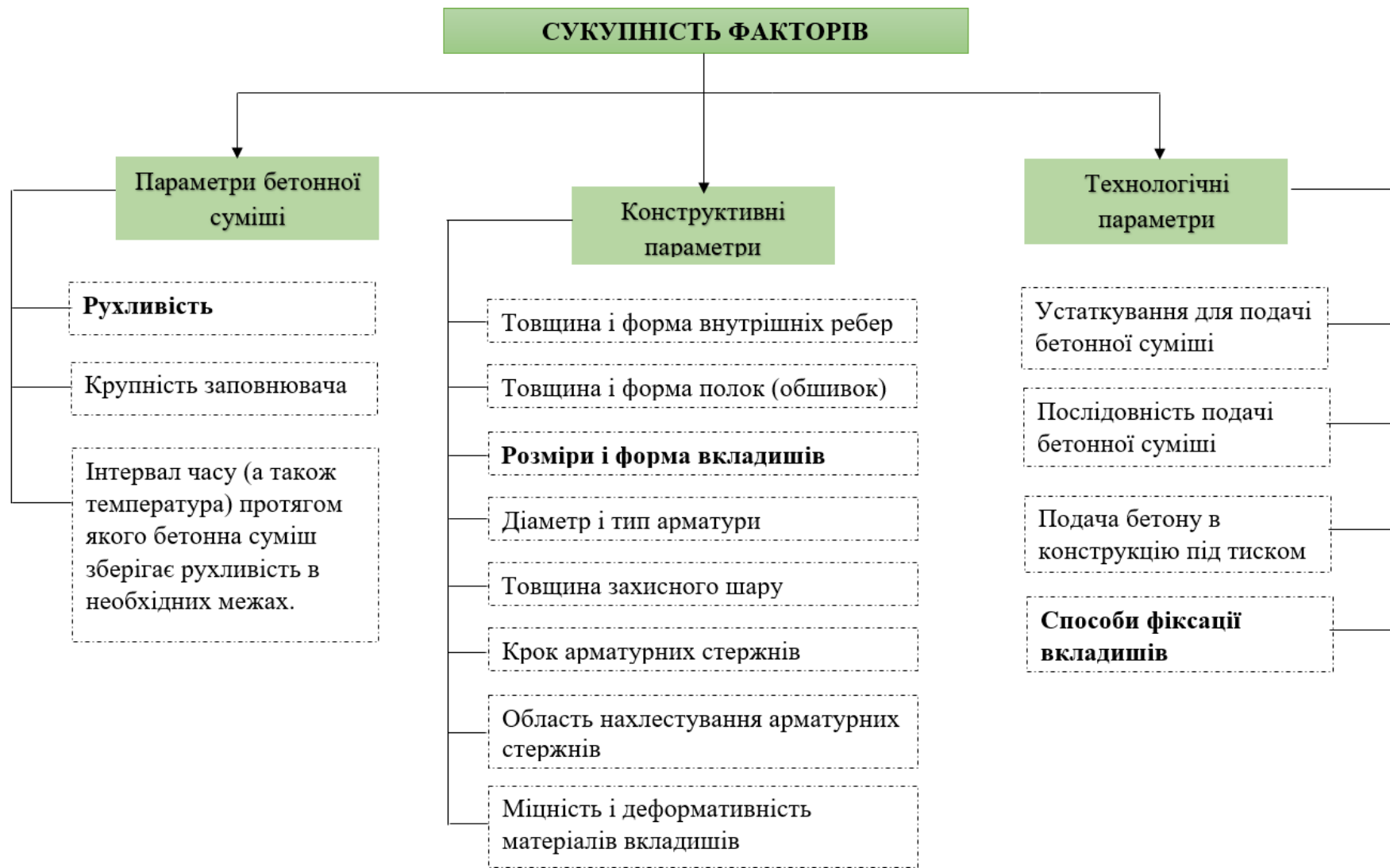


Рис. 4.1. Сукупність факторів, що впливають на точність зведення конструкцій системи «Монофонт»

Приймаючи до уваги інформацію, приведену вище, проведений цикл лабораторних досліджень [59] із підбору високорухливого складу самоущільнюваного бетону (на 1 м³ бетону).

Метою дослідження був підбір складів самоущільнюваного бетону на добавках-суперпластифікаторах різних виробників для бетонування полегшених конструкцій. Досягнення мети передбачало вирішення наступних завдань:

- визначення співвідношення різних компонентів для отримання самоущільнюваної бетонної суміші з наступними основними показниками: розтікання - не менше 600 мм, час досягнення діаметра розпливання 500 мм - не більше 20 сек, час проходження через V-подібну воронку - 10-20 сек;

- оцінка впливу різних компонентів [39,84] самоущільнюваної бетонної суміші на основні показники, що забезпечують можливість її застосування для влаштування полегшених залізобетонних конструкцій.

Для проведення лабораторних досліджень [18,59] з метою отримання самоущільнюваної бетонної суміші були застосовані прилади для визначення зручності укладання (розплив конуса з і без блокувального кільця), в'язкості (Т500, V-подібна воронка), здатності долати перешкоди (L-подібний ящик з трьома арматурними стрижнями) і стійкості до розшарування (кругле сито з перфорованого металу, з 5 мм квадратними отворами, діаметром 300 мм і висотою 40 мм). Процедура та результати випробувань наведені в Додатку Є.

Всі дослідження проводилися в лабораторії, що функціонує на базі ділянки залізобетонних виробів ТДВ «Житлобуд-2» в м. Харкові. За результатами виконаних досліджень, рецептура підбраного складу СУБ, представлена наступними складовими:

- цемент - 390 кг;
- мінеральна добавка (МД) - 78 кг;
- пісок - 840 кг; щебінь фр. 5-10 мм - 840 кг;
- вода - 200 л ($V / (Ц + МД) = 0.43$);
- добавка Stacheplast 156 – 4.68 кг (1% від Ц + МД).

Отримана самоущільнювана бетонна суміш характеризується параметрами, наведеними в таблиці. 4.1.

Таблиця 4.1

Показники самоущільнюваної бетонної суміші

№	Найменування показника	Значення показника (клас)
1	Легкоукладальність, РК, мм	675 (SF2)
2	Легкоукладальність (с блокувальним кільцем), РК _{кільце} , мм	675 (-)
3	В'язкість, T ₅₀₀ , сек	2.0 (VS2)
4	В'язкість, t _{воронки} , сек	4.9 (VF1)
5	Здатність долати перешкоду (з трьома арматурними стрижнями)	0.91 (PA2)
6	Стійкість до розшарування, %	5 (SR2)

Окрім визначення власне показників самоущільнюваної бетонної суміші, виконано також визначення класів міцності на водонепроникності. Визначення міцності бетону виконано відповідно до діючого нормативу ДСТУ Б В.2.7-214:2009. Визначення міцності полягає у визначенні мінімальних зусиль, що руйнують спеціально виготовлені контрольні зразки бетону при статичному навантаженні з постійною швидкістю зростання навантаження та послідовним визначенням напружень при цих зусиллях.

Для визначення міцності на стиск форма і номінальні розміри контрольного зразка відповідали ДСТУ Б В.2.7-214:2009, згідно якому, у випадку найбільшого розміру зерна заповнювача 20мм і менше, стандартний розмір куба складає 100мм. Зразки виготовлені та випробувані в кількості 6 штук. Відхилення від площини опорних поверхонь кубів, що прилягають до плит пресу, не перевищувало 0,1мм; відхилення від перпендикулярності суміжних граней кубів не перевищувало 1мм.

Відбір проб бетонної суміші для виготовлення контрольних зразків виконаний згідно вимог ДСТУ Б В.2.7-214:2009. Зразки виготовлювались в повірених формах. Перед випробуванням зразки були піддані візуальному

огляду. Дефекти у вигляді сколів ребер, раковин, чужорідних включень не виявлені.

При випробуваннях зразки-куби встановлювались однією з вибраних граней на нижню опорну плиту пресу центрально відносно його поздовжньої вісі, використовуючи риски, нанесені на плиту пресу (рис. 4.2).



Рис. 4.2. Стандартні випробування по визначенню кубикової міцності бетону на стиск в пресі ПСУ-250

Максимальні зусилля, досягнуті в процесі випробувань, прийняті за руйнівне навантаження відповідного зразка (табл. 4.1). Зруйновані зразки також були піддані візуальному огляду з метою визначення: характеру пошкоджень, наявності крупних (обсягом більше 1 см^3) раковин та каверн всередині зразка, наявності зерен заповнювача більше $1.5d_{max} = 30\text{мм}$, грудок глини, слідів розшарування. Зразки, що мають перераховані дефекти структури та характеру руйнування, виявлені не були.

Міцність бетону визначають з точністю до $0,01\text{МПа}$ згідно ДСТУ [40] та ДБН [32] для кожного зразка за формулою:

$$f_{ck, cube} = \alpha \frac{N_{руйн}}{A_c}, \quad (4.1)$$

де N – руйнівне навантаження, кН; A_c – площа робочого перерізу зразка, мм^2 ; α – масштабний коефіцієнт для приведення міцності зразка до міцності бетону базового розміру та форми (для куба $100 \times 100 \times 100$ $\alpha = 0,95$).

Міцність бетону визначалась як середнє арифметичне значення в серії з шести зразків за формулою:

$$f_{ck, cube} = \frac{\sum f_{ck, cube}}{n}, \quad (4.2)$$

де n – кількість i зразків кубів.

Визначення кубикової міцності бетону

№ зразка	Розміри куба, мм	Площа куба A_c , 10^{-2} , м ²	Руйнівне навантаж., кН	$f_{ck,cube,i}$, МПа	$f_{ck,cube}$, МПа	Згідно ДБН В.2.6-98:2009	
						Встановлений клас бетону	$f_{ck,cube}$, МПа
1	101x100x101	1.01	460	43.3	45.02	С30/35	45.00
2	99x100x99	0.99	492	47.2			
3	100x100x99	1.00	486	46.2			
4	99x99x100	0.98	458	44.4			
5	100x100x101	1.00	463	44.0			
6	101x100x101	1.01	478	45.0			

В результаті проведених стандартних випробувань бетонних кубів на стиск було встановлено клас бетону рівний С30/35. Результати визначення класу водонепроникності підтвердили клас не менше W10.

Застосування самоущільнюваних бетонів [128] для зведення конструкцій з переважанням горизонтальних і вертикальних форм дозволяє значно прискорити процес бетонування за рахунок відсутності технологічних перерв, характерних для традиційного бетонування в дві стадії. Метод зведення монолітних конструкцій із СУБ матиме ряд наступних переваг:

- відсутність перерви в бетонуванні і очікування набору міцності бетоном нижньої полиці перекриття, а також вимушеного технологічного розриву, необхідного для установки вкладишів і верхньої арматурної сітки перекриття;
- відмова від ущільнення бетонної суміші у зв'язку з її високою рухливістю, що забезпечує її розтікання і ущільнення під дією власної ваги, і завдяки гранулометричному складу компонентів;
- заповнення бетонною сумішшю всього об'єму простору під вкладишем-пустотоутворювачем;
- зниження витрат часу на формування верхньої поверхні перекриття в зв'язку зі здатністю СУБ до самовирівнювання;
- відсутність технологічного шва між шарами бетону, укладеного в дві стадії.

Отриманий раціональний склад самоущільнюваної бетонної суміші був використаний під час натурального дослідження при бетонуванні вертикального і горизонтального фрагментів конструкції системи «Монофант» [59]. Виготовлення зразків виконано на виробничій базі ТДВ «Житлобуд-2» в м. Харкові.

Для бетонування горизонтального (розмір в плані 145×145 см і висота 34 см) і вертикального (розмір в плані 145 см \times 34 см, заввишки 145 см) елементів була виготовлена дерев'яна опалубка. Процес підготовки до бетонування полягав в наступному: виставлення і перевірка геометрії опалубки, змащування опалубки, установка арматурного каркасу разом з попередньо склеєними вкладишами і перевірка основних геометричних розмірів (рис. 4.3, а – в).

Захисний шар між опалубкою і арматурним каркасом забезпечувався за рахунок пластмасових фіксаторів. Після виготовлення залізобетонних елементів, вони були розрізані на дві частини для контролю заповнення самоущільнюваною бетонною сумішшю простору під вкладишем (рис. 4.3, г – е).

Одночасно з підбором складу СУБ, запропоновані конструктивні рішення фіксації вкладишу, що унеможливають його відхилення від проектного положення (рис. 4.3 – поз. 9). Окрім традиційних фіксаторів арматури типу «стійка» (поз. 8), застосовуються швеллероподібні пластикові фіксатори вкладишів. Особливістю даного рішення є те, що вкладиш вставляється всередину фіксатора, при чому два сусідні фіксатори з'єднані між собою горизонтальним стрижнем для забезпечення необхідної проектної ширини ребра. На кожную сторону вкладиша встановлюється по 2 пластикові фіксатори.



Рис. 4.3. Бетонування полегшених конструкцій із застосуванням СУБ в одну стадію в два шари: а) виготовлення вкладиша; б) збірка арматурного каркаса з вкладишем для вертикального елемента; в) збірка арматурного каркаса для горизонтального елемента; г) розпалублення вертикального елемента; д) розрізання вертикального елемента; е) розрізання горизонтального елемента

Таким чином, процес зведення перекриття полягає в наступному. Захоронювані вкладиші-пустотоутворювачі з пінополістиролу або мінеральної вати кріпляться до нижньої арматурної сітки, потім встановлюються швеллероподібні фіксатори між вкладишвами до установки верхньої арматурної сітки. Бетонування перекриття виконують повністю за один етап на всю товщину конструкції, без перерви, бетонною сумішшю, яка розтікається і ущільнюється під дією власної ваги (без вібрації), заповнюючи форму (опалубку) зі встановленою арматурою, зберігаючи однорідність. При

цьому технологічний показник бетонної суміші – діаметр розпливу стандартного конуса повинен бути 640-700 мм. Один з розмірів вкладиша в плані не повинен перевищувати 1400 мм, що пов’язано з величиною розпливу конусу СУБ, при цьому бетонну суміш спочатку подають в проміжок між вкладишами до тих пір, поки рівень укладеної бетонної суміші не перевищить рівня вкладишів, а потім виконують бетонування верхньої частини перекриття.

Суть конструкції і послідовність влаштування полегшеного перекриття пояснюється графічними матеріалами, представленими на рис. 4.3.

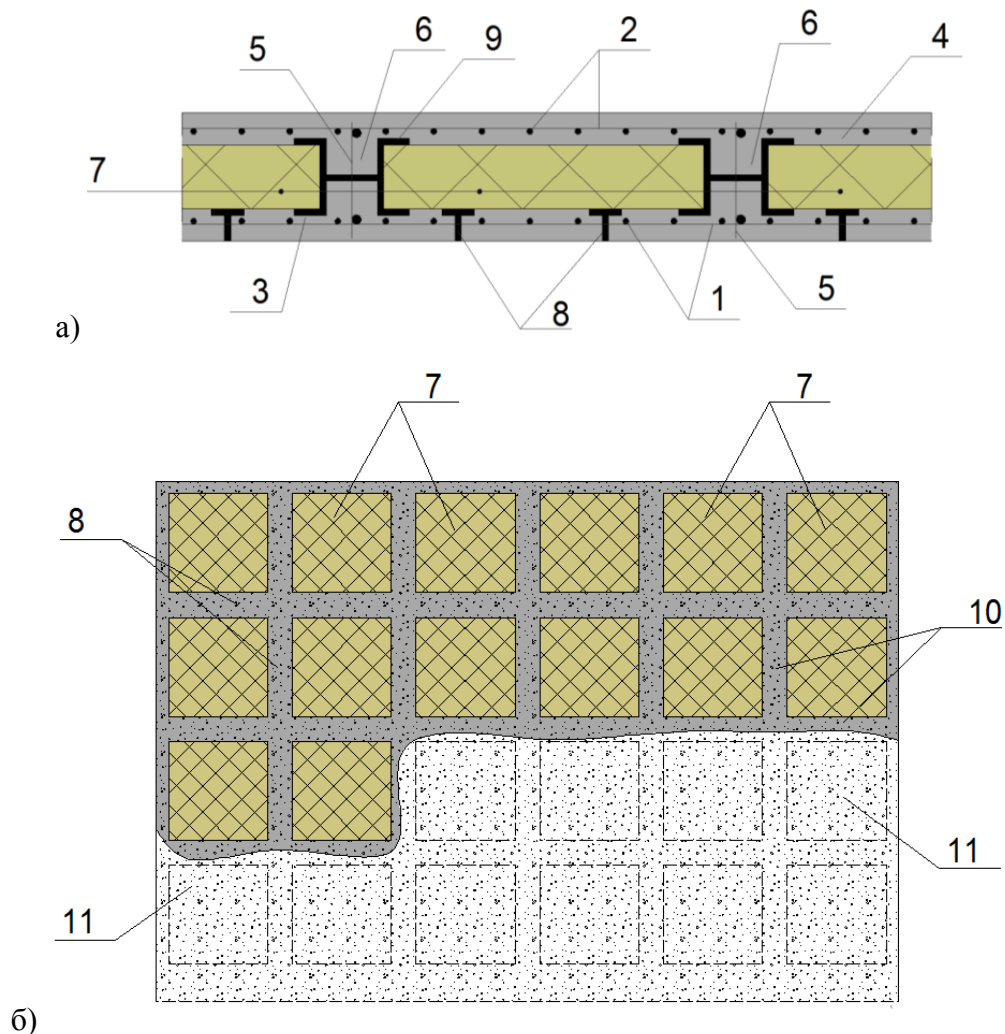


Рис. 4.3. Спосіб влаштування полегшеного залізобетонного перекриття: а) поперечний переріз перекриття; б) послідовність бетонування перекриття; 1 і 2 - арматура нижньої і верхньої сітки; 3 і 4 - нижня і верхня обшивка; 5 - арматурні каркаси; 6 - ребра перекриття; 7 - вкладиші; 8 і 9 - фіксатори; 10 - зазор між вкладишами; 11 - бетонування верхньої частини перекриття

Реалізація запропонованого підходу в умовах реального будівельного майданчика приведена на рис. 4.4.

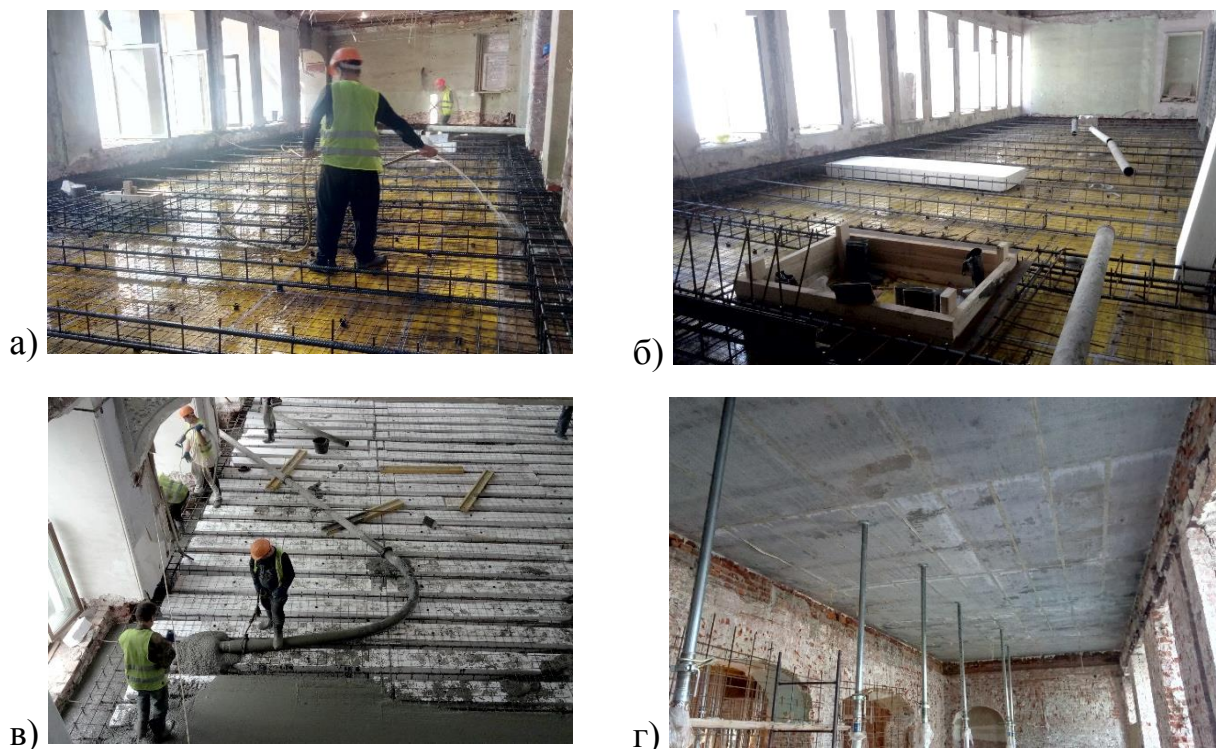


Рис. 4.4. Влаштування полегшеного залізобетонного перекриття: а) укладання нижньої арматурної сітки і каркасів; б) установка вкладишів; в) укладання бетону перекриття; г) часткове розпалублювання перекриття

Несуча спроможність будь-якого перекриття, і особливо перекриття з вкладишами, багато в чому залежить від точності установки арматурного каркасу. Процедура армування плит з вкладишами в цілому нічим не відрізняється від технології армування суцільного залізобетонного перекриття, але в обох випадках вимагає відповідального підходу і необхідної кваліфікації робітників [70]. Перед виконанням арматурних робіт необхідно перевірити відповідність опалубки проектним розмірам з урахуванням допусків, встановлених технічними умовами. Арматурники можуть починати установку арматури тільки після підписання акту про приймання опалубки. Монтаж зварних арматурних просторових і плоских каркасів, сіток і пакетів на місці установки проводиться кранами. Вибір типу крана і його вантажопідйомності визначається вагою і розмірами монтованих каркасів і сіток. З огляду на незначну вагу арматурних виробів, що застосовуються при

бетонуванні розглянутих елементів, можливий їх монтаж вручну без застосування механізованого інструменту.

В якості армування використовується стрижнева арматура (окремі стрижні, каркаси, сітки). У більшості випадків для ребер застосовуються зварні каркаси, для полиць – зварні сітки або окремі стержні, що з'єднуються за допомогою в'язального дроту. Необхідно відзначити, що при використанні окремих стрижнів - висока ймовірність наявності незв'язаних перетинів стрижнів, але низька ймовірність відсутності необхідного нахлестування стрижнів, а при використанні зварних сіток (особливо невеликого розміру) – навпаки.

Послідовність установки арматури як для горизонтальних, так і для вертикальних елементів системи «Монофант» полягає в установці першого шару армування (сітка), установці каркасів ребер та встановлення другого шару армування (сітка).

При армуванні горизонтальних конструкцій на встановлену в проектне положення і вивірену опалубку встановлюються фіксатори арматури, що забезпечують її проектне положення і необхідний захисний шар бетону. Найчастіше в якості нижньої арматури плити виступає сітка. При бетонуванні перекриттів допустимо застосовувати як стандартну зварену сітку, так і виготовляти сітку з окремих стрижнів за місцем. При цьому, всі перетини стрижнів об'єднуються за допомогою в'язального дроту, оскільки застосування зварювання в будівельних умовах заборонено. Після установки нижньої арматурної сітки приступають до встановлення каркасів ребер. Каркаси в даному випадку також можуть бути звареними, виготовленими на заводі, або в'язаними, що виготовляються на будівельному майданчику. Після установки арматури ребер приступають до установки вкладишів, верхньої арматурної сітки і фіксуючих пристосувань. Послідовність технологічних операцій для прямолінійних елементів системи «Монофант» приведена на рис. 4.5 - 4.6.

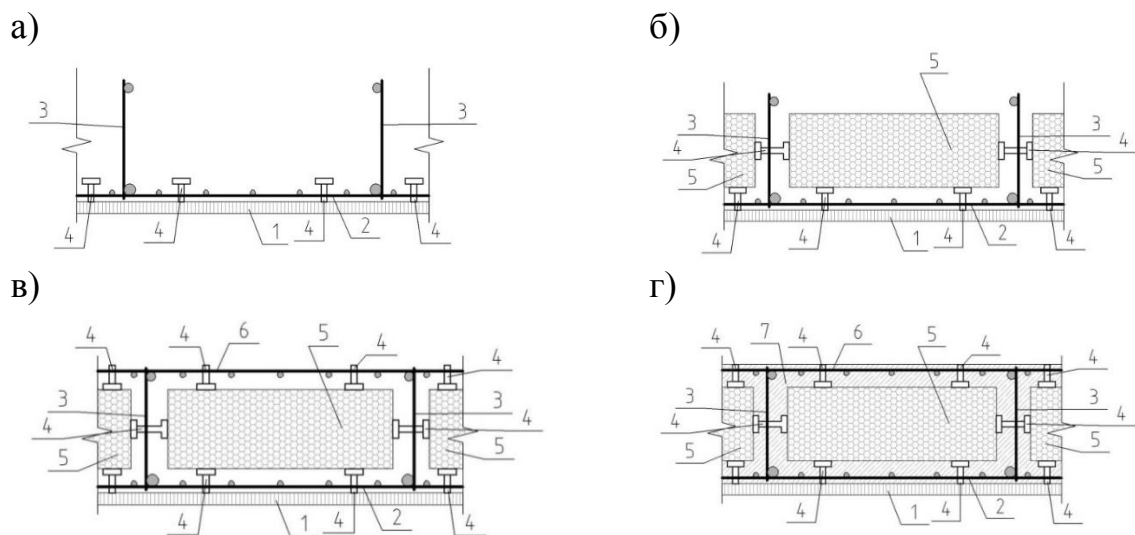


Рис. 4.5. Безперервна технологія зведення горизонтальних елементів: а) установка на опалубку 1 нижньої сітки 2, арматурних каркасів 3 і фіксаторів 4; б) установка вкладишів 5 з фіксаторами 4; в) установка верхньої арматурної сітки 6 і фіксаторів 4; г) бетонування перекриття 7.

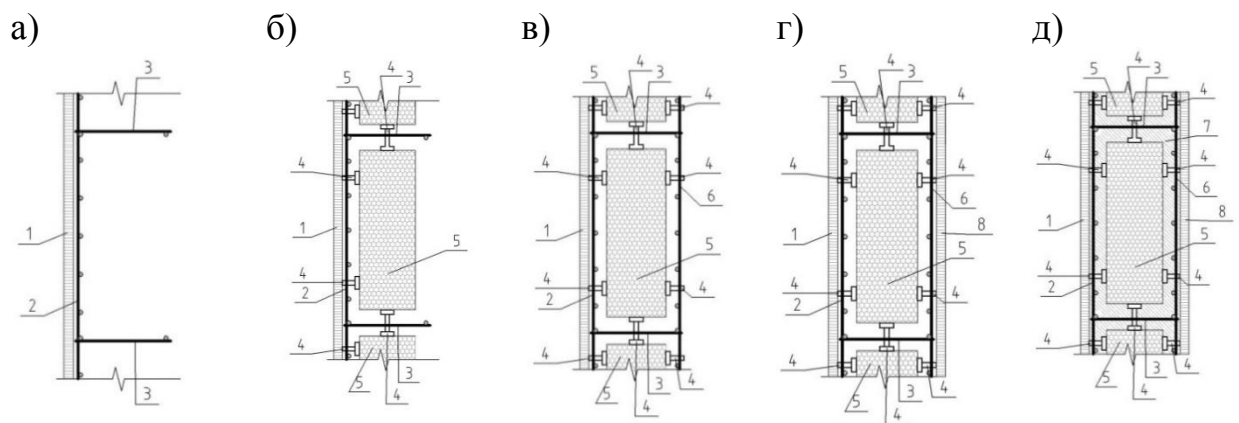


Рис. 4.6. Безперервна технологія зведення вертикальних елементів: а) установка опалубки 1, арматурної сітки 2, арматурних каркасів 3; б) установка вкладишів 5 з фіксаторами 4; в) установка арматурної сітки 6 і фіксаторів 4; г) установка опалубки 8; д) бетонування стіни 7.

Необхідно відзначити, що при бетонуванні плит перекриття з ребрами, розташованими в двох напрямках, робочу арматуру в напрямку меншого прольоту розташовують нижче арматури, що йде в напрямку більшого прольоту. Відповідно до такого розташування арматури робоча висота перерізу плити для кожного напрямку різна і буде відрізнятися на розмір діаметра арматури.

Технологія фіксації вкладишів з пінополістиролу, особливо з щільністю 25 кг/м^3 , відрізняється істотними особливостями, пов'язаними з тим, що форма

вкладиша може бути зруйнована або пошкоджена від технологічних навантажень при бетонуванні конструкцій (вага бетонної суміші, що укладається, або робочих). Тому при бетонуванні конструкцій з вкладишами необхідно, щоб висота падіння бетонної суміші була не більше 50 см, а переміщення робочих по поверхні арматурного каркаса під час арматурних робіт і бетонування не приводило до наступу на вкладиші.

Чітке дотримання конструктивних і технологічних вимог зведення обговорюваних конструкцій дозволить отримати високотехнологічний результат, що полягає в отриманні конструкцій з максимальною несучою здатністю при мінімальній витраті матеріалів.

4.2 Експериментальна верифікація конструктивного рішення при дії гідростатичного навантаження

Експериментальна верифікація [2,42] є невід'ємною частиною дослідження як для нових конструктивів, так і для нових матеріалів і технологій. У зв'язку з чим, вдосконалене конструктивно-технологічне рішення полегшеної плити перекриття стало об'єктом натурального дослідження при бетонуванні міжповерхових плит перекриття нежитлової будівлі в м. Харкові (див. Розділ 5). Для підтвердження достовірності даних, отриманих в Розділі 2, перекриття над другим поверхом було забетоноване із влаштуванням технологічної перерви між бетонуванням нижньої обшивки та решти конструкції на протязі 3 діб. Після добетонування плити перекриття і набрання ним проектної міцності, проведений цикл натурних випробувань. Бетонування перекриття передбачало як застосування запропонованих фіксаторів положення вкладишу, так і самоущільнюваного бетону.

Для оцінки впливу наявності шва розриву, що утворився внаслідок перерви між бетонуванням нижньої обшивки полегшеного перекриття і верхньої, що складає 3 дні, проведено серію випробувань за допомогою методу гідростатичного навантаження, розробленого на кафедрі будівельних конструкцій ХНУМГ ім. О.М. Бекетова [66]. В якості об'єкту дослідження

обрана плита перекриття прольотом 10.7м, товщиною 500мм (товщина обох обшивок 100мм, товщина вкладишу 300мм).

Мета дослідження – оцінка деформативності полегшеної плити перекриття, що має горизонтальний шов розриву бетонування.

Об'єкт дослідження – залізобетонна полегшена плита перекриття нежитлової будівлі з вкладишами з пінополістиролу, загальною товщиною 500мм, та з горизонтальним швом розриву бетонування.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан об'єкту дослідження при дії короткочасного та довготривалого статичного навантаження.

4.2.1 Процедура випробувань

Для випробування використаний метод дослідження, заснований на гідростатичному навантаженні об'єкта, коли навантаження задається вагою води, і її величина регулюється висотою водяного стовпа [66]. Функціональна схема методу приведена на рис. 4.7.



Рис. 4.7. Функціональна схема методу натурних випробувань

Відповідно до поставленої програми експерименту задається режим навантаження (ступінчастий, при оцінці деформативності і несучої здатності, відповідно до діючих норм) - монотонно зростаючий, активний з подальшим розвантаженням. Рівень навантаження визначається висотою стовпа води в резервуарі. При цьому, згаданий необхідний рівень забезпечується системою подачі і відведення води в резервуар і з нього. Для реєстрації вимірюваних переміщень до досліджуваного об'єкта підводяться датчики, що дозволяють встановити характеристики напружено-деформованого стану об'єкта дослідження. Кожна ступінь навантаження коригується на підставі отриманих вимірів (які контролюються на підставі попередніх розрахунків).

Описана процедура [66] використовує установку для натурних випробувань конструкцій на вертикальні короткочасні і тривалі навантаження. Поставлена задача вирішується тим, що в установці для натурального випробування, яка містить, власне, саму конструкцію, шляхом втсановлення щитів створюється резервуар по контуру навантажуваної області конструкції, та містить підвідні і відвідні патрубки. Днищем даного резервуару є сама випробувана конструкція, вкрита водонепроникною плівкою. На рис. 4.8 показаний загальний вигляд установки для випробувань.

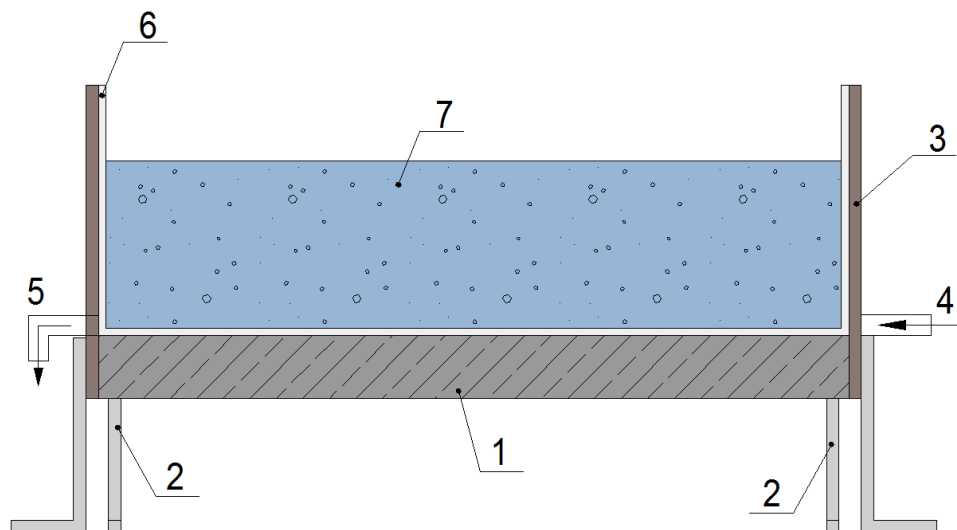


Рис. 4.8. Установки для натурних випробувань (загальний вигляд)

Таким чином, в загальному випадку, установка містить: досліджувану конструкцію 1, встановлену на опорах 2, резервуар з щитів 3, які встановлюються по контуру навантажуваної області на власних опорах, підвідний 4 і відвідний 5 патрубки, водонепроникну плівку 6 і воду 7.

Для здійснення описаної процедури випробувань на міжповерховому перекритті третього поверху був зібраний інвентарний басейн з опалубних щитів з розмірами в плані 5,2х6,2м і висотою борту 1,20 м. Для забезпечення жорсткості самого резервуару для випробувань, стінки басейну були додатково стягнуті арматурними стрижнями. Загальний вигляд резервуару наведено на рис. 4.9.



Рис. 4.9. Загальний вигляд резервуару для випробування перекриття

Власне об'єкт дослідження представляє собою полегшену плиту перекриття товщиною 500мм, де товщини верхньої і нижньої обшивок складають 100мм, а товщина вкладишу, відповідно, 300мм. Перекриття прольотом 10.7м спирається по контуру на існуючі цегляні стіни нежитлової будівлі. Крок вкладишів складає 700мм, товщина ребра 200мм. Вкладиші розташовані в поперечному напрямі, утворюючи всередині перекриття односпрямовані балки (рис. 4.9а). Між бетонування нижньої обшивки товщиною 100мм і бетонуванням ребер та верхньої обшивки витримано технологічну перерву, яка склала 72 год. Укладання вкладишів виконано одразу після бетонування нижньої обшивки на свіжоукладений бетон.

а)



б)



Рис. 4.10. Плита перекриття (об'єкт натурального випробування) в процесі бетонування (а) та перед випробуванням (б)

Грунтуючись на описаному методі, при дослідженні деформативності і міцності розглянутого міжповерхового перекриття, був обраний ступінчастий режим навантаження з витримкою кожного ступеню в часі до повної зупинки приладів. Розмір ступені призначався в межах $1.0-2.0\text{кН/м}^2$. Максимальне розрахункове навантаження на перекриття становило 9кН/м^2 . Після завершення циклу ступінчастого навантаження до розрахункового значення навантаження, басейн з водою (без розвантаження) був залишений на перекритті на 14 днів для відстеження динаміки деформування перекриття під навантаженням в часі. Після завершення тривалого циклу випробувань проведено повне розвантаження басейну з подальшим його демонтажем.

4.2.2. Системи навантаження та вимірювання

Як вже було зазначено раніше, для дослідження несучої здатності перекриття 3 поверху було встановлено інвентарний басейн, з розміром в плані $5.2\times 6.2\text{м}$. Схема установки резеруара для навантаження на перекритті приведена на рис. 4.11-4.12.

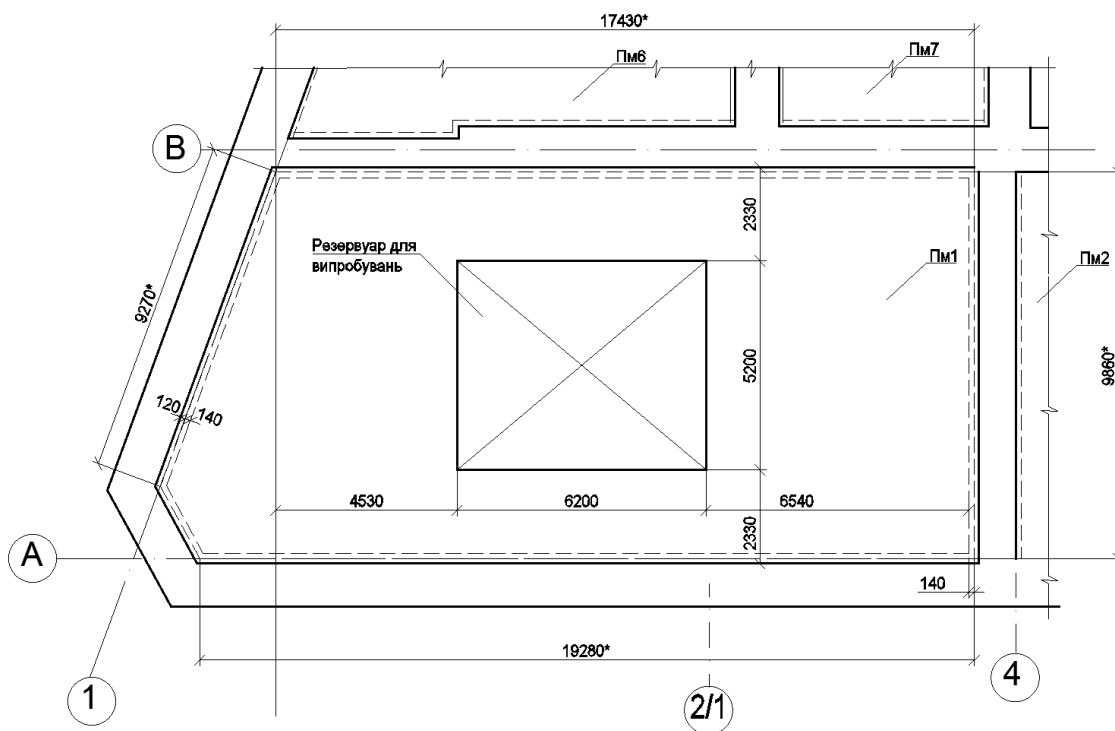


Рис. 4.11. Схема влаштування резервуару



Рис. 4.12. Резервуар, встановлений на перекритті 3-го поверху

Оскільки нежитлова будівля – існуюча, і бетонування перекриттів відбувалося в рамках реконструкції, то навантаження резервуару здійснювалося з центральної мережі водопостачання із застосуванням

насосного обладнання для прискорення процесів як наповнення, так і розвантаження (рис. 4.13).



Рис. 4.13. Система навантаження резервуару

Рівень навантаження в басейні визначався шляхом заміру висоти водяного стовпа за допомогою спеціальних градуювальних лінійок.

Для визначення прогинів навантажуваного перекриття використані механічні прогиноміри 6ПАО (рис. 4.15), встановлені під перекриттям 3-го поверху на підлозі перекриття 2-го поверху в найбільш характерних точках (рис. 4.14).

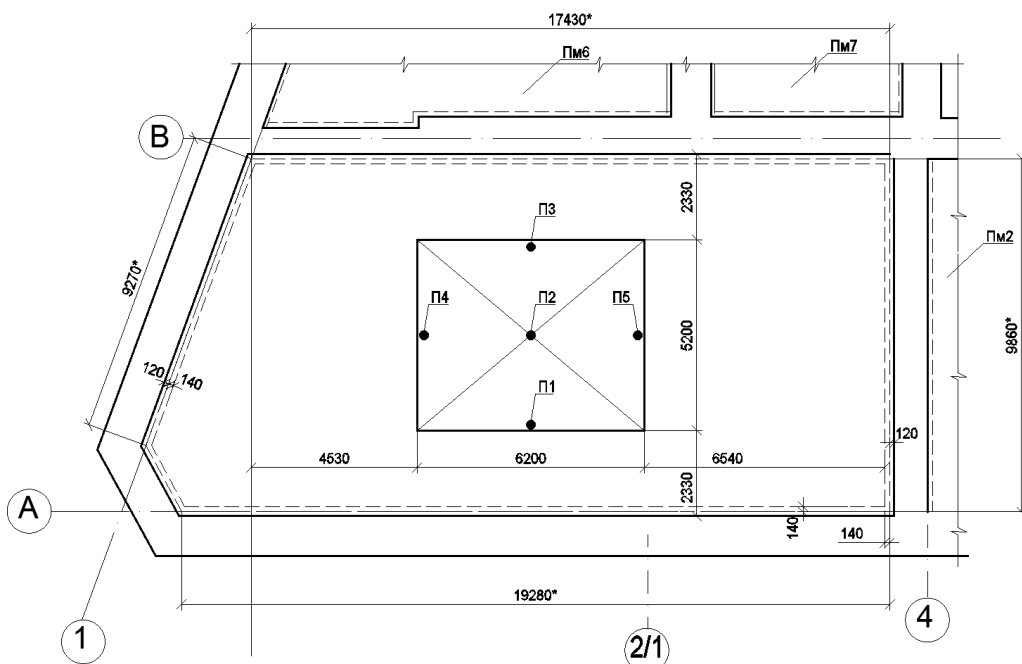


Рис. 4.14. Схема розстановки прогиномірів 6ПАО під перекриттям



Рис. 4.15. Нумерація прогиномірів 6ПАО, встановлених на перекритті 2 поверху

4.2.3 Результати гідравлічних випробувань

Випробування №1. Дата 23/07/2018.

Перший етап навантаження вибраної ділянки монолітного залізобетонного перекриття проводився поступово, з кроком навантаження $1.0-2.0 \text{ кН/м}^2$ і витримкою в часі до повної зупинки стрілок прогиномірів. Максимальне навантаження на перекриття склало 9.0 кН/м^2 . Результати вимірювань представлені на рис. 4.16 і в таблиці 4.2. Максимальне переміщення перекриття, рівне 5.15 мм , зафіксовано для точки 2 - в центрі навантажуваної області.

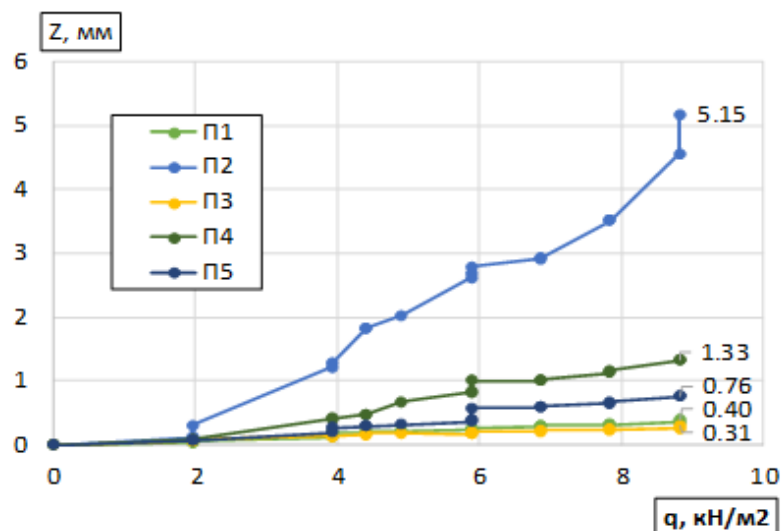


Рис. 4.16. Графіки залежності переміщень перекриття від прикладеної тимчасового навантаження

Результати визначення переміщень перекриття від навантаження

Навантаження, кН/м ²	Час відліку	Прогин, мм				
		П 1	П 2	П 3	П 4	П 5
0.00	11:20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	12:30	0.45	0.12	0.06	0.08	0.07
2.00	12:50	0.48	0.30	0.08	0.08	0.07
4.00	14:05	1.06	1.22	0.14	0.41	0.20
4.00	14:30	1.34	1.28	0.14	0.42	0.27
4.50	14:55	1.58	1.83	0.16	0.48	0.29
4.50	15:10	1.58	1.83	0.18	0.48	0.29
5.00	15:25	1.69	2.03	0.18	0.67	0.32
6.00	15:32	1.94	2.61	0.16	0.82	0.37
6.00	15:50	2.14	2.68	0.17	0.85	0.41
6.00	16:00	2.52	2.78	0.21	1.00	0.57
7.00	16:15	2.60	2.91	0.21	1.00	0.59
7.00	16:30	2.66	2.92	0.23	1.02	0.60
8.00	16:45	3.11	3.51	0.23	1.13	0.65
8.00	17:05	3.40	3.51	0.25	1.17	0.67
9.00	17:20	3.57	4.55	0.26	1.33	0.76
9.00	17:30	4.34	5.15	0.31	1.33	0.77

Після завершення ступінчастого навантаження резервуар з водою був залишений на перекритті для відстеження розвитку деформацій у часі. Спостереження за поведінкою конструкції перекриття під навантаженням тривало протягом 14 діб. Графік зміни прикладеного навантаження в часі наведено на рис. 4.17. Графік зміни прогинів у часі наведено на рис. 4.18.

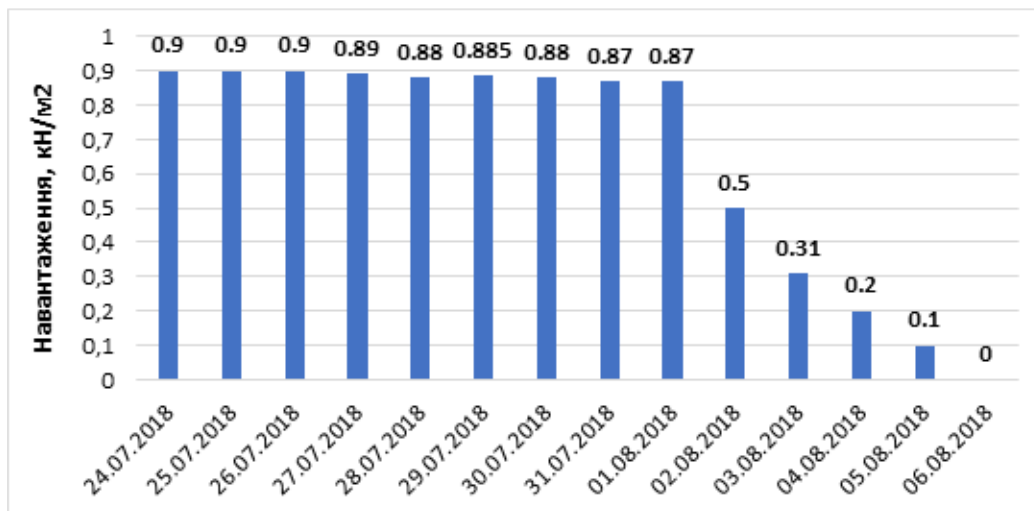


Рис. 4.17. Графік зміни навантаження в часі

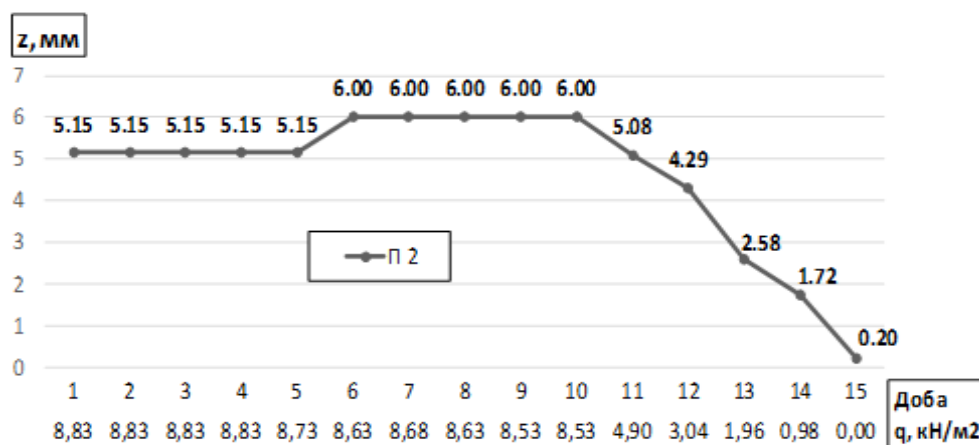


Рис. 4.18. Графік зміни прогинів перекриття в часі

За результатами випробувань (рис. 16), деформації полегшеної плити не перевищили нормованих – максимальний прогин склав 5.15мм, що становить 10.7% від граничного значення (48мм). При цьому створений рівень навантаження перевищив проектний практично в 1.5 рази. В ході досліджень та після їх завершення не було виявлено жодних ознак руйнувань (тріщин). Залишкові деформації на 15 добу після розвантаження басейну не перевищили 3.5%. Як висновок, прийнято, що несуча здатність перекриття достатня для сприйняття проектних навантажень.

Співставляючи ж максимальний прогин даної плити (5.15мм при навантаженні 9кН/м²) та результат чисельного аналізу полегшеної плити з суцільним швом розриву (4.35мм) можна стверджувати про співпадіння отриманих даних з похибкою 15%.

Висновок. Аналізуючи отримані результати натурального випробування полегшеної плити перекриття з швом розриву бетонування, можна зробити висновок, що наявність такого розриву не впливає на несучу здатність та деформативність плити перекриття з вкладишами. Характер деформування перекриття під навантаженням корелює з результатами аналогічних досліджень, що неоднократно проведені для конструкцій суцільних плит перекриття еквівалентної приведенної товщини.

4.3 Висновки до Розділу 4

За результатами експериментальної верифікації вдосконаленого конструктивно-технологічного рішення плити перекриття, що передбачає бетонування конструктиву з раціональними параметрами із застосуванням пластикових швеллероподібних фіксаторів та самоущільнюваного бетону, відмічається, що несуча здатність та деформативність плити із штучно створеним початковим недоліком у вигляді горизонтального шва розриву бетонування відповідає вимогам державних будівельних норм та, крім того, забезпечує обговорену економію матеріалу.

Таким чином, можна зробити висновок, що варіювання формою та розміром вкладишів в довільних межах на базі побудови енергетичного портрету конструкції, надійна фіксація вкладишів в плиті перекриття, та зокрема в припорній зоні, а також застосування високорухливих сумішей для бетонування, дозволять отримати конструкції нової якості, що одночасно можуть в повній мірі задовольнити обмеженням, які диктує трилогія «матеріал-конструкція-технологія».

РОЗДІЛ 5. ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ

Головною особливістю каркасного домобудівництва є можливість забезпечення спільної роботи всіх конструктивних елементів: вертикальних і горизонтальних несучих конструкцій, залізобетонної фундаментної плити і ґрунтової основи. Просторова стійкість такої будівлі забезпечується за рахунок в'язевою схемою за рахунок жорсткого сполучення монолітних горизонтальних дисків-перекриттів з несучими елементами каркасу.

Основними перевагами застосування монолітно-каркасного способу можна назвати наступні позиції:

1. Будівля зводиться в монолітному залізобетонному каркасі з колон, діафрагм і ядер жорсткості і перекриттів, що становлять єдине ціле. Єдиний монолітний залізобетонний каркас забезпечує максимальну міцність і стійкість будівлі (експлуатаційний термін - 150 років).

2. Технологія дає широкі можливості для зведення будівель будь-якої архітектурної форми і вільного планування.

3. Відсутність ригелів (підсилюючих балок між колонами) дозволяє робити абсолютно рівні стелі.

4. Технологія дозволяє викладати стіни будівлі як з цегли, так і з блоків пористого газобетону автоклавного тверднення з високими теплозахисними властивостями (за своїми властивостями такий газобетон наближається до дерева).

Розглянута в роботі архітектурно-будівельна система «Монофант» в точності реалізує перераховані переваги, і, крім того, передбачає зведення основних конструктивних елементів будівель порожнистими, тобто з використанням захоронюваних вкладишів-пустотоутворювачів з пінополістиролу. Для задоволення умовам технологічності і економічності пропонованих конструктивних рішень розроблена технологія бетонування конструктивних елементів в одну стадію з використанням самоущільнюваних бетонів.

5.1 Опис об'єктів впровадження

Зпропоновані конструктивні рішення та технологічний цикл бетонування конструктивних елементів впроваджені при новому будівництві та реконструкції ряду об'єктів в м. Харкові, а також при варіантному проектуванні багатоповерхової житлової будівлі, наведених нижче.

5.1.1 Реабілітація нежитлової будівлі по майдану Павлівському, 4 в м. Харкові – реставрація.

Опис об'єкту.

Нежитлова будівля, побудована в 1912 році, за замовленням земства архітектором Б. Корнеєнком в стилі українського модерну. Будівля розташована по лінії забудови майдану Павлівського (раніше пл. Рози Люксембург) уздовж правої заплави р. Харків та є пам'ятником архітектури і містобудування місцевого значення (охоронний №323). До початку реконструкції в будівлі розташовувалося Харківське Бюро технічної інвентаризації.



Рис. 5.1. Загальний вигляд об'єкта впровадження до реконструкції з боку майдану Павлівського, 4

Будівля цегляна, складної конфігурації в плані. За своєю конструктивною схемою будівля бескаркасна, з несучими поздовжніми стінами, з відстанню в світлі між гранями стін від ~ 4.0-5.0 м (східна і північна сторони) до 10.0-14.0 м

(південна і західна сторони будівлі). Умовно будівля розділена на три об'єми. Існуючі міжповерхові перекриття – плоскі, дерев'яні. Перекриття підвалу – бетонні по металевим балкам (рейкам) на заповнювачі з цегляного бою. Фундаменти під стінами цегляні. Капітальні стіни будівлі, виконані з червоної керамічної цегли, укладеної на вапняному або цементно-піщаному (підвал в північно-східній частині будівлі) розчині.

Загальна площа приміщень зазначеного будинку становить 4142.9 м².

За результатами обстеження будівлі, проведеного в 2015 році, встановлено незадовільний стан дерев'яних перекриттів і частини несучих цегляних стін, в зв'язку з чим, запропонований наступний комплекс заходів з реабілітації пам'ятки архітектури місцевого значення:

1. Виконання робіт по влаштуванню монолітної ортотропної фундаментної плити підвалу з вкладишами-пустотоутворювачами з одночасною її гідроізоляцією і з закладенням в несучі стіни будинку;

2. Демонтаж всіх хитких дерев'яних перекриттів і виконання їх монолітними, котрі спиралися б на весь контур внутрішніх і зовнішніх стін з метою підвищення просторової жорсткості будівлі. Перекриття виконуються порожнистими з вкладишами з пінополістиролу;

Для бетонування плити фундаменту та плит перекриття використовується самоущільнюваний бетон.

3. Одночасно з влаштуванням перекриттів по контуру стін виконуються двосторонні монолітні залізобетонні торкрет-обойми в підвалі і на першому поверсі, що підвищують жорсткість контуру будівлі.

Конструктивне рішення.

Для посилення фундаментів запроектовано влаштування монолітних залізобетонних ортотропних плит, для чого в рівні існуючого бетонної підлоги підвалу по периметру стін вирізаються горизонтальні ніші, укладається гідроізоляція з наступним бетонуванням фундаментних плит. Товщина фундаментної плити перемінна і складає 500мм і 800мм (схема наведена на рис. 5.2). Вузли влаштування фундаменту наведені на рис. 5.3 – 5.4.

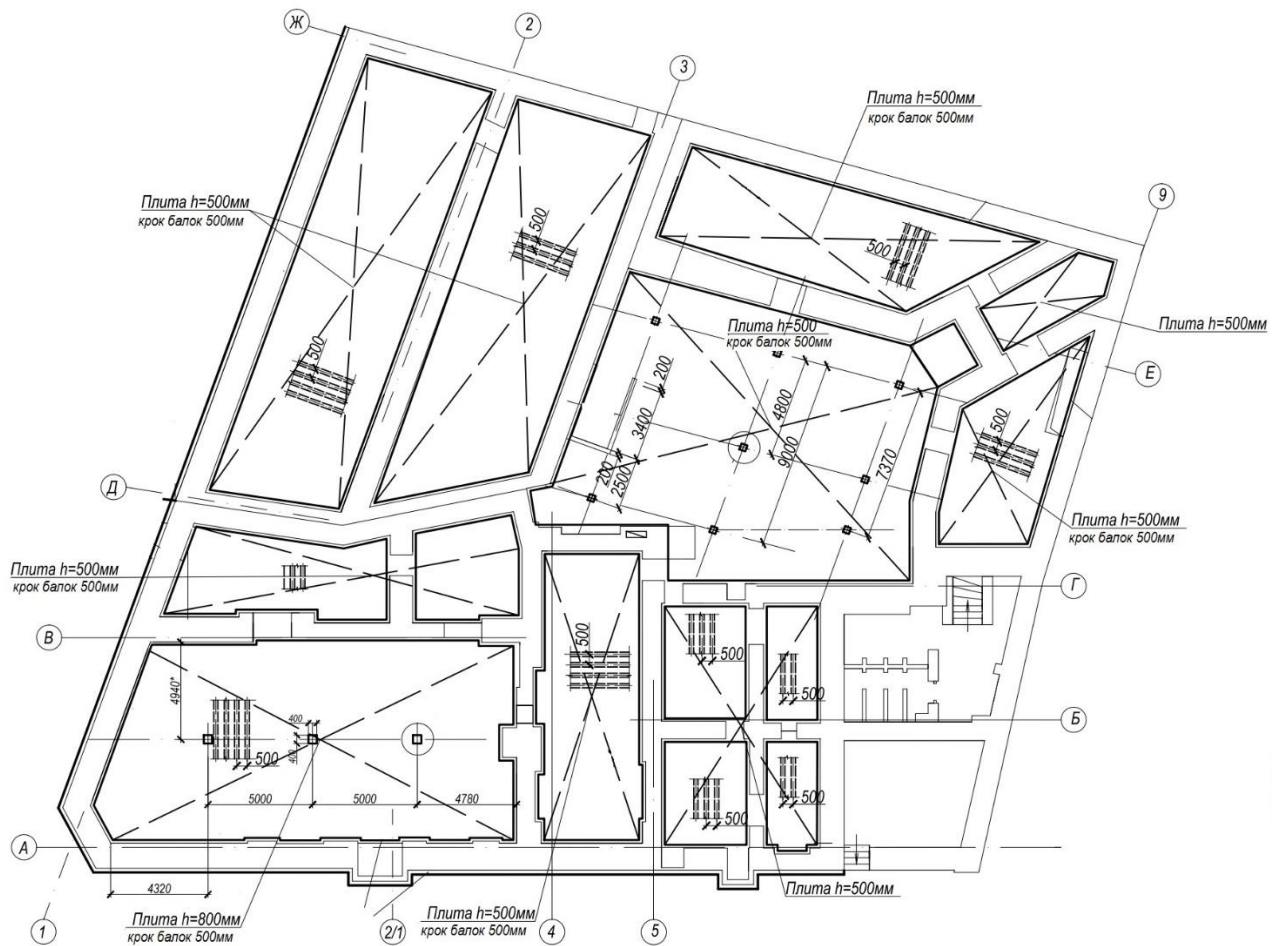


Рис. 5.2. Схема влаштування монолітної фундаментної плити будівлі

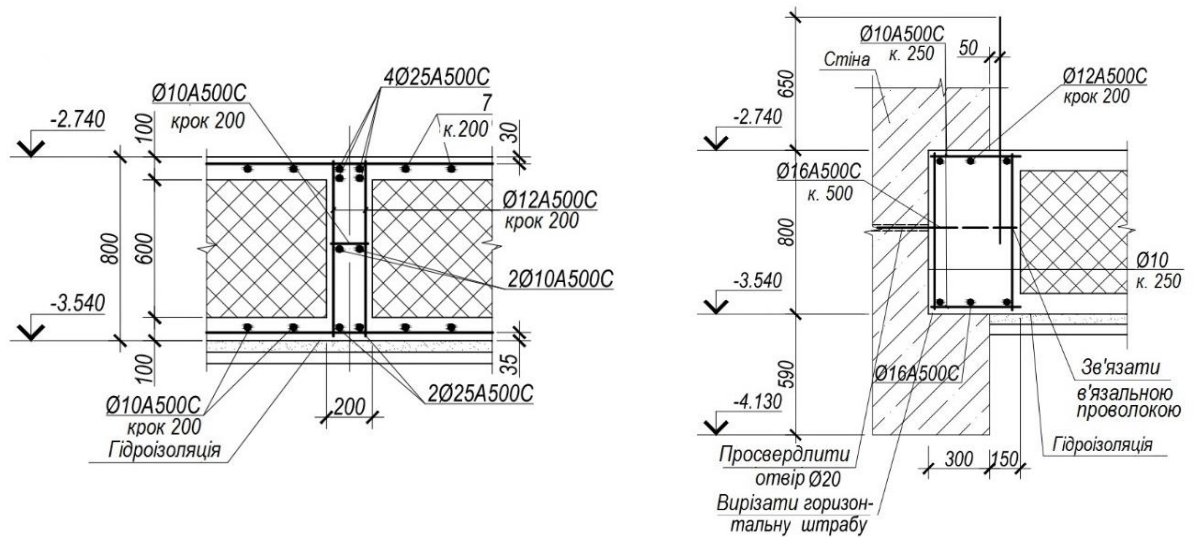


Рис. 5.3. Вузли влаштування та обпирання на стіни фундаменту товщиною 800мм

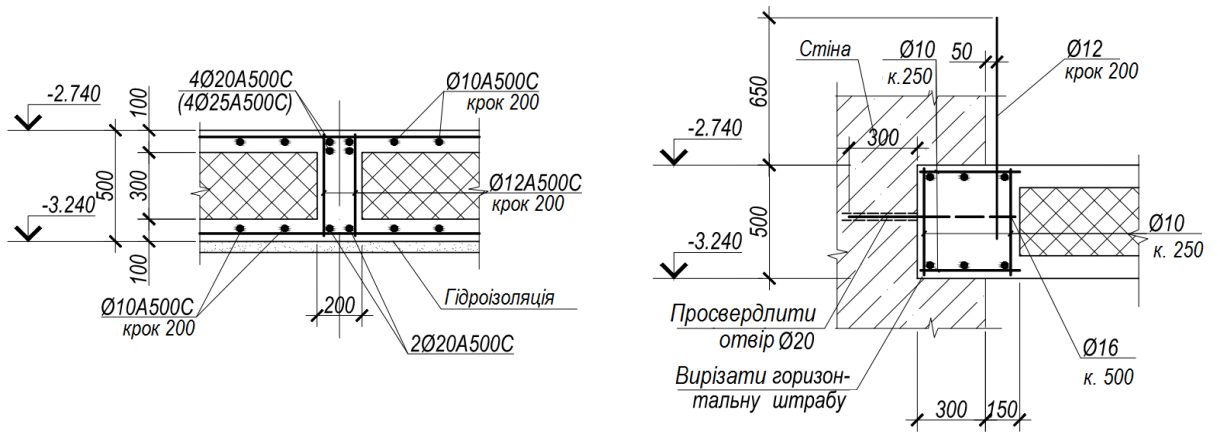


Рис. 5.3. Вузли влаштування та обпирання на стіни фундаменту товщиною 500мм

Існуючі дерев'яні перекриття замінені на монолітні залізобетонні ортотропні диски. В якості пустотоутворювача використаний пінопласт ($\gamma = 25\text{кг/м}^3$). Товщина перекриття для прольотів 6.0-7.0 складає 300мм, крок внутрішніх балок 1000мм (рис. 5.4,а); при прольотах $>10\text{м}$ – товщина плити 500мм, крок балок 500мм (рис. 5.4,б).

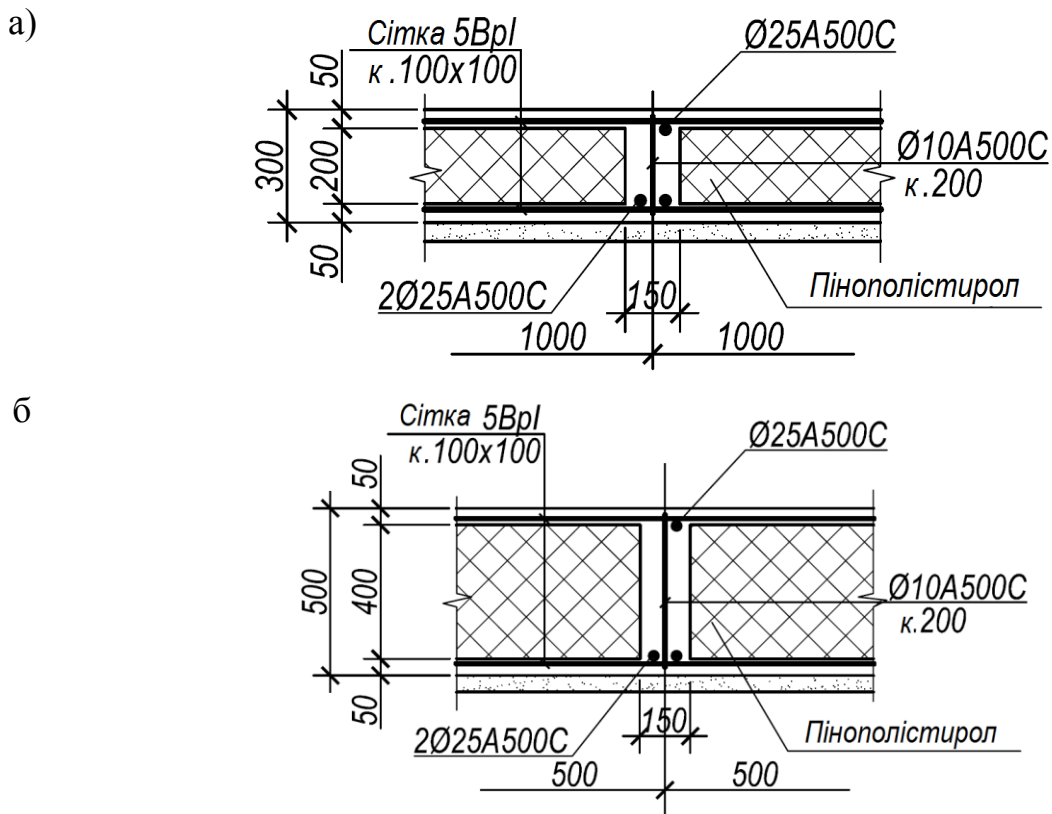


Рис. 5.4. Деталі влаштування монолітних ортотропних дисків перекриття

Запропонована схема підсилення, з урахуванням створення просторово жорсткої конструктивної схеми (монолітний залізобетонний двоповерховий

стилобат підвалу і першого поверхів, жорсткі горизонтальні монолітні залізобетонні диски перекриттів), забезпечує міцність, довговічність і експлуатаційну надійність будівлі.

Технологія влаштування плит перекриття.

Для влаштування монолітних залізобетонних плит перекриття виконано демонтаж всіх існуючих дерев'яних плит перекриття (рис. 5.5). По всьому периметру несучих стін будівлі з боку приміщень в цегляній кладці виконані штроби глибиною 250мм для обпирання проєктованих залізобетонних плит перекриття з вкладишами-пустотоутворювачами.

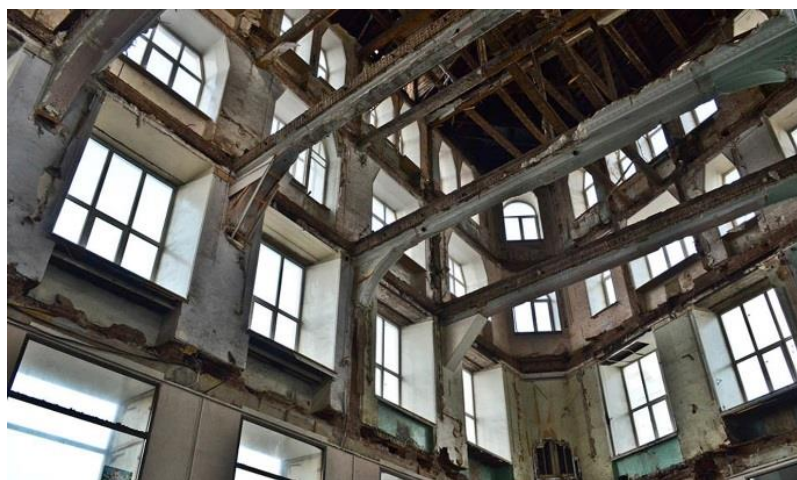


Рис. 5.5. Загальний вигляд будівлі після демонтажу дерев'яних плит перекриття

Технологічна послідовність влаштування пустотілих ортотропних плит перекриття наведена на рис. 4.6 в Розділі 4 та аналогічна влаштуванню суцільного перекриття з відмінністю в наступному:

- *установка опалубки.* Для влаштування пустотілого перекриття використовується стандартний набір опалубних балок, стійок і щитів. З огляду на власну вагу полегшеного перекриття, який на 20-30% менше аналогічного суцільного перекриття, кількість опалубних стійок зменшено на 15%;

- *установка арматури.* В першу чергу розкладаються сітки нижньої зони плити і дротяної арматури Ø5ВРІ. Потім встановлюються каркаси монолітних залізобетонних балок, які влаштовуються в нішах зовнішніх несучих стін, і каркаси ребер з кроком 500мм і 1200мм в залежності від прольоту перекриття

– 11.0м або 6.0-7.0м, відповідно. Витрата арматури на 1м^3 бетону становить 80-100кг в порівнянні з 150 кг/м^3 для аналогічного суцільного перекриття;

- *установка вкладишів-пустотоутворювачів.* У проміжках між встановленими в проектне положення і зав'язаними між собою каркасами встановлюються вкладиші з пінополістиролу розміром $300\times 300\times 3000\text{мм}$ - при прольоті 11.0м, або $1000\times 200\times 3000\text{мм}$ - при прольотах 6.0-7.0м. Поверх вкладиша встановлюється верхня сітка з дротяної арматури.

- *подача бетонно суміші.* Бетонування перекриттів здійснюється в одну стадію за допомогою автобетононасосу з використанням бетонолитних труб.

Вартість влаштування 1м^3 перекриття з вкладишем-пустотоутворювачем з пінополістиролу для даного об'єкту становить 8656,27грн. (Додаток І). Візуалізація та реалізація об'єкта впровадження після реконструкції наведена на рис. 5.6-5.7.



Рис. 5.6. Візуалізація екстер'єру об'єкта впровадження впровадження по майдану Павлівському,4



Рис. 5.7. Завершена реконструкція Будинку нерухомості (2020р.)

5.1.2 Житловий комплекс «Будинок з ротондами» по вул. Сухумській, 11 в м. Харкові

Опис об'єкту.

19-поверховий житловий будинок з вбудованими приміщеннями та паркінгом під назвою «Будинок з ротондами» розташований в 421 м/р м. Харкова в безпосередній близькості від перетину вулиць Клочківської, Р.Роллана та Космічної. Район має розвинену інфраструктуру, тут легко знайти безліч магазинів, супермаркетів, шкіл і дитячих садків. Нова будівля вмістить 252 квартири: по 72 однокімнатних і трикімнатних, і 114 двокімнатних. Для зручності жителів передбачений підземний паркінг на 74 автомобіля. На першому поверсі будинку розташовані торговельні приміщення. Фасад та план типового поверху наведені на рис. 5.8 - 5.9.

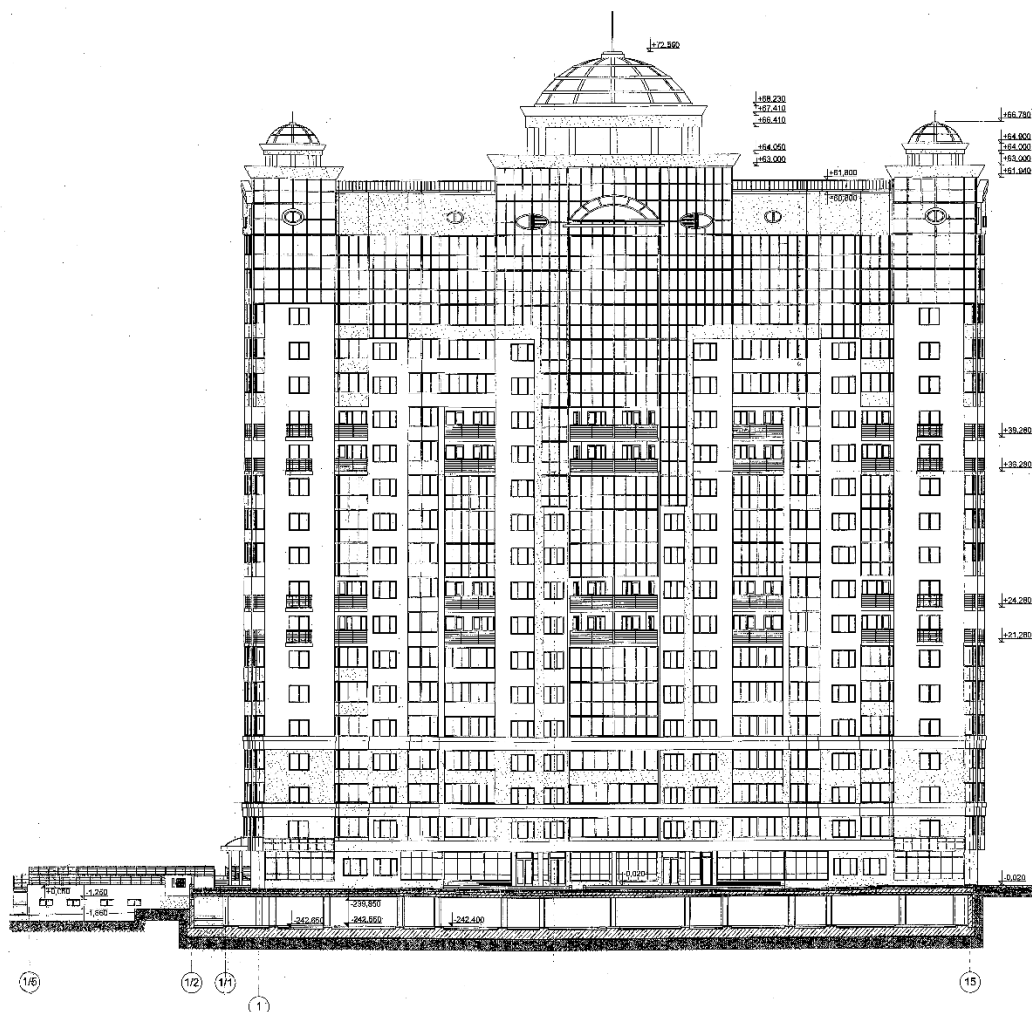


Рис. 5.8. Фасад у всіх «1-15» будівлі «Будинок з ротондами»

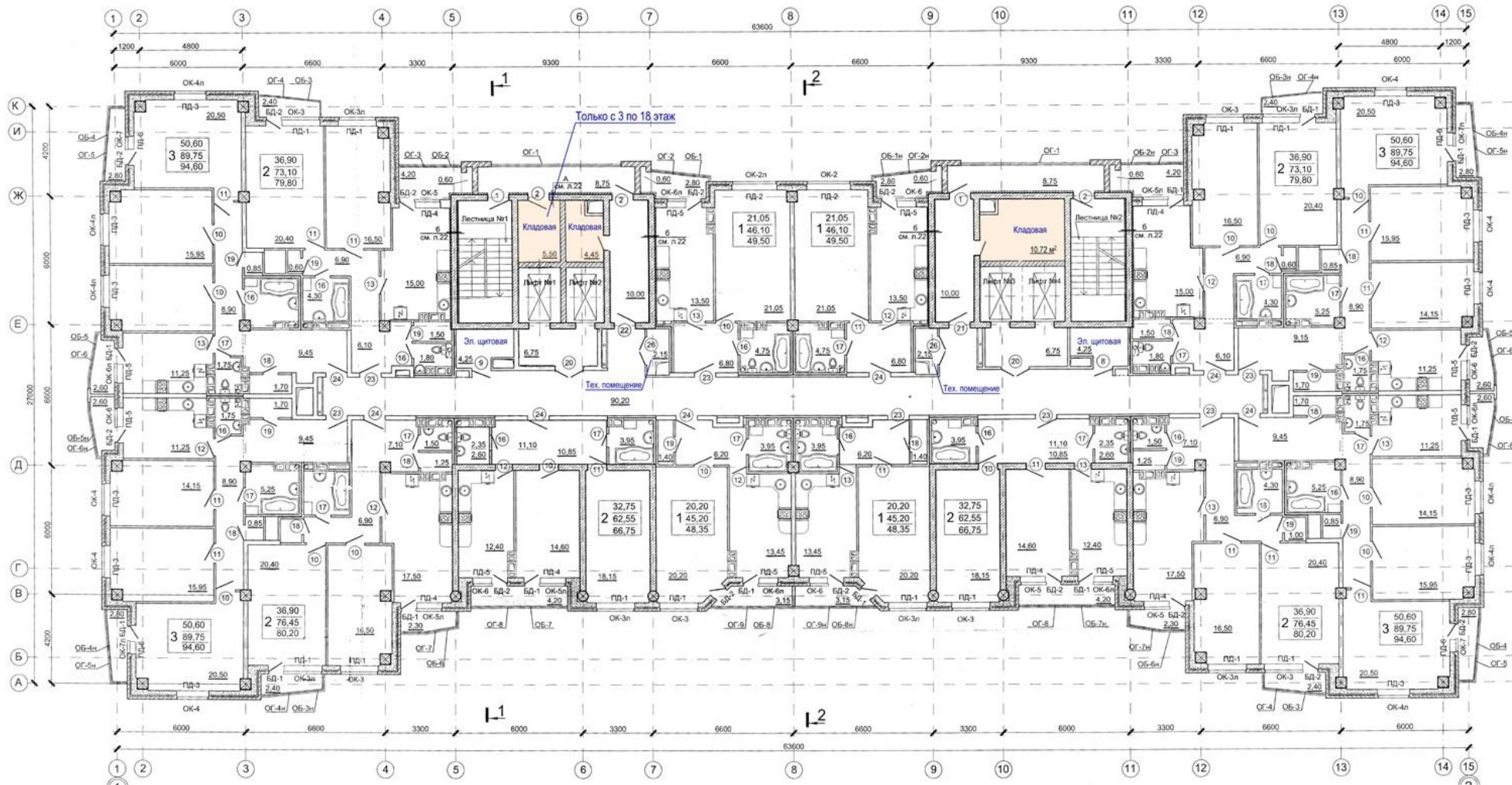


Рис. 5.9. План типового поверху будинку з ротондами

Конструктивна схема.

Конструктивна схема будівлі кожної з 2-х секцій вирішена за просторовою каркасною схемою в монолітному залізобетоні. Монолітний залізобетонний безригельний каркас представлений наступними елементами:

- колони квадратного перерізу 700x700, 600x600, 500x500мм, круглого перетину Ø500мм; зміна несучої здатності колон по висоті будівлі забезпечується зміною інтенсивності армування і зменшенням поперечного перерізу колон;

- в якості елементів жорсткості прийняті чотири ядра з розвиненим поперечним перерізом. Два ядра жорсткості представляють собою замкнутий залізобетонний контур стін сходинокво-ліфтового вузла і два напівзамкнутих ядра жорсткості. Опалубні перерізи ядер змінюються по висоті: підвал, 1-6 поверхи - товщиною 280мм, 7-й поверх і наступні - 220мм;

- безбалкові перекриття товщиною 220мм;

- збірно-монолітні стіни підвалу товщиною 400мм з використанням збірних бетонних блоків і залізобетонних монолітних шпонок в якості стінового огороження підземної частини;

- монолітна залізобетонна фундаментна плита змінного перерізу висотою 1200 мм, в найбільш навантаженій частині – 1400мм.

З огляду на поздовжній розмір між крайніми осями будинку $L = 63.6\text{м}$ ($L > 40\text{м}$) і наявність близько розташованих ядер жорсткості, в будівлі передбачено температурний шов нової конструкції (Патент України №74579), що бетонується із застосуванням вкладишів-пустотоутворювачів.

Шов виконується шляхом вільного обпирання кінців плит-вкладишів на консолі монолітних плит різних частин будівлі. Плити-вкладиші розміщуються зі зрушенням через поверх по висоті будівлі в сусідніх прольотах і шарнірно спираються на монолітну консоль перекриття, виконану «в чверть». Дотичні частини консолей монолітних плит та плит-вкладишів спираються через фторопластову прокладку і виконуються строго горизонтально, що дозволяє уникнути заклинювання. Такий шов забезпечує

роботу перекриття за нерозрізною схемою, що зменшує внутрішні зусилля, які передаються на елементи жорсткості (ядра і діафрагми) будівлі, а також допускає поперечні переміщення при температурних або усадкових деформаціях.

Технологія влаштування температурного шва.

Для влаштування деформаційного шва шириною 3.9м в осях «8-9» та довжиною 24.0м в рядах «А-Ж/И» (розташування шва чередується через поверх – між осями «7-8» або «8-9») розглянутої будівлі передбачено застосування вкладишів-пустотоутворювачів з пінополістиролу марки ПСБС-25 (рис. 5.10-5.11). Товщина плити перекриття в місці влаштування шва складає 220мм. Крок вкладишів пустотоутворювачів вздовж короткої сторони складає 700мм, ширина ребра між вкладишами – 100мм. Вздовж осі «8» крок вкладишів складає 1200мм, ширина ребра – 200мм. Таким чином розміри вкладишу складають 1000х600мм, товщина 150мм. В якості розподільчого нижнього та верхнього армування передбачене використання сітки з окремих стрижнів $\varnothing 6A400C$ встановлених з кроком 200х200мм. Вздовж осі «8» (поперечні каркаси) встановлено по два робочі каркаси з $\varnothing 12A400C$, хомути - $\varnothing 6A240C$, крок 200мм. В ребрах продольного напрямку встановлено по 2 додаткові стрижні $\varnothing 10A400C$ в верхній та нижній зонах (див. рис. 5.12). Бетонування конструкції температурного шва передбачено в одну стадію із застосування самощільнюваного бетону. Процедура зведення конструкції передбачає встановлення в монтажне положення плоскої опалубки типу «стіл» в осях «8-9» рядах «А-Ж/И» між вже зведеними фрагментами плити перекриття другого поверху; встановлення арматурної сітки та додаткових стрижнів ребер нижньої зони; монтаж каркасів з робочої рамтури в поперчному напрямку; встановлення вкладишів з пінополістиролу; встановлення арматурної сітки та додаткових стрижнів ребер верхньої зони; бетонування температурного шва СУБом в одну стадію.

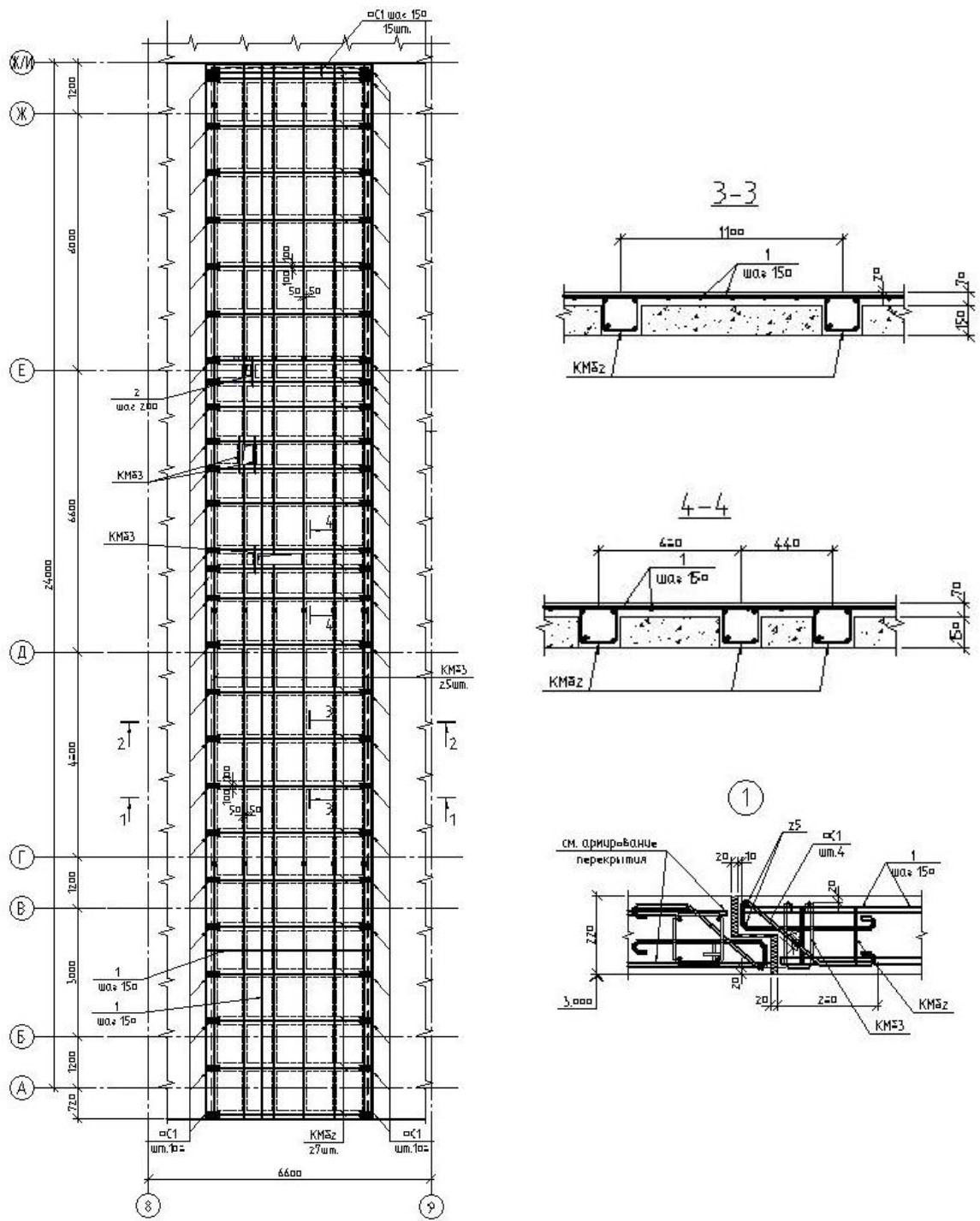


Рис. 5.10. Схема влаштування температурного шва

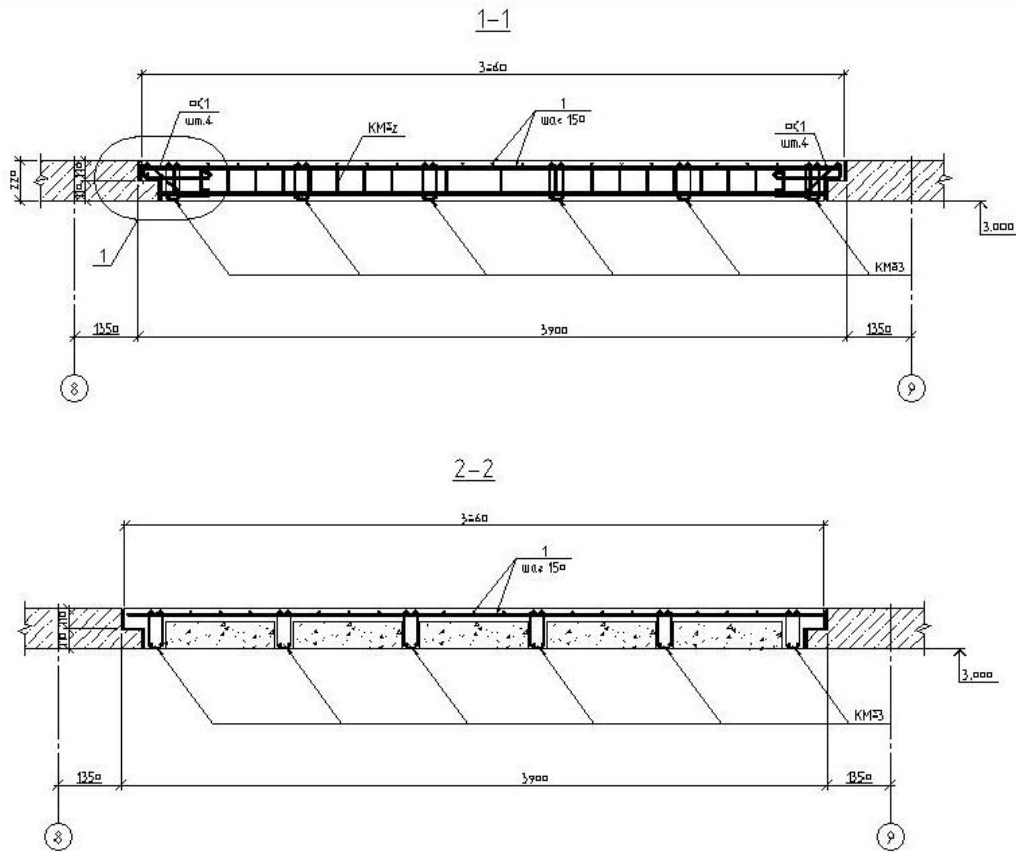


Рис. 5.11. Поздовжні перерізи до схеми влаштування температурного шва

Зона влаштування температурного шва будівлі наведена на рис. 5.12, армування плити температурного шва та розкладка вкладишів наведена на рис. 5.13.



Рис. 5.12. Температурний шов в осях «8-9»

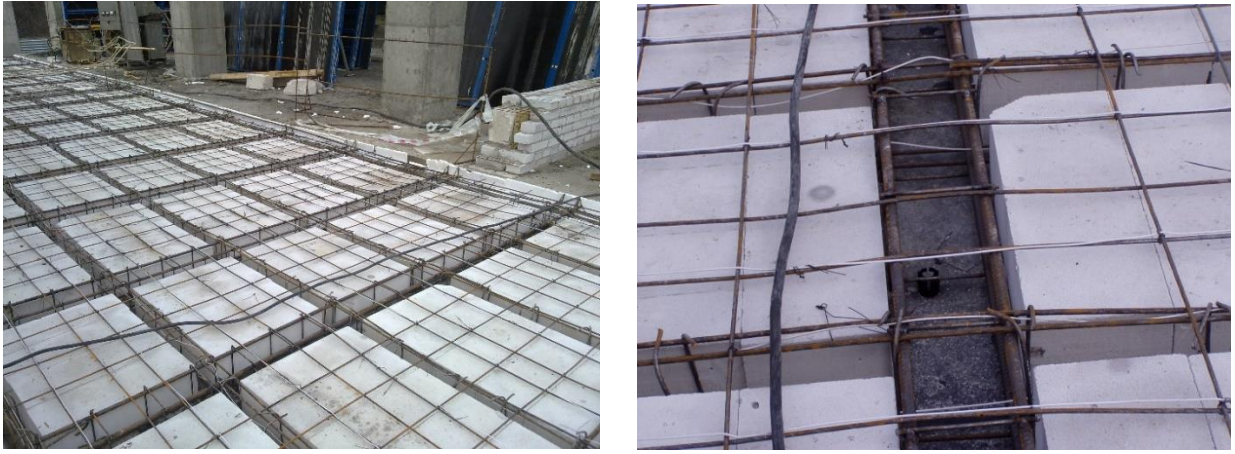


Рис. 5.13. Армування деформаційного шва з вкладишем

Бетонування температурного шва із вкладишами пустотоутворювачами дозволило зменшити матеріалоемність конструкції на 50% за рахунок видалення 10м³ бетону, який було заміщено вкладишами, а також застосування замість робочого верхнього і нижнього армування з Ø12A400С сітками меншого діаметру (Ø6) і використання лише робочі арматури ребер (вага арматури зменшилась з 1673кг до 825 кг).

5.1.3 Житловий комплекс «ДУЕТ» по вул. Цілиноградській, 2 в м. Харкові (варіантне проектування)

Опис об'єкту.

ЖК «Дует» – це два 20-поверхових житлових будинка з вбудовано-прибудованими приміщеннями культурно-побутовими та торгово-адміністративними приміщеннями, що розташовуються на перших поверхах будівлі, та підземним паркінгом на 131 місце. В будівлі розташовано 288 квартир (одно-, двох-, трьох-, чотирьох- та п'ятикімнатні) Об'єкт впровадження розташований в 335 м/р міста Харкова по вул. Цілиноградській, 58б. загальний вигляд будівлі та планування типового поверху наведено на рис. 5.14 – 5.15.

Конструктивна схема

Будівлі запроектована та зведена з використанням технології каркасно-монолітного будівництва. Конструктивна схема – монолітний з/б безригельний каркас.

Фундамент під будівлею запроєктований монолітний залізобетонний плитний товщиною 1200мм та 1400мм – в найбільш навантажених зонах. Діафрагми жорсткості та пілони мають змінний переріз по висоті – 280мм до 6 поверху включно та 220мм – вище 7-го поверху. Сітка колон нерегулярна, переріз колон квадратний, складає 500х500мм, 600х600 мм та 700х700мм, а також круглий – діаметром 500мм. Плити перекриття монолітні залізобетонні товщиною 220мм.



Рис. 5.14. Житловий комплекс «ДУЕТ» (фото реалізації)

При варіантному проектуванні будівлі розглянута можливість виконання міжповерхових плит перекриття (площа однієї плити поверху складає 144m^2) із застосуванням вкладишів пустоутворювачів. Запроєктований варіант плити перекриття передбачає застосування вкладишів з розмірами $1000\times 1000\text{мм}$, товщиною 120мм. Крок вкладишів в обої напрямках складає 1100мм. Товщина ребер – 100мм. В якості верхнього і нижнього армування сіток із окремих стрижнів $\varnothing 8\text{A}400\text{C}$ з коміркою $200\times 200\text{мм}$. Армування ребер передбачене 1 плоским каркасом з арматури $2\varnothing 16\text{A}400\text{C}$, поперечна арматура - $\varnothing 8\text{A}400\text{C}$ з кроком 200мм.

Результати заміни суцільною плити перекриття на ефективну плиту з вкладишами наведені в таблиці 5.1.



Рис. 5.15. План типового поверху ЖК «Дует»

Порівняння перекриттів для житлового будинку по вул. Цілиноградській і проекту перекриття з пінополістирольними вкладишами

№п/п	Найменування показника	Од. вим.	Монолітне перекриття (144м ²)			Варіант – монолітне перекриття з вкладишами ППС (144м ²)			Різниця			
			К-ть	Ціна	Вартість	К-ть	Ціна	Вартість	К-ть		Вартість	
									Знач.	%	Грн.	%
1	Арматура	т	5.46	9313.08	36022.75	4.670	9340.73	23522.00	-0.79	-14.42	-12500.8	-34.7
2	Бетон	м ³	35.70	776.73	27729.26	22.50	819.90	18447.75	-13.20	-36.97	-9281.51	-33.5
3	Пінополістирол	м ³				12.36	721.00	8911.56	12.36	100.0	8911.56	100.00
4	Заробітна плата	грн.	35.70	267.00	9531.90	34.86	382.00	13316.52	-0.84	-2.35	3784.62	39.7
	Всього				78283.91			64197.83			-9068.08	-12.4

Як видно з наведеного аналізу, встановлення в плиті перекриття вкладишів з пінополістиролу, дозволяє зменшити об'єм укладуваного бетону майже на 37% та масу необхідної арматури на 14.5%. Таким чином, використання запропонованої технології влаштування перекриттів з вкладишами та самоущільнюваним бетоном, дозволило досягти відповідного техніко-економічного ефекту [71] та сукупно зменшити вартість будівництва (разом із заробітною платнею будівельників) на 12.4%.

5.2 Висновки до Розділу 5

На основі проведених досліджень із вивчення особливостей напружено-деформованого стану конструкцій з вкладишами пустотоутворювачами, раціональної топології ребер та оптимального розкроювання вкладишів із вихідних заготівок, а також підбору складу самоущільнюваного бетону, вдалося розробити конструктивно-технологічні рішення для зведення полегшених перекриттів шляхом бетонування в одну стадію.

Як видно, результати впровадження підтверджують ефективність запропонованих рішень, оскільки дозволяють знизити матеріалоемність конструкцій плит перекриттів з вкладишами до 30%, знизити кількість необхідного обладнання для бетонування (зокрема, опалубних стійок) на 15%, зменшити кількість трудовитрат робочих будівельників і як наслідок досягти економії у видатках заробітної плати до 5-10%. Загальна економічна ефективність застосування запропонованих конструктивних та організаційно-технологічних рішень дозволяє досягти зменшення вартості зведення плит перекриття з вкладишами на 12-15%, а також прискорити темпи будівництва у зв'язку із істотним зменшенням загального об'єму посталвяемого на будівельний майданчик бетону.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Виконано аналіз відомих конструктивних рішень полегшених залізобетонних плит, виявлені їх переваги та недоліки з точки зору масового застосування в будівництві. Визначено, що система «Монофант» серед інших розглянутих дозволяє управляти параметрами конструкції на базі енергетичних критеріїв раціоналізації та здатна задовольнити вимогам з несучої здатності та мінімальної витрати матеріалів. При чому економія бетону при застосуванні даного конструктивного рішення може бути досягнута в межах 28-42% у порівнянні із суцільним перекриттям.

2. Визначені основні технологічні відхилення, що можуть виникати при зведенні полегшених плит, породжуючи конструктивні недосконалості конструкції у вигляді виродження ребер, обшивок, появи горизонтальних швів розриву та ін. Виконано оцінку їх впливу на напружено-деформований стан системи та отримано, що зміщення вкладишу в плані плити призводить до збільшення прогинів та значення ПЕД в межах 5%, по висоті плити – до 3%; поява горизонтального шва розриву призводить до зростання значень переміщень на 6-20%, ПЕД – на 6-10%. Аналіз отриманих результатів дозволив сформувані рекомендовані параметри конструкції та допуски на відхилення закладних елементів (вкладишів та каркасів) від проектного положення.

3. Виконано дослідження особливостей напружено-деформованого стану полегшеної плити перекриття системи «Монофант» для різних геометричних схем конструктиву за умови мінімізації витрат матеріалів бетону та полістиролу. Отримано, що в порівнянні з суцільним перекриттям, при економії бетону 30% можливо таку внутрішню геометрію, яка забезпечить долю відходів вкладишів на рівні 3% та відрізнятиметься мінімальним значенням ПЕД, прогинів та згинальних моментів.

4. З метою вдосконалення конструктивно-технологічних рішень зведення полегшених плит перекриття для мінімізації впливу початкових недосконалостей вдосконалено склад самоущільнюваної бетонної суміші з

класом міцності С30/35 та класом водонепроникності W10. Запропоноване конструктивне рішення швеллероподібного пластикового фіксатора, який унеможлиблює рухливість вкладишу при бетонуванні. Сумісне використання даних конструктивно-технологічних рішень дозволяє здійснювати бетонування конструктиву в одну стадію, збільшуючи економічну ефективність полегшених плит з вкладишами та зменшуючи ймовірність появи всіх наведених в роботі початкових недоліків.

5. Виконано експериментальне натурне дослідження полегшеної плити перекриття з вдосконаленим конструктивно-технологічним рішенням та початковим недоліком у вигляді горизонтального шва розриву бетонування за допомогою методу гідростатичного навантаження. Отриманий максимальний прогин конструкції склав 5.15мм, що становить 10.7% від граничного значення 48мм для даних умов обпирання. Даний результат корелює з результатами чисельного аналізу з похибкою в межах 15% та підтверджує ефективність застосування пропонованих рішень.

6. Впровадження результатів дослідження здійснено на ряді житлових та цивільних об'єктів будівництва в м. Харкові. Отримано, що застосування даного конструктивно-технологічного рішення дозволяє зменшити власну вагу конструкції до 30% та зменшити загальну вартість на 12% у порівнянні із плитою суцільного перерізу.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Абовский Н.П., Енджиевский Л.В., Савченков В.И., Деруга А.П., Рейтман М.И. Избранные задачи по строительной механике и теории упругости. – М. : Стройиздат, 1978. 189 с.
2. Адлер Ю.П., Е.В.Макарова, Ю.В.Грановский. Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий. М. : изд-во "Наука", 1976. 279 с
3. Артюх В.Г., Санніков І.В. Досвід проектування та будівництва монолітних залізобетонних плит з циліндричними порожнинами в перекриттях цивільних будинків. *Будівництво України*, 2007. №4. С. 13 – 15.
4. Артюх В.Г., Тонкачев Г.Н. Практика проектирования и устройства монолитных многопустотных плит перекрытий. *Современное промышленное и гражданское строительство*. ДНАСА, Макеевка, 2005. Том 1, №1. С. 5–11.
5. Атаев С. С. Технология индустриального строительства из монолитного бетона. М. : Стройиздат, 1989. 336 с.
6. Афанасьев А.А. Возведение зданий и сооружений из монолитного железобетона. М. : Стройиздат, 1990. 384 с.
7. Афанасьев А. А. Интенсификация работ при возведении зданий и сооружений из монолитного железобетона. М. : Стройиздат, 1990. 384 с.
8. Бабаев В.М., Бамбура А.М., Пустовойтова О.М., Резнік П.А., Стоянов Є.Г., Шмуклер В.С. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6.-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНІП 2.03.01-84 і EN 1992-1-1 (Eurocod 2) / за заг.ред. В.С. Шмуклера. Харків: Золоті сторінки, 2015. 208 с.
9. Бабаев В.Н., Шмуклер В.С. Эффективная система облегченных железобетонных элементов. «Бетон и железобетон – взгляд в будущее», Научные труды III Всероссийской (II международной) конференции по бетону и железобетону, Том 2. Москва: МГСУ, 2014. С. 346–356.

10. Бабаєв В.М., Бугаєвський С., Евель С.М., Євзеров І.Д., Лантух-Лященко А.І., Шеветовський В.В., Шимановський О.В., Шмуклер В.С. Чисельні та експериментальні методи раціонального проектування та зведення конструктивних систем. *Київ, "Сталь", 2017. 404с.*

11. Бабич Є.М., Павліков А.М., Микитенко С.М. Безкапітально-безбалкові конструктивні системи для будівель доступного житла: конструктивні особливості, умовності розрахунків, пропозиції з удосконалення. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди.* Вип. 29, 2014. С. 451–460.

12. Балова Е. Ф., Бекерман Р.С., Евтушенко Н.Н. Нормирование труда рабочих в строительстве / под ред. Е. Ф. Баловой. М.: Стройиздат, 1985. 440 с.

13. Бамбура А.М., Павліков А.М., Зоценко М.Л., Тимошенко С.А. Індустріальна безкапітально-безбалкова конструктивна система і нові конструктивно-технологічні рішення основ і фундаментів на основі сучасних будівельних матеріалів для зведення доступного житла та об'єктів інфраструктури. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту.* Вип. 155, 2015. С. 53–61.

14. Банах В. А., Гребенюк О.В., Фостащенко О.М. Урахування деформованого стану плит перекриттів, балконів та лоджій при моделюванні та розрахунках будівель у складних інженерно-геологічних умовах. *Містобудування та територіальне планування.* Вип. 39, 2011. С. 13–18.

15. Белоконь А.И. Организационно-технологические аспекты обоснования качественного и количественного состава строительных машин для реконструкции [текст]: Дис... д-ра техн. наук: 08.06.01 / Белоконь Анатолий Иванович, Приднепровская гос. академия строительства и архитектуры. Д., 1997. 380 с.

16. Бережная Е.В., Стебловский И.А., Помазан М.Д., Заика В.Е. Натурные испытания эффективного железобетонного перекрытия. *Науковий вісник будівництва: ХДТУБА, ХОТВ АБУ.* Вип. 66, 2011. С. 145–151.

17. Бережная Е.В. Экспериментальные исследования эффективных плит перекрытия. *Коммунальное хозяйство городов*. Вип. 18. К.: Техника, 1999. С. 55–62.
18. Болотских О. Н. Самоуплотняющийся бетон и его диагностика. *Технологии бетонов*. Вип. 10. 2008. С. 28–31.
19. Бугаевский С. А., Бормот Е.В., Бережная К.С. Влияние точности укладки вкладышей на НДС перекрытия системы "Монофант". *Науковий вісник будівництва*. № 3, 2016. С. 92–98.
20. Бугаевский С.А. Современные облегченные железобетонные перекрытия с применением неизвлекаемых вкладышей-пустотообразователей. *Науковий вісник будівництва*, Харків: ХНУБА ХОТВ АБУ. № 3, 2015. С. 73–87.
21. Бугаевский С.А., Гапонова Л.В. Современные технологии получения облегченных железобетонных конструкций. *Матеріали IV Міжнародної науково-технічної інтернет-конференції «Будівництво, реконструкція і відновлення будівель міського господарства»*. Харків, 2014. URL: <http://eprints.kname.edu.ua/37508/> (дата звернення: 15.10.2020).
22. Будников М.С., Обозный А.П., Технология и организация возведения зданий и сооружений. Киев: Будивельник, 1964. 304с.
23. Бунаков П. Алгоритм оптимального раскроя материалов для автоматизированного производства. *САПР и графика*, №11, 2007. С. 74–77.
24. Васильков Г.В. Эволюционные задачи строительной механики. Синергетическая парадигма: Учебное пособие. Ростов-на-Дону: Инфосервис, 2003. 180 с.
25. Вознюк Л.І. Несуча здатність та деформативність багатопарових плит перекриття [текст]: дис... канд. техн. наук: 05.23.01 / Вознюк Леонід Іванович; Національний університет "Львівська політехніка", Міністерство освіти і науки України. Львів, 2018. 190с.
26. Гапонова Л.В., Гребенчук С.С., Резнік П.А. Оцінка вогнестійкості конструктивно-анізотропної залізобетонної плити. *Міжвідомчий науково-*

технічний збірник (технічні науки) «Будівельне виробництво». Київ, 2017. №62/1. С57–63.

27. Головки Д.В. Напряженно-деформированное состояние сталебетонных пустотных плит перекрытия [текст]: дис... канд. техн. наук: 05.23.01. / Головки Денис Влаерьевич; Украинский государственный университет железнодорожного транспорта, Министерство образования и науки Украины. Харьков, 2015. 156с.

28. Гончаренко Д.Ф. Исследование влияния точности изготовления и монтажа сборных железобетонных конструкций на эффективность возведения многоэтажных каркасных зданий: автореф. дис...к. т. наук: 05. 23. 08 / Гончаренко Дмитрий Федорович; НИИСП Госстроя УССР, 1981. 20 с.

29. Гончаренко Д.Ф., Карпенко Ю.В., Меерсдорф К.І. Точність – як показник статичної однорідності і стабільності технологічного процесу зведення висотних каркасно-монолітних будівників. *Журнал «Будівництво України»*. 2007, №7. С. 35–40.

30. Городецкий Д. А., Барабаш М. С. и др. Программный комплекс Лира: учеб. пособие / под ред. академика РААСН А. С. Городецкого. Киев–Москва, 2013. 376 с.

31. Городецкий А.С., Евзеров И.Д., Стрелец-Стрелецкий Е.Б. Метод конечных элементов: теория и численная реализация. Программный комплекс «Лира-Windows». К.: Факт, 1997. 137 с.

32. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування [Чинний від 2011-06-01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. 71с. (Державні будівельні норми України).

33. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ – [Чинний від 2009-12-01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2009. 48 с. (Державні будівельні норми України).

34. ДБН А.3.1-5-2016. Організація будівельного виробництва. [Чинний від 2017-01-01]. К., Мінрегіонбуд України, 2016. 51 с. (Державні будівельні норми України).
35. ДБН В.1.1.7-2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. [Чинний від 2017-06-01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2017. 39 с. (Державні будівельні норми України).
36. ДБН В.2.3-20-2008. Споруди транспорту. Мости та труби. Виконання та приймання робіт. [Чинний від 2008-08-01]. URL: <https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/1-1-0-155> (дата звернення: 04.09.2019).
37. Демчина Б.Г., Рутковська І.З, Вознюк Л.І. Особливості розрахунку багатошарових плит перекриття на ПК «ЛІРА». *Сучасне промислове та цивільне будівництво*, №4, 2009. с. 179–185.
38. Дорофєєв В. С., Карпюк В. М, Албу К. І., Сьоміна Ю. А. Міцність та тріщиностійкість залізобетонних балкових конструкцій за дії малоциклових знакопостійних і знаковмінних навантажень високих рівнів. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*. Вип. 10, 2016. С. 13–26. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Mtt dp_2016_10_4 (дата звернення: 15.10.2020).
39. Дорофеев В. С., Барабаш И.В., Быстревский К.С. Самоуплотняющийся бетон с добавкой молотого гидратированного цемента на механоактивированном вяжущем. *Будівельні матеріали та вироби*. №5, 2013. С. 30–31.
40. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Київ, Мінрегіонбуд України, 2011. 123с. (Національний стандарт України).
41. Евстафьев В.И. Облегченные многослойные перекрытия для архитектурно-строительных систем с широким шагом несущих конструкций [текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Евстафьев Вадим Иванович;

Украинский зональный научно-исследовательский и проектный ин-т по гражданскому строительству (ОАО КиевЗНИИЭП). К., 2004. 189 с.

42. Зедгинидзе И.Г. Планирование эксперимента для исследования многокомпонентных систем. М., «Наука», 1976. 390 с.

43. Калмиков О.О. Тонкостінні залізобетонні конструкції, взаємодіючі із сипучим [текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Калмиков Олег Олександрович; Харків. нац. ун-т буд-ва та архітектури. Харків, 2015. 210 с.

44. Карпюк В.М., Дорофєєв В.С., Петров О.М., Петров М.М. Розрахунок міцності просторових перерізів прогінних залізобетонних конструкцій при їх згині з крученням за удосконаленою інженерною методологією. *Наука та будівництво*, №4. 2018. С. 18–27.

45. Клімов Ю. А. Експериментальні дослідження міцності згинальних елементів з композитною склопластиковою арматурою. *Будівельні конструкції: теорія і практика*, Вип. 2, 2018. С. 179–184.

46. Клованич С.Ф. Мироненко И.Н. Метод конечных элементов в механике железобетона. Одесса: ОНМУ, 2007. 110 с.

47. Ковальський Л.Н., Поляков Г.П., Санников И.В. Методические рекомендации по проектированию монолитных перекрытий с пустотами для гражданских зданий. К.: ООО «АК ИНЖИНИРИНГ», 2007. 34 с.

48. Колчеданцев Л. М. Интенсификация бетонных работ в условиях массового строительства. *Бетон и железобетон*, № 6, 1994. С. 18–21.

49. Колякова В.М., Божинський М.О., Фесенко О.А. Розподіл температури в перерізі залізобетонної плити. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: Збірник наукових праць*, Луцьк: НТУ, Вип. 5, 2016. с. 232–239.

50. Колякова В.М., Божинський М.О. Розрахунково-теоретичні дослідження розподілу температури в перерізі залізобетонної конструкції східчастих складок. *Будівельні конструкції. Теорія і практика: Наук.-техн. збірник*. К., КНУБА, Вип. 1. 2017. С.149–157.

51. Колякова В.М., Кріпак В.Д., Скопец В. Методи розрахунку залізобетонних монолітних перекриттів з порожнистими вкладишами. *Будівельні конструкції. Теорія і практика: Наук.-техн. збірник*. К., КНУБА, Вип. 5, 2019. С.15–23.
52. Королев А.Н., Крылов С.М. Способ расчета прогибов железобетонных плит опертых по контуру и безбалочных перекрытий при действии кратковременной нагрузки. *Исследование прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных конструкций. Труды ин-та НИИЖБ*, Вып. 26, 1962. С. 59–199.
53. Красный Д.Ю., Красный Ю.М. Обеспечение качества при возведении зданий и сооружений из монолитного железобетона. Екатеринбург: «Центр качества строительства», 2003. 448 с.
54. Лантух-Лященко А. И. Вероятностная оценка ресурса железобетонных элементов. *Промислове будівництво та інженерні споруди*, № 3, 2019. С. 13–17.
55. Лантух-Лященко А.И. Лира. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций: Учебное пособие. К. – М., 2001. 312с.
56. Мельник І.В., Сорохтей В.М. Конструювання плоских монолітних залізобетонних перекриттів з використанням ефективних вставок різних форм. URL: <http://ena.lp.edu.ua:8080/bitstream/ntb/10537/1/32.pdf>. (дата звернення: 15.10.2020).
57. Мягков Л.Л., Чирский С.П. Реализация топологической оптимизации методом beso в среде ANSYS APDL и ее применение для оптимизации формы шатуна тепловозного дизеля. *Известия высших учебных заведений. Машиностроение*. №11 (704), 2018. С. 38–48.
58. Никулин В.Б., Шмуклер В.С., Бугаевский С.А. Принципы фиксации арматурных каркасов и вкладышей при устройстве облегченных конструкций. *Науковий вісник будівництва*, Харків, 2015. Вип. 4 (82). С. 81–86.

59. Никулин В.Б., Шмуклер В.С., Ямковая Т.И., Бугаевский С.А. Применение самоуплотняющихся бетонов для строительства и ремонта железобетонных конструкций. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Збірник наукових праць Луцького національного технічного університету*. Луцьк, 2015. Вип. 3. С. 251–260.
60. Никулин В.Б., Шмуклер В.С., Бугаевский С.А. Система «Монофант» для возведения монолитных железобетонных каркасов. *Вестник ХНАДУ*. Харьков, 2015. Вып. 71. С. 70–84.
61. Нікулін В.Б., Шмуклер В.С., Петрова О.О., Резнік П.А., Богомаз М.Ю., Місюра М.В. Оцінка впливу розриву в бетонуванні плити перекриття системи «МОНОФАНТ» на її напружено-деформований стан. *Збірник наукових праць УкрДУЗТ*. Вип. 185. Харків, 2019. С. 61–70.
62. Оганесян П., Шевцов С. Оптимизация топологии конструкций в пакете ABAQUS. *Известия самарского научного центра Российской академии наук*, том 16, №6(2), 2014. С. 543–549.
63. Панченко Н. В., Савицкий Н. В., Зезюков Д.М. Технико-экономические характеристики конструктивных систем многоэтажных жилых зданий. *Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Стародубовские чтения*. Вып. 64, 2012. С. 371–378.
64. Патент 11742 Україна, МПК8 Е 04 G 23/00. Спосіб улаштування збірно-монолітного залізобетонного перекриття / Магала В. С., Рабіч О. В., Савицький М. В., Швець М. А.; заявник та власник Придніпровська державна академія будівництва та архітектури. – № 200505127 ; заявл. 30.05.2005 ; публ. 16.01.2006.
65. Патент 24122 Україна, МПК8 Е 04 В 5/00. Спосіб улаштування збірно-монолітного залізобетонного перекриття / Куліченко І. І., Чернець В. А., Магала В. С., Рабіч О. В., Савицький М. В., Чумак Ю. Г.; заявник та власник Придніпровська державна академія будівництва та архітектури. – № 200612819 ; заявл. 04.12.2006 ; публ. 25.06.2007.

66. Патент 44125 Україна, МПК G01M 19/00 G01N 3/00 G01M 5/00 (2009) / Устройство для натуральных испытаний плит и оболочек. / Шмуклер В.С., Чупрынин А.А., Аббаси Р. // заявитель и патентообладатель Шмуклер В.С.; №u200901598; заявл. 24.02.2009; опубл. 25.09.2009, Бюл. №18. – 4 с.
67. Патент 89464 Україна, МПК E04B 1/18. Каркасна будівля «Монофант» / Шмуклер В.С., Бабаєв В.М., Бугаєвський С.О., Бережна К.В., Карякін І.А., Кондращенко В.І., Сеїрські І.М.; заявник і патентовласник Шмуклер В.С. - №u201311919; заявл. 10.10.2013; публ. 25.04.2014, Бюл. №8.
68. Поздеев С.В., Отрош Ю.А., Демешок В.В., Федченко І.В. Розрахунковий метод оцінки вогнестійкості плити перекриття. Промислове будівництво та інженерні споруди. № 2. 2016. С. 28–33. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Pbis_2016_2_6. (last accessed: 15.10.2020).
69. Помазан М. Д. Удосконалення технології улаштування полегшених залізобетонних перекриттів / Автореферат дисертації на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук; 05.23.08 - технологія та організація промислового та цивільного будівництва. // - Х. : Стиль-издат, 2013. - 22 с.
70. Речинский А. В., Стрелец К. И. Повышение квалификации по проектированию и строительству особо опасных, технически сложных и уникальных объектов. Строительство уникальных зданий и сооружений, № 1. 2012. С. 73–75.
71. Розенплентер А.Э., Сычев В.С., Чернышев С.П., Шур И.С. Основы технико-экономического анализа инженерных решений [учебное пособие для студентов вузов] / под ред. А.Э. Розенплентера. К.: Выща школа, 1989. 126 с.
72. Ромашко В.М., Ромашко О.В. Основні положення загальної теорії деформування залізобетонних елементів і конструкцій. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. Вип. 75, 2019. С. 61–69.
73. Савицкий Н.В., Панченко Н.В., Чумак Ю.Г., Медгауз Б.А., Чернец В.А. Эффективная конструктивно-технологическая система для строительства доступного жилья. *Строительство. Материаловедение. Машиностроение*.

Серия: Создание высокотехнологических экокомплексов в Украине на основе концепции сбалансированного (устойчивого) развития. Вып. 68, 2013. С. 355–357.

74. Савицький М.В., Фролов М.В. Великопрольотні балкові клітки. Урахування жорсткого диска сталезалізобетонного перекриття. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури: наук.-прак. жур.* Дніпро: ПДАБА, Вип.4 (255-256), 2019. С.64–69.

75. Савйовский В.В. Технология возведения и ремонта сооружений: учебное пособие. Х.: Издательство «Лидер», 2014. 256 с.

76. Санников И.В., Величко В.А., Сломонов С.В. Монолитные перекрытия зданий и сооружений. К. : Будівельник, 1991. 152 с.

77. Стебловський І.А. Конструктивно-монотропне залізобетонне перекриття з раціональними параметрами [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Стебловський Ілля Арчілович; Харків. нац. ун-т буд-ва та архітектури. Харків, 2015. 22 с.

78. Стороженко Л. І., Нижник О.В., Клестов О.В., Гапченко С.А, Горб О.О., Дячук О.Ф. Експериментальні дослідження плит перекриття зі сталевим обрамленням у порівнянні зі звичайними залізобетонними плитами. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди.* Вип. 25, 2013. С. 454–465.

79. Стороженко Л.І., Нижник О.В, Мурза С.О., Тегза І.І. Збірне безбалкове перекриття з використанням модифікованих круглопустотних плит. *Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия : Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения.* Вып. 82, 2015. С. 231–236.

80. Таран В.В. Определение затрат труда укладки призм пенополистирола в монолитное перекрытие. *Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури: Збірник наукових праць.* Вип. 2010-3(83):

Технологія, організація, механізація та геодезичне забезпечення будівництва. Макіївка, 2010. С. 84–89.

81. Таран В.В. Формирование и выбор конструктивно-технологических решений устройства монолитных облегченных перекрытий в каркасных зданиях [Текст] : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.08 / Таран Валентина Владимировна; Донбасская национальная академия строительства и архитектуры. Макеевка, 2012. 170 с.

82. Тонкачєєв Г.М., Артюх В.Г. Деякі питання технологічності конструкцій монолітних порожнистих залізобетонних плит перекриття каркасних житлових будівель. *Містобудування та територіальне планування: зб. наук. пр.* К.: КНУБА, Вип 17, 2004. С. 333–337.

83. Тонкачєєв Г.Н., Таран В.В. Моделирование конструктивных решений монолитных плит перекрытий с использованием легких вкладышей. *Містобудування та територіальне планування.* Вип. 35, 2009. С. 443–448.

84. Ушеров-Маршак А.В, Бабаевская Т.В. Эффективность добавок – тема бетоноведения и технологии бетона. *Технологии бетонов*, №7-8, 2012. С. 53–55.

85. Ушеров-Маршак А.В. Взгляд в будущее бетона. Строительные материалы, 2014. №3. С. 4–5.

86. Шмуклер В.С., Климов Ю.А., Буряк Н.П. Каркасные системы облегченного типа. Харьков: Золотые страницы, 2008. 336 с.

87. Шмуклер В.С. Новые энергетические принципы рационализации конструкций. Збірник наукових праць Української державної ака-демії залізничного транспорту. Харків, Вип. 167, 2017. С. 54–69.

88. Шмуклер В.С. Оптимизация параметров строительных конструкций в условиях регулирования их напряженно-деформированным состоянием. *Коммунальное хозяйство городов: науч.-техн. сб.* К: Техніка, Вип. 8, 1997. С. 3–14.

89. Шмуклер В.С. Трансформация внутренней геометрии конструкции при рационализации её параметров. *Юбилейные научные чтения*

по проблемам теории железобетона. ИПЦ МИКХиС, Москва, 2005. С. 124–134.

90. Шмуклер В.С., Лугченко О.І., Нажем А. Чисельна верифікація одного підходу біонічної раціоналізації конструкцій. *Збірник наукових праць УкрДУЗТ*. Харків, Вип. 189, 2020. С. 61–80.

91. Шмуклер В.С. Бабаев, В. Н. Эффективная система облегченных железобетонных элементов. *Бетон и железобетон – взгляд в будущее: науч. тр. III Всерос. (II Междунар.) конф. по бетону и железобетону*. М.: МГСУ, Т. 2, 2014. С. 346–356.

92. Ємельянова І.А., Бугаєвський С.О. Обладнання для зведення монолітних залізобетонних конструкцій системи «МОНОФАНТ» способом торкретування. *Вісник ХНАДУ*, вип. 72, 2016. с. 107–117.

93. Югов А. М., Таран В.В., Тонкачев Г.Н., Сопельник В.И. Опыт надстройки при реконструкции здания за счёт уменьшения веса монолитной плиты перекрытия. *Научный вестник строительства*, Вип. 52. Х.: ХДТУБА, 2009. С. 59–64.

94. Яловенко В.И., Санников И.В. Технические требования к цилиндрическим пустотообразователям, устанавливаемым в монолитные железобетонные плиты. *Современные проблемы строительства: Ежегодный научно-технический сборник: Донецкий ПРОМСТРОЙНИИПРОЕКТ*. Донецк 2004. С. 168–174.

95. AirDeck System. [Електронний ресурс]. URL: <http://www.airdeck.com/> (last accessed: 15.10.2020).

96. Albrecht C. Experimental and theoretical analyses of the load-bearing behaviour of slim biaxial hollow core slabs with flattened void formers. *Proceedings of The 9th fib international PhD symposium in civil engineering*. Karlsruhe Institute of Technology (KIT), Karlsruhe, Germany, 22–25 July 2012. KIT Scientific Publishing, Karlsruhe. Pp. 85–90.

97. Alternative framing materials in residential construction: three case studies Prepared for U.S. Department of Housing and Urban Development Office of

Policy Development and Research, 1994. 117p. URL: <https://www.huduser.gov/Publications/PDF/altframe.pdf>. (last accessed: 15.10.2020).

98. Babaev V., Shmukler V., Bugayevskiy S., Nikulin V. Cast Reinforced Concrete Frame of Buildings and Methods of Its Erection. *Journal of Civil Engineering and Construction*. Volume 5. Number 2. 2016. Pp. 143–156.

99. Babaev V., Ievzerov I., Evel S., Lantoukh-Liashchenko A., Shevetovsky V., Shimanovskiy O., Shmukler V., Sukhonos M. Rational Design of Structural Building Systems. – ISBN 978-3-86922-733-7. DOM publishers. - Berlin/Germany, 2019. 384 p.

100. Bendsøe M.P. Optimal shape design as a material distribution problem. *Structural Optimization*. 1989. Pp. 193–202.

101. BubbleDeck System. [Электронный ресурс]. URL: <http://www.bubbledeck-uk.com/>. (last accessed: 15.10.2020).

102. Chung J.H., Choi H.K., Lee S.C., Choi C.S. Flexural strength and stiffness of biaxial hollow slab with donut type hollow sphere. *AIK Journal*, Korea, 30(5), 2014. Pp. 3–11.

103. Chung L., Lee S.-H., Cho S.-H., Woo S.-S. Investigations on flexural strength and stiffness of hollow slabs. *Advances in Structural Engineering*, 13(4), 2010. Pp. 591–601.

104. Churakov A.G., Biaxial hollow slab with innovative types of voids. *Construct. of Unique Build. and Structs.*, Vol. 6(21), 2014, pp 70–88. 4. URL: https://unistroy.spbstu.ru/userfiles/files/2014/6%2821%29/5_churakov_21.pdf (last access: 15.10.2020).

105. Cobiax® System. [Электронный ресурс]. URL: <https://www.cobiax.com/intl/en/technology/>. (last accessed: 15.10.2020).

106. DALIFORM group. [Электронный ресурс]. URL: <https://www.daliform.com/en/>. (last accessed: 15.10.2020).

107. David B. South, Freda Parker. The Monolithic Dome. The Monolithic Dome Institute, May 8, 2007. URL: <https://www.jumpjet.info/Emergency->

(last accessed: 15.10.2020).

108. EN 1992-1-1 (2004) Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. 227p.

109. Hurd M.K. Concrete Homes for Disaster Victims. Inflated forms bring shelter to rural landslide victims. Concrete international, Vol. 31, No. 6, 2009. Pp. 37–40.

110. Jan Dirk van der Woerd. Finding new forms for bearing structures by use of origamics. Proceedings of The 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering. Karlsruhe Institute of Technology (KIT), 22-25 July 2012, Karlsruhe, Germany. Pp. 263–268.

111. Jasiczak J., Majchrzak W., Czajka W. Construction of undulating walls using dry-mix shotcrete. Expansive concrete surface creates the main spatial element inside the Museum of the History of Polish Jews in Warsaw, Poland. Concrete international, Vol. 37, No. 6, 2015. Pp. 31–35.

112. Kalmykov O., Gaponova L., Grebenchuk S., Reznik P. Study of fire-resistance of rein-forced concrete slab of a new type. In: MATEC Web Conf. Volume 116, (P. 02018), 2017. URL: https://www.matec-conferences.org/articles/mateconf/pdf/2017/30/mateconf_tr2017_02018.pdf (last accessed: 15.10.2020).

113. Kitamura H., Nishizaki T., Ito H., Chikamatsu R., Kamada F., Okudate M. Construction of prestressed concrete outer tank for LNG storage using high-strength self-compacting concrete. Proceedings of the International Workshop on Self-Compacting Concrete. 1999. Pp. 262–291.

114. Koski A. J. Shotcrete homes challenge wood-frame construction. [Электронный ресурс]. URL: <https://ru.scribd.com/document/45996445/Shotcrete-Homes> (last accessed: 15.10.2020).

115. Kromoser B. Methods for transforming flat concrete plates into double curved shell structures. Proceedings of The 9th fib International PhD Symposium in

Civil Engineering. Karlsruhe Institute of Technology (KIT), 22-25 July 2012, Karlsruhe, Germany. Pp. 275–280.

116. Kromoser B., Kollegger J. Bilding free formed concrete surfaces by using the “pneumatic wedge method”. The 10th fib International PhD Symposium in Civil Engineering. Universite Laval, 21-23 July 2014, Quebec, Canada. Pp. 303–308.

117. Mota M. Voided Slabs. Then and now. Concrete international, Vol. 32, No. 10, 2010. Pp. 41–45.

118. Nikulin V., Bugayevskiy S., Gerasymenko V., Konyukhov A. Basics of modeling and technology of creating reinforced concrete elements of Monofant system construction. In: MATEC web of conferences. Vol 116., P. 02009, 2017. 9p. DOI: [10.1051/matecconf/201711602009](https://doi.org/10.1051/matecconf/201711602009).

119. Nikulin V., Shmukler V., Petrova O. Highly Combinatorial Reinforced Concrete Slab System. Proceedings of CEE 2019: Advances in Resource-saving Technologies and Materials in Civil and Environmental Engineering. Pp. 411–419.

120. Nikulin V., Shmukler V., Demchyna B., Vozniuk L., Petrova O., Reznik P. Variant design of the concrete frame structures (weight-strength analysis). Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete - Innovations in Materials, Design and Structures. Krakow, 2019. Pp. 929–936.

121. Okamura H., Ouchi M. Self-Compacting Concrete. Advanced Concrete Technology. 2003. №1. Pp. 5–15.

122. Ozava K., Okamura H. Mix design for self-compacting concrete. Concrete Library of the JSCE. 1995. № 2. Pp. 107–120.

123. Petrova O., Shmukler V., Hammoud M. Rationalization of the parameters of the cylindrical bridge support (theoretical basis). In: MATEC Web of Conferences 230, 02031. 2018. URL: https://www.matec-conferences.org/articles/matecconf/pdf/2018/89/matecconf_transbud2018_02031.pdf (last accessed: 15.10.2020).

124. Quad-Lock: Concrete Building Solutions. Insulated Concrete Forms for Floors, Roofs, and Tilt-Up. URL: <http://www.icf-and-more-ok.com/green-building->

[products-suppliers-oklahoma-city-ok/quad-lock-icf-insulating-concrete-forms-okc.html](#) (last accessed: 15.10.2020).

125. Querin O.M., Steven G.P., Xie Y.M. Evolutionary structural optimisation (ESO) using a bidirectional algorithm. *Engineering Computations*, №15(8). 1998. Pp. 1031–1048.

126. Rao B.N., Radha Sagadevan. Investigations on One-way Flexural Behaviour of Biaxial Voided Slab with Cuboid Shape Void Formers. *Journal of Structural Engineering (Madras)*, vol. 46(4), 2019. Pp. 287–297.

127. Rozvany G. Aims, scope, methods, history and unified terminology of computer-aided topology optimization in structural mechanics. *Struct Multidisc Optim* 21, 2001. Pp. 90–108.

128. Self-Consolidating Concrete: A Synthesis of Research Findings and Best Practices. Prepared by: John W. Henault, P.E., February 14, 2014, Research Project: SPR-2255, Final Report, Report No. CT-2255-F-12-4. URL: <https://portal.ct.gov/-/media/DOT/documents/dresearch/CT2255F124SCCASynthesisofResearchFindingsandBestPracticespdf.pdf?la=en> (last accessed: 15.10.2020).

129. Shotcrete or SCC? How to select the right repair material? Jacques Bertrane, Eng. Ambex Concrete Technologies Inc., 2010. Fall Convention, Pittsburgh, PA, October 21, 2010. URL: https://cdn.ymaws.com/icri.site-ym.com/resource/resmgr/Events/10_Bertrand.pdf (last accessed: 15.10.2020).

130. Shmukler V., Babaev V. New constructive solutions for building of transport construction facilities. *MATEC Web of conferences*, 2017.Vol 116, p 02004. 19p. URL: https://www.mateconferences.org/articles/mateconf/abs/2017/30/mateconf_tr2017_02004/mateconf_tr2017_02004.html (last accessed: 15.10.2020)

131. Tae-Young Jang, Sang-Mo Kim, Sang-Dae Kim. New Eco-friendly Two-way Void Slab [Электронный ресурс]. URL: <https://www.irbnet.de/daten/iconda/CIB17410.pdf> (last accessed: 15.10.2020).

132. Thaar Al-Gasham, Nasser A., Manal A. Alawsi. Structural Behavior of Reinforced Concrete One-Way Slabs Voided by Polystyrene Balls. Case Studies in Construction Materials 11: e00292. URL: https://www.researchgate.net/publication/336660049_Structural_Behavior_of_Reinforced_Concrete_One-Way_Slabs_Voided_by_Polystyrene_Balls (дата звернення: 03.10.2020).

133. The European guidelines for self-compacting concrete: specification, production and use. UK, 2005. 21 p.

134. Yegupov K., Murashko O., Dorofeev V., Mihailov O. Problem of non-conformity of computational model and results of vibration tests of multistory buildings with girderless construction. Ovidius University Annals Series: Civil Engineering. Issue 17, 2015. Pp. 55–60.

ДОДАТОК А. Перелік наукових публікацій здобувача

Статті у наукових фахових виданнях України:

2. Никулин В.Б. Принципы фиксации арматурных каркасов и вкладышей при устройстве облегченных конструкций./ В.Б. Никулини др. *Науковий вісник будівництва*, Харків, 2015. Вип. 4 (82). С. 81-86.

3. Никулин В.Б., Ямковая Т.И. Применение самоуплотняющихся бетонов для строительства и ремонта железобетонных конструкций. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Збірник наукових праць Луцького національного технічного університету*. Луцьк, 2015. Вип. 3. С. 251-260.

4. Никулин В.Б. Система «Монофант» для возведения монолитных железобетонных каркасов / В.Б. Никулин и др. *Вісник ХНАДУ*. Харьков, 2015. Вып. 71. С. 70-84.

Статті у міжнародних виданнях та збірниках наукових праць, що включені до міжнародних наукометричних баз:

5. Нікулін В.Б. Оцінка впливу розриву в бетонуванні плити перекриття системи «МОНОФАНТ» на її напружено-деформований стан. / В.Б. Нікулін та ін. Збірник наукових праць УкрДУЗТ. Вип. 185. Харків, 2019. С. 61-70. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus).

6. Nikulin, V. Highly Combinatorial Reinforced Concrete Slab System / V. Nikulin and others. *Proceedings of CEE 2020: Advances in Resource-saving Technologies and Materials in Civil and Environmental Engineering*. 2020. Pp. 411-419. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Scopus).

Публікації апробаційного характеру:

7. Nikulin V. Variant design of the concrete frame structures (weight-strength analysis) / Nikulin V. and others. *Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete*

- Innovations in Materials, Design and Structures. Krakow, 2019. Pp. 929-936. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Scopus).

8. Nikulin V. Basics of modeling and technology of creating reinforced concrete elements of “Monofant” system construction / V. Nikulin and others. MATEC Web of Conferences. Material science, Engineering and Chemistry, v. 116, 02009 (2017). Transbud-2017. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Scopus).

9. Никулин В.Б. Усовершенствование технологии устройства облегченных железобетонных конструкций / В.Б. Никулин и др. *Ресурс і безпека експлуатації конструкцій, будівель та споруд*: матеріали VII Міжнародної наукової конференції. Харків, 2015. С. 168-170.

10. Никулин В.Б., С.А. Бугаевский. Применение самоуплотняющегося бетона в технологии устройства железобетонных перекрытий. *Эффективные технологические решения в строительстве с использованием бетонов нового поколения*: материалы Международной научно-практической конференции. Харків, 2015. С. 115-121.

11. Никулин В.Б. Основы моделирования и технология создания железобетонных элементов конструкции системы «Монофант» / В.Б. Никулин и др. *Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті*: тези доповідей VI-ї міжнародної науково-технічної конференції. Харків: УДУЗТ, 19-21 квітня 2017. С. 106-107.

12. Никулин В.Б. Полевые исследования взаимодействия фундаментов с вырезами по подошве с грунтовым основанием. / В.Б. Никулин и др. *Ефективні організаційно-технологічні рішення та енергозберігаючі технології в будівництві*: матеріали Міжнародної науково-практичної конференції, 23-24 квітня 2014 р. Харків, 2014. С. 69-70.

13. Никулин В.Б. Мониторинг и анализ осадок многоэтажных зданий на свайно-плитных фундаментах в г. Харькове. / В.Б. Никулин и др. *Ресурс і безпека експлуатації конструкцій, будівель та споруд*: тези за матеріалами VII міжнародної наукової конференції, 20-21 жовтня 2015 р. Харків, 2015.

14. Нікулін В.Б., Табачников С.В. С. Аналіз результатів моніторингу осідань багатоповерхових будівель на пальово-плитних фундаментах. *Challenges in Geotechnical Engineering*: праці Другої Міжнародної конференції. Київ: КНУБА, 2017. С. 52-53.

Додаткові публікації та патенти:

15. Нікулин В.Б. Влияние качественного и количественного состава компонентов бетона на технологические свойства самоуплотняющейся бетонной смеси / В.Б. Нікулин и др. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Збірник наукових праць Національного університету водного господарства та природокористування. Рівне, 2015. Вип. 31. С. 168-175.

16. Nikulin V. Cast Reinforced Concrete Frame of Buildings and Methods of Its Erection. / V. Nikulin and others. *Journal of Civil Engineering and Construction*. Volume 5. Number 2. 2016. Pp. 143-156.

17. Нікулін В.Б. Спосіб монтажу опалубки для зведення збірно-монолітних перекриттів. / В.Б. Нікулін та ін. Патент України на винахід № 115707 С2. Чинний з 11.12.2017 р. Бюл. №23.

18. Нікулін В.Б. Конструкція покрівельного покриття. / В.Б. Нікулін та ін. Патент України на корисну модель № 108201. Чинний з 11.07.2016 р. №13.

19. Нікулін В.Б. Вузол кріплення стіни або перегородки до залізобетонної колони. / В.Б. Нікулін та ін. Патент України на корисну модель № 108231. Чинний з 11.07.2016 р. Бюл. №13.

20. Нікулін В.Б. Опалубка для зведення збірно-монолітних перекриттів. / В.Б. Нікулін та ін. Патент України на корисну модель № 109446. Чинний з 25.08.2016 р. Бюл. №16.

21. Нікулін В.Б. Збірно-монолітний залізобетонний каркас будівлі «Житлобуд». / В.Б. Нікулін та ін. Патент України на корисну модель № 115884. Чинний з 25.04.2017 р. Бюл. №08.

22. Нікулін В.Б. Спосіб зведення збірно-монолітного залізобетонного каркасу будівлі «Житлобуд». / В.Б. Нікулін та ін. Патент України на корисну модель № 115885. Чинний з 25.04.2017 р. Бюл. №08.

23. Никулин В.Б. Система «Монофант» для возведения монолитных железобетонных каркасов / В.Б. Никулин и др. *Вестник ХНАДУ*. Харьков, 2015. Вып. 71. С. 70-84.

Відомості про апробацію результатів дисертації:

- Міжнародна науково-практична конференція «Ефективні організаційно-технологічні рішення та енергозберігаючі технології в будівництві», Харків (23-24 квітня 2014 р.) (заочна участь).;
- VII Міжнародна наукова конференція «Ресурс і безпека експлуатації конструкцій, будівель та споруд», Харків (20-21 жовтня 2015р.) (заочна участь).;
- Міжнародна науково-практична конференція «Ефективні технологічні рішення в будівництві з використанням бетонів нового покоління», Харків (2015) (очна участь).;
- VI-а міжнародна науково-технічна конференція «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті», Харків, УДУЗТ (19-21 квітня 2017р.) (очна участь).;
- II Міжнародна конференція «Challenges in Geotechnical Engineering», Київ, КНУБА (20-23 листопада 2017р.) (заочна участь);
- FIB Symposium 2019: Concrete - Innovations in Materials, Design and Structures, Krakow, Poland (26-28 May, 2019) (заочна участь).

**ДОДАТОК Б. Ізопля компонентів напружено-деформованого стану
плит перекриттів з вкладишами при варіюванні розмірів
пустотоутворювачів**

Поля компонентів НДС для геометрії №1 плити, обпертої на 4 канти

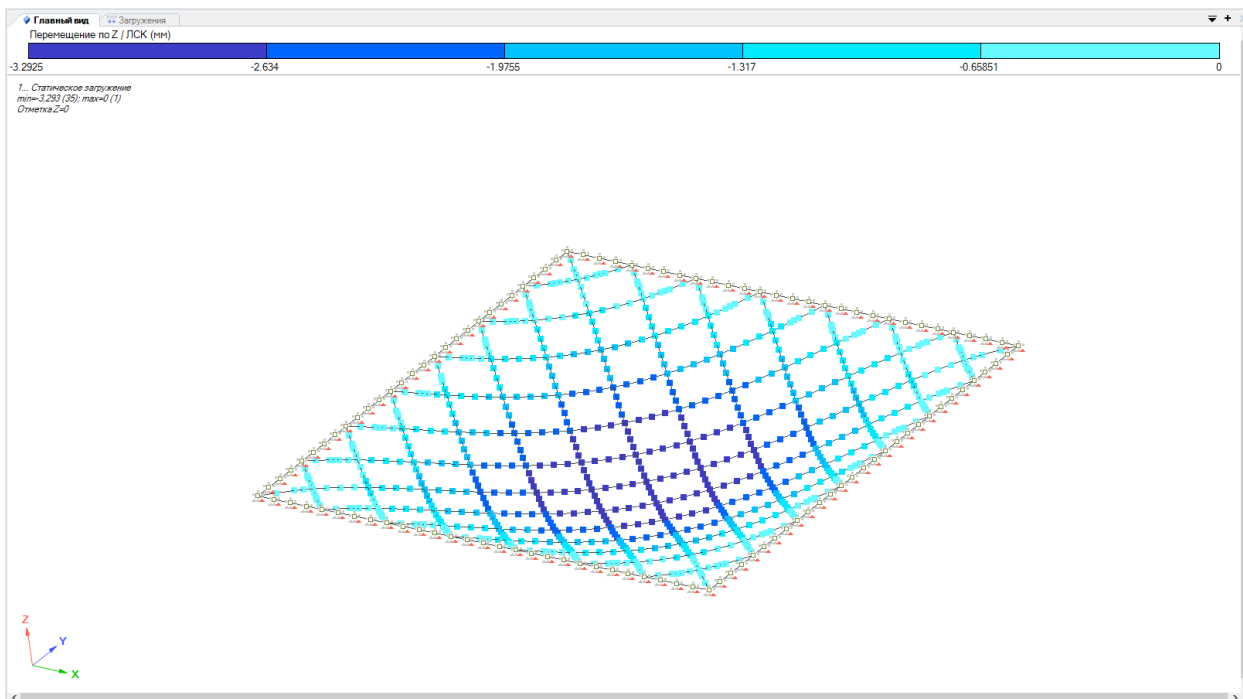


Рис. Б.1. Поле вертикальних переміщень, мм (апроксимація для вузлів)

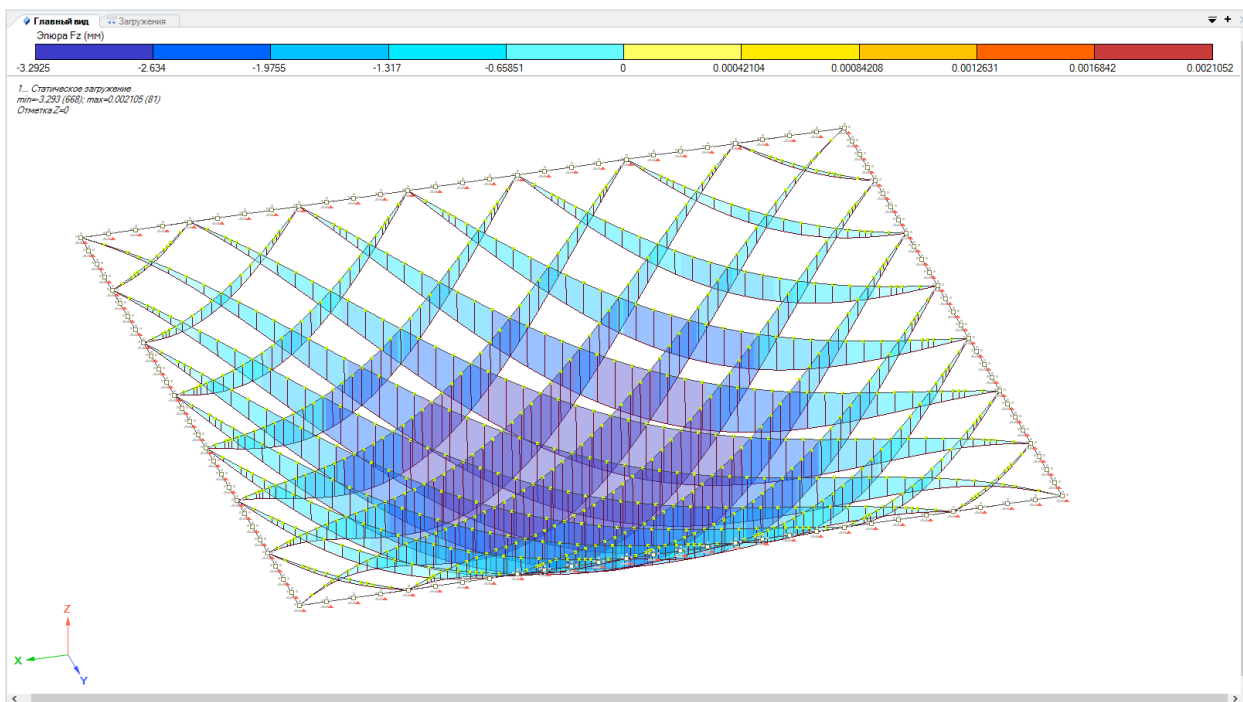


Рис. Б.2. Поле вертикальних переміщень, мм (для стержнів)

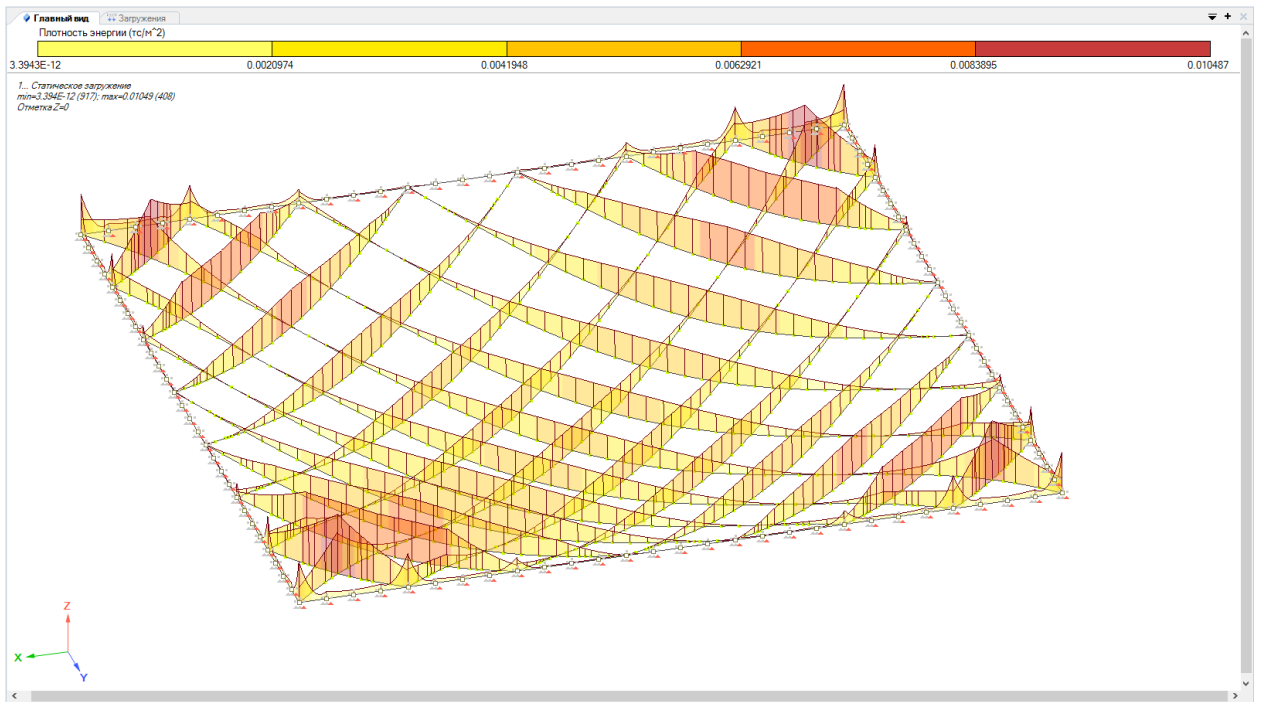


Рис. Б.3. Поле щільності потенційної енергії деформацій, *10кН/м²

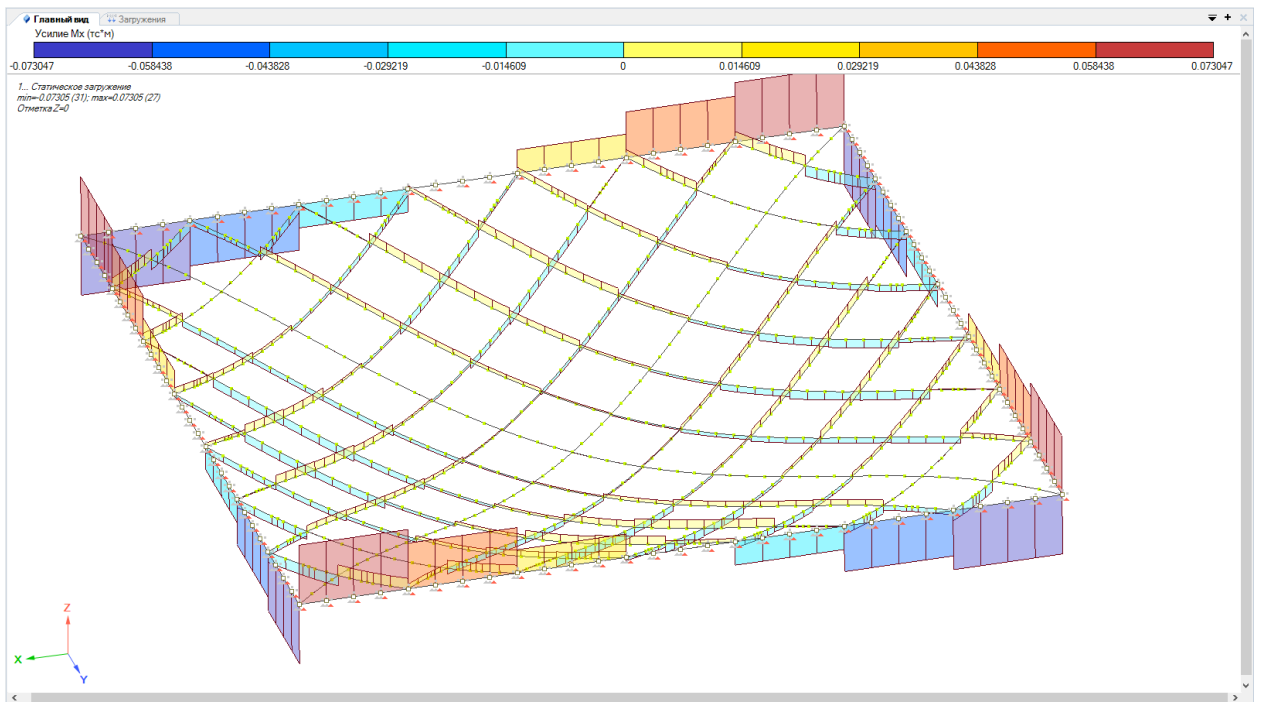


Рис. Б.4. Епюра згинаючих моментів по Mx, *10кНм

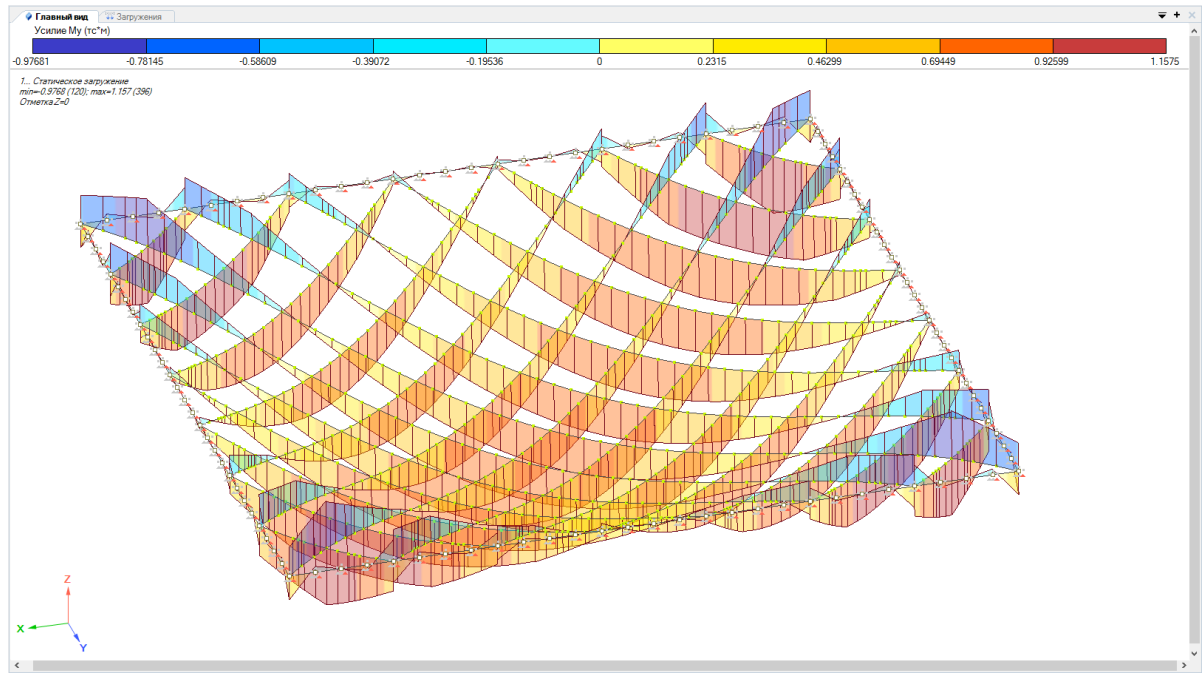


Рис. Б.5. Епюра згинаючих моментів по M_y , *10кНм

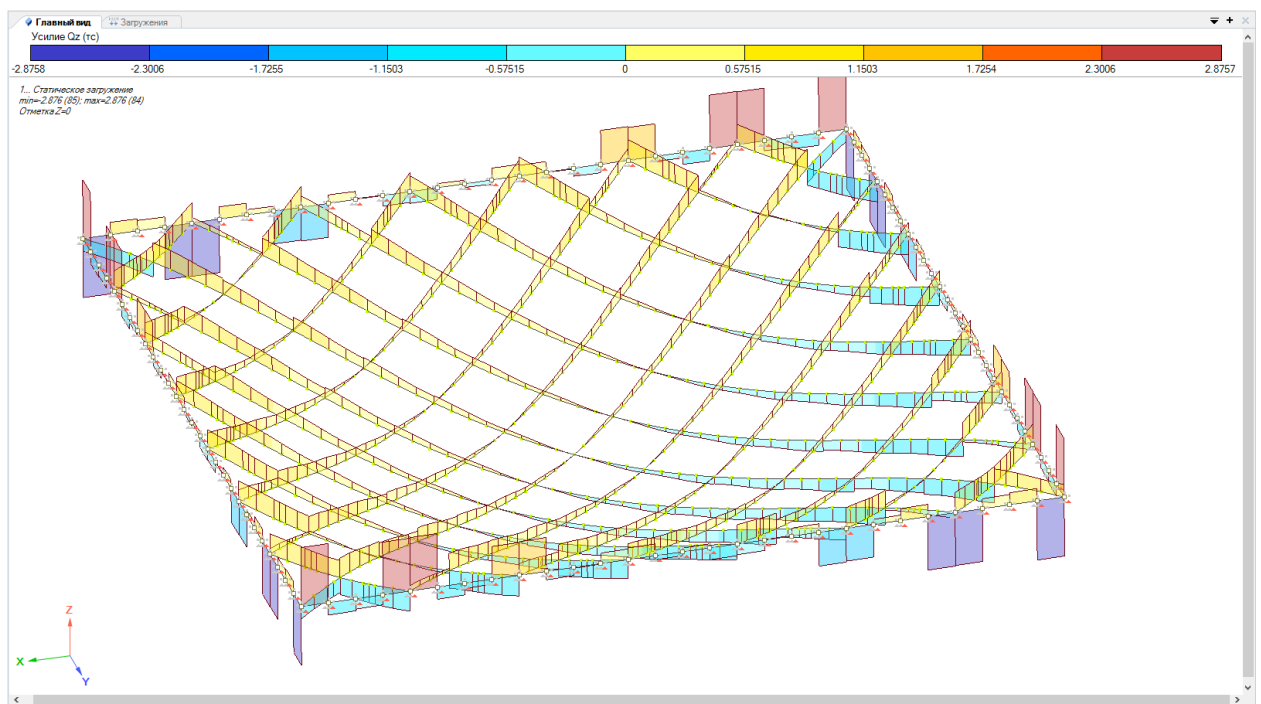


Рис. Б.6. Епюра поперечних зусиль Q_x , *10кН

Поля компонентів НДС для геометрії №1 плити, обпертої на 4 колони

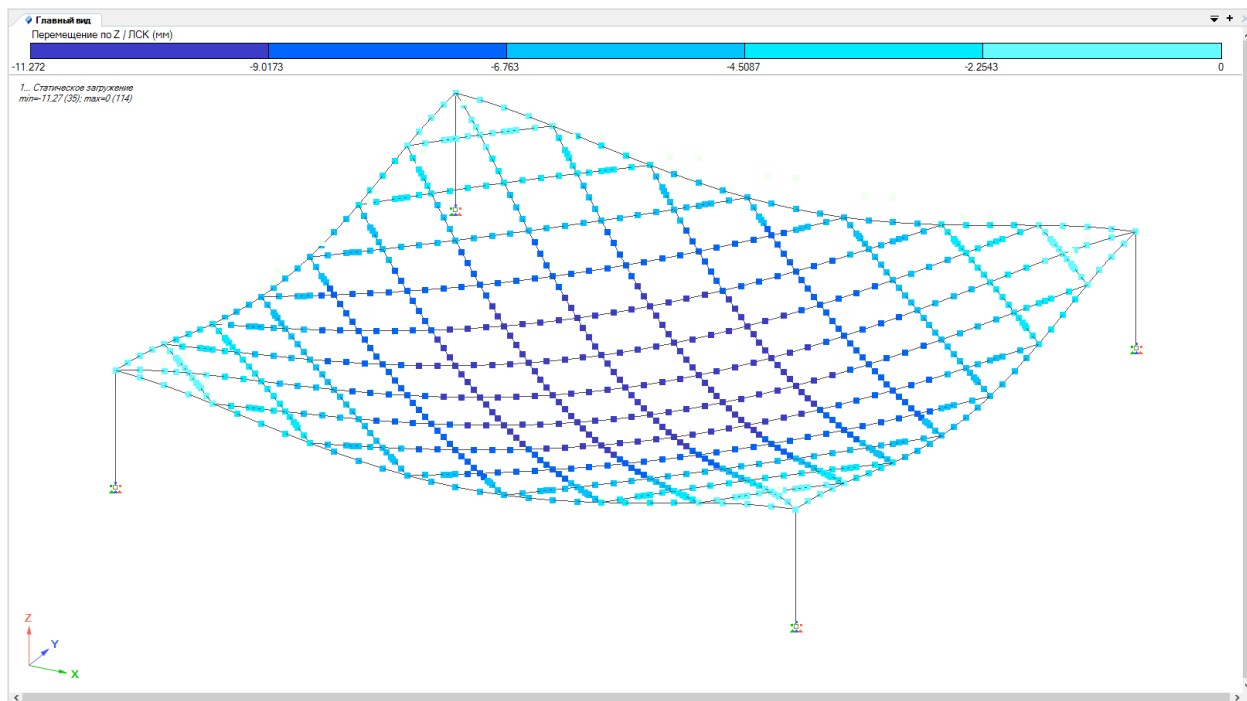


Рис. Б.7. Поле вертикальных перемещень, мм (аппроксимация для узлов)

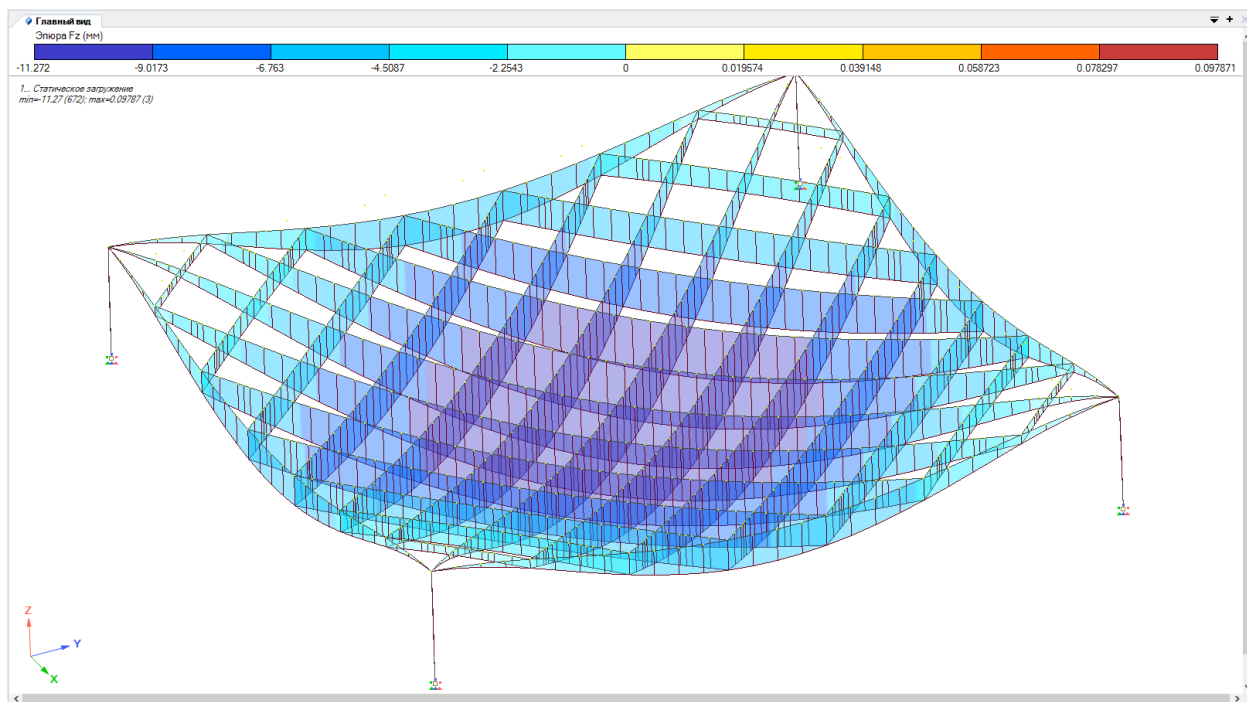


Рис. Б.8. Поле вертикальных перемещень, мм (для стержней)

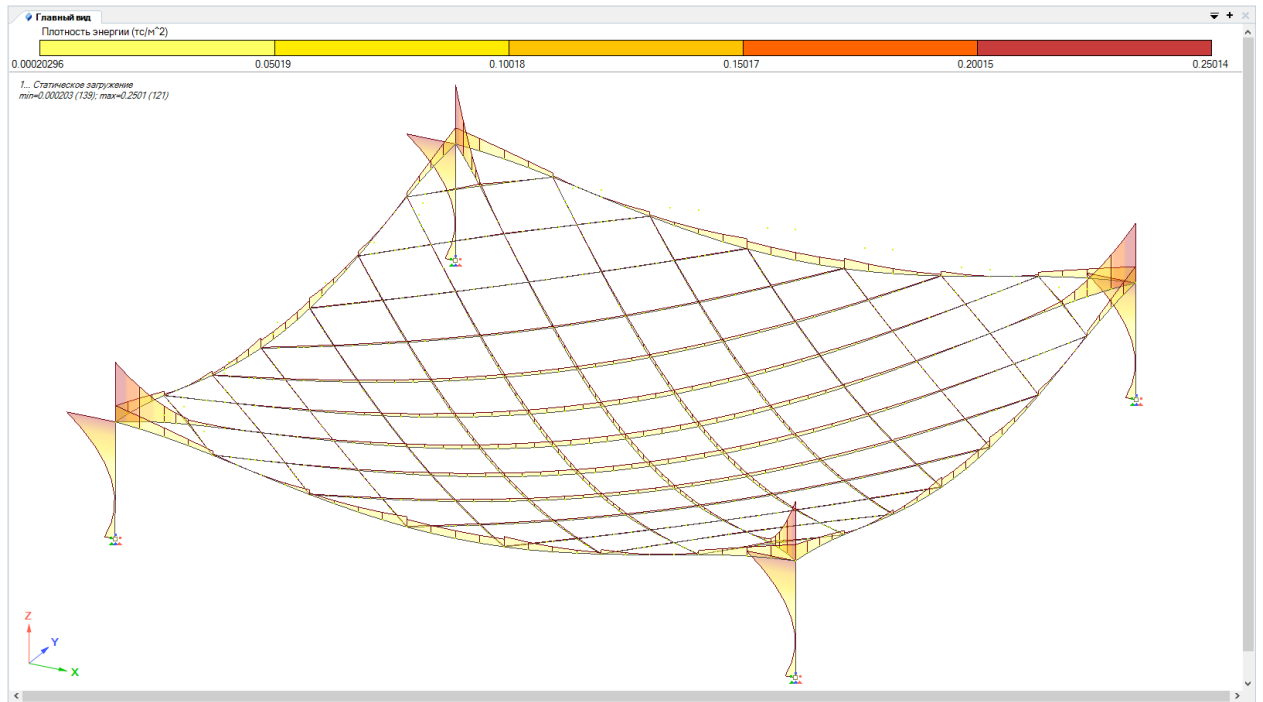


Рис. Б.9. Поле щільності потенційної енергії деформацій, *10кН/м²

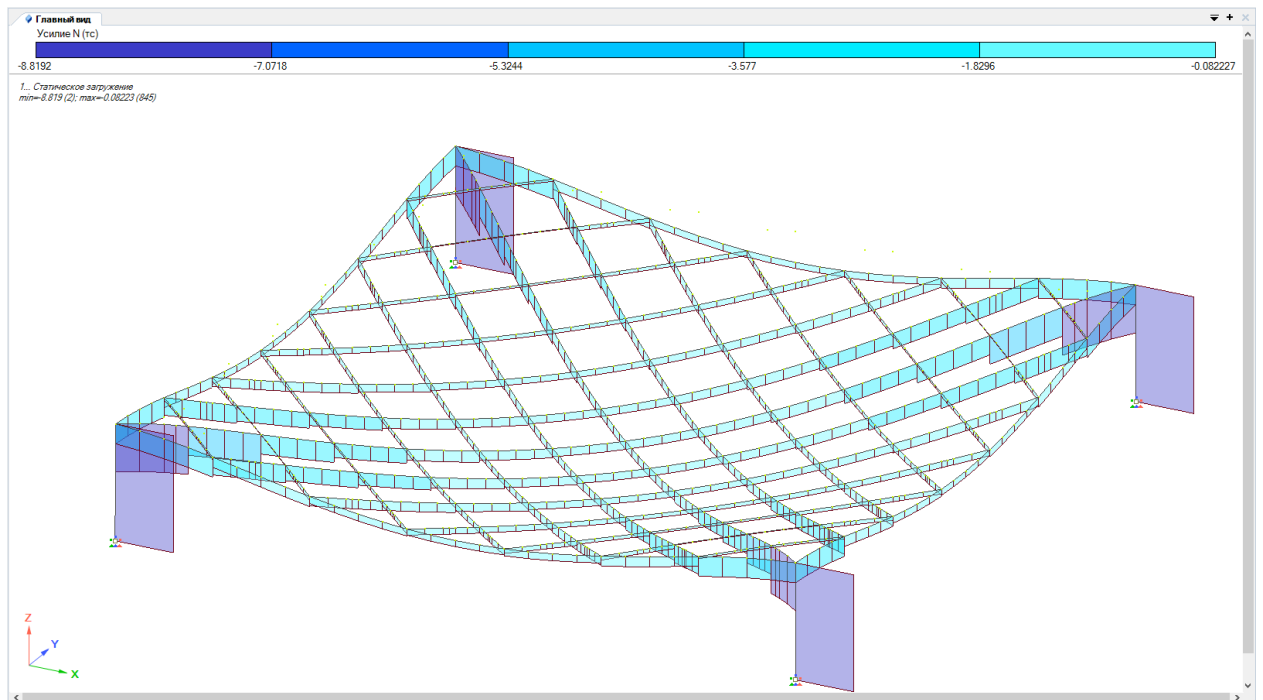


Рис. Б.10. Епюри поздовжніх зусиль N, *10кН

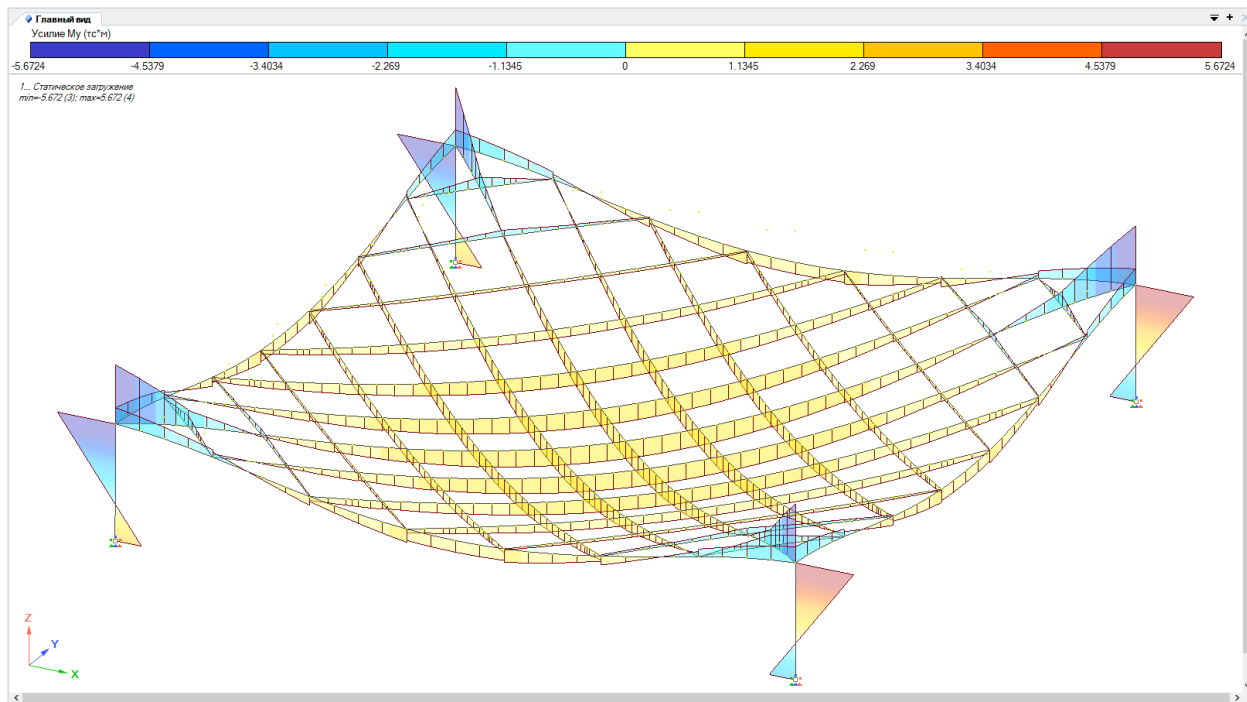


Рис. Б.11. Епюра згинаючих моментів по M_u , *10кНм

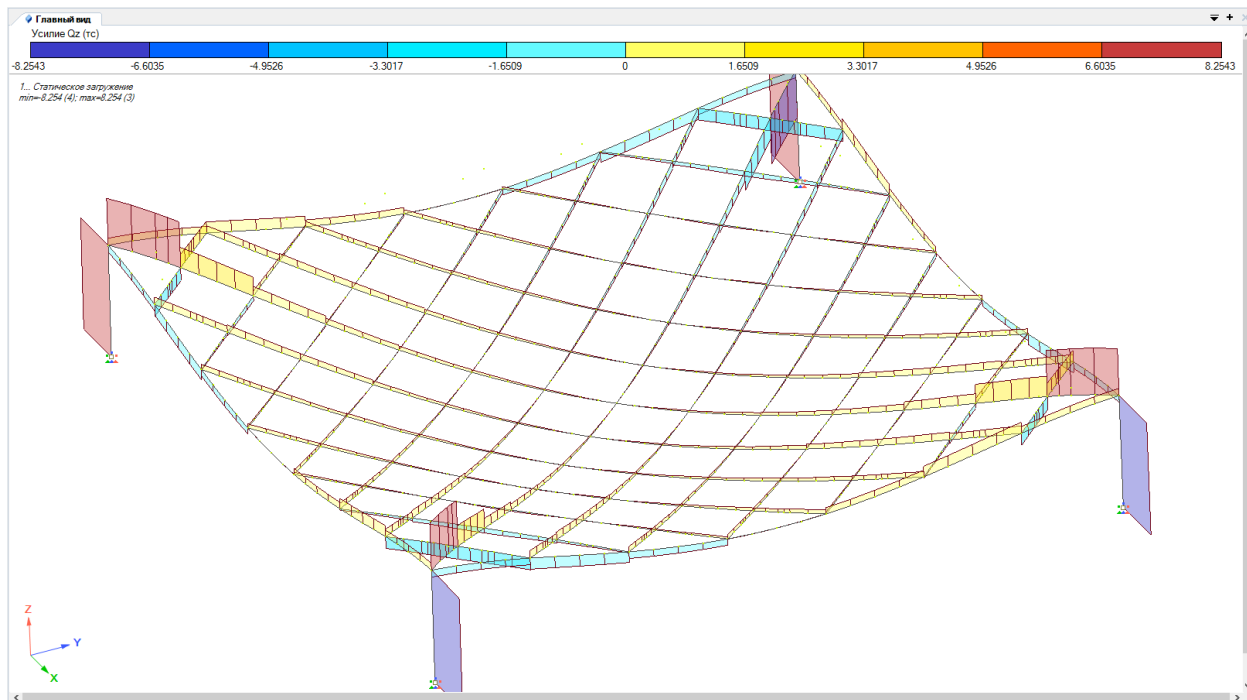


Рис. Б.12. Епюра поперечних зусиль Q_z , *10кН

Поля компонентів НДС для геометрії №2 плити, обпертої на 4 канти

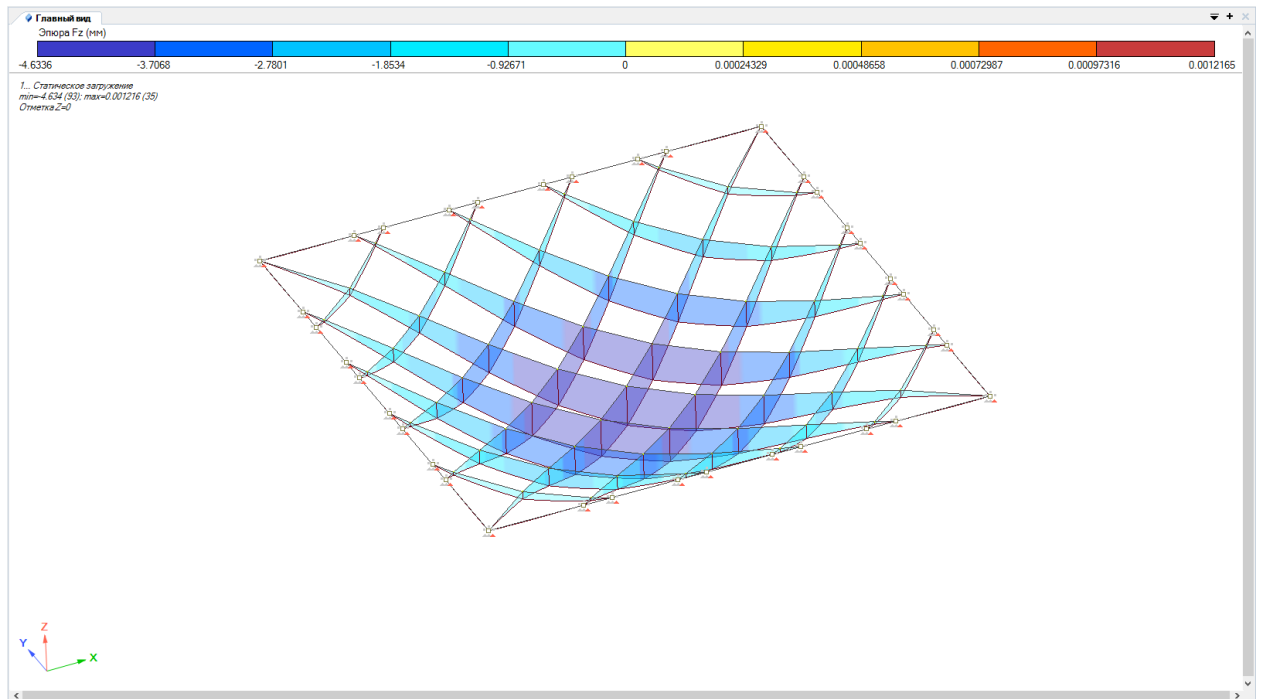


Рис. Б.13. Поле вертикальных перемещений, мм (для стержнів)

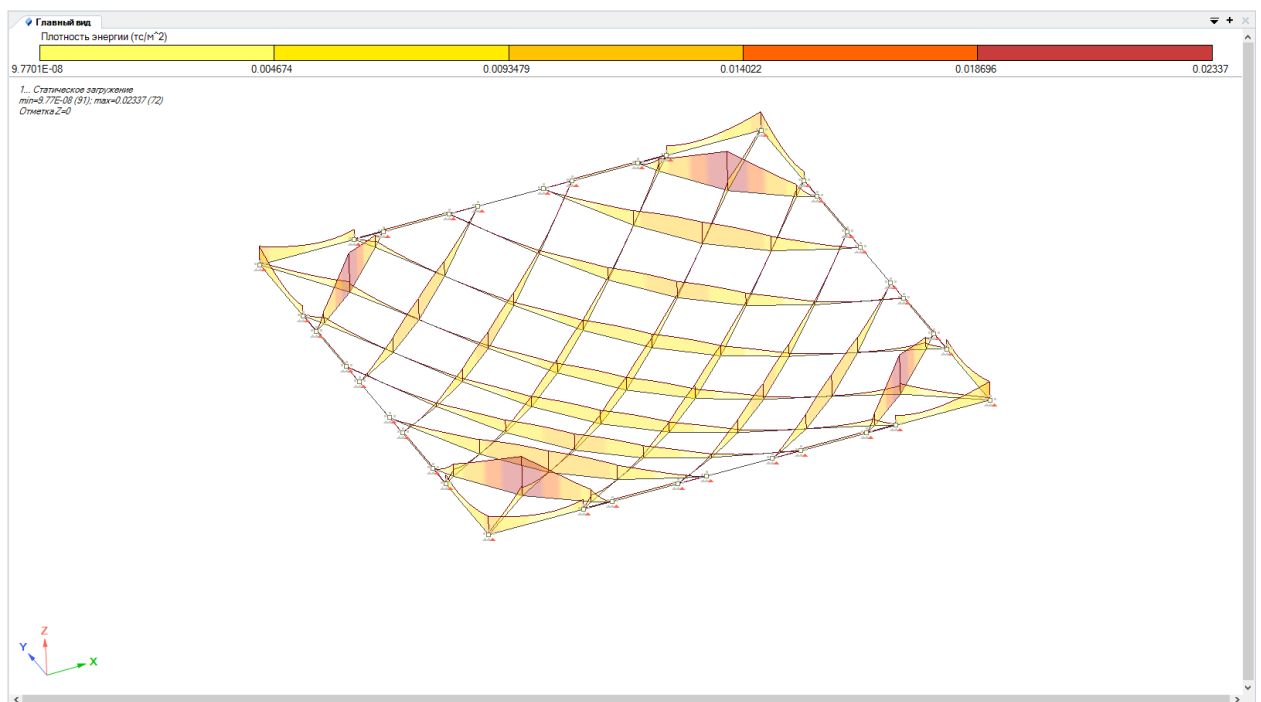


Рис. Б.14. Поле щільності потенційної енергії деформацій, тс/м²

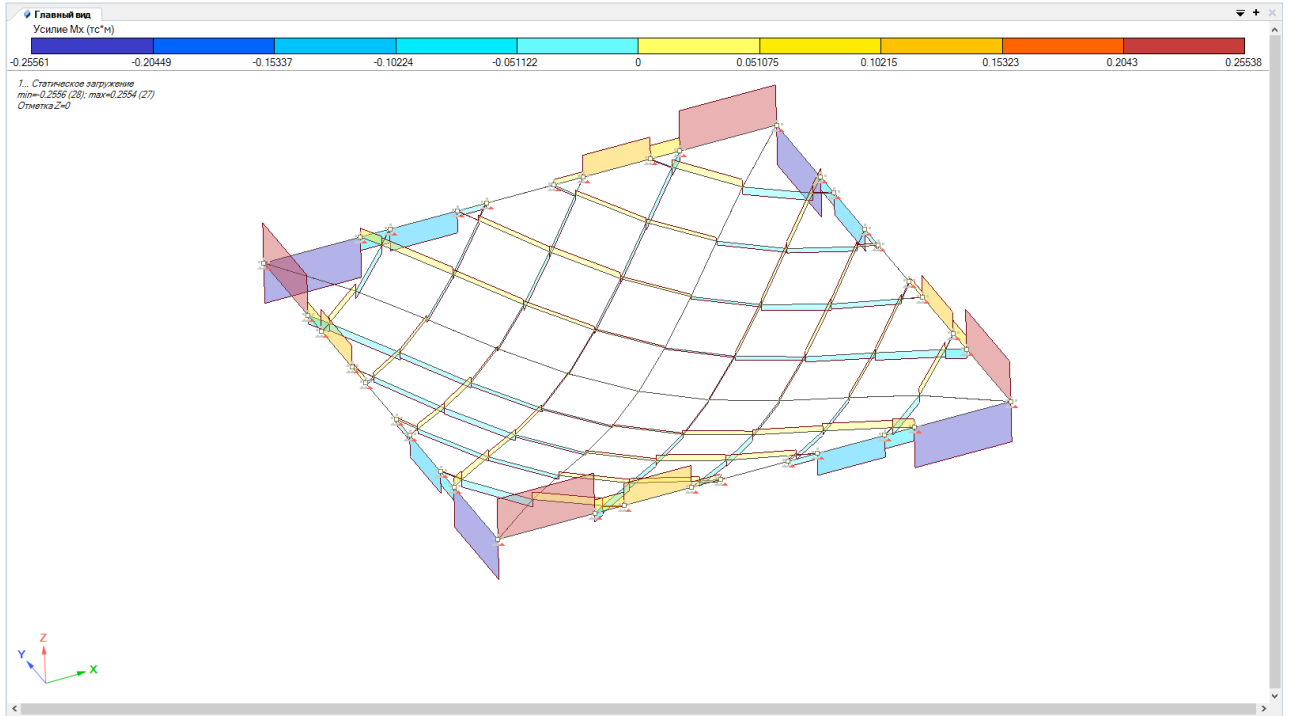


Рис. Б.15. Епюра згинаючих моментів по M_x , *10кНм

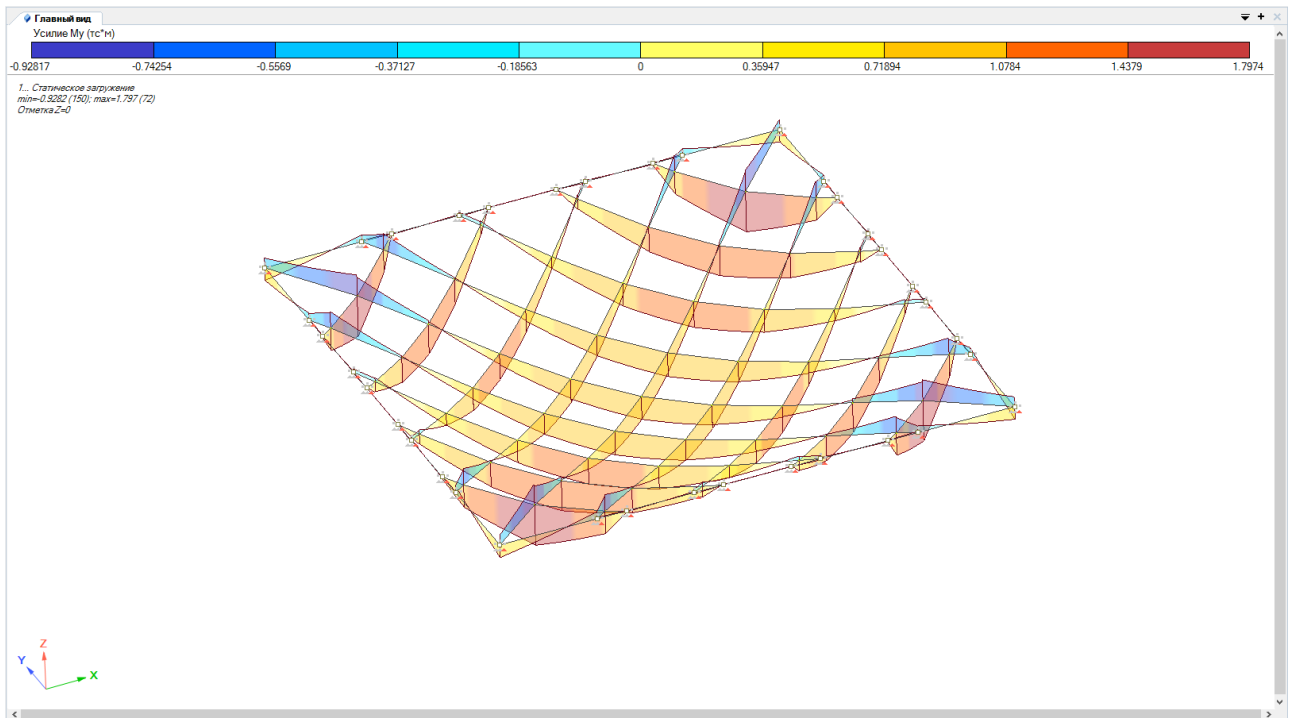


Рис. Б.16. Епюра згинаючих моментів по M_y , *10кНм

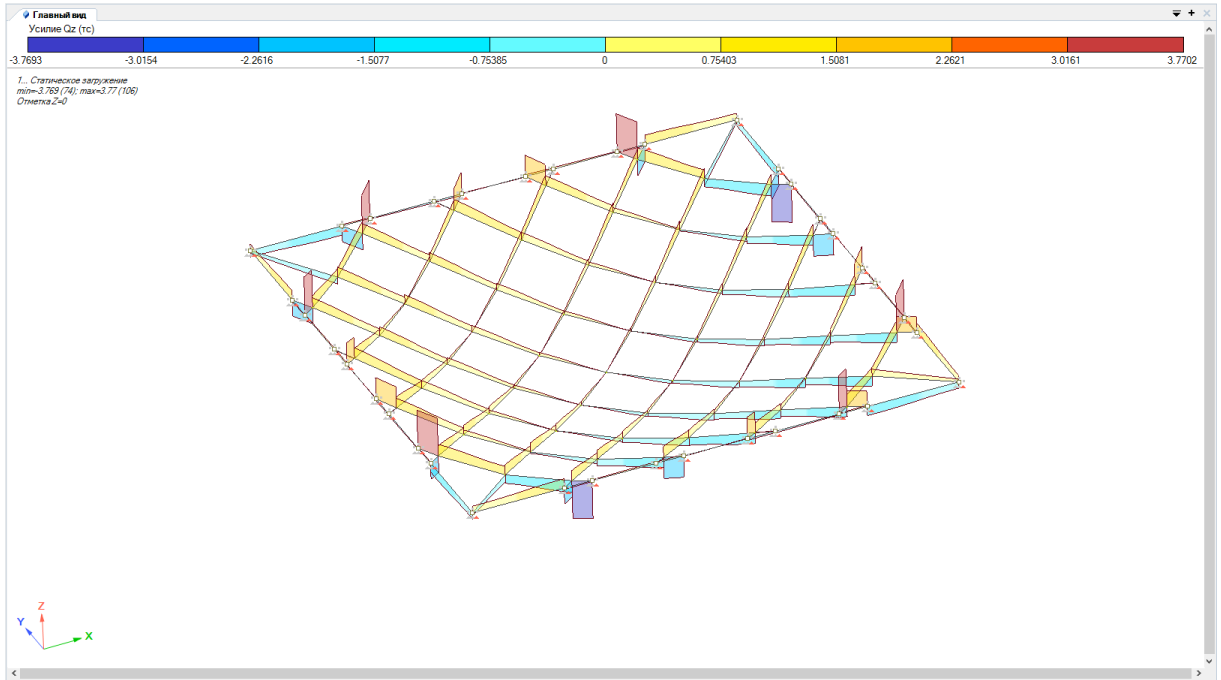


Рис. Б.17. Елюра поперечних зусиль Q_z , *10кН

Поля компонентів НДС для геометрії №2 плити, обпертої на 4 колони

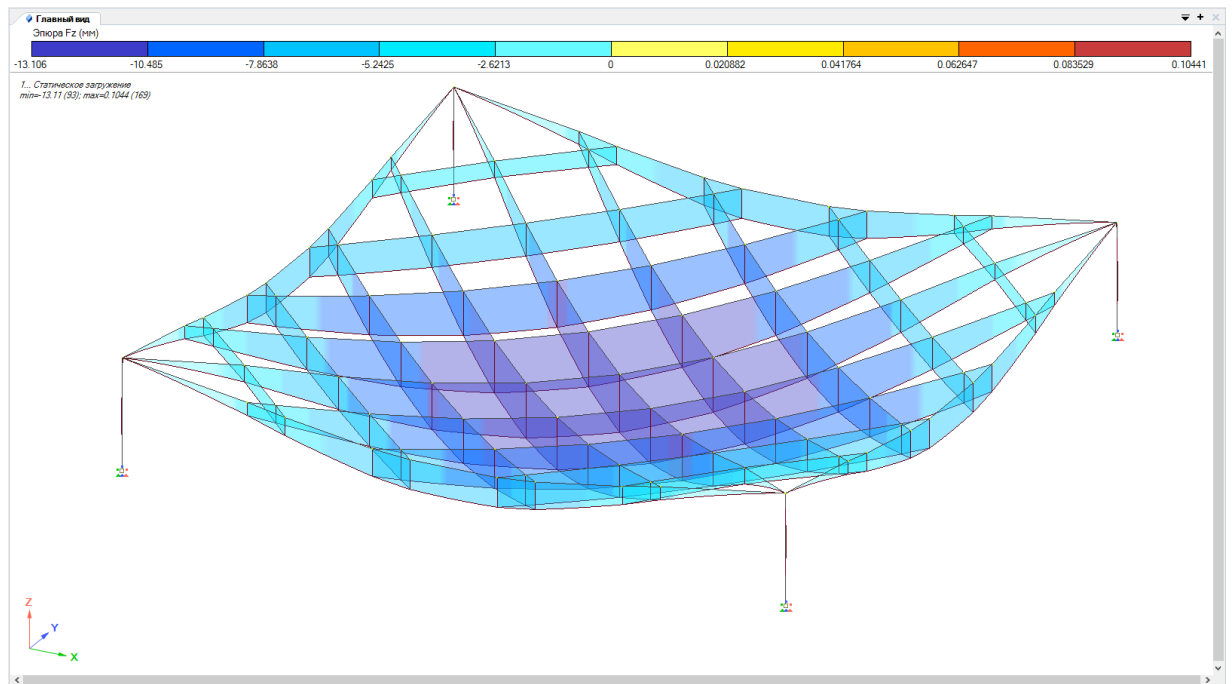


Рис. Б.18. Поле вертикальних переміщень, мм (для стержнів)

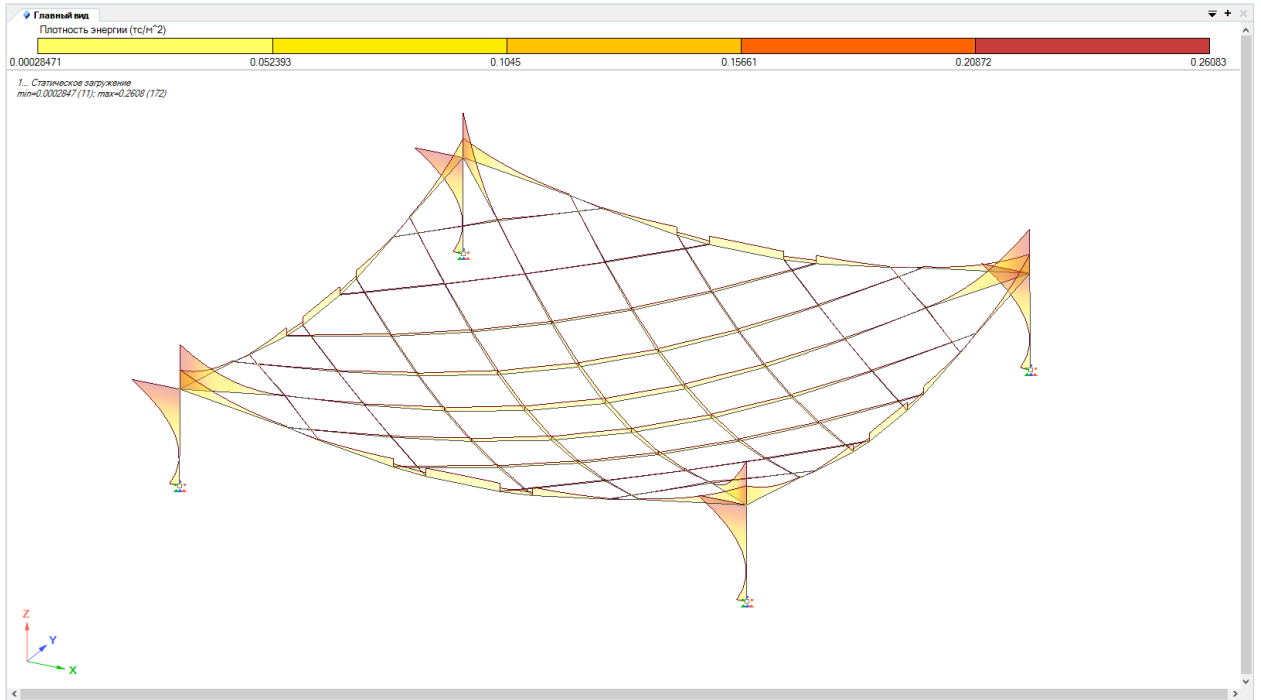


Рис. Б.19. Поле щільності потенційної енергії деформацій, *10кН/м²

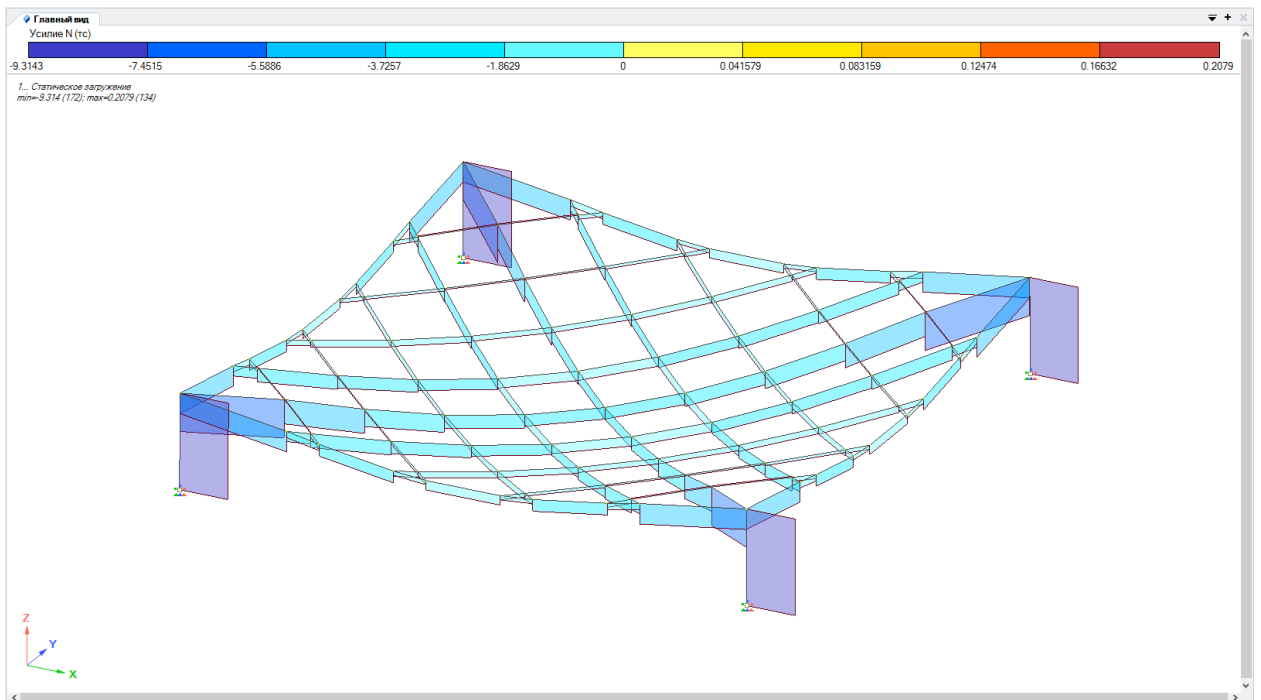


Рис. Б.20. Епюри поздовжніх зусиль N, *10кН

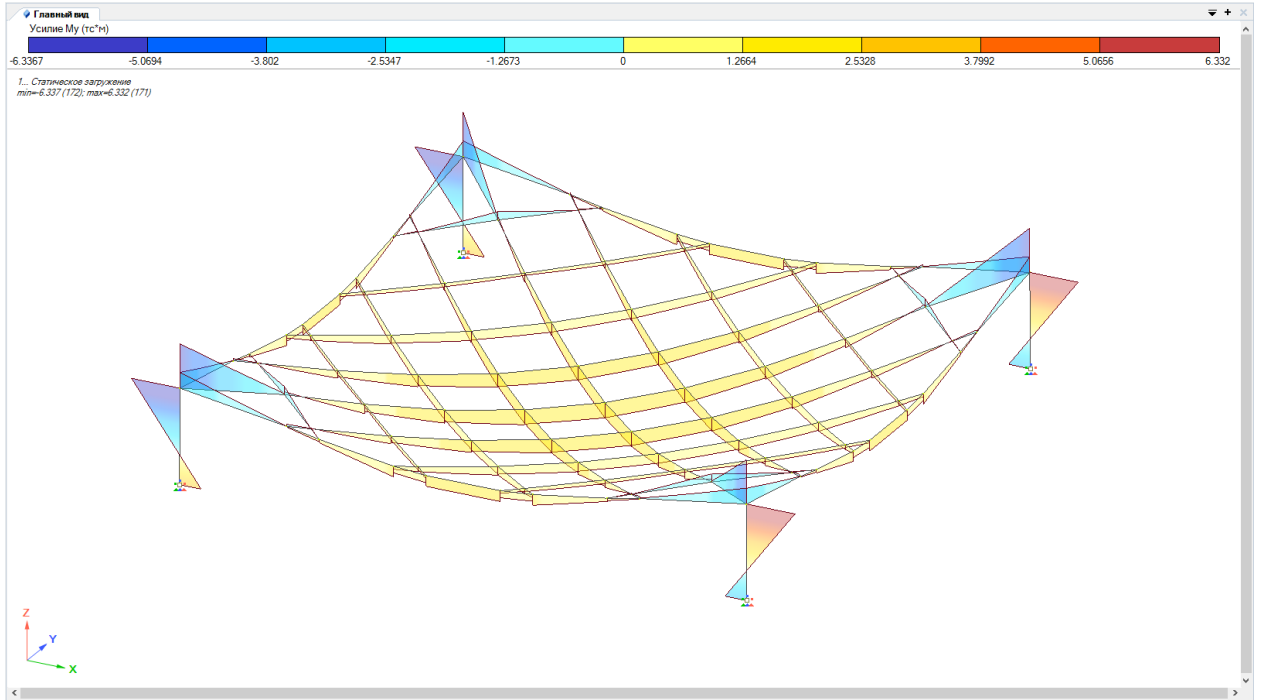


Рис. Б.21. Епюра згинаючих моментів по M_y , *10кНм

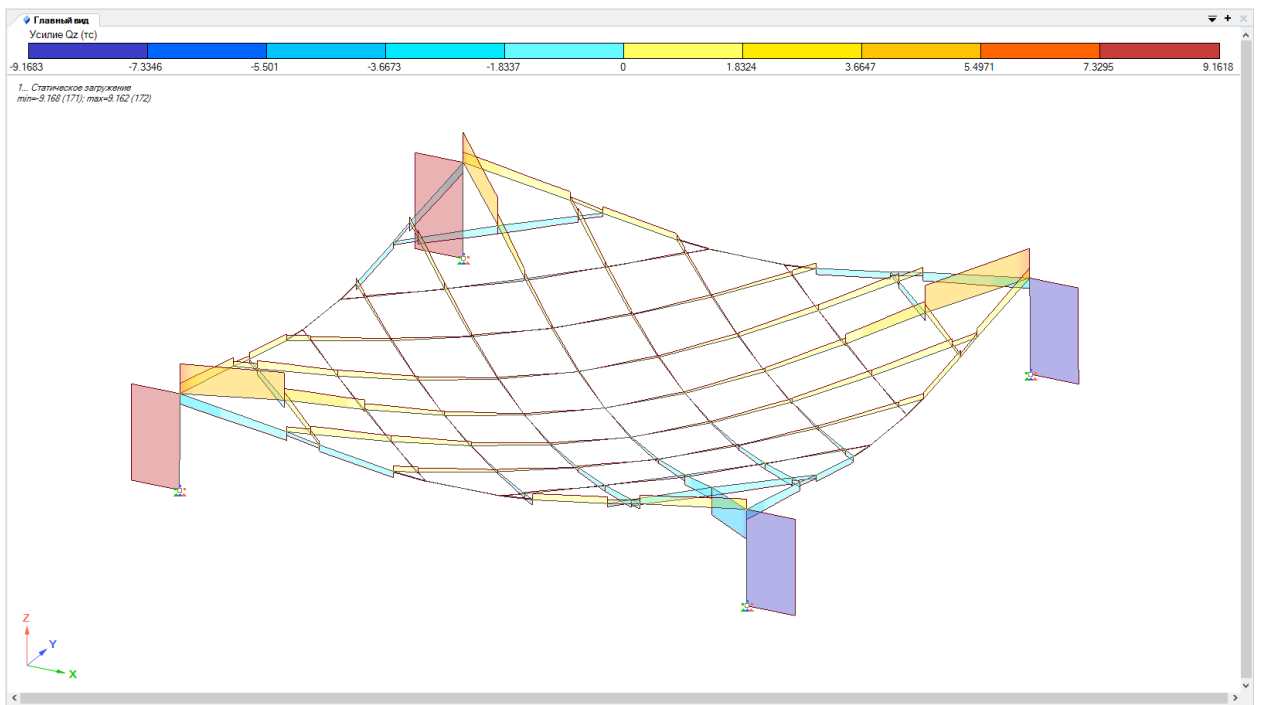


Рис. Б.22. Епюра поперечних зусиль Q_z , *10кН

Поля компонентів НДС для геометрії №3 плити, обпертої на 4 канти

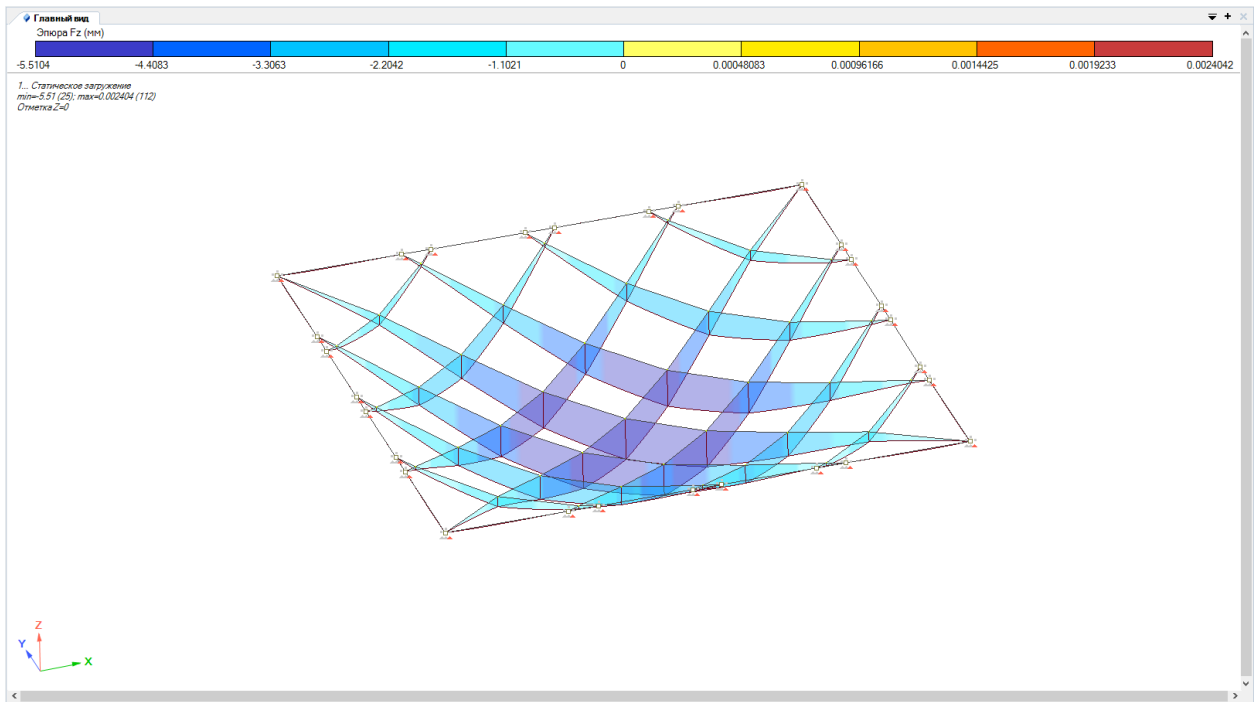


Рис. Б.23. Поле вертикальных перемещений, мм (для стержнів)

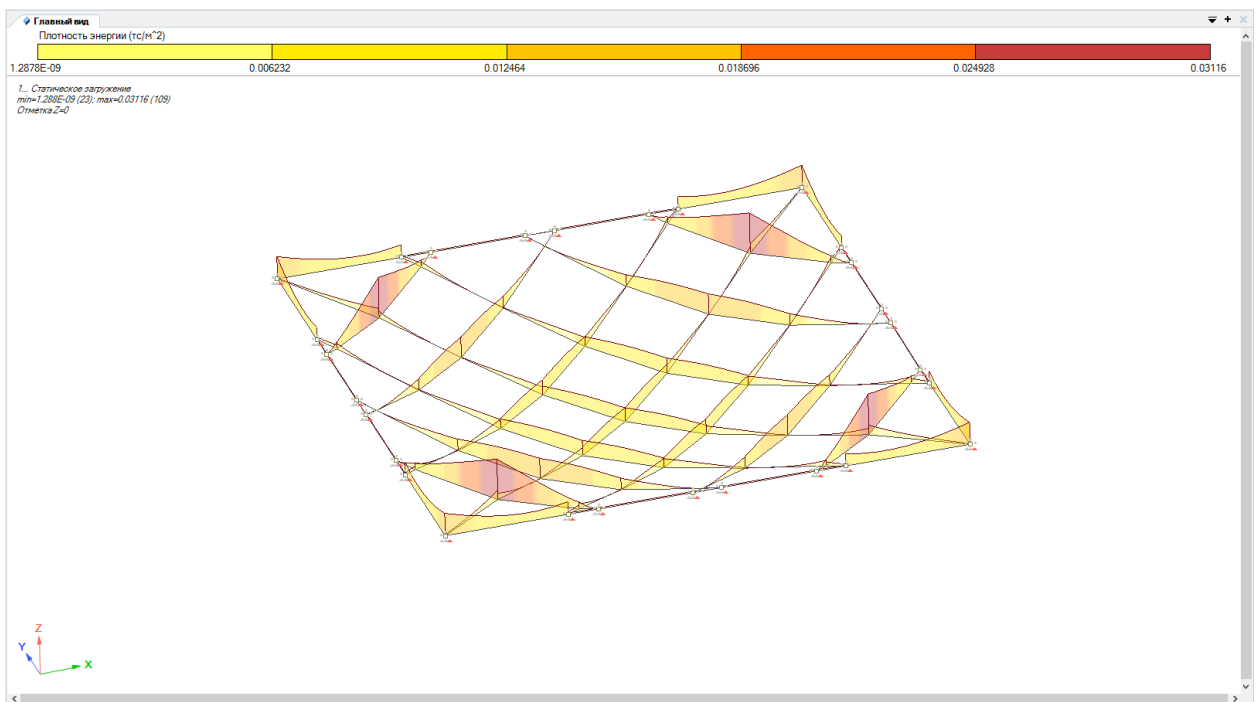


Рис. Б.24. Поле щільності потенційної енергії деформацій, *10кН/м²

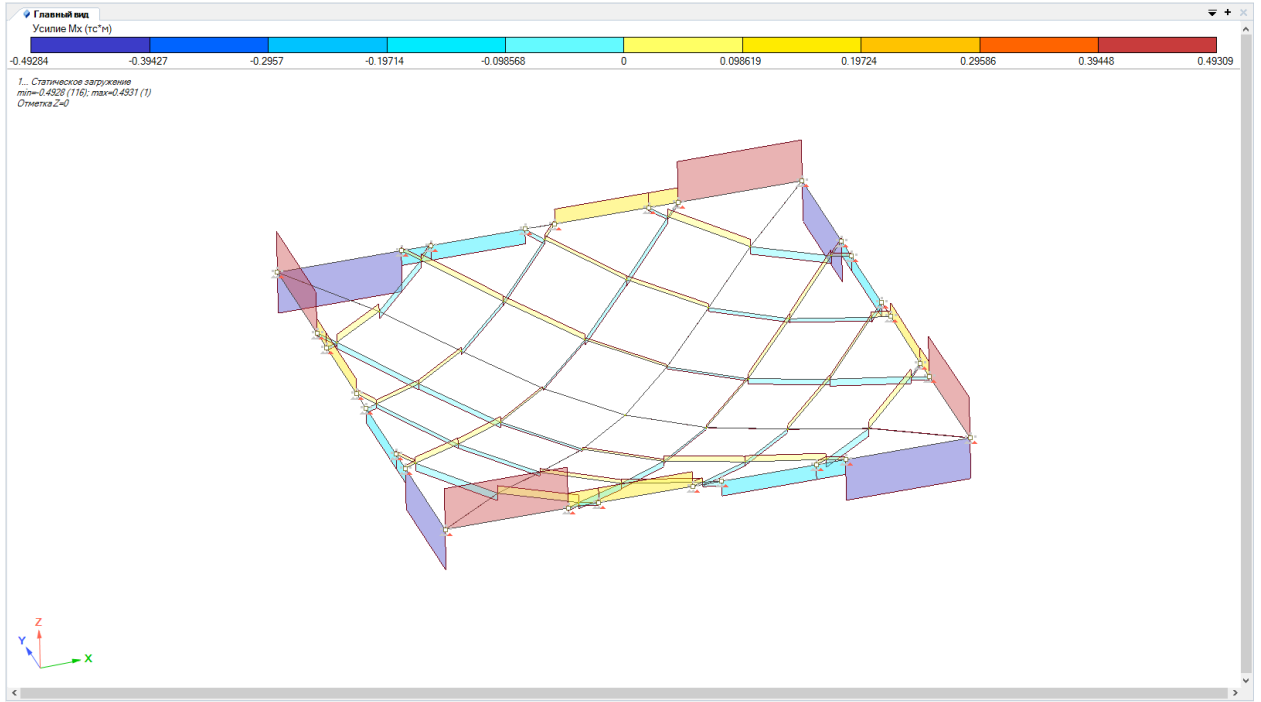


Рис. Б.25. Епюра згинаючих моментів по M_x , *10кНм

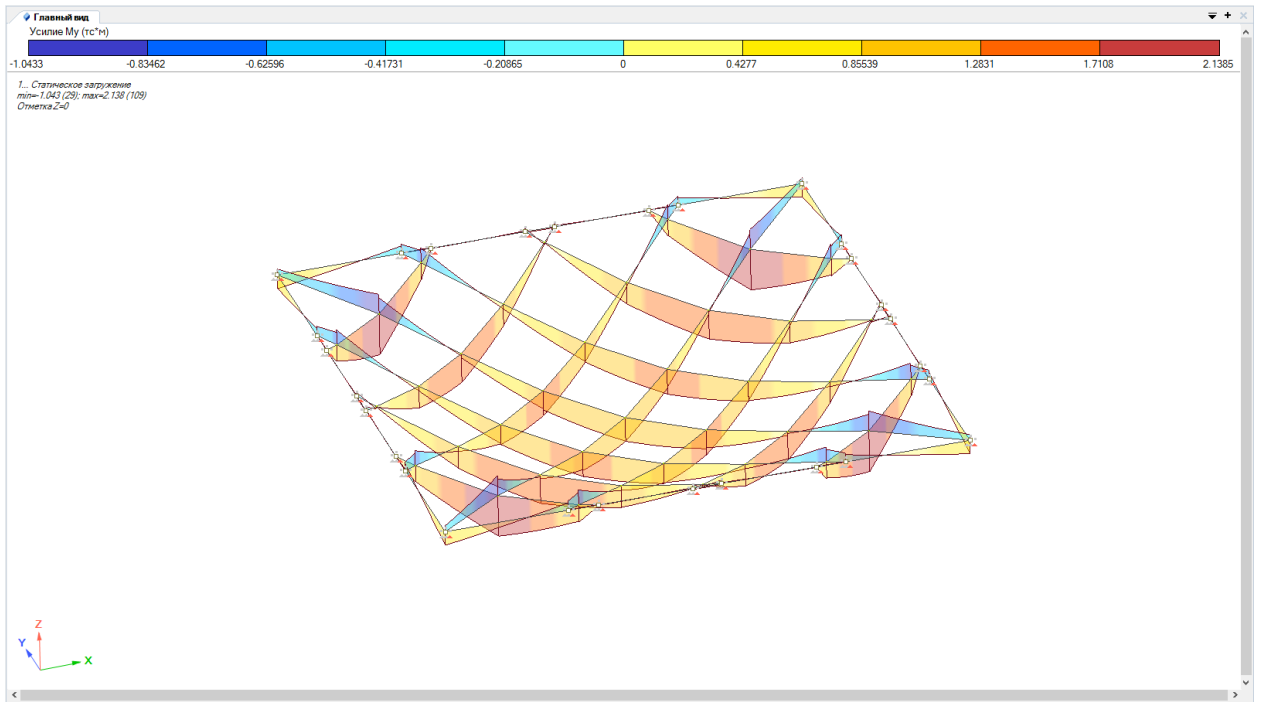


Рис. Б.26. Епюра згинаючих моментів по M_y , *10кНм

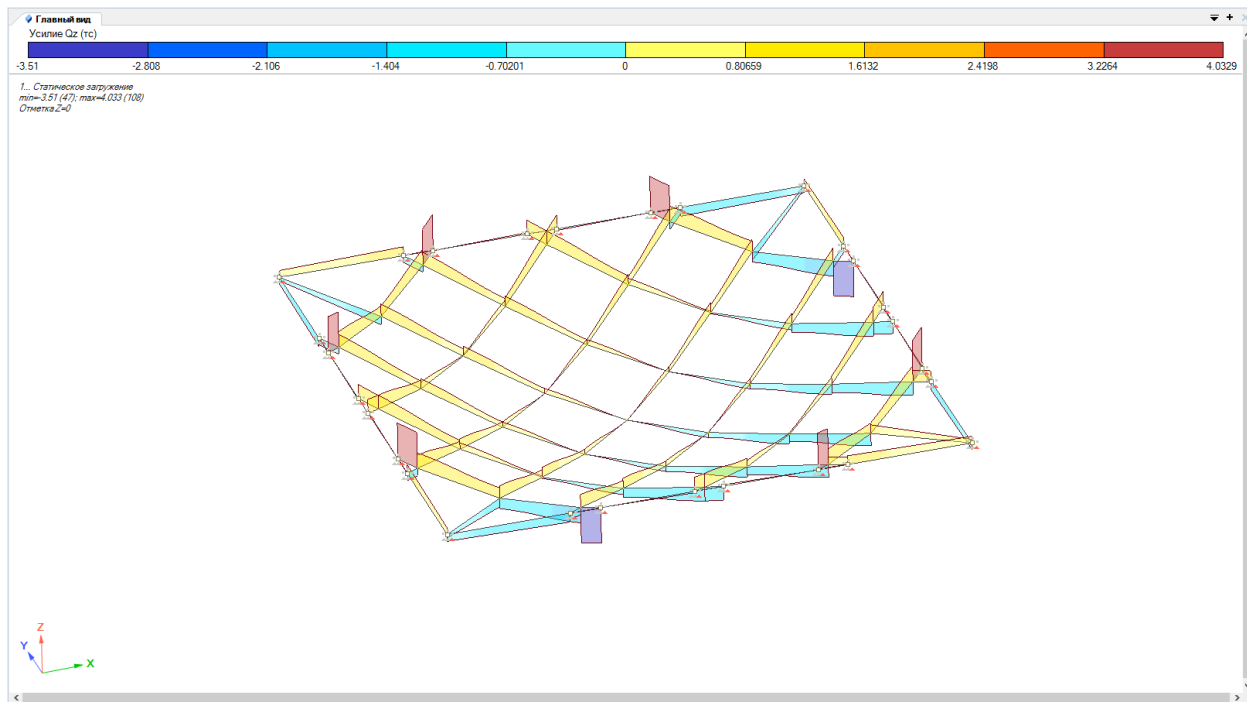


Рис. Б.27. Епюра поперечных зусиль Q_z , *10кН

Поля компонентів НДС для геометрії №3 плити, обпертої на 4 колони

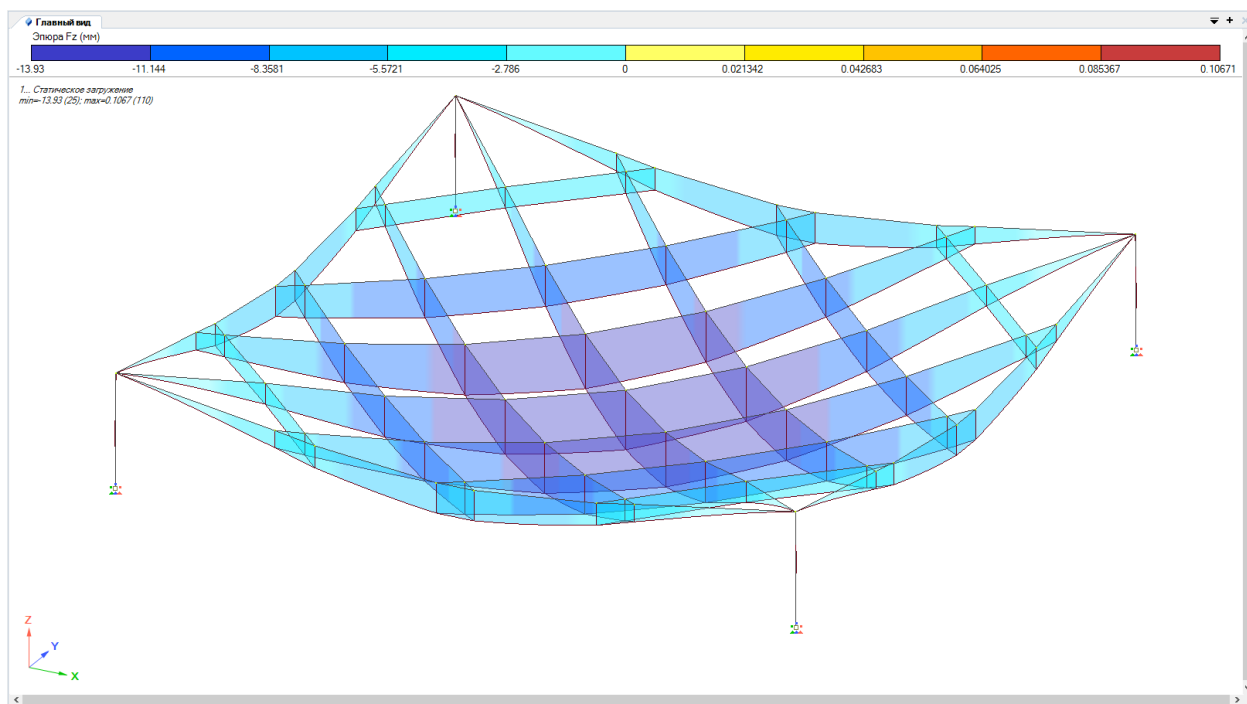


Рис. Б.28. Поле вертикальных переміщень, мм (для стержнів)

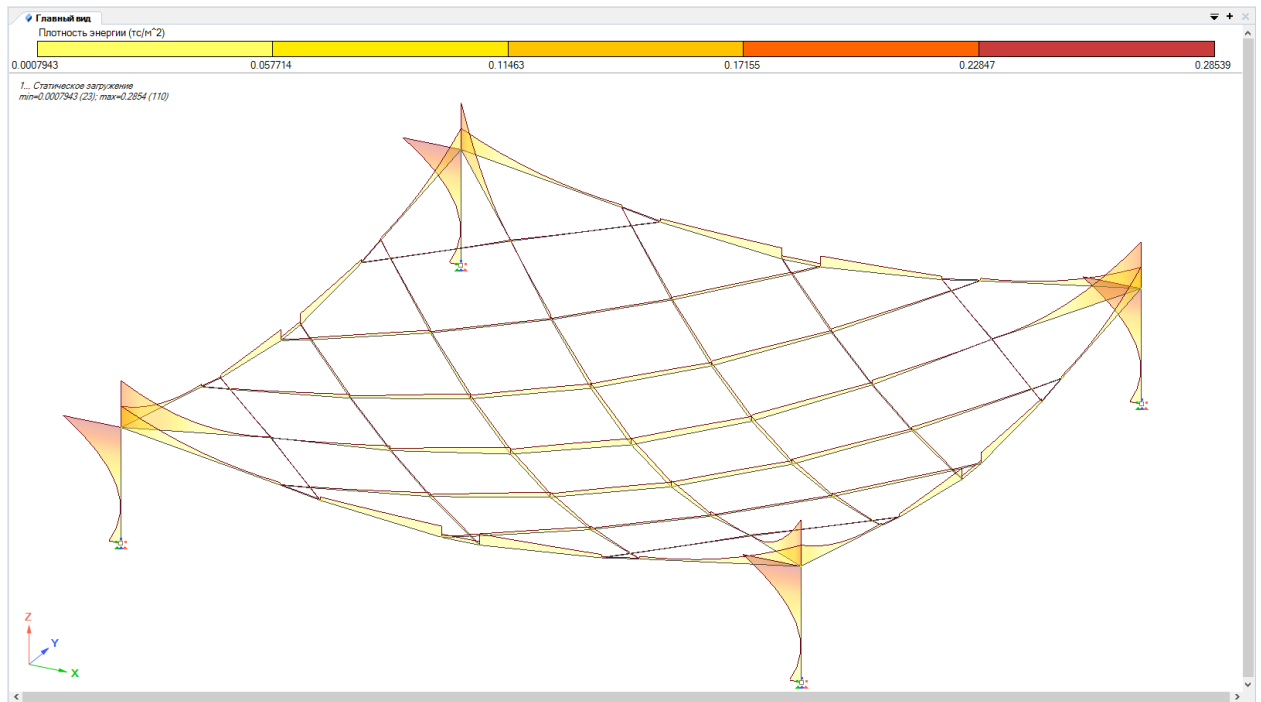


Рис. Б.29. Поле щільності потенційної енергії деформацій, *10кН/м²

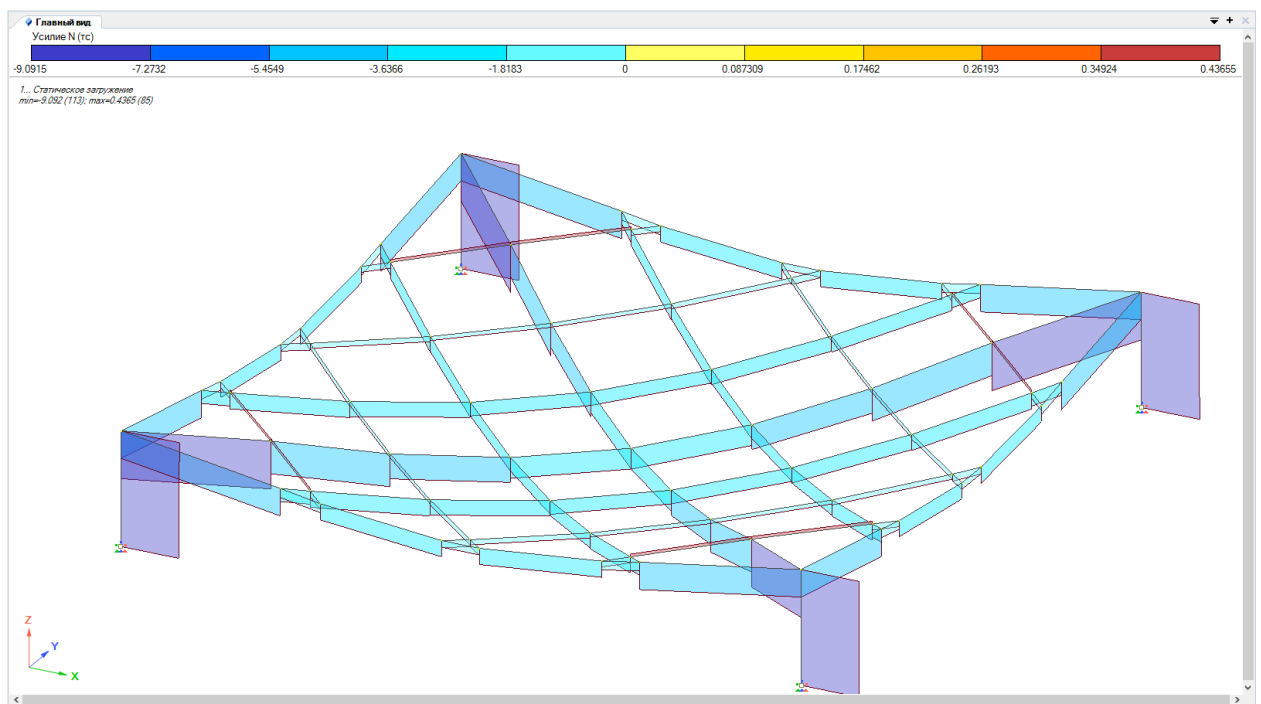


Рис. Б.30. Епюри поздовжніх зусиль N, *10кН

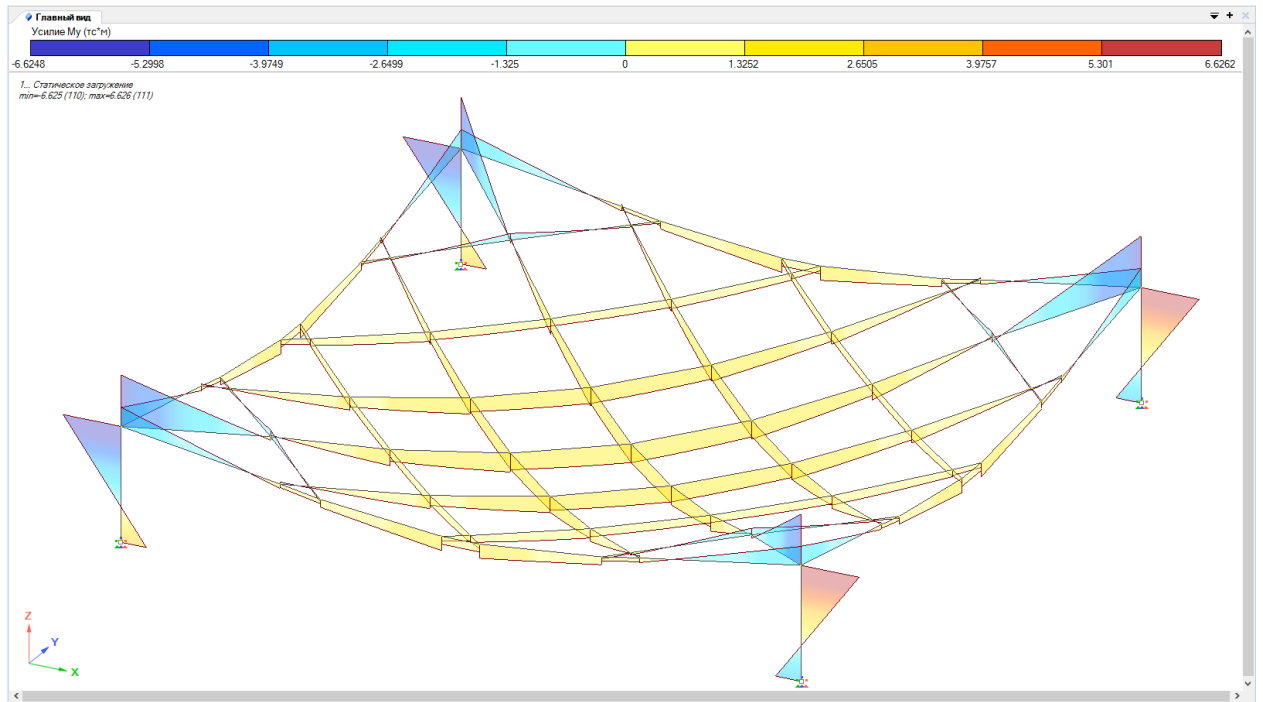


Рис. Б.31. Епюра згинаючих моментів по M_y , *10кНм

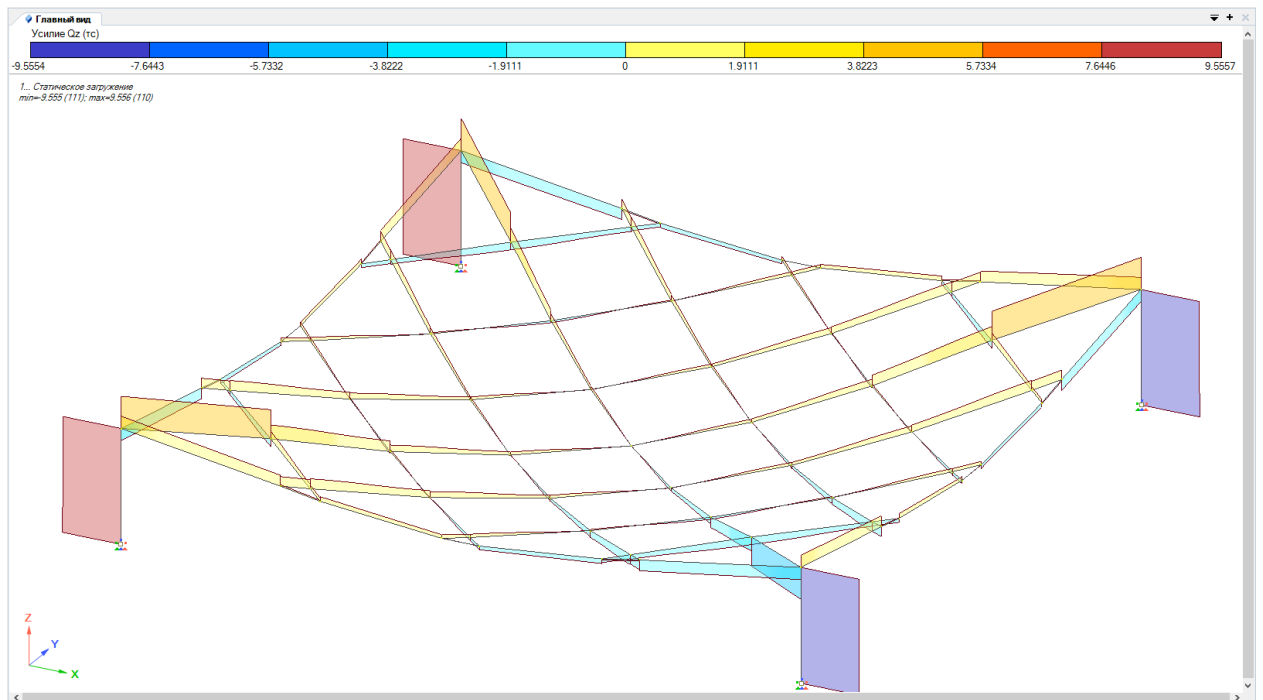


Рис. Б.32. Епюра поперечних зусиль Q_z , *10кН

Поля компонентів НДС для геометрії №3 плити, обпертої на 4 канти

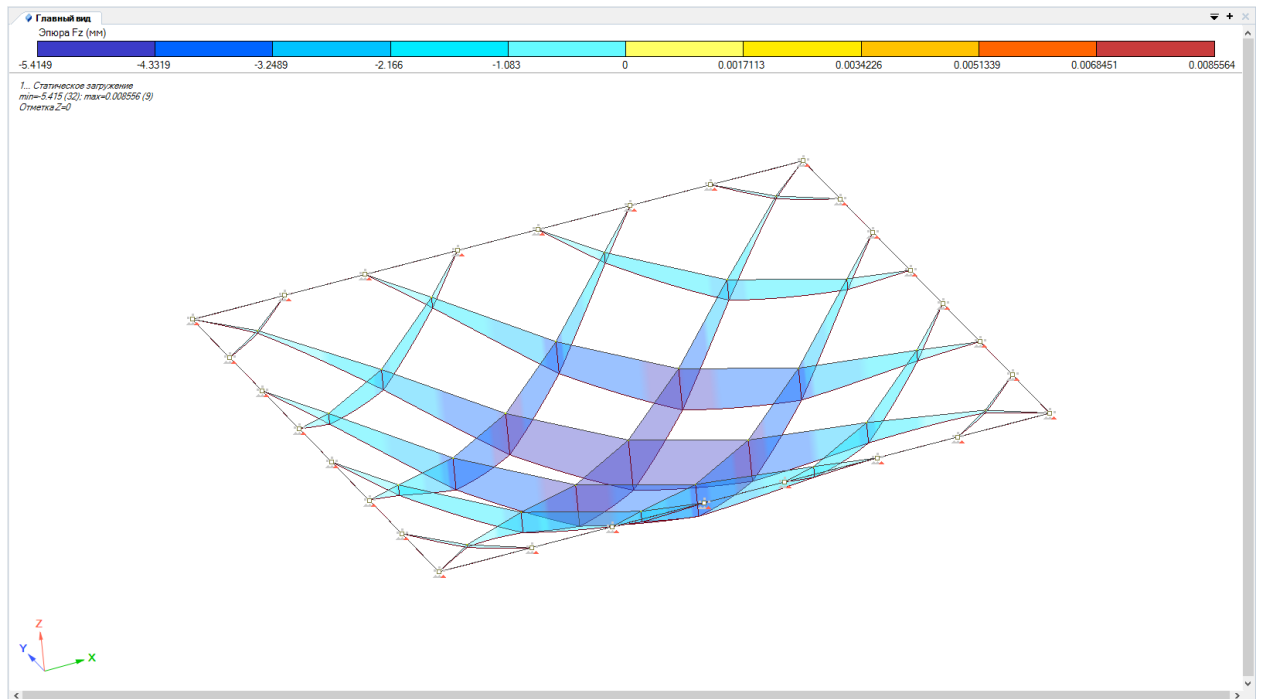


Рис. Б.33. Поле вертикальных перемещений, мм (для стержнів)

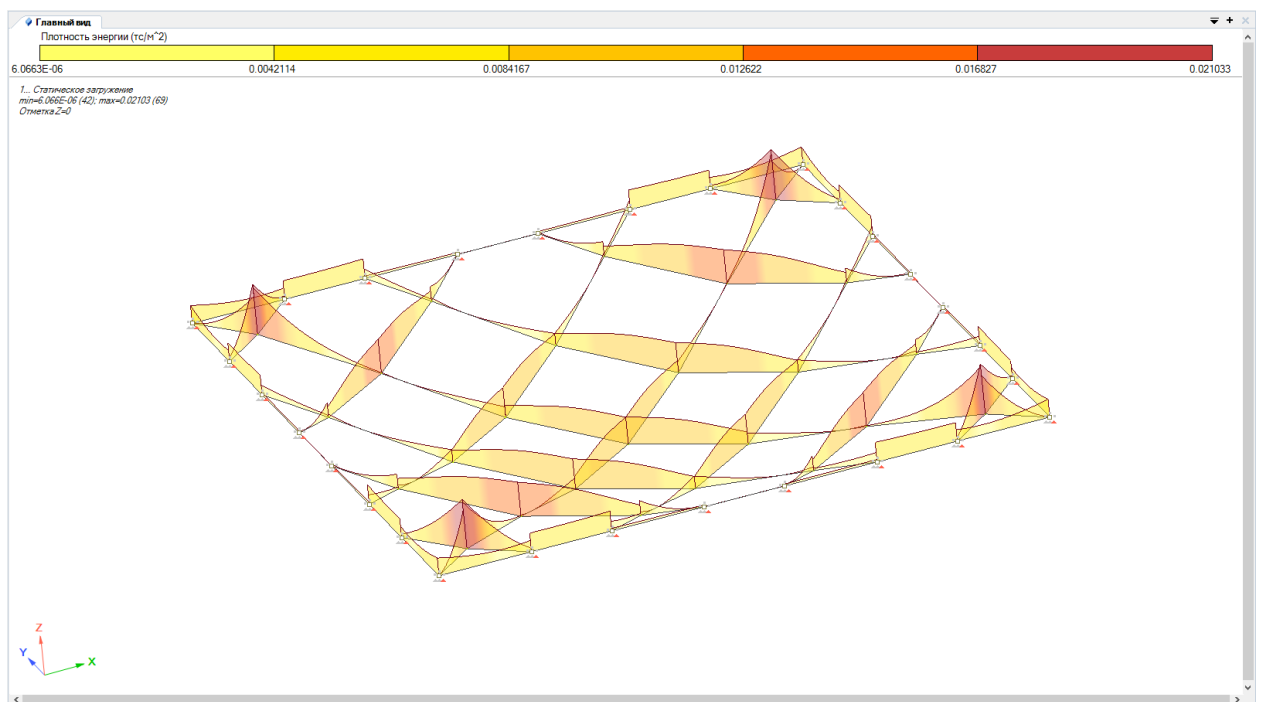


Рис. Б.34. Поле щільності потенційної енергії деформацій, *10кН/м²

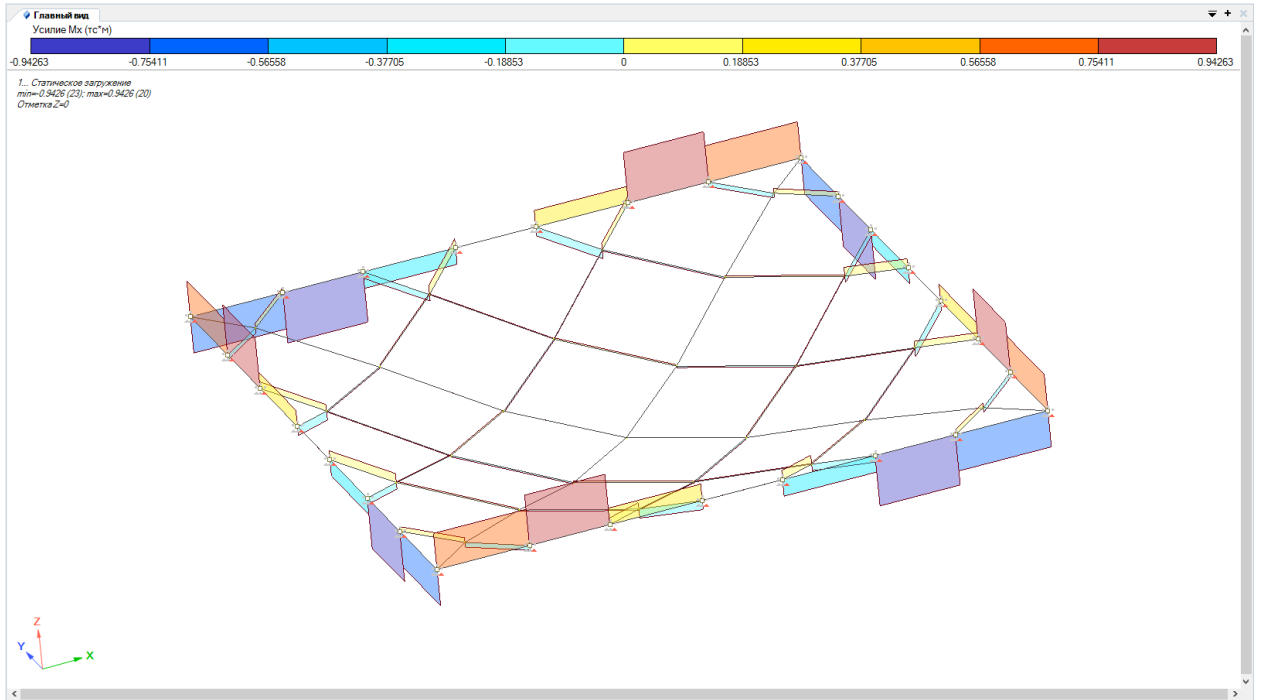


Рис. Б.35. Епюра згинаючих моментів по M_x , *10кНм

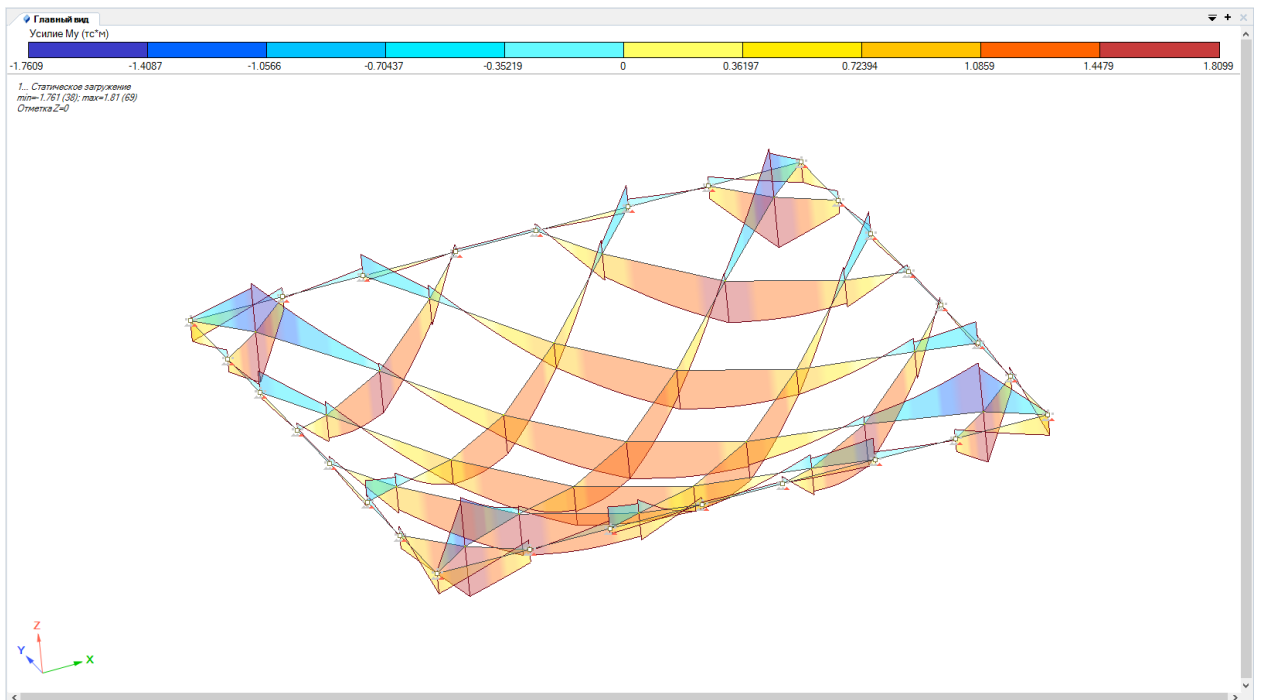


Рис. Б.36. Епюра згинаючих моментів по M_y , *10кНм

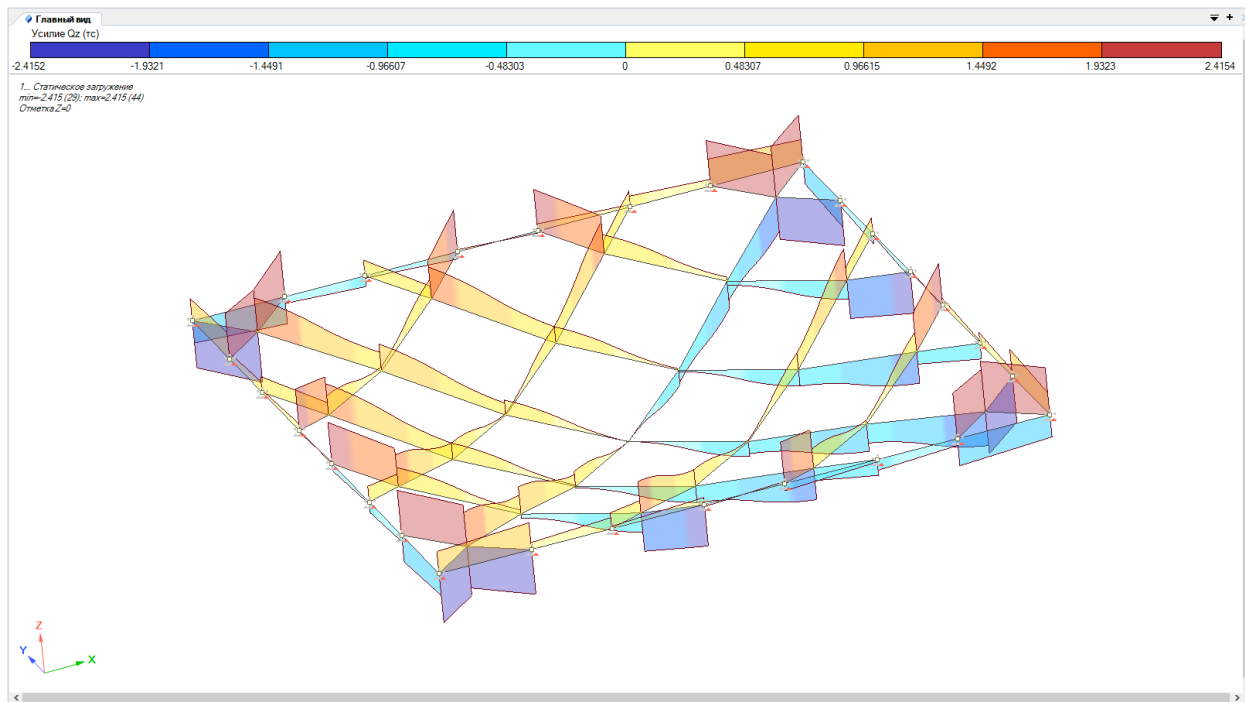


Рис. Б.37. Еюра поперечних зусиль Q_z , *10кН

Поля компонентів НДС для геометрії №3 плити, обпертої на 4 колони

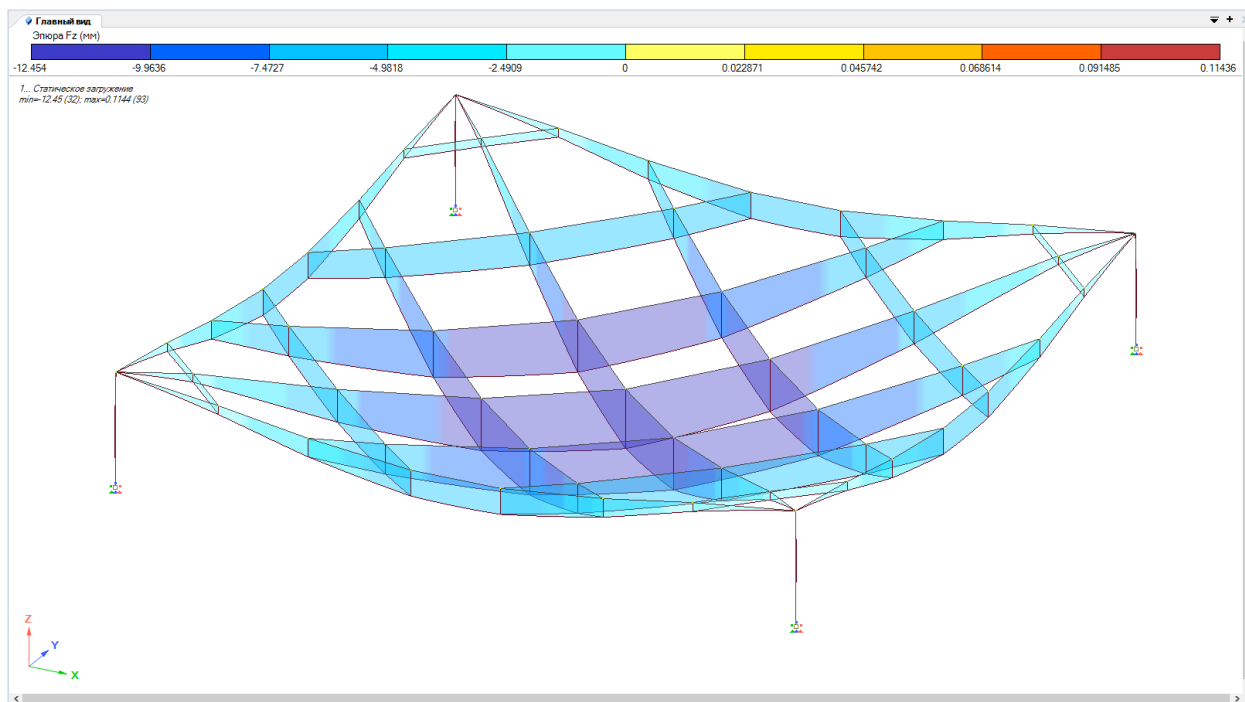


Рис. Б.38. Поле вертикальних переміщень, мм (для стержнів)

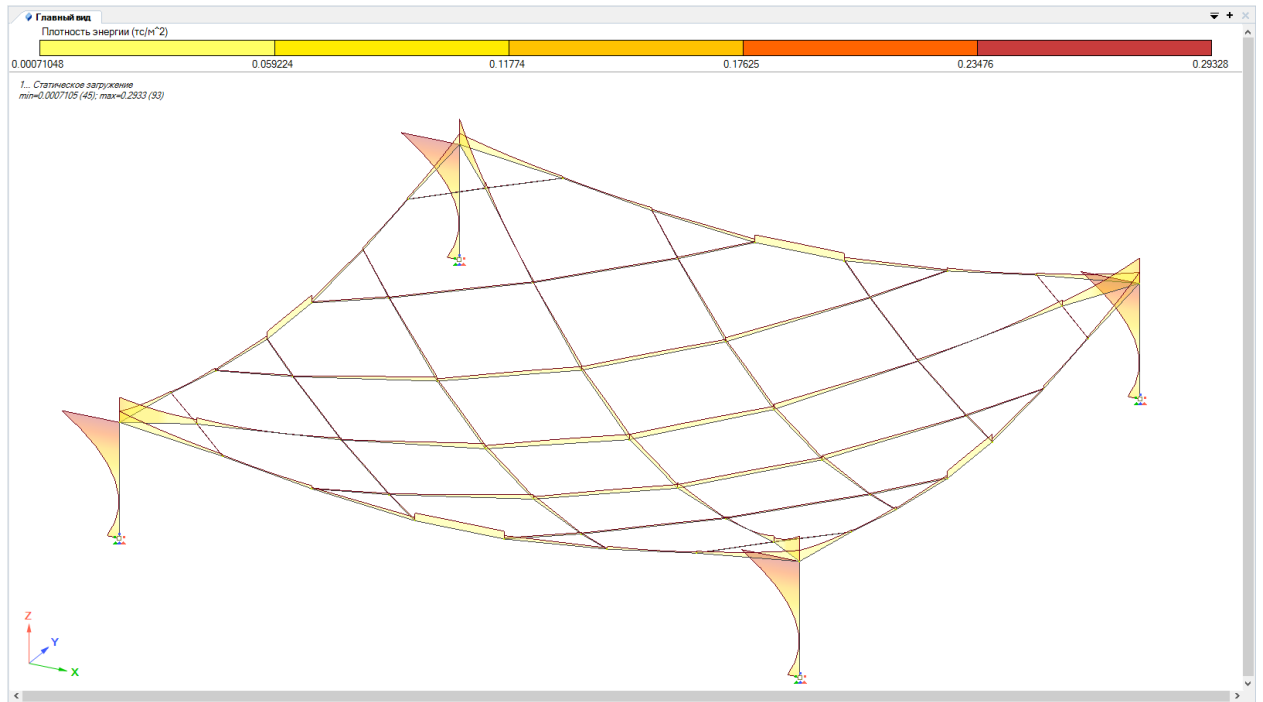


Рис. Б.39. Поле щільності потенційної енергії деформацій, *10кН/м²

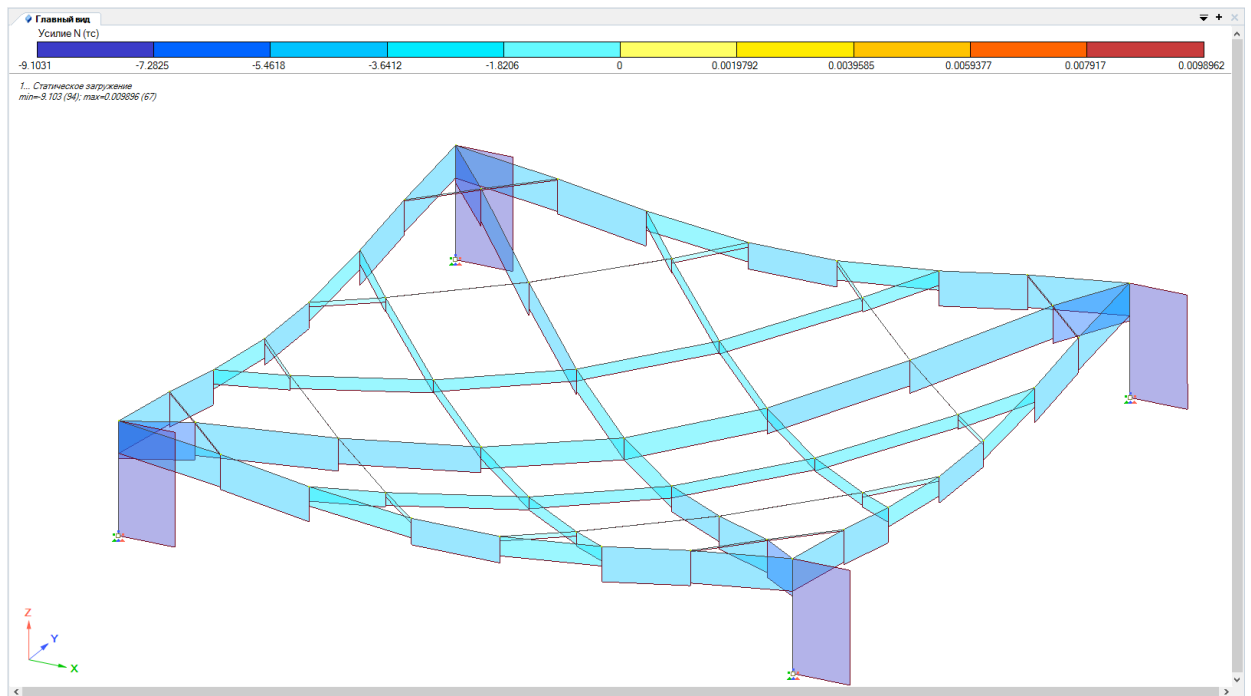


Рис. Б.40. Епюри поздовжніх зусиль N, *10кН

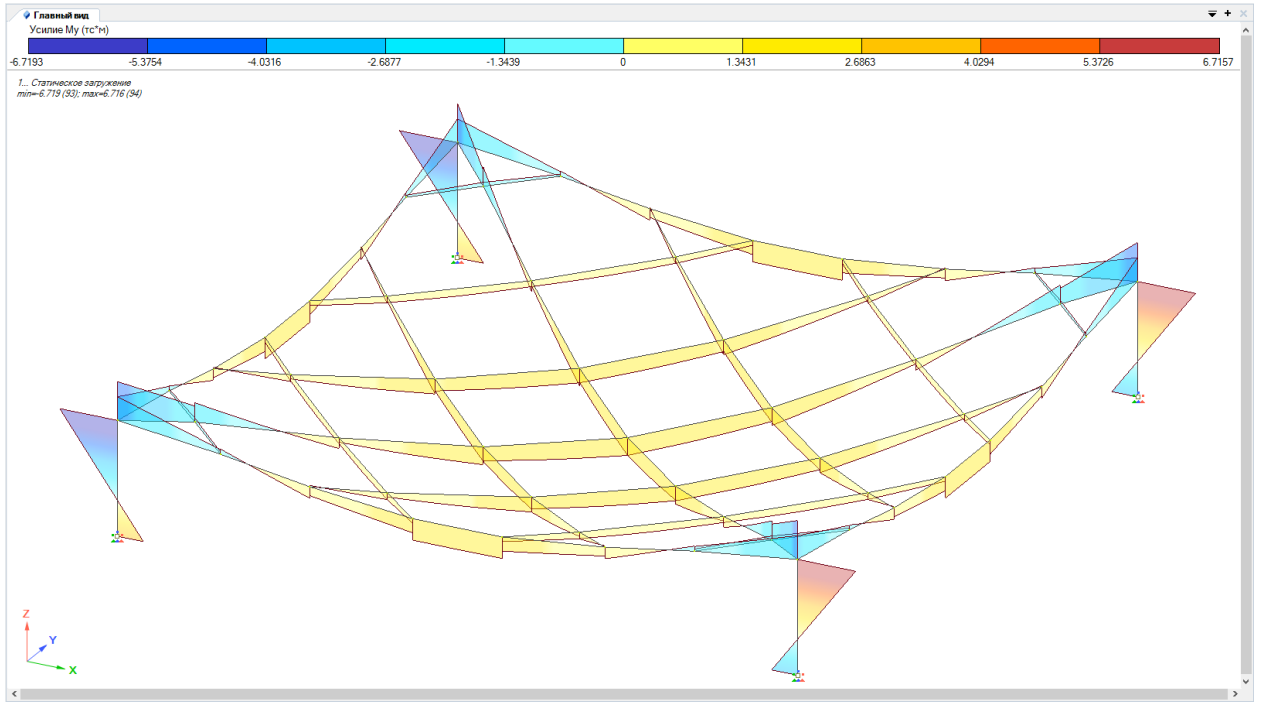


Рис. Б.41. Епюра згинаючих моментів по M_y , $\cdot 10 \text{кНм}$

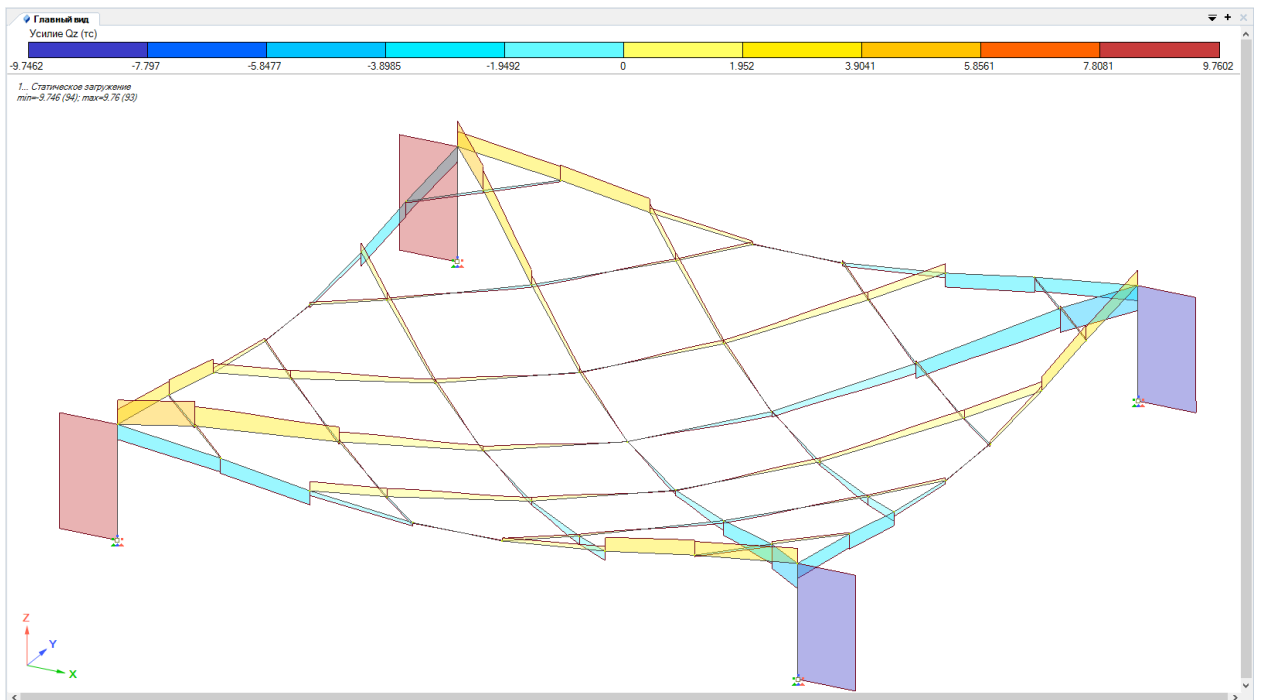


Рис. Б.42. Епюра поперечних зусиль Q_z , $\cdot 10 \text{кН}$

Поля компонентів НДС для геометрії №4 плити, обертої на 4 канти

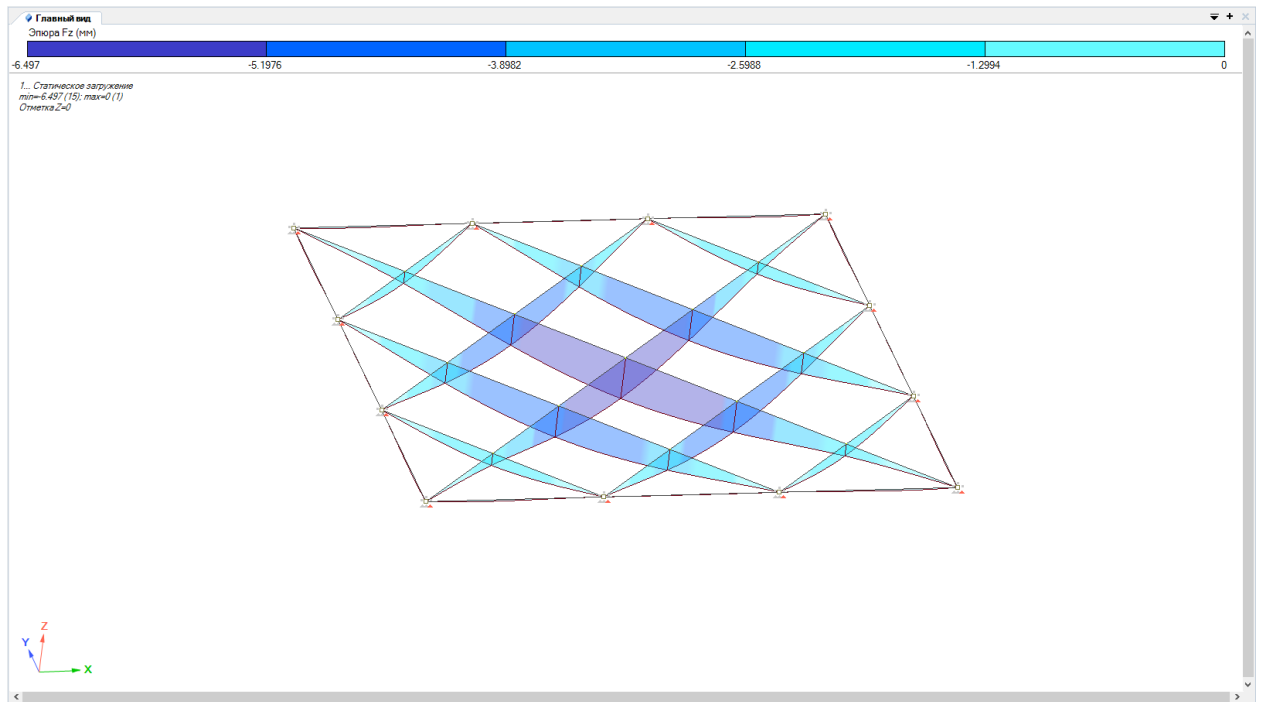


Рис. Б.43. Поле вертикальных перемещений, мм (для стержнів)

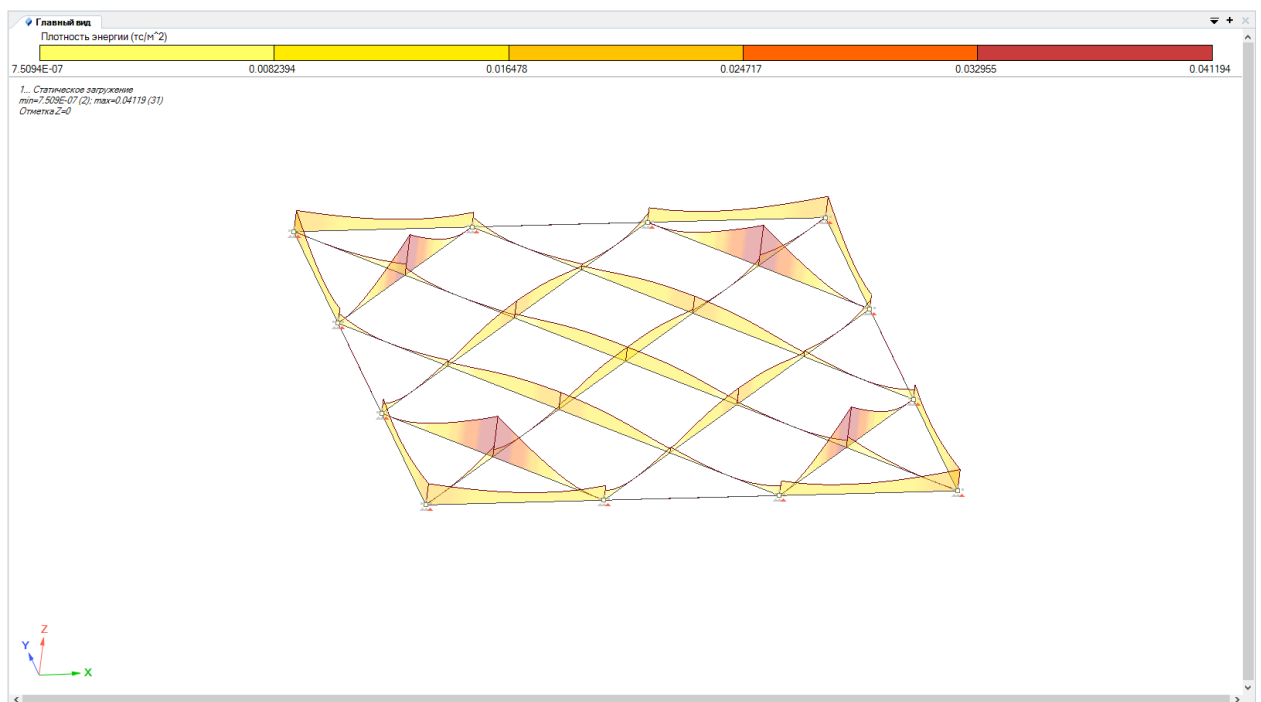


Рис. Б.44. Поле щільності потенційної енергії деформацій, *10кН/м²

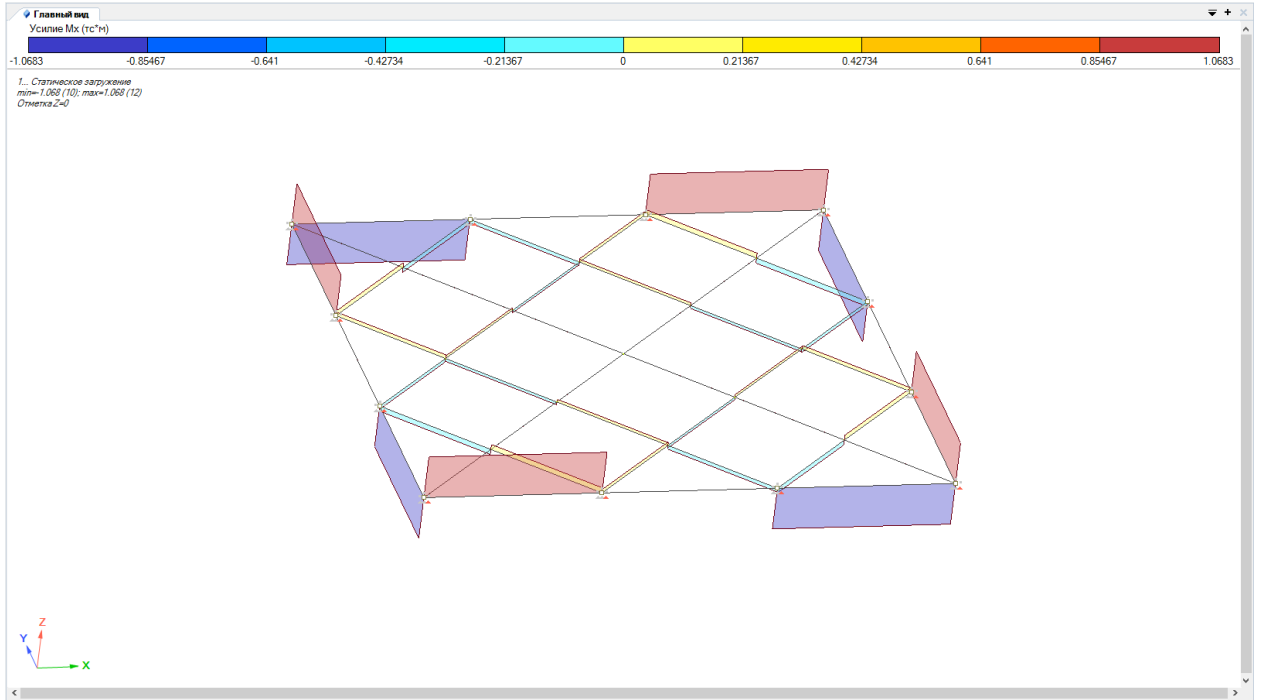


Рис. Б.45. Епюра згинаючих моментів по M_x , *10кНм

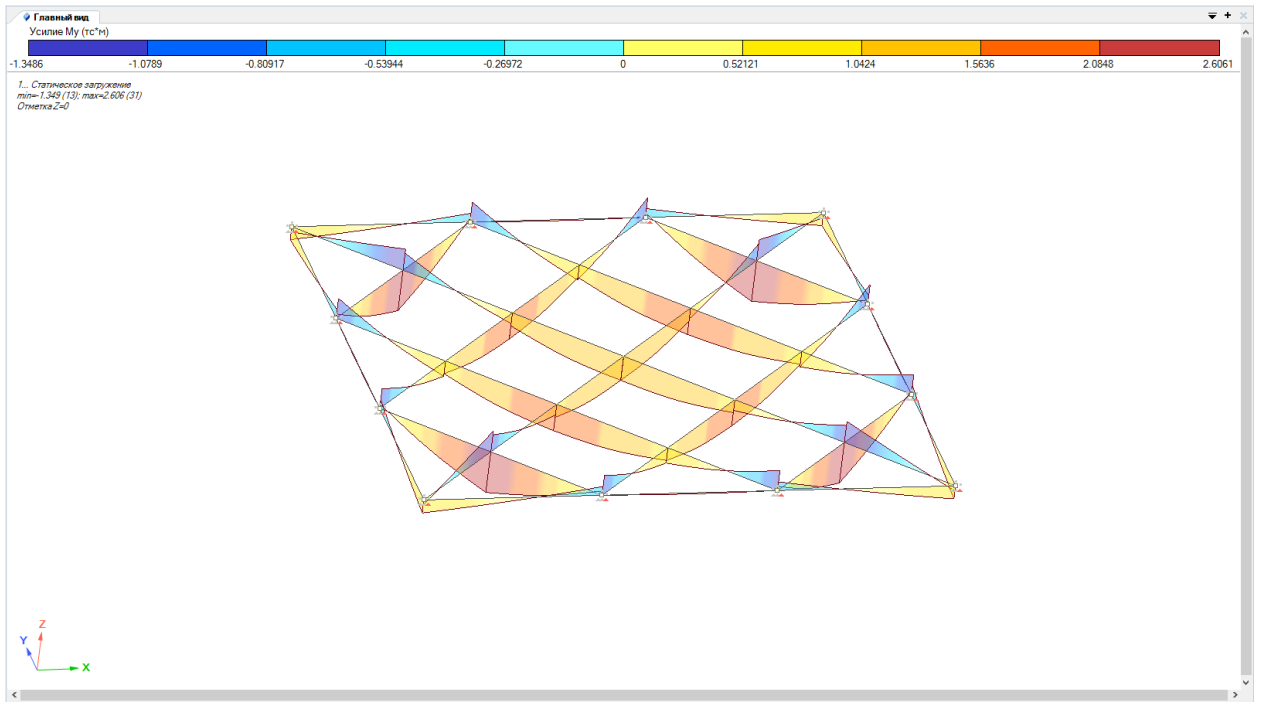


Рис. Б.46. Епюра згинаючих моментів по M_y , *10кНм

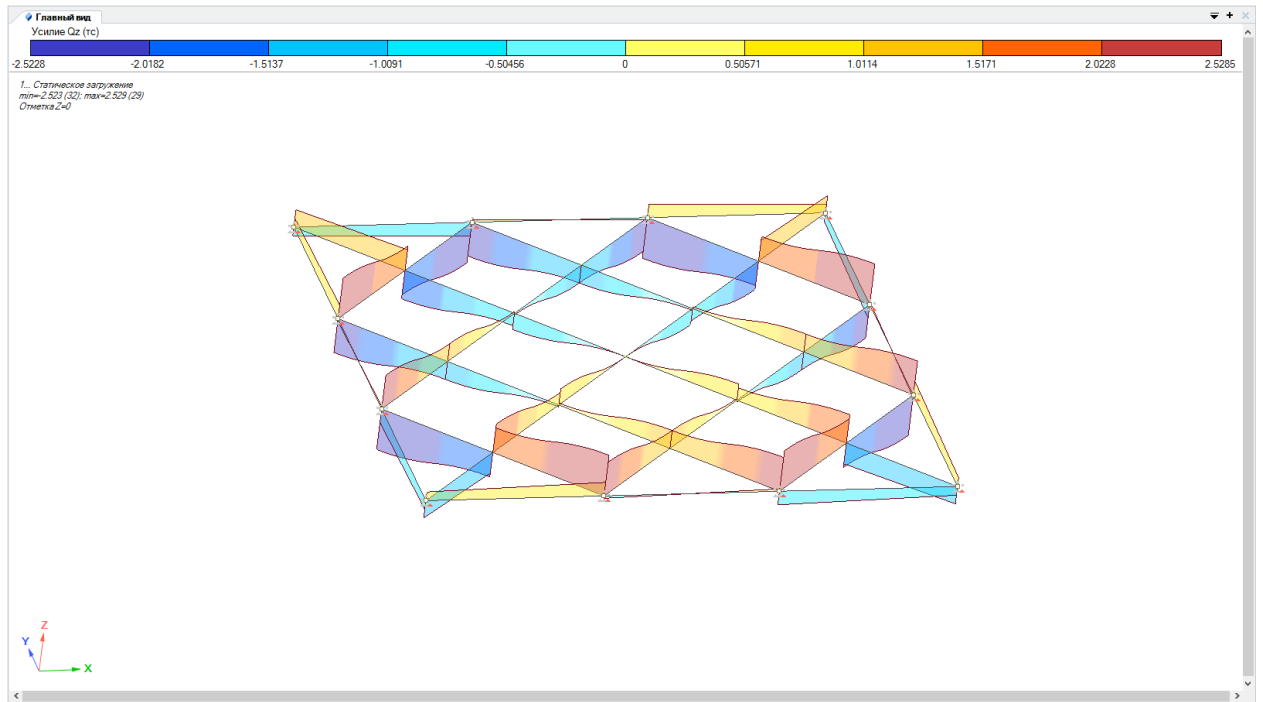


Рис. Б.47. Епюра поперечних зусиль Q_z , *10кН

Поля компонентів НДС для геометрії №4 плити, обпертої на 4 колони

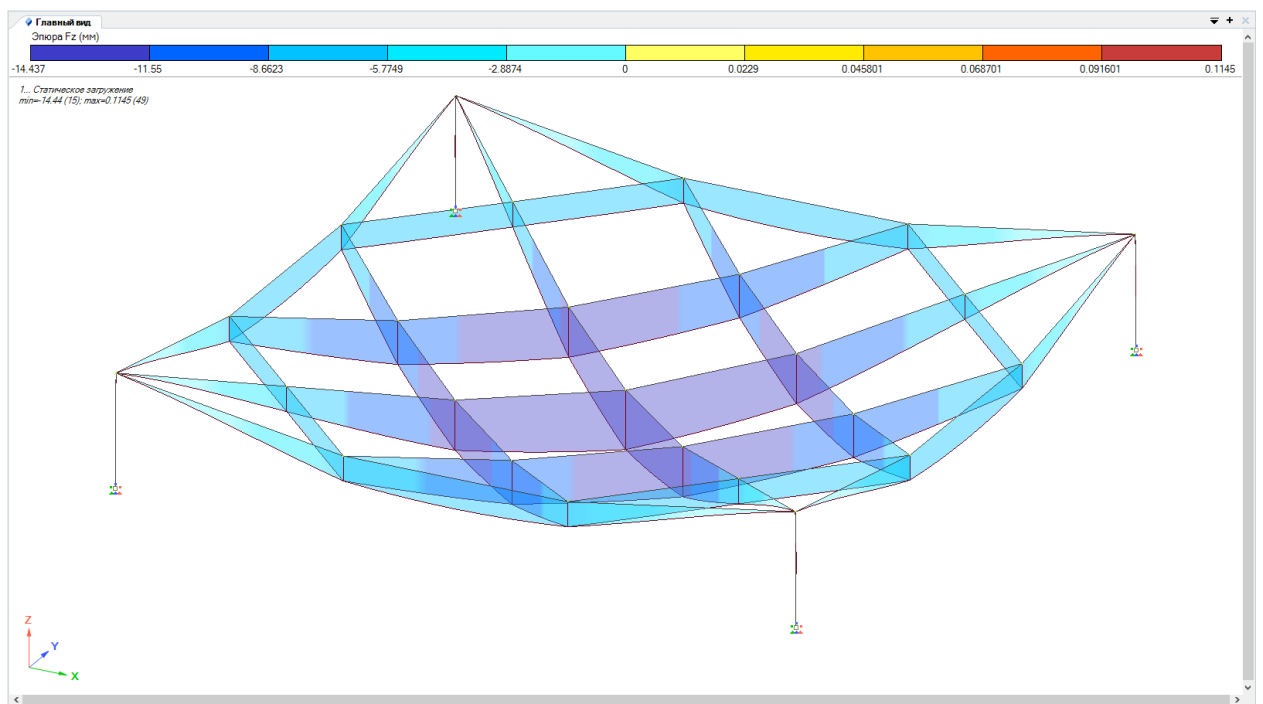


Рис. Б.48. Поле вертикальних переміщень, мм (для стержнів)

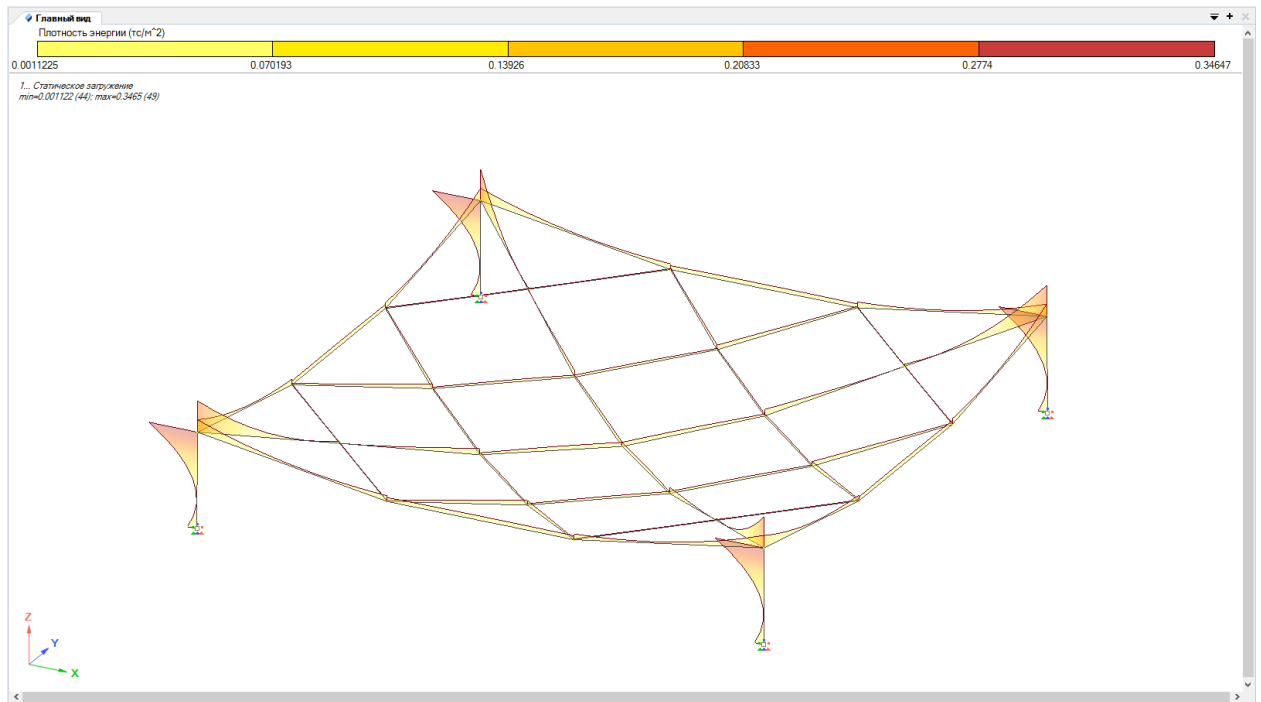


Рис. Б.49. Поле щільності потенційної енергії деформацій, *10кН/м²

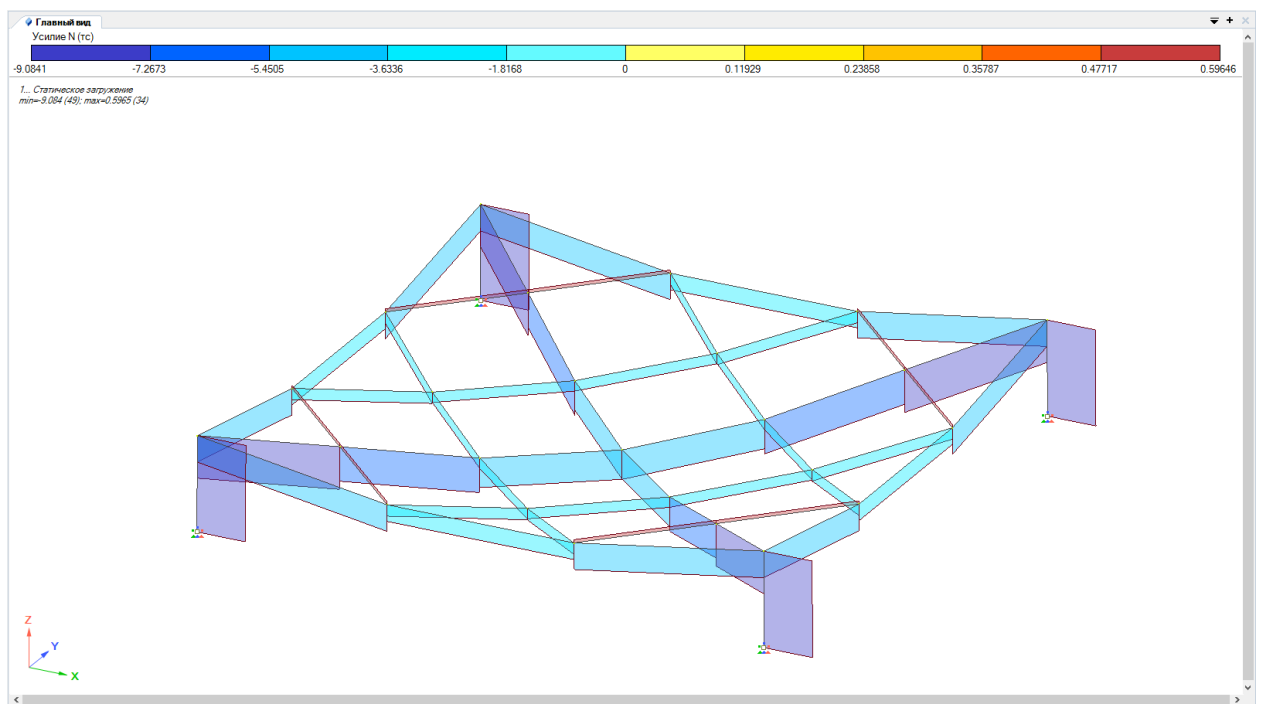


Рис. Б.50. Епюри поздовжніх зусиль N, *10кН

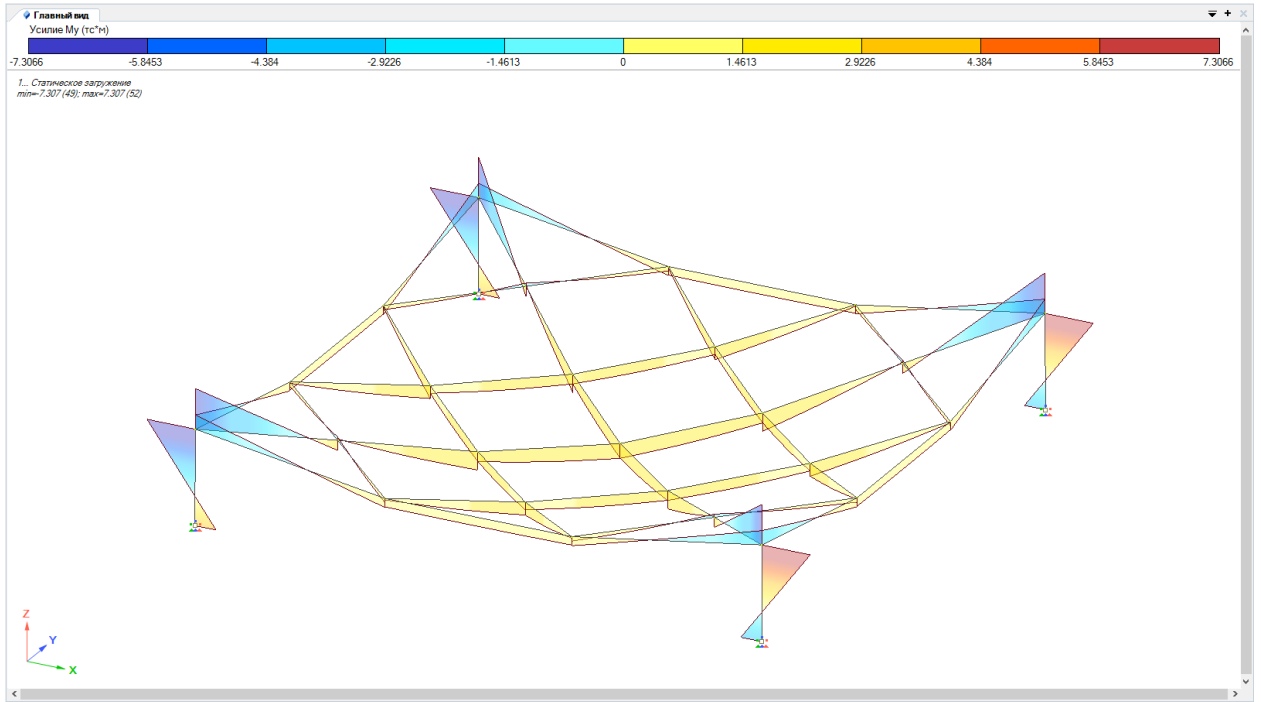


Рис. Б.51. Епюра згинаючих моментів по M_y , *10кНм

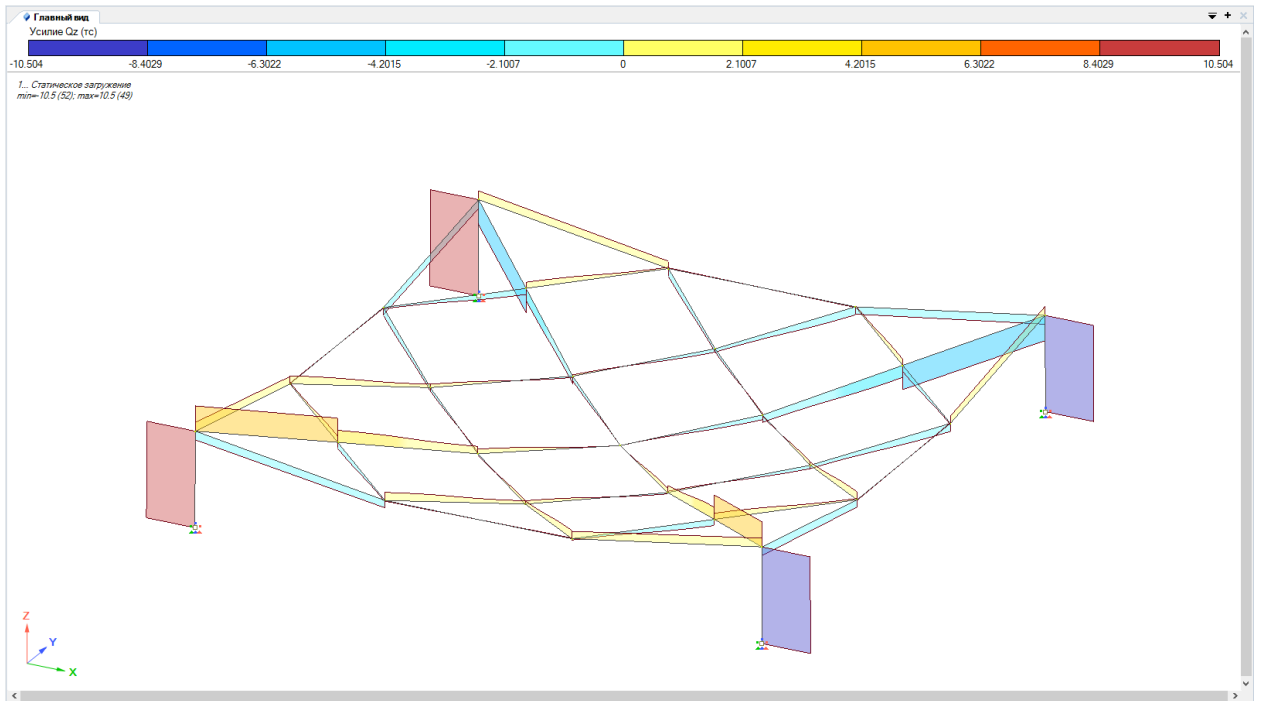
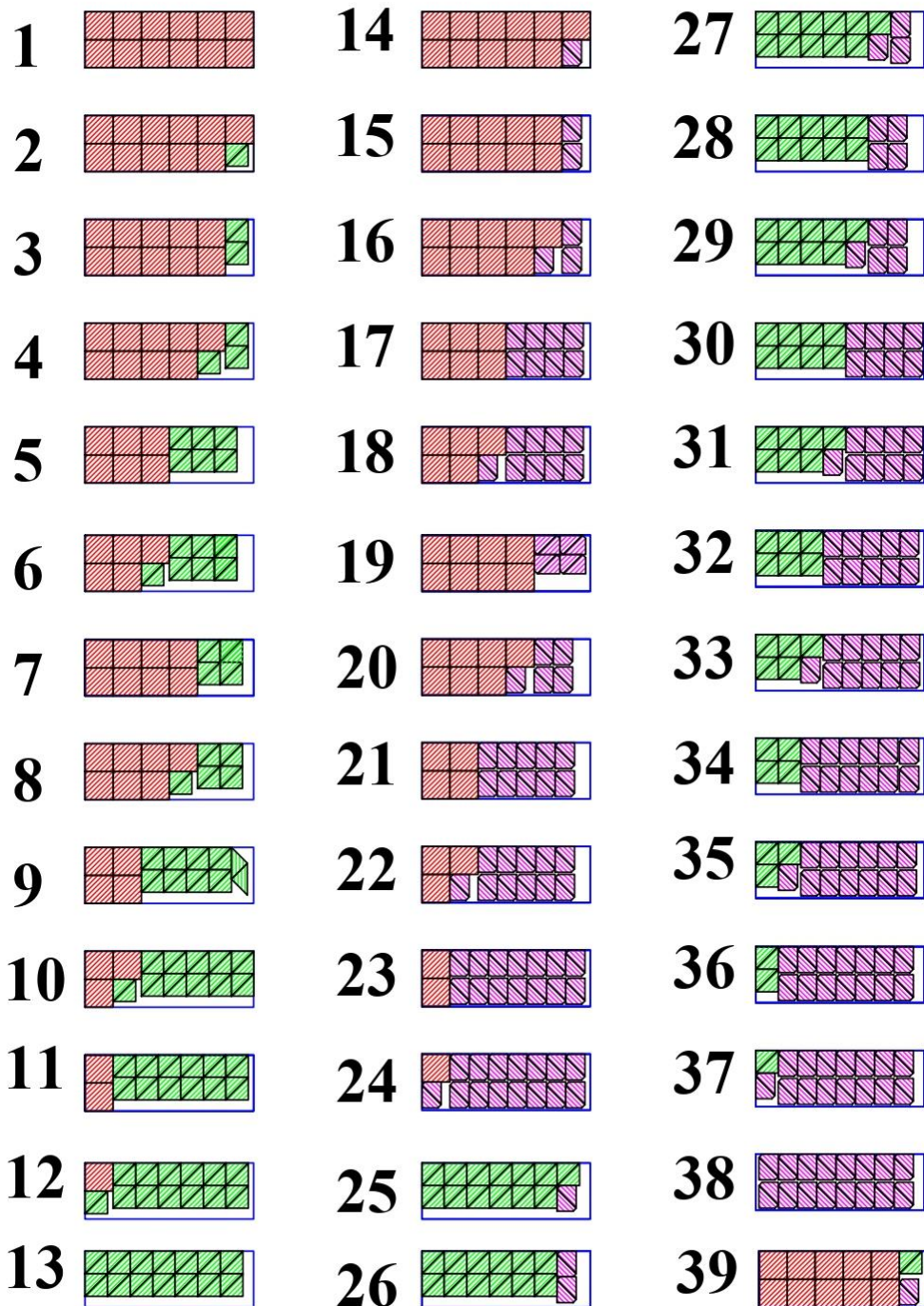
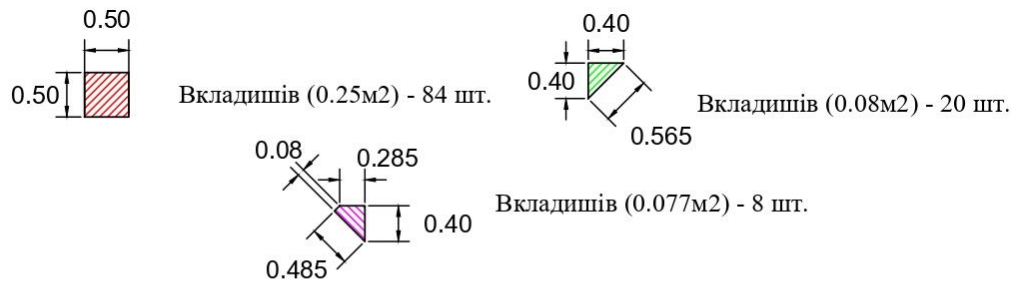


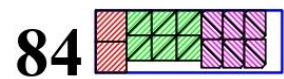
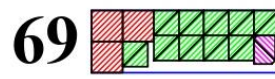
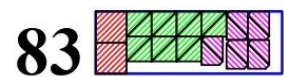
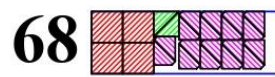
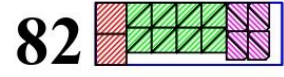
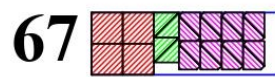
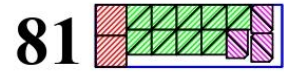
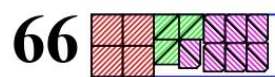
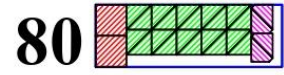
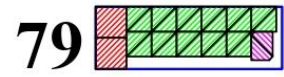
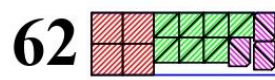
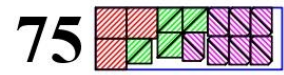
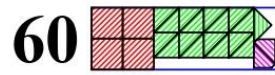
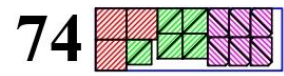
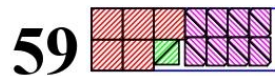
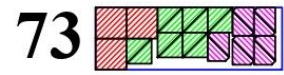
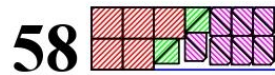
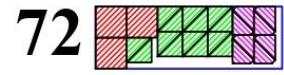
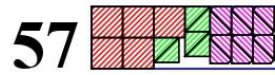
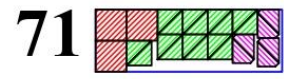
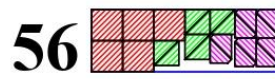
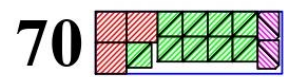
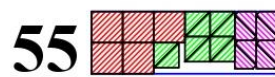
Рис. Б.52. Епюра поперечних зусиль Q_z , *10кН

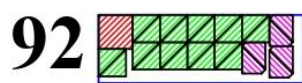
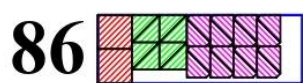
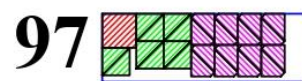
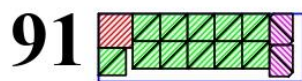
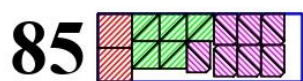
ДОДАТОК В. Варіанти розкладки вкладишів при вирішенні
завдання оптимального розкроювання

Додаток В.1

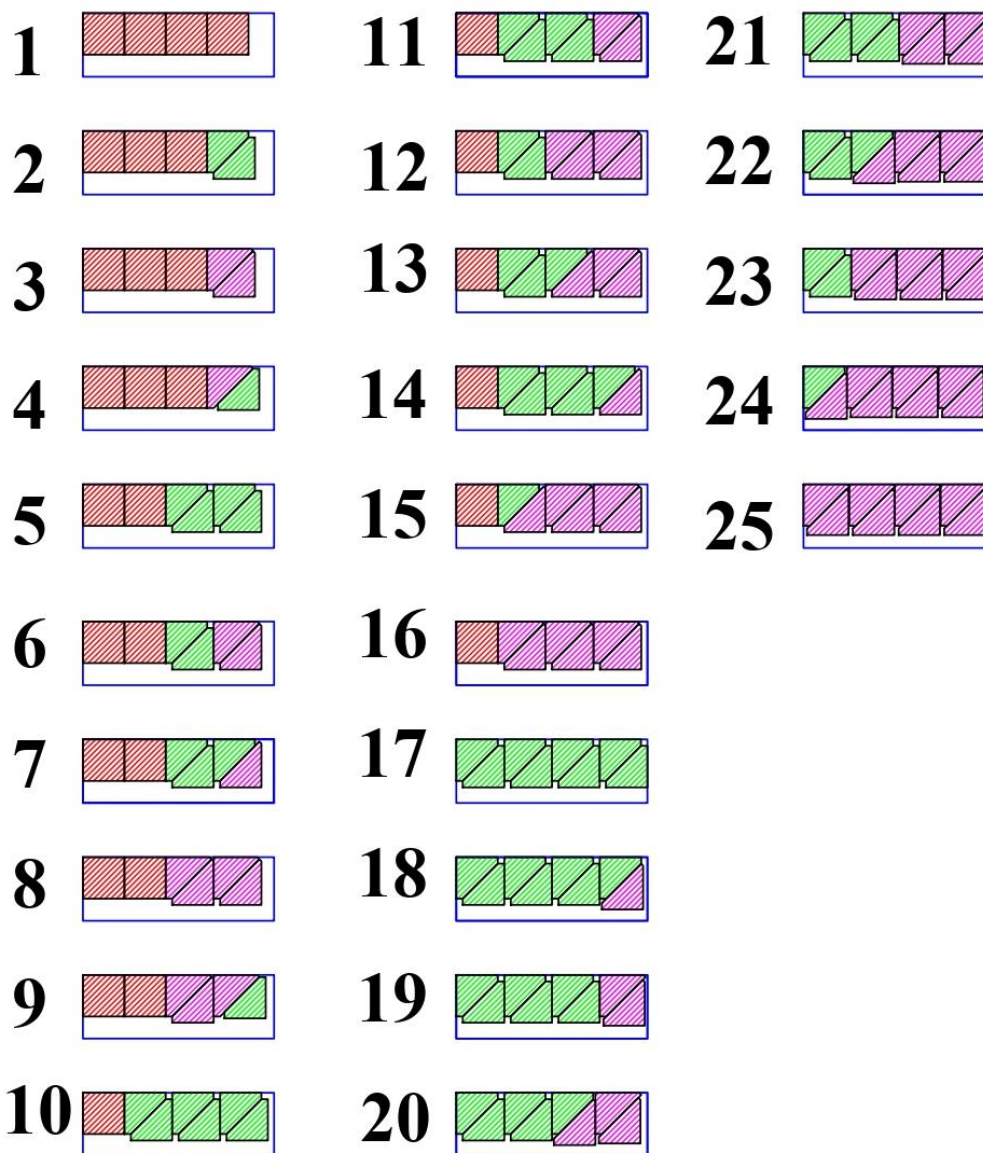
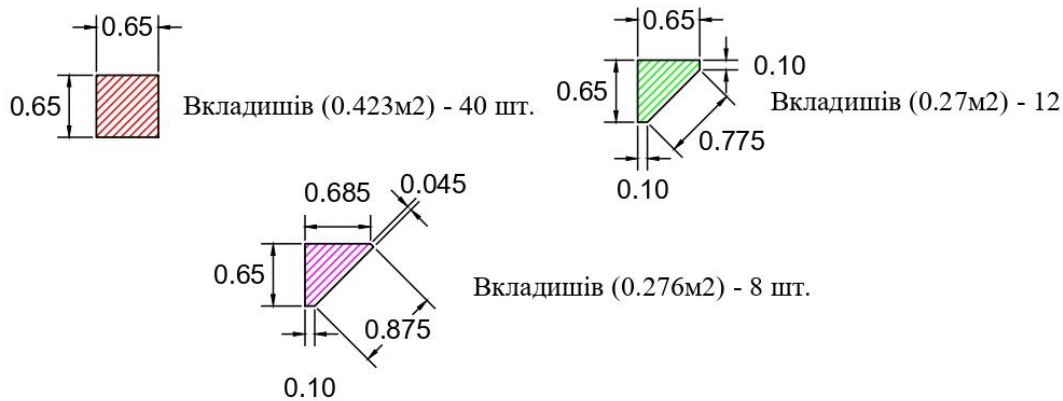
Розкладка вкладишів для геометрії №1



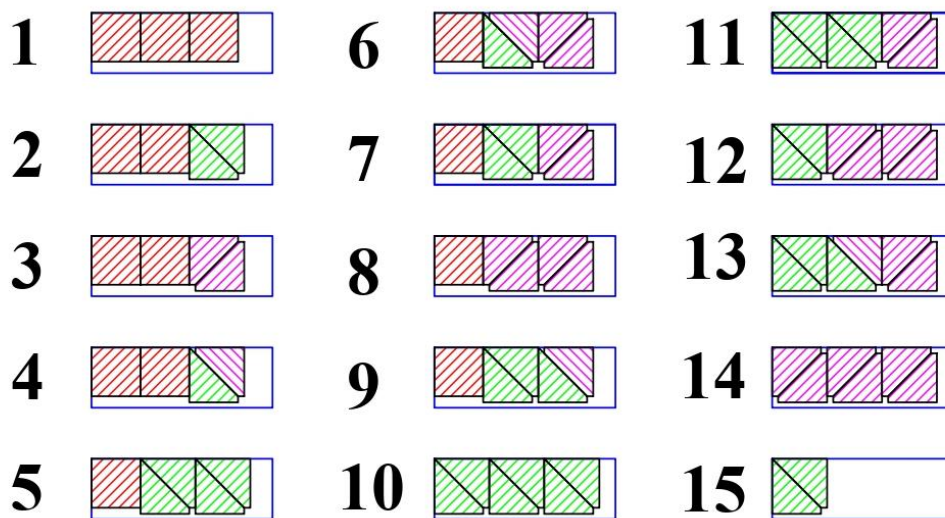
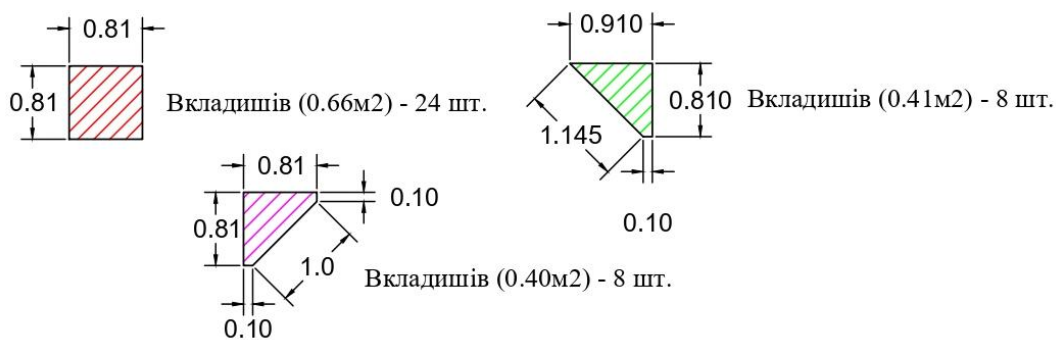




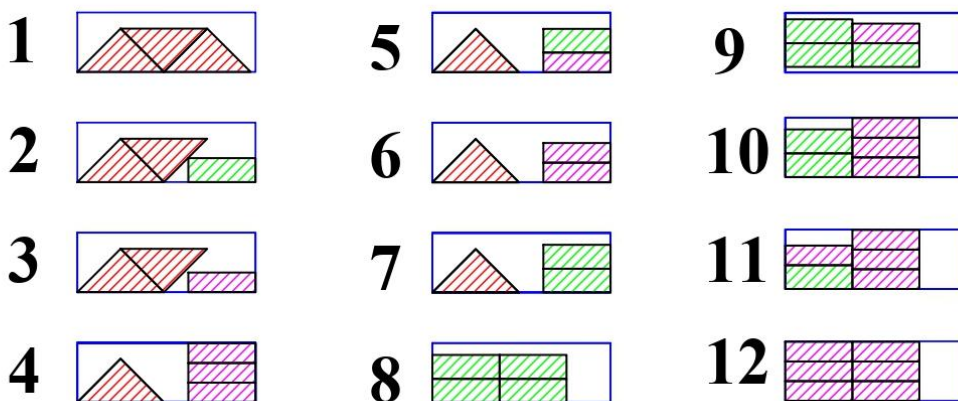
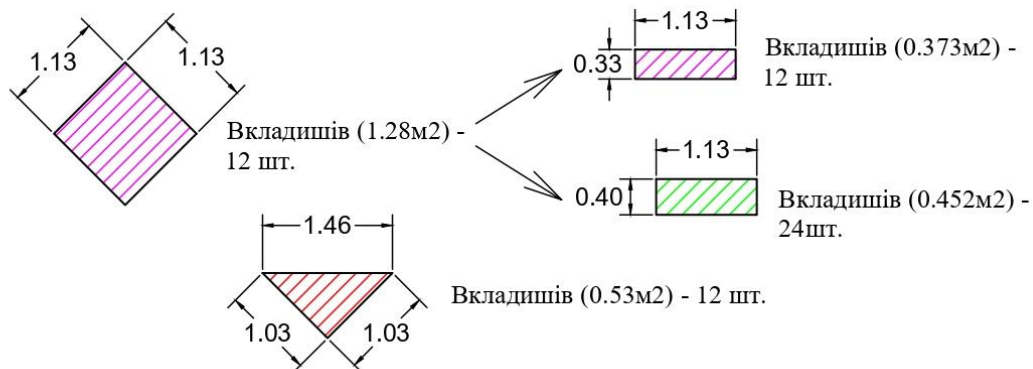
Розкладка вкладишів для геометрії №2



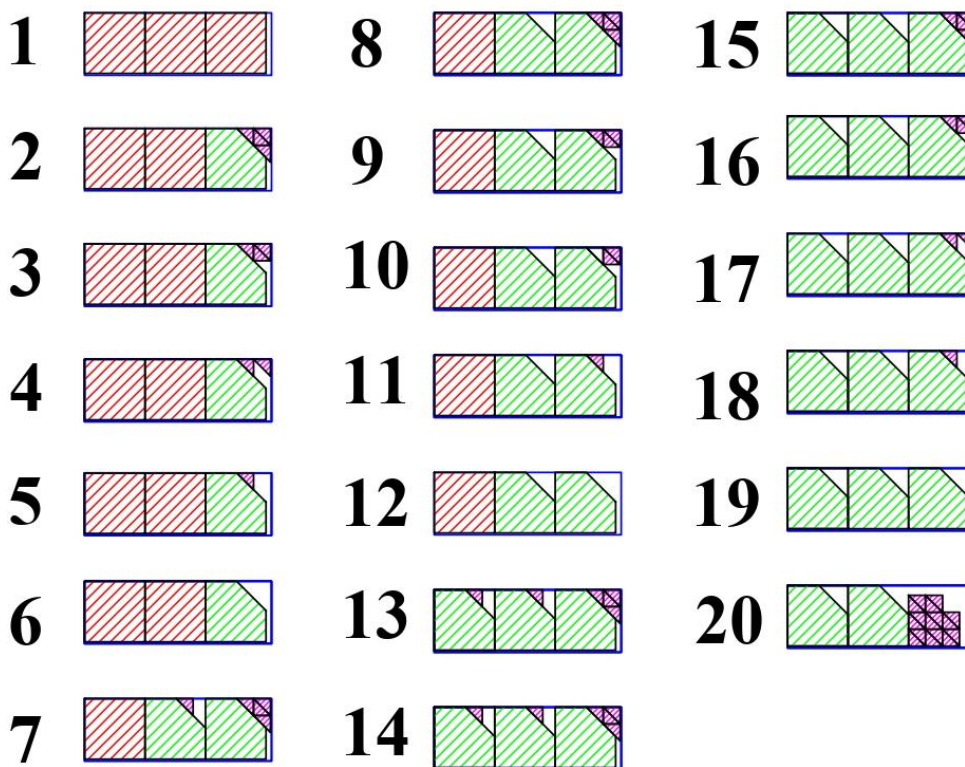
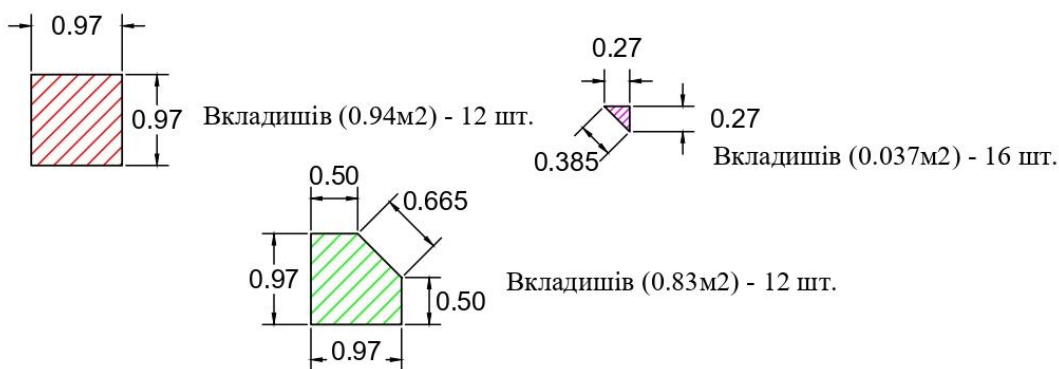
Розкладка вкладишів для геометрії №3



Розкладка вкладишів для геометрії №5



Розкладка вкладишів для геометрії №4



ДОДАТОК Г. Результати визначення відсотку відходів пінополістриролу при розкроюванні вкладишів

Таблиця Г.1

Лінійне розкроювання для Варіанту №1

Геометрія №1							
Вихідні дані:		Позначення	Значення			Площа відходів (L_{oj}), мм	Розрахунок-кова к-ть заготовок (N_{зj}), шт.
1	Площа вихідних заготовок, м ²	L_з=	3				
2	Номери деталей	i=	1	2	3		
3	Довжина деталей, мм	L_{дi}=	0.25	0.0805	0.077		
4	Задана кількість деталей, шт.	N_{дi}=	84	20	8		
5	Кількість деталей, що викроюють з однієї заготовки для різних варіантів розкроювання, шт.	N _{дi1} =	12			0.000	<u>6.00</u>
		N _{дi2} =	11	2		0.089	0.00
		N _{дi3} =	10	4		0.178	0.00
		N _{дi4} =	9	6		0.267	0.00
		N _{дi5} =	6	12		0.534	0.00
		N _{дi6} =	5	14		0.623	0.00
		N _{дi7} =	8	8		0.356	0.00
		N _{дi8} =	7	10		0.445	0.00
		N _{дi9} =	4	18		0.551	0.00
		N _{дi10} =	3	22		0.479	0.00
		N _{дi11} =	2	24		0.568	0.00
		N _{дi12} =	1	26		0.657	0.00
		N _{дi13} =		28		0.746	0.00
		N _{дi14} =	11		2	0.096	0.00
		N _{дi15} =	10		4	0.191	0.00
		N _{дi16} =	9		6	0.287	0.00
		17	6		16	0.265	0.00
		18	5		18	0.360	0.00
		19	8		8	0.382	0.00
		20	7		10	0.478	0.00
		21	4		20	0.456	0.00
		22	3		22	0.552	0.00
		23	2		28	0.338	0.00
		24	1		30	0.434	0.00
		25		26	2	0.753	0.00
		26		24	4	0.759	0.00
		27		22	6	0.766	0.00
		28		20	8	0.772	0.00
		29		18	10	0.779	0.00
		30		16	16	0.477	0.00
		31		14	18	0.483	0.00

Таблиця Г.1. Продовження

5	Кількість деталей, що викроюють з однієї заготовки для різних варіантів розкроювання, шт.	32		12	20	0.490	0.00
		33		10	22	0.497	0.00
		34		8	24	0.503	0.00
		35		6	26	0.510	0.00
		36		4	28	0.516	0.00
		37		2	30	0.523	0.00
		38			32	0.530	0.00
		39	10	2	2	0.185	0.00
		40	9	4	2	0.274	<u>1.00</u>
		41	8	2	4	0.530	0.00
		42	8	6	2	0.363	0.00
		43	8	4	4	0.369	0.00
		44	8	2	6	0.376	0.00
		45	7	8	2	0.452	0.00
		46	7	6	4	0.458	0.00
		47	7	4	6	0.465	0.00
		48	7	2	10	0.317	0.00
		49	6	10	2	0.541	0.00
		50	6	8	8	0.238	0.00
		51	6	6	10	0.245	0.00
		52	6	4	12	0.252	0.00
		53	6	2	14	0.258	0.00
		54	5	12	2	0.630	0.00
		55	5	10	8	0.327	0.00
		56	5	8	10	0.334	0.00
		57	5	6	12	0.341	0.00
		58	5	4	14	0.347	0.00
		59	5	2	16	0.354	0.00
		60	4	17	2	0.477	0.00
		61	4	16	4	0.403	0.00
		62	4	14	6	0.410	0.00
		63	4	12	8	0.416	0.00
		64	4	10	10	0.423	0.00
		65	4	8	12	0.430	0.00
		66	4	6	14	0.436	0.00
		67	4	4	16	0.443	0.00
		68	4	2	18	0.449	0.00
		69	3	20	2	0.486	0.00
		70	3	18	4	0.492	0.00
		71	3	16	6	0.499	<u>1.00</u>
		72	3	14	8	0.505	0.00
		73	3	12	10	0.512	0.00
		74	3	10	12	0.519	0.00
		75	3	8	14	0.525	0.00
		76	3	6	16	0.532	0.00
		77	3	4	18	0.538	0.00
		78	3	2	20	0.545	0.00

Таблиця Г.1. Кінець

5	Кількість деталей, що викроюють з однієї заготовки для різних варіантів розкроювання, шт.	79	2	22	2	0.575	0.00
		80	2	20	4	0.581	0.00
		81	2	18	6	0.588	0.00
		82	2	16	8	0.594	0.00
		83	2	14	10	0.601	0.00
		84	2	12	12	0.608	0.00
		85	2	10	14	0.614	0.00
		86	2	8	16	0.621	0.00
		87	2	6	18	0.627	0.00
		88	2	4	24	0.325	0.00
		89	2	2	26	0.332	0.00
		90	1	24	2	0.664	0.00
		91	1	22	4	0.670	0.00
		92	1	20	6	0.677	0.00
		93	1	18	8	0.683	0.00
		94	1	16	10	0.690	0.00
		95	1	14	12	0.697	0.00
		96	1	12	14	0.703	0.00
		97	1	10	16	0.710	0.00
		98	1	8	18	0.716	0.00
99	1	6	24	0.414	0.00		
100	1	4	26	0.421	0.00		
101	1	2	28	0.427	0.00		
Результати розрахунку:		Позначення	Значення			Цільова функція:	
6	К-ть деталей в розкроюванні, шт.	$N_{Дірозр} =$	84	20	8	$f(x_1, \dots, x_n) = L_{0\Sigma} \rightarrow \min$ $x_1 = N_{З1}, \dots, x_n = N_{Зn}$ Система обмежень: $N_{Дірозр} = N_{Ді}$ $N_{Зj} \geq 0$, ціле	
7	Розрахункова к-ть заготовок, шт.	$N_{Зрозр} =$	8				
8	Загальна площа заготовок, м2	$L_{З\Sigma} =$	24				
9	Загальна площа відходів, м2	$L_{0\Sigma} =$	1				
10	Частка відходів, %	$\Omega_0 =$	3.22%				

Лінійне розкроювання для Варіанту №2

Геометрія №2							
Вихідні дані:		Позна-чення	Значення			Площа відходів (L_{oj}), мм	Розрахункова к-ть заготовок (N_{zj}), шт.
1	Площа вихідних заготовок, м2	Lз=	3				
2	Номери деталей	i=	1	2	3		
3	Довжина деталей, мм	L_{di}=	0.4225	0.2656	0.276		
4	Задана кількість деталей, шт.	N_{di}=	40	12	8		
5	Кількість деталей, що викроюють з однієї заготовки для різних варіантів розкроювання, шт.	N _{di1} =	4			1.31	<u>6.00</u>
		N _{di2} =	3	2		1.20	0.00
		N _{di3} =	3		2	1.18	<u>1.00</u>
		N _{di4} =	3	1	1	1.19	<u>4.00</u>
		N _{di5} =	2	4		1.09	0.00
		N _{di6} =	2	2	2	1.07	0.00
		N _{di7} =	2	3	1	1.08	0.00
		N _{di8} =	2		4	1.05	0.00
		N _{di9} =	2	1	3	1.06	0.00
		N _{di10} =	1	6		0.98	0.00
		N _{di11} =	1	4	2	0.96	<u>1.00</u>
		N _{di12} =	1	2	4	0.94	0.00
		N _{di13} =	1	3	3	0.95	0.00
		N _{di14} =	1	5	1	0.97	0.00
		N _{di15} =	1	1	5	0.93	0.00
		N _{di16} =	1		6	0.92	0.00
		N _{di17} =		8		0.88	0.00
		N _{di18} =		7	1	0.86	0.00
		N _{di19} =		6	2	0.85	0.00
		N _{di20} =		5	3	0.84	0.00
		N _{di21} =		4	4	0.83	0.00
		N _{di22} =		3	5	0.82	0.00
		N _{di23} =		2	6	0.81	0.00
		N _{di24} =		1	7	0.80	0.00
		N _{di25} =		4		1.94	<u>1.00</u>
				26		4	1.90

Таблиця Г.2. Продовження

5	Кількість деталей, що викроюють з однієї заготовки для різних варіантів розкроювання, шт.	27			8	0.79	0.00
		28				3.00	
		29				3.00	
		30				3.00	0.00
Результати розрахунку:		Позначення	Значення			<u>Цільова функція:</u>	
6	К-ть деталей в розкроюванні, шт.	$N_{дiрасч} =$	40	12	8	$f(x_1, \dots, x_n) = L_{0\Sigma} \rightarrow$ min $x_1 = N_{з1}, \dots, x_n = N_{зн}$ <u>Система</u> <u>обмежень:</u> $N_{дiрасч} = N_{дi}$ $N_{зj} \geq 0$, ціле	
7	Розрахункова к-ть заготовок, шт.	$N_{зрасч} =$	13				
8	Загальна площа заготовок, м ²	$L_{з\Sigma} =$	39				
9	Загальна площа відходів, м ²	$L_{0\Sigma} =$	17				
10	Частка відходів, %	$\Omega_0 =$	42.83%				

Лінійне розкроювання для Варіанту №3

Геометрія №3							
Вихідні дані:		Позначення	Значення			Площа відходів (L_o), мм	Розрахункова к-ть заготовок (N_{зj}), шт.
1	Площа вихідних заготовок, м2	L_з=	3				
2	Номери деталей	i=	1	2	3		
3	Довжина деталей, мм	L_{дi}=	0.6561	0.41	0.4049		
4	Задана кількість деталей, шт.	N_{дi}=	24	8	8		
5	Кількість деталей викраиваемых из <u>одной</u> заготовки по различным вариантам раскроев, шт.	N _{дi1} =	3			1.03	<u>4.00</u>
		N _{дi2} =	2	2		0.87	0.00
		N _{дi3} =	2		2	0.88	0.00
		N _{дi4} =	2	1	1	0.87	<u>5.00</u>
		N _{дi5} =	1	4		0.70	0.00
		N _{дi6} =	1	1	3	0.72	0.00
		N _{дi7} =	1	2	2	0.71	0.00
		N _{дi8} =	1		4	0.72	0.00
		N _{дi9} =	1	3	1	0.71	0.00
		N _{дi10} =		6		0.54	0.00
		N _{дi11} =		4	2	0.55	0.00
		N _{дi12} =		2	4	0.56	0.00
		N _{дi13} =		3	3	0.56	0.00
		N _{дi14} =			6	0.57	0.00
		N _{дi15} =		3	3	0.56	<u>1.00</u>
		N _{дi16} =		4		1.36	0.00
		N _{дi17} =			4	1.38	0.00
		N _{дi18} =	2			1.69	<u>1.00</u>
Результати розрахунку:		Позначення	Значення			Цільова функція:	
6	К-ть деталей в розкроюванні, шт.	N_{дiрасч}=	24	8	8	f(x₁, ..., x_n)=L_oΣ → min x₁=N_{з1}, ..., x_n=N_{зн} Система обмежень: N_{дiрасч}=N_{дi} N_{зj} >=0, ціле	
7	Розрахункова к-ть заготовок, шт.	N_{зрасч} =	11				
8	Загальна площа заготовок, м2	L_{зΣ}=	33				
9	Загальна площа відходів, м2	L_oΣ=	11				
10	Частка відходів, %	Ω_o=	32.53%				

Лінійне розкроювання для Варіанту №4

Геометрія №4							
Вихідні дані:		Позначення	Значення			Площа відходів (L_0), мм	Розрахункова к-ть заготовок ($N_{зj}$), шт.
1	Площа вихідних заготовок, м2	$L_{з=}$	3				
2	Номери деталей	$i=$	1	2	3		
3	Довжина деталей, мм	$L_{дi=}$	0.94	0.83	0.037		
4	Задана кількість деталей, шт.	$N_{дi=}$	12	12	16		
5	Кількість деталей <u>выкраиваемых из одной заготовки по различным вариантам раскроев</u> , шт.	$N_{дi1=}$	3			0.17730	0.00
		$N_{дi2=}$	2	1	4	0.14010	0.00
		$N_{дi3=}$	2	1	3	0.17680	<u>4.00</u>
		$N_{дi4=}$	2	1	2	0.21360	0.00
		$N_{дi5=}$	2	1	1	0.25040	0.00
		$N_{дi6=}$	2	1		0.28720	<u>2.00</u>
		$N_{дi7=}$	1	2	5	0.21320	0.00
		$N_{дi8=}$	1	2	4	0.25000	0.00
		$N_{дi9=}$	1	2	3	0.28670	0.00
		$N_{дi10=}$	1	2	2	0.32350	0.00
		$N_{дi11=}$	1	2	1	0.36030	0.00
		$N_{дi12=}$	1	2		0.39710	0.00
		$N_{дi13=}$		3	6	0.28630	0.00
		$N_{дi14=}$		3	5	0.32310	0.00
		$N_{дi15=}$		3	4	0.35990	0.00
		$N_{дi16=}$		3	3	0.39660	0.00
		$N_{дi17=}$		3	2	0.43340	<u>2.00</u>
$N_{дi18=}$		3	1	0.47020	0.00		
$N_{дi19=}$		3		0.50700	0.00		
$N_{дi20=}$		2	16	0.74950	0.00		
Результати розрахунку:		Позначення	Значення			<u>Цільова функція:</u>	
6	К-ть деталей в розкроюванні, шт.	$N_{дiрасч=}$	24	8	8	$f(x_1, \dots, x_n) = L_{0\Sigma} \rightarrow \min$ $x_1 = N_{з1}, \dots, x_n = N_{зн}$ <u>Система обмежень:</u> $N_{дiрасч} = N_{дi}$ $N_{зj} \geq 0$, ціле	
7	Розрахункова к-ть заготовок, шт.	$N_{зрасч=}$	12				
8	Загальна площа заготовок, м2	$L_{з\Sigma=}$	8				
9	Загальна площа відходів, м2	$L_{0\Sigma=}$	24				
10	Частка відходів, %	$\Omega_0=$	2				

Лінійне розкроювання для Варіанту №5

Геометрія №5							
Вихідні дані:		Позначення	Значення			Площа відходів (L_{oj}), мм	Розрахункова к-ть заготовок (N_{зj}), шт.
1	Площа вихідних заготовок, м2	L_з=	3				
2	Номери деталей	i=	1	2	3		
3	Довжина деталей, мм	L_{дi}=	0.53	0.452	0.3729		
4	Задана кількість деталей, шт.	N_{дi}=	12	24	12		
5	Кількість деталей, що викроюють з однієї заготовки для різних варіантів розкроювання, шт.	N _{дi1} =	3			1.41	4.00
		N _{дi2} =	2	1		1.49	0.00
		N _{дi3} =	2		1	1.57	0.00
		N _{дi4} =	1		3	1.35	0.00
		N _{дi5} =	1	1	1	1.65	0.00
		N _{дi6} =	1		2	1.72	0.00
		N _{дi7} =	1	2		1.57	0.00
		N _{дi8} =		4		1.19	4,00
		N _{дi9} =		3	1	1.27	0,00
		N _{дi10} =		2	3	0.98	4,00
		N _{дi11} =		1	4	1.06	0.00
		N _{дi12} =			6	0.76	0.00
		N _{дi13} =				3.00	0.00
		N _{дi14} =				3.00	0.00
		N _{дi15} =				3.00	0.00
		N _{дi16} =				3.00	0.00
		N _{дi17} =				3.00	0.00
		N _{дi18} =				3.00	0.00
		N _{дi19} =				3.00	0.00
		N _{дi20} =				3.00	0.00
		N _{дi21} =				3.00	0.00
		N _{дi22} =				3.00	0.00
		N _{дi23} =				3.00	0.00
		N _{дi24} =				3.00	0.00
		N _{дi25} =				3.00	0.00
				26	3		

Таблиця Г.5. Продовження

5	Кількість деталей, що викроюють з однієї заготовки для різних варіантів розкроювання, шт.	27				3.00	0.00
		28				3.00	0.00
		29				3.00	0.00
		30				3.00	0.00
Результати розрахунку:		Позначення	Значення			Цільова функція:	
6	К-ть деталей в розкроюванні, шт.	$N_{дiрасч} =$	12	24	12	$f(x_1, \dots, x_n) = L_{o\Sigma} \rightarrow \min$ $x_1 = N_{з1}, \dots, x_n = N_{зн}$ Система обмежень: $N_{дiрасч} = N_{дi}$ $N_{зj} \geq 0$, ціле	
7	Розрахункова к-ть заготовок, шт.	$N_{зрасч} =$	12				
8	Загальна площа заготовок, м ²	$L_{з\Sigma} =$	36				
9	Загальна площа відходів, м ²	$L_{o\Sigma} =$	14				
10	Частка відходів, %	$\Omega_0 =$	39.77%				

ДОДАТОК Д. Результати визначення сил продавливання (до Розділу 3)

Таблиця Д.1

№	Розмір, мм	T, мм	Клас бетону	d	bw	Asl	pl	fek	fcd	CRd,c	j,c	k	v	k1	Vmin	VRd,c	VRd,max	VEd,σ 100	VEd,σ 200	VEd,σ 300
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
1	500	30	C12/15	30	500	70.6	0.0047	11	8.5	0.13846	1.3	2	0.5736	0.1	0.32833	0.43961	2.4378	8.44056	13.716	18.991
2	500	30	C16/20	30	500	70.6	0.0047	15	11.5	0.13846	1.3	2	0.564	0.1	0.38341	0.48622	3.243	9.33535	15.170	21.005
3	500	30	C20/25	30	500	70.6	0.0047	18.5	14.5	0.13846	1.3	2	0.5556	0.1	0.42579	0.52527	4.0281	10.0853	16.389	22.692
4	500	30	C25/30	30	500	70.6	0.0047	22	17	0.13846	1.3	2	0.5472	0.1	0.46433	0.55388	4.6512	10.6344	17.281	23.927
5	500	30	C30/35	30	500	70.6	0.0047	25.5	19.5	0.13846	1.3	2	0.5388	0.1	0.49990	0.57980	5.2533	11.1321	18.090	25.047
6	500	30	C32/40	30	500	70.6	0.0047	29	22	0.13846	1.3	2	0.5304	0.1	0.53310	0.60358	5.8344	11.5888	18.832	26.0748
7	500	40	C12/15	40	500	84.72	0.0042	11	8.5	0.13846	1.3	2	0.5736	0.1	0.32833	0.42444	2.4378	12.2239	19.015	25.806
8	500	40	C16/20	40	500	84.72	0.0042	15	11.5	0.13846	1.3	2	0.564	0.1	0.38341	0.46944	3.243	13.520	21.031	28.542
9	500	40	C20/25	40	500	84.72	0.0042	18.5	14.5	0.13846	1.3	2	0.5556	0.1	0.42579	0.50715	4.0281	14.6058	22.720	30.835
10	500	40	C25/30	40	500	84.72	0.0042	22	17	0.13846	1.3	2	0.5472	0.1	0.46433	0.53476	4.6512	15.4012	23.957	32.514
11	500	40	C30/35	40	500	84.72	0.0042	25.5	19.5	0.13846	1.3	2	0.5388	0.1	0.49990	0.55979	5.2533	16.1219	25.078	34.035
12	500	40	C32/40	40	500	84.72	0.0042	29	22	0.13846	1.3	2	0.5304	0.1	0.53310	0.58275	5.8344	16.7833	26.107	35.431
13	500	50	C12/15	50	500	84.72	0.0034	11	8.5	0.13846	1.3	2	0.5736	0.1	0.32833	0.39402	2.4378	15.7606	23.641	31.521
14	500	50	C16/20	50	500	84.72	0.0034	15	11.5	0.13846	1.3	2	0.564	0.1	0.38341	0.43579	3.243	17.4315	26.147	34.863
15	500	50	C20/25	50	500	84.72	0.0034	18.5	14.5	0.13846	1.3	2	0.5556	0.1	0.42579	0.47079	4.0281	18.8317	28.248	37.663
16	500	50	C25/30	50	500	84.72	0.0034	22	17	0.13846	1.3	2	0.5472	0.1	0.46433	0.49643	4.6512	19.8572	29.786	39.714
17	500	50	C30/35	50	500	84.72	0.0034	25.5	19.5	0.13846	1.3	2	0.5388	0.1	0.49990	0.51966	5.2533	20.7864	31.180	41.573
18	500	50	C32/40	50	500	84.72	0.0034	29	22	0.13846	1.3	2	0.5304	0.1	0.53310	0.54098	5.8344	21.6392	32.459	43.278
19	600	30	C12/15	30	600	84.72	0.0047	11	8.5	0.13846	1.3	2	0.5736	0.1	0.32833	0.43961	2.4378	7.46127	12.125	16.788
20	600	30	C16/20	30	600	84.72	0.0047	15	11.5	0.13846	1.3	2	0.564	0.1	0.38341	0.48622	3.243	8.25225	13.410	18.568
21	600	30	C20/25	30	600	84.72	0.0047	18.5	14.5	0.13846	1.3	2	0.5556	0.1	0.42579	0.52527	4.0281	8.91516	14.487	20.059
22	600	30	C25/30	30	600	84.72	0.0047	22	17	0.13846	1.3	2	0.5472	0.1	0.46433	0.55388	4.6512	9.40061	15.276	21.151

Таблиця Д.1. Продовження

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
23	600	30	C30/35	30	600	84.72	0.0047	25.5	19.5	0.13846	1.3	2	0.5388	0.1	0.49990	0.57980	5.2533	9.84051	15.991	22.141
24	600	30	C32/40	30	600	84.72	0.0047	29	22	0.13846	1.3	2	0.5304	0.1	0.53310	0.60358	5.8344	10.24426	16.647	23.050
25	600	40	C12/15	40	600	98.84	0.0041	11	8.5	0.13846	1.3	2	0.5736	0.1	0.32833	0.42047	2.4378	10.70467	16.652	22.600
26	600	40	C16/20	40	600	98.84	0.0041	15	11.5	0.13846	1.3	2	0.564	0.1	0.38341	0.46505	3.243	11.8395	18.417	24.994
27	600	40	C20/25	40	600	98.84	0.0041	18.5	14.5	0.13846	1.3	2	0.5556	0.1	0.42579	0.50241	4.0281	12.79056	19.896	27.002
28	600	40	C25/30	40	600	98.84	0.0041	22	17	0.13846	1.3	2	0.5472	0.1	0.46433	0.52976	4.6512	13.48704	20.980	28.473
29	600	40	C30/35	40	600	98.84	0.0041	25.5	19.5	0.13846	1.3	2	0.5388	0.1	0.49990	0.55455	5.2533	14.1182	21.962	29.805
30	600	40	C32/40	40	600	98.84	0.0041	29	22	0.13846	1.3	2	0.5304	0.1	0.53310	0.57731	5.8344	14.69742	22.863	31.028
31	600	50	C12/15	50	600	98.84	0.0033	11	8.5	0.13846	1.3	2	0.5736	0.1	0.32833	0.39033	2.4378	13.80185	20.703	27.604
32	600	50	C16/20	50	600	98.84	0.0033	15	11.5	0.13846	1.3	2	0.564	0.1	0.38341	0.43171	3.243	7.15315	11.624	16.095
33	600	50	C20/25	50	600	98.84	0.0033	18.5	14.5	0.13846	1.3	2	0.5556	0.1	0.42579	0.46639	4.0281	16.4913	24.737	32.983
34	600	50	C25/30	50	600	98.84	0.0033	22	17	0.13846	1.3	2	0.5472	0.1	0.46433	0.49179	4.6512	17.3892	26.084	34.778
35	600	50	C30/35	50	600	98.84	0.0033	25.5	19.5	0.13846	1.3	2	0.5388	0.1	0.49990	0.51480	5.2533	18.2030	27.304	36.406
36	600	50	C32/40	50	600	98.84	0.0033	29	22	0.13846	1.3	2	0.5304	0.1	0.53310	0.53592	5.8344	18.9498	28.425	37.900
37	800	30	C12/15	30	800	112.96	0.0047	11	8.5	0.13846	1.3	2	0.5736	0.1	0.32833	0.43961	2.4378	6.58775	10.705	14.822
38	800	30	C16/20	30	800	112.96	0.0047	15	11.5	0.13846	1.3	2	0.564	0.1	0.38341	0.48621	3.243	7.28613	11.840	16.394
39	800	30	C20/25	30	800	112.96	0.0047	18.5	14.5	0.13846	1.3	2	0.5556	0.1	0.42579	0.52527	4.0281	7.87143	12.791	17.711
40	800	30	C25/30	30	800	112.96	0.0047	22	17	0.13846	1.3	2	0.5472	0.1	0.46433	0.55388	4.6512	8.30005	13.488	18.675
41	800	30	C30/35	30	800	112.96	0.0047	25.5	19.5	0.13846	1.3	2	0.5388	0.1	0.49990	0.57980	5.2533	8.68845	14.119	19.549
42	800	30	C32/40	30	800	112.96	0.0047	29	22	0.13846	1.3	2	0.5304	0.1	0.53310	0.60358	5.8344	10.42298	16.214	22.004
43	800	40	C12/15	40	800	127.08	0.004	11	8.5	0.13846	1.3	2	0.5736	0.1	0.32833	0.41541	2.4378	9.33755	14.525	19.713
44	800	40	C16/20	40	800	127.08	0.004	15	11.5	0.13846	1.3	2	0.564	0.1	0.38341	0.45945	3.243	10.3274	16.065	21.802
45	800	40	C20/25	40	800	127.08	0.004	18.5	14.5	0.13846	1.3	2	0.5556	0.1	0.42579	0.49635	4.0281	11.1571	17.355	23.554
46	800	40	C25/30	40	800	127.08	0.004	22	17	0.13846	1.3	2	0.5472	0.1	0.46433	0.52338	4.6512	10.8255	16.238	21.651
47	800	40	C30/35	40	800	127.08	0.004	25.5	19.5	0.13846	1.3	2	0.5388	0.1	0.49990	0.54787	5.2533	12.3151	19.157	25.999
48	800	40	C32/40	40	800	127.08	0.004	29	22	0.13846	1.3	2	0.5304	0.1	0.53310	0.57035	5.8344	12.8204	19.943	27.065

Таблица Д.1. Продолжения

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
49	800	50	C12/15	50	800	127.08	0.0032	11	8.5	0.13846	1.3	2	0.5736	0.1	0.32833	0.38563	2.4378	12.33195	18.498	24.664
50	800	50	C16/20	50	800	127.08	0.0032	15	11.5	0.13846	1.3	2	0.564	0.1	0.38341	0.42651	3.243	13.31548	19.973	26.6301
51	800	50	C20/25	50	800	127.08	0.0032	18.5	14.5	0.13846	1.3	2	0.5556	0.1	0.42579	0.46077	4.0281	14.38513	21.578	28.770
52	800	50	C25/30	50	800	127.08	0.0032	22	17	0.13846	1.3	2	0.5472	0.1	0.46433	0.48586	4.6512	15.1684	22.753	30.337
53	800	50	C30/35	50	800	127.08	0.0032	25.5	19.5	0.13846	1.3	2	0.5388	0.1	0.49990	0.50860	5.2533	12.90903	19.363	25.818
54	800	50	C32/40	50	800	127.08	0.0032	29	22	0.13846	1.3	2	0.5304	0.1	0.53310	0.53310	5.8344	16.64325	24.965	33.287
55	1000	30	C12/15	30	1000	141.2	0.0047	11	8.5	0.13846	1.3	2	0.5736	0.1	0.32833	0.43961	2.4378	6.19491	10.067	13.939
56	1000	30	C16/20	30	1000	141.2	0.0047	15	11.5	0.13846	1.3	2	0.564	0.1	0.38341	0.48622	3.243	13.7023	20.553	27.405
57	1000	30	C20/25	30	1000	141.2	0.0047	18.5	14.5	0.13846	1.3	2	0.5556	0.1	0.42579	0.52527	4.0281	11.9659	18.614	25.261
58	1000	30	C25/30	30	1000	141.2	0.0047	22	17	0.13846	1.3	2	0.5472	0.1	0.46433	0.55388	4.6512	7.80509	12.683	17.561
59	1000	30	C30/35	30	1000	141.2	0.0047	25.5	19.5	0.13846	1.3	2	0.5388	0.1	0.49990	0.57980	5.2533	8.17034	13.277	18.383
60	1000	30	C32/40	30	1000	141.2	0.0047	29	22	0.13846	1.3	2	0.5304	0.1	0.53310	0.60358	5.8344	5.99862	9.748	13.497
61	1000	40	C12/15	40	1000	155.32	0.0039	11	8.5	0.13846	1.3	2	0.5736	0.1	0.32833	0.41231	2.4378	8.39622	13.061	17.725
62	1000	40	C16/20	40	1000	155.32	0.0039	15	11.5	0.13846	1.3	2	0.564	0.1	0.38341	0.45602	3.243	10.0122	15.575	21.137
63	1000	40	C20/25	40	1000	155.32	0.0039	18.5	14.5	0.13846	1.3	2	0.5556	0.1	0.42579	0.49265	4.0281	10.4134	16.199	21.984
64	1000	40	C25/30	40	1000	155.32	0.0039	22	17	0.13846	1.3	2	0.5472	0.1	0.46433	0.51947	4.6512	10.9805	17.081	23.181
65	1000	40	C30/35	40	1000	155.32	0.0039	25.5	19.5	0.13846	1.3	2	0.5388	0.1	0.49990	0.54378	5.2533	9.78787	14.682	19.576
66	1000	40	C32/40	40	1000	155.32	0.0039	29	22	0.13846	1.3	2	0.5304	0.1	0.53310	0.56610	5.8344	11.6951	17.543	23.390
67	1000	50	C12/15	50	1000	155.32	0.0031	11	8.5	0.13846	1.3	2	0.5736	0.1	0.32833	0.38275	2.4378	11.2368	16.855	22.474
68	1000	50	C16/20	50	1000	155.32	0.0031	15	11.5	0.13846	1.3	2	0.564	0.1	0.38341	0.42333	3.243	15.8785	23.817	31.756
69	1000	50	C20/25	50	1000	155.32	0.0031	18.5	14.5	0.13846	1.3	2	0.5556	0.1	0.42579	0.45733	4.0281	8.71520	13.557	18.399
70	1000	50	C25/30	50	1000	155.32	0.0031	22	17	0.13846	1.3	2	0.5472	0.1	0.46433	0.48224	4.6512	14.15744	21.236	28.315
71	1000	50	C30/35	50	1000	155.32	0.0031	25.5	19.5	0.13846	1.3	2	0.5388	0.1	0.49990	0.50480	5.2533	14.81995	22.230	29.640
72	1000	50	C32/40	50	1000	155.32	0.0031	29	22	0.13846	1.3	2	0.5304	0.1	0.53310	0.53310	5.8344	13.4263	20.140	26.853
73	1200	30	C12/15	30	1200	169.44	0.0047	11	8.5	0.13846	1.3	2	0.5736	0.1	0.32833	0.43961	2.4378	5.42365	8.813	12.203
74	1200	30	C16/20	30	1200	169.44	0.0047	15	11.5	0.13846	1.3	2	0.564	0.1	0.38341	0.48622	3.243	7.44663	12.101	16.755

Таблиця Д.1. Кінець

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
75	1200	30	C20/25	30	1200	169.44	0.0047	18.5	14.5	0.13846	1.3	2	0.5556	0.1	0.42579	0.52527	4.0281	6.48050	10.531	14.581
76	1200	30	C25/30	30	1200	169.44	0.0047	22	17	0.13846	1.3	2	0.5472	0.1	0.46433	0.55388	4.6512	9.07070	14.110	19.149
77	1200	30	C30/35	30	1200	169.44	0.0047	25.5	19.5	0.13846	1.3	2	0.5388	0.1	0.49990	0.57980	5.2533	11.7646	18.300	24.836
78	1200	30	C32/40	30	1200	169.44	0.0047	29	22	0.13846	1.3	2	0.5304	0.1	0.53310	0.60358	5.8344	7.40203	12.028	16.655
79	1200	40	C12/15	40	1200	183.56	0.0038	11	8.5	0.13846	1.3	2	0.5736	0.1	0.32833	0.41021	2.4378	7.59144	11.809	16.026
80	1200	40	C16/20	40	1200	183.56	0.0038	15	11.5	0.13846	1.3	2	0.564	0.1	0.38341	0.45370	3.243	9.63911	14.994	20.349
81	1200	40	C20/25	40	1200	183.56	0.0038	18.5	14.5	0.13846	1.3	2	0.5556	0.1	0.42579	0.49015	4.0281	12.4280	18.642	24.856
82	1200	40	C25/30	40	1200	183.56	0.0038	22	17	0.13846	1.3	2	0.5472	0.1	0.46433	0.51684	4.6512	9.56462	14.878	20.1920
83	1200	40	C30/35	40	1200	183.56	0.0038	25.5	19.5	0.13846	1.3	2	0.5388	0.1	0.49990	0.54102	5.2533	15.6508	23.476	31.302
84	1200	40	C32/40	40	1200	183.56	0.0038	29	22	0.13846	1.3	2	0.5304	0.1	0.53310	0.56322	5.8344	6.83337	11.104	15.375
85	1200	50	C12/15	50	1200	183.56	0.0031	11	8.5	0.13846	1.3	2	0.5736	0.1	0.32832	0.38081	2.4378	15.26501	22.898	30.530
86	1200	50	C16/20	50	1200	183.56	0.0031	15	11.5	0.13846	1.3	2	0.564	0.1	0.38341	0.42118	3.243	9.04493	14.698	20.351
87	1200	50	C20/25	50	1200	183.56	0.0031	18.5	14.5	0.13846	1.3	2	0.5556	0.1	0.42579	0.45501	4.0281	12.0392	18.059	24.078
88	1200	50	C25/30	50	1200	183.56	0.0031	22	17	0.13846	1.3	2	0.5472	0.1	0.46433	0.47979	4.6512	6.85164	11.134	15.416
89	1200	50	C30/35	50	1200	183.56	0.0031	25.5	19.5	0.13846	1.3	2	0.5388	0.1	0.49990	0.50224	5.2533	8.50555	13.822	19.137
90	1200	50	C32/40	50	1200	183.56	0.0031	29	22	0.13846	1.3	2	0.5304	0.1	0.53310	0.53310	5.8344	11.4943	17.880	24.266

**ДОДАТОК Є. Графіки визначення граничної сили продавлювання
для різних класів бетону**

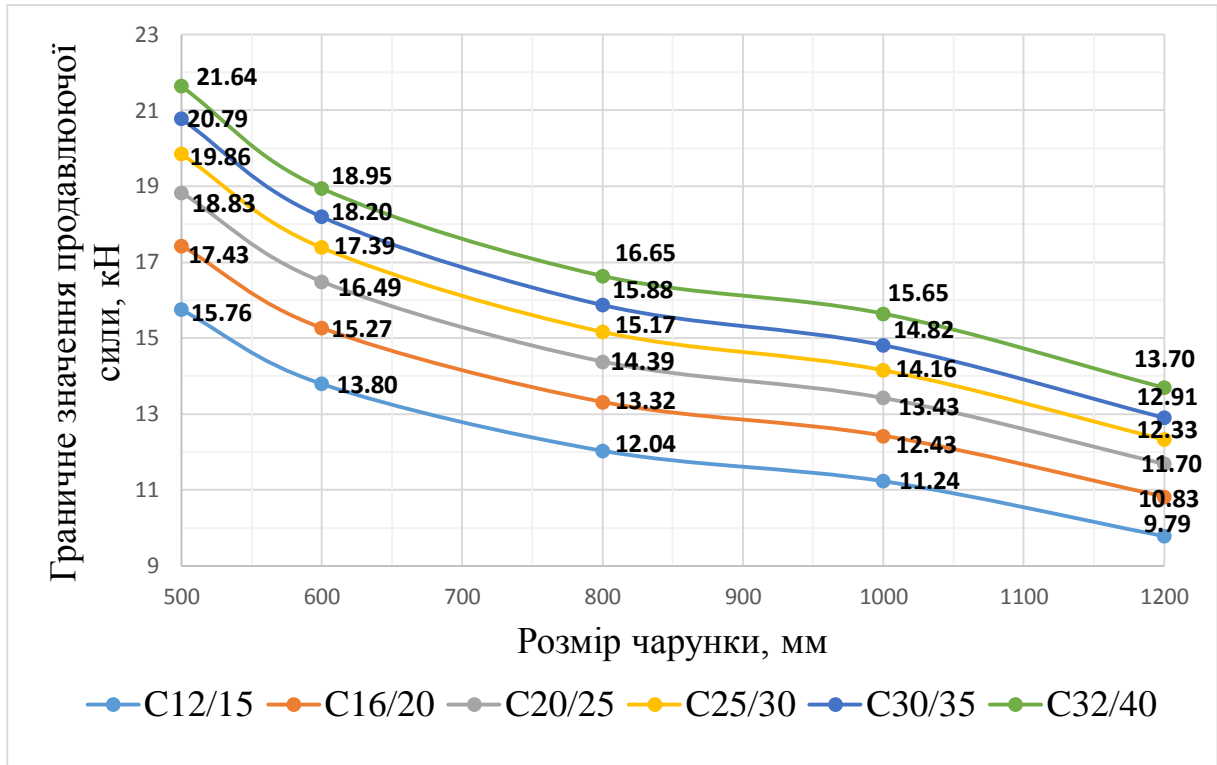


Рис. Є.1. Залежність продавлюючої сили від розміру чарунки при товщині обшивки 50 мм та штампі 100мм

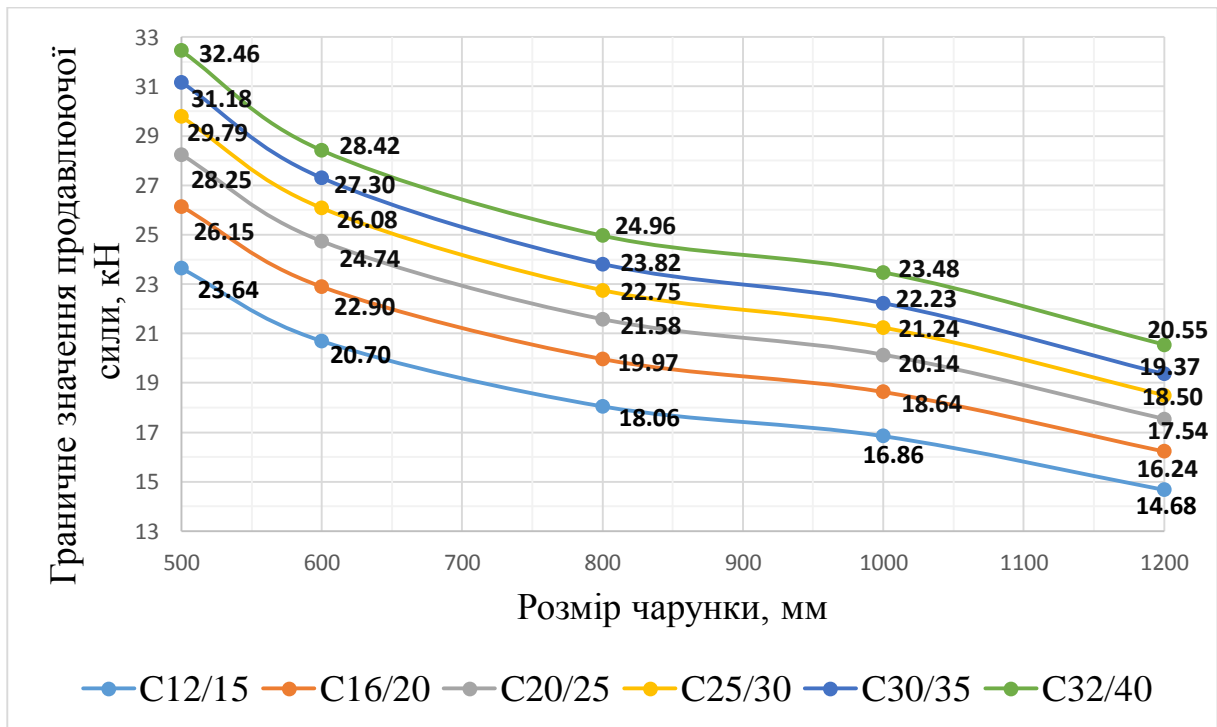


Рис. Є.2. Залежність продавлюючої сили від розміру чарунки при товщині обшивки 50 мм та штампі 200мм

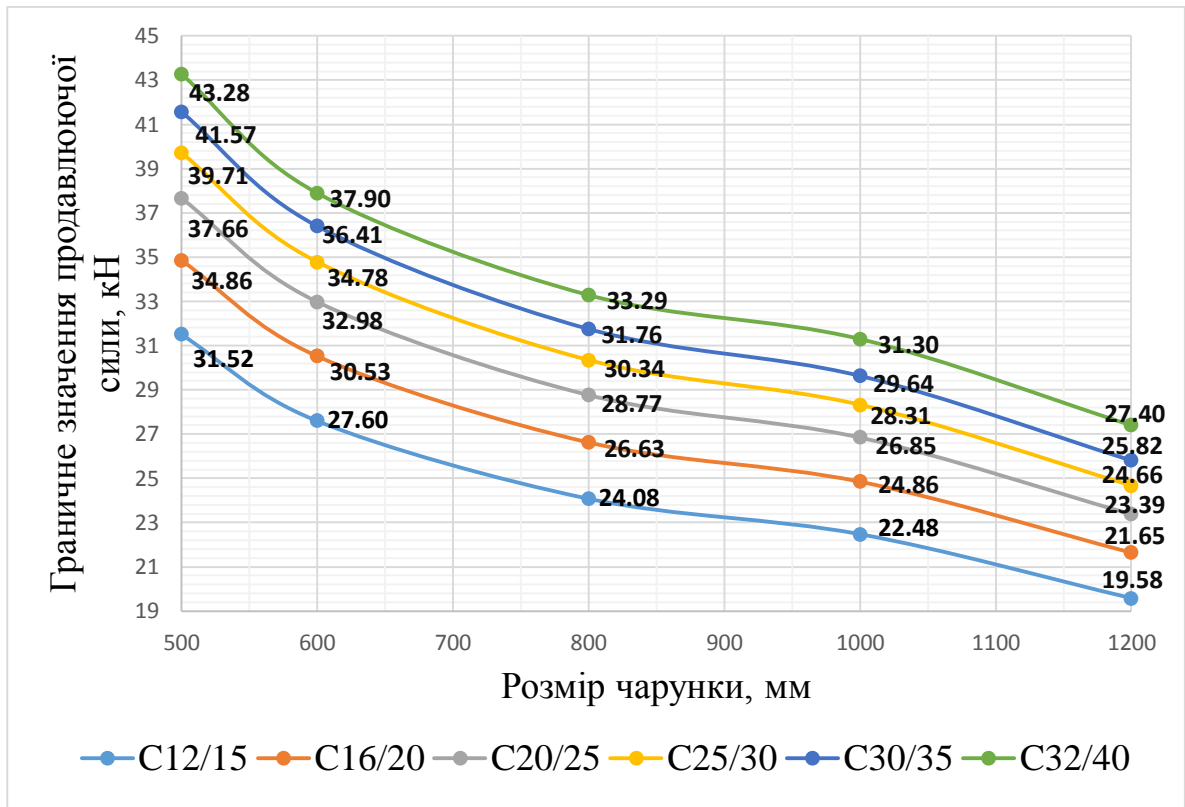


Рис. Є.3. Залежність продавлюючої сили від розміру чарунки при товщині обшивки 50 мм та штампі 300мм

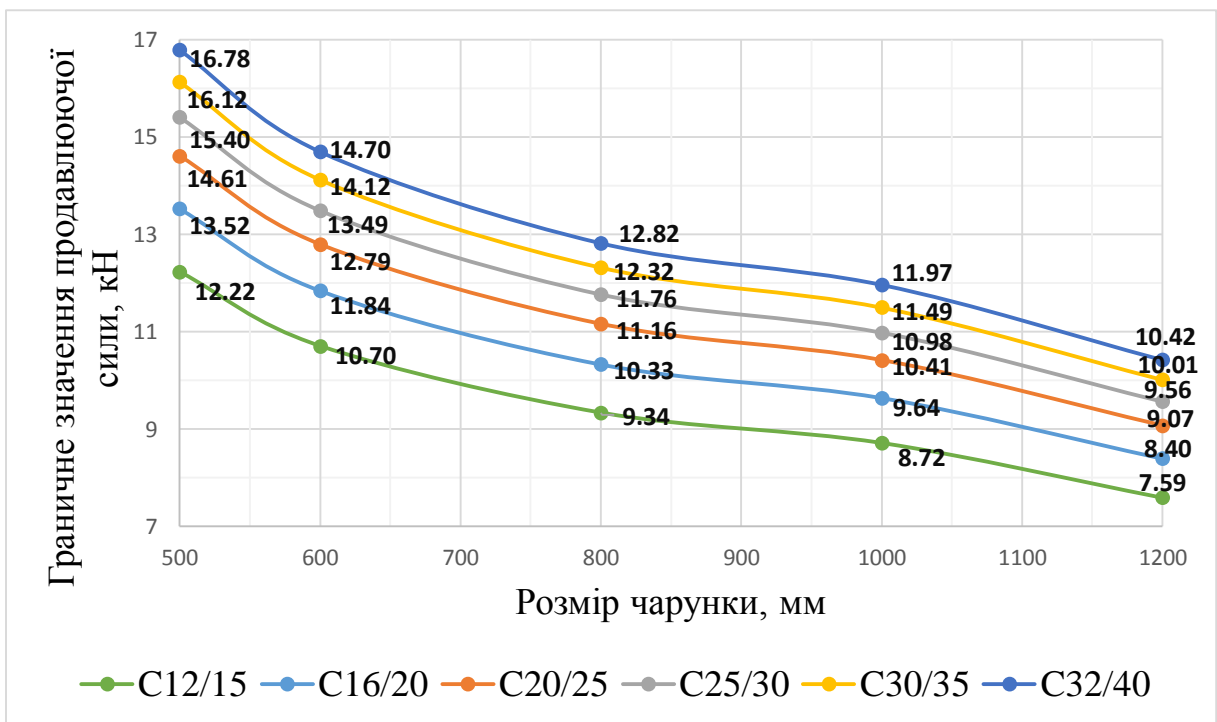


Рис. Є.4. Залежність продавлюючої сили від розміру чарунки при товщині обшивки 40 мм та штампі 100мм

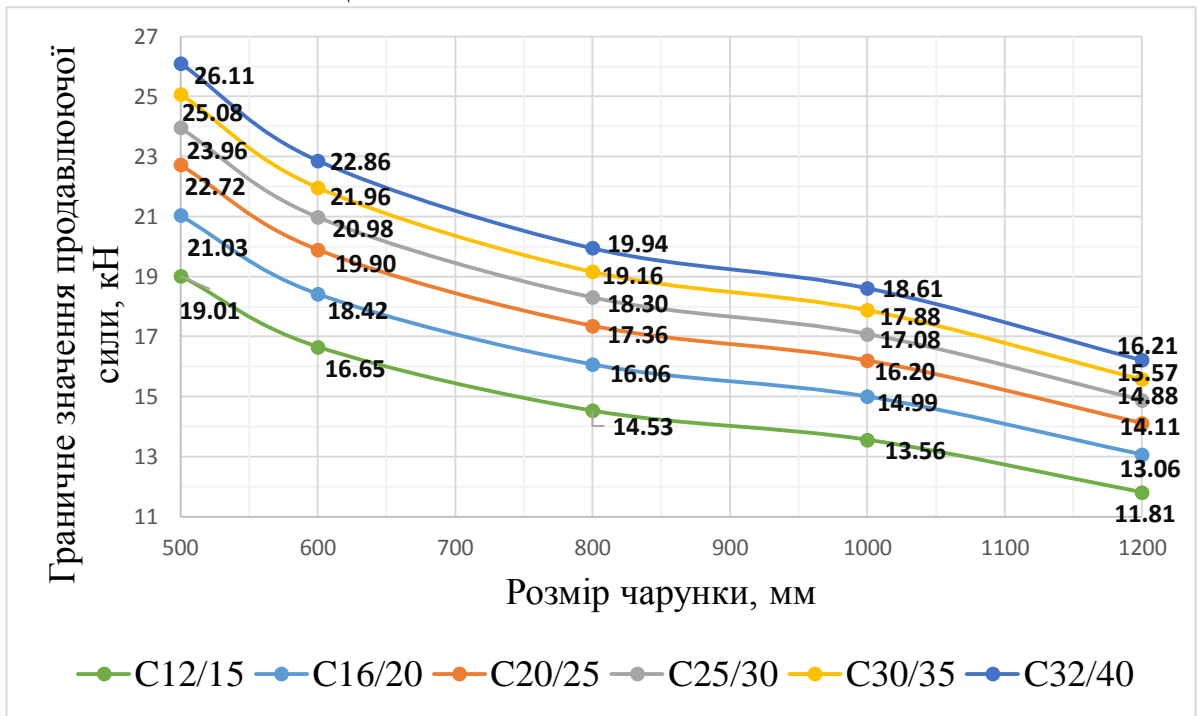


Рис. Є.5. Залежність продавлюючої сили від розміру чарунки при товщині обшивки 40 мм та штампі 200мм

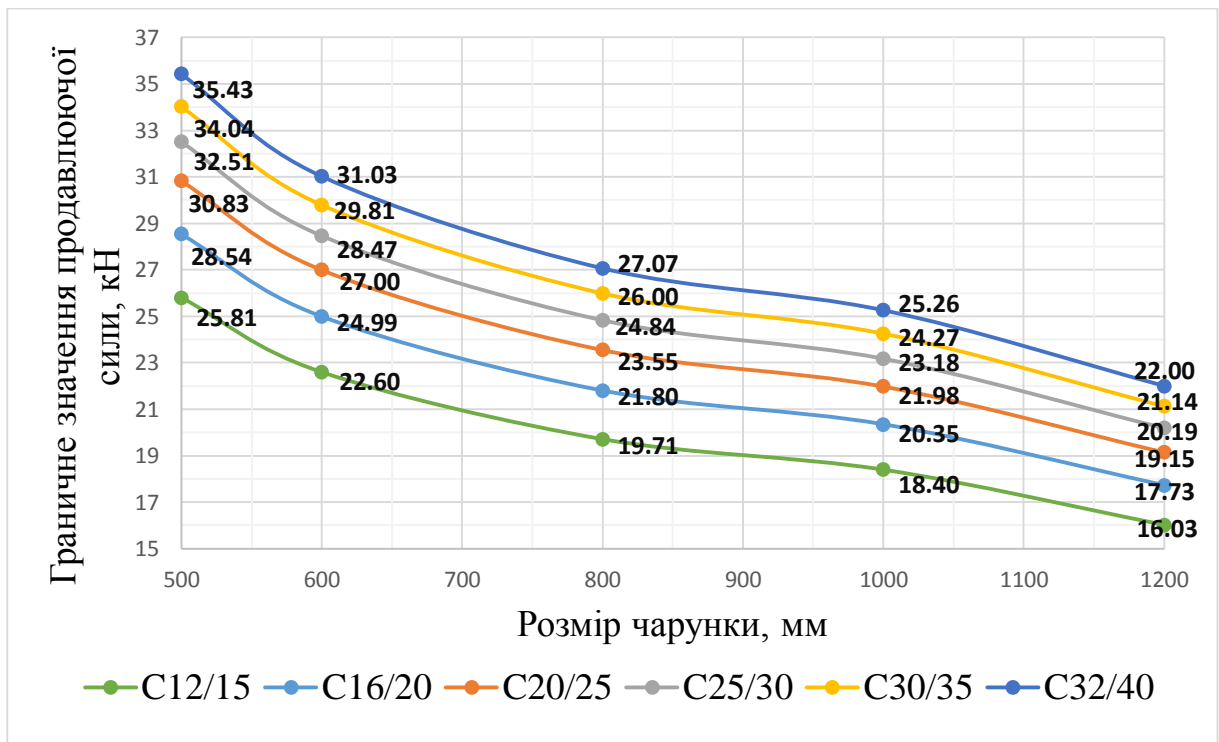


Рис. Є.6. Залежність продавлюючої сили від розміру чарунки при товщині обшивки 40 мм та штампі 300мм

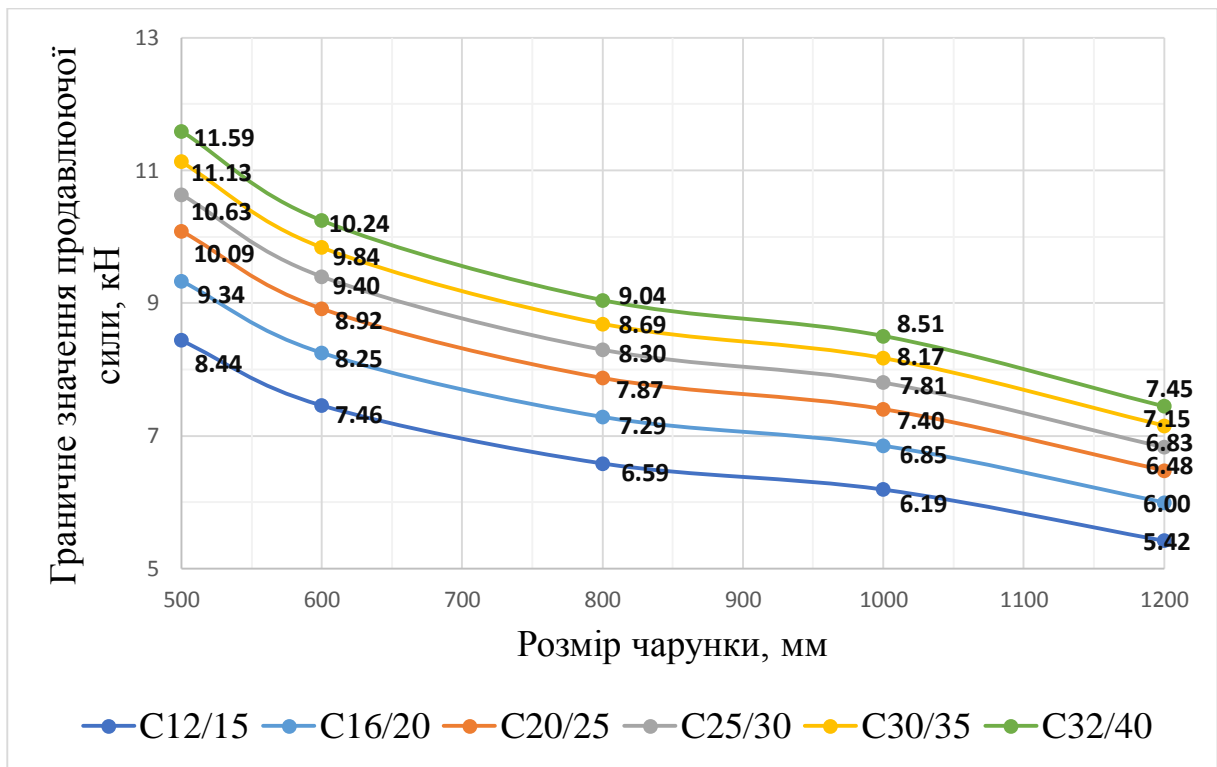


Рис. Є.7. Залежність продавлюючої сили від розміру чарунки при товщині обшивки 30 мм та штампі 100мм

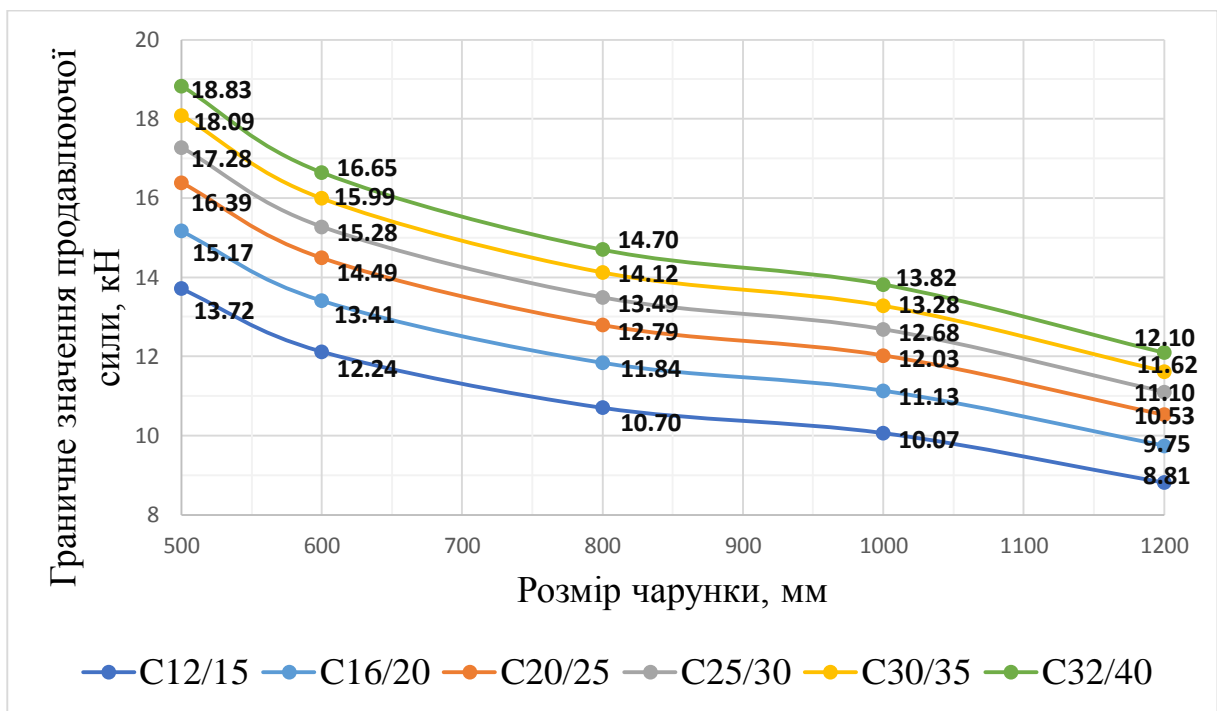


Рис. Є.8. Залежність продавлюючої сили від розміру чарунки при товщині обшивки 30 мм та штампі 200мм

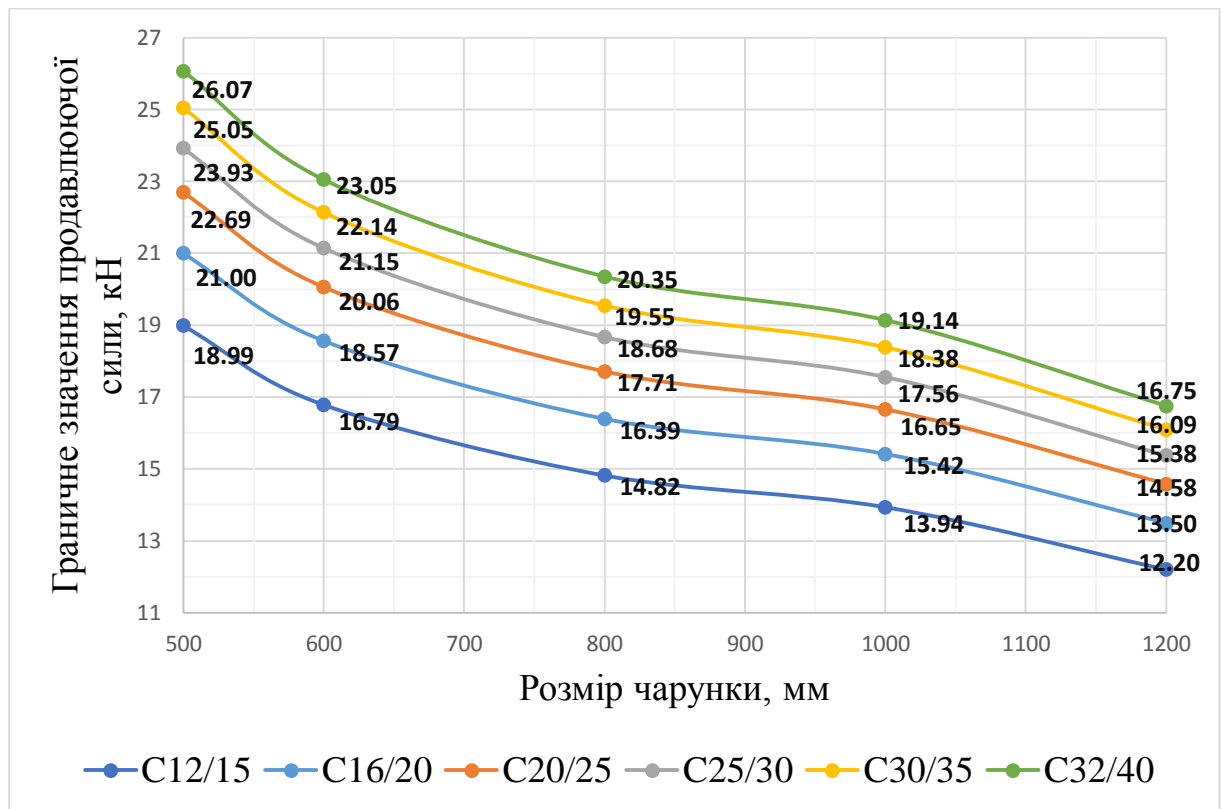


Рис. Є.9. Залежність продавлюючої сили від розміру чарунки при товщині обшивки 30 мм та штампі 300мм

ДОДАТОК Ж. Результати досліджень складу самоущільнюваної бетонної суміші

Всі дослідження проводилися в лабораторії, що функціонує на базі ділянки залізобетонних виробів ТДВ «Житлобуд-2» в м.Харкові. Для підбору складу СУБ були використані наступні матеріали:

- портландцемент ПЦ II/A-III-400Р ПАТ «Євроцемент-Україна», Харківська обл., м. Балаклія;
- мінеральна добавка (МД) шлак гранульований мелений вищого сорту (1-40 мікрон, питома поверхня 4-5 тис. м²/г) і 1-го сорту виробництва "Innotek Bud", м. Харків;
- дрібний заповнювач – пісок ПАТ «Кременчуцький річковий порт», м. Кременчук та АТ «Харківське кар'єроуправління» (табл. Ж.1 і Ж.2);
- великий заповнювач – щебінь фр. 5-10 мм з кар'єру ВАТ «Новополтавський кар'єр» Запорізька обл. і фр. 5-20 мм з кар'єра «Трудове кар'єроуправління», Запорізька обл. (табл. Ж.3);
- суперпластифікатори на основі полікарбоксильного ефіру – добавка Stacheplast 156 фірми STACHEMA, Muraplast FK 59 фірми MC-Bauchemie і добавка MasterGlenium 116 фірми BASF.

Фізико-механічні характеристики деяких матеріалів наведені в таблицях Ж.1 – Ж.3.

Таблиця Ж.1

Фізико-механічні властивості піску

№	Найменування характеристики	Один. вим.	Значення	
			Пісок №1	Пісок №2
1	Модуль крупності піску	%	1.6	0.9
2	Насипна щільність	кг/м ³	1300	1360
3	Вміст глини в грудках	%	-	-
4	Зміст пилюватих і глинистих часток	%	0.3	1.5
5	Середня щільність зерен	г/см ³	2.6	2.6
6	Вологість	%	4.0	4.5

Зерновий склад піску

Діаметр сит (Пісок №1):	5.0	2.5	1.25	0.63	0.315	0.16	<0.16
Ч.з., %	-	-	0.6	4.1	52.0	38.6	4,7
П.з., %	-	-	0.6	4.7	56.7	95.3	100
Діаметр сит (Пісок №2):	5.0	2.5	1.25	0.63	0.315	0.16	<0.16
Ч.з., %	-	-	0.1	0.1	17.8	57.7	24.3
П.з., %	-	-	0.1	0.2	18.0	75.7	100

Фізико-механічні властивості щебеню

№	Найменування характеристики	Один. вим.	Значення	
			фр. 5-10	фр. 5-20
1	Вміст зерен пластинчастої та голчастої форми	%	17	20
2	Вміст пилюватих і глинистих часток	%	0.7	0.5
3	Вміст зерен слабких порід	%	2.6	5.0
4	Марка за подрібнюваністю	-	1200	1200
5	Насипна щільність	кг/м ³	1310	1360
6	Марка за морозостійкістю	-	300	300

Одним з головних компонентів для отримання СУБ є суперпластифікатори на основі полікарбоксільного ефіру. Коригування властивостей бетонної суміші при проектуванні її складу рекомендується проводити шляхом зміни витрати суперпластифікатора. У зв'язку з чим, проводилися консультації з представниками фірм-виробників, а на підставі їх інформації вибиралися найбільш прийнятні діапазони застосування добавок для отримання СУБ. При підборі складів встановлені оптимальні значення для кожної добавки стосовно до даних кам'яних матеріалів і цементу. При цьому, при меншому дозуванні добавки від запропонованої спостерігалися розшарування бетонних сумішей за рахунок «надлишкової» води і водовідділення. При високому дозуванні добавки (1.5-2.0%) відбувалося збільшення в'язкості бетонної суміші, що призводить до зростання часу

досягнення діаметра розпливання 500 мм і до значної різниці в діаметрі розпливання конуса без і з блокувальним кільцем (25-30 мм).

Застосування в складі бетонної суміші мінеральної добавки другого сорту призвело до різкого зниження міцності на стиск (табл. Ж.4). Високий вміст мінеральної добавки (47% по відношенню до цементу) призвів до підвищення в'язкості суміші і зниження величини розпливання конуса (не більше 50-55 см), а час досягнення діаметра розпливання 500 мм склав від 6 до 15 сек. Найбільш оптимальним виявилось співвідношення мінеральної добавки 20% від маси цементу, крім цього досліджувався вплив розміру фракції щебеню на отримання СУБ (табл. Ж.5).

Таблиця Ж.4

Склади (на 1 м³ бетону) і міцність бетону

№ складу Компоненти	Склад №1.1	Склад №1.2	Склад №1.3	Склад №1.4	Склад №1.5	Склад №1.6
Цемент	440	300	300	440	300	300
МД вищий сорт	-	140	-	-	140	-
МД другий сорт	-	-	140	-	-	140
Пісок $M_{кр}=1,6$	670	850	850	670	850	850
Щебінь фр. 5-20	1140	850	850	1140	850	850
Добавка	1 % SP156	1 % SP156	1 % SP156	1 % MG116	1 % MG116	1 % MG116
Вода	166	214	221	175	200	226
В/(Ц+МД)	0.38	0.49	0.50	0.40	0.45	0.51
ОК, см	23	-	-	23.5	-	-
В'язкість, T_{500} , сек	-	15	10	-	6	8
$f_{cm,cube}$, МПа, (5 діб)	40.2	30.0	10,5	34.2	33.6	10.8
$f_{cm,cube}$, МПа, (28 діб)	59.3	48.5	24.4	51.7	51.0	25.0

Процедура визначення розпливання конуса для бетонних сумішей представлена на рис. Ж.1.

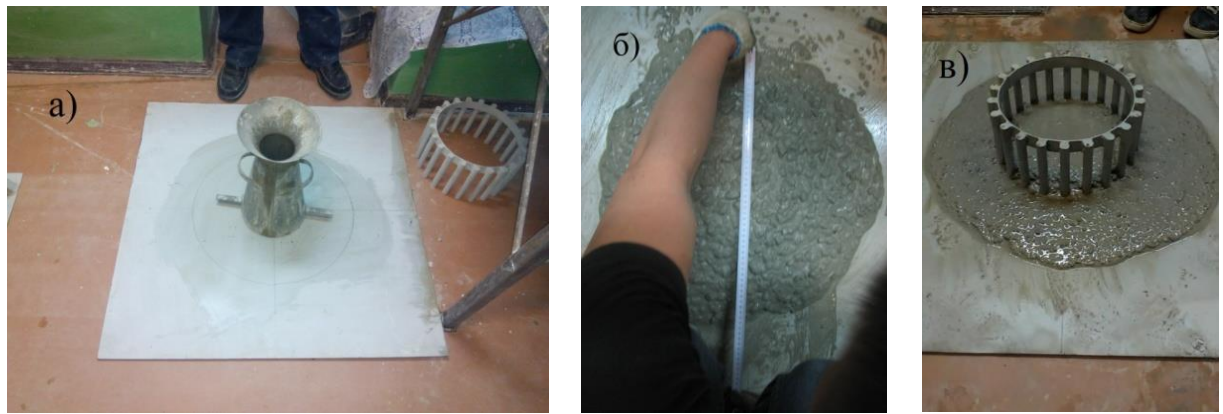


Рис. Ж.1. Проведення випробувань самоущільнюваної бетонної суміші для визначення легкоукладальності: а) прилади для випробування; б) вимір діаметра розпливання конуса; в) розплив бетонної суміші через блокувальне кільце

Таблиця Ж.5

Склади (на 1 м³ бетону) і міцність бетону

№ складу Компоненти	Склад №2.1	Склад №2.2	Склад №2.3	Склад №2.4	Склад №2.5	Склад №2.6	Склад №2.7
Цемент	440	366	366	390	366	366	390
МД вищий сорт	-	74	74	78	74	74	78
П Мкр=1,6	670	950	950	840	950	950	840
Щ фр. 5-10	-	-	-	-	950	950	840
Щ фр. 5-20	1140	950	950	840	-	-	-
Добавка	1 % SP156	1 % SP156	1,5 % SP156	1 % SP156	1 % SP156	1,5 % SP156	1 % SP156
Вода	180	223	203	212	230	219	200
V/(Ц+МД)	0.41	0.51	0.47	0.42	0.52	0.50	0.43
В'язкість, T ₅₀₀ , сек	6	6	15	6	4	3	2
РК, см	58	58	56	58	63	68	67.5
f _{cm,cube} , МПа, (5 діб)	25.6	26.0	28.4	33.7	23.6	24.1	33.0
f _{cm,cube} , МПа, (28 діб)	39.7	42.2	47.5	49.8	38.9	41.7	45.6

Відповідно до нормативних документів, орієнтовна витрата мінеральної добавки у вигляді гранульованого доменного шлаку становить 30-50% від маси цементу. В ході підбору складу самоущільнюваної бетонної суміші витрата мінеральної добавки приймалася рівною 50%, 30% і 20% по відношенню до витрати цементу. Найбільш оптимальним виявилось співвідношення 20%, тому що при більшому співвідношенні уповільнювалося тужавіння бетонної суміші, що збільшувало ризик розшарування, а також

різко збільшувало витрату води ($V / (Ц + МД) = 0.51-0.55$). При цьому розплив конуса не перевищував 500-550 мм, а час досягнення діаметру розпливання 500 мм становив 15-20 сек.

Для забезпечення вимог до СУБ за здатністю бетонної суміші долати перешкоди (L-подібний ящик з трьома арматурними стрижнями, див. рис. Ж.2) було збільшено вміст цементного тіста (цемент + мінеральна добавка) з 400 кг/м^3 до 480 кг/м^3 , що відповідає рекомендаціям $450-600 \text{ кг/м}^3$.

В ході дослідження стала очевидною неможливість приготування складу СУБ із застосуванням крупного заповнювача у вигляді щебеню фракції 5-20 мм, тому що співвідношення фракцій 5-10 і 10-20 мм було нестабільним при поставці щебеню з кар'єрів в різних партіях. У деяких партіях щебеню фракція 5-10 мм становила не більше 20% від загальної маси, що призводило до нерівномірного розподілу часток за розміром і значно знижувало показники розпливання, плинності і прохідності СУБ через арматурні стержні. Процедура дослідження свіжоприготовленої бетонної суміші на стійкість до розшарування та визначення в'язкості наведена на рис. Ж.3.

Застосування в якості дрібного заповнювача Безлюдівського піску з модулем крупності 0.9 призвело до підвищення витрат води до $V / (Ц + МД) = 0.63$, а також до сильного розшарування бетонної суміші з явними ознаками осадження розчинної частини.



Рис. Ж.2. Проведення випробувань для оцінки здатності самоущільнюваної бетонної суміші долати перешкоди при протіканні через важкодоступні вузькі місця: а) завантаження бетонної суміші; б) визначення середньої глибини бетонної суміші



Рис. Ж.3. Проведення випробування свіжоприготовленої бетонної суміші на стійкість до розшарування та визначення в'язкості за допомогою V-подібної воронки: а) визначення фактичної маси бетонної суміші на ситі; б) визначення маси бетонної суміші, що пройшла через сито; в) V-подібна воронка

На підставі лабораторних випробувань були підібрані наступні склади СУБ і отримані основні показники самоущільнюваних бетонних сумішей (табл. Ж.6 і Ж.7).

Таблиця Ж.6

Склади СУБ (на 1 м³ бетону)

№	Компоненти	Склад №1	Склад №2	Склад №3
1	Цемент	390	400	400
2	Мінеральна добавка (МД)	78	80	80
3	Щебінь фр. 5-10	840	850	850
4	Пісок модуль крупності 1,6	840	900	900
5	Вода	200	220	225
6	Суперпластифікатор	4.68 кг (1 % от (Ц+МД)) Stacheplast 156	4.8 кг (1 % от (Ц+МД)) FK 59	3.36 кг (0,7 % от (Ц+МД)) MG116
7	В/(Ц+МД)	0.43	0.46	0.47

З використанням цих компонентів не вдалося отримати розплив конуса бетонної суміші, що перевищував би 700 мм. Одним з методів підвищення цього показника є застосування кубоподібного щебеню і піску з великим модулем крупності.

Показники самоущільнюваної бетонної суміші

№	Найменування показника	Значення показника (клас)		
		Склад №1	Склад №2	Склад №3
1	Легкоукладальність, РК, мм	675 (SF2)	640 (SF2)	690 (SF2)
2	Легкоукладальність (с блокувальним кільцем), РК _{кільце} , мм	675 (-)	630 (-)	670 (-)
3	В'язкість, T ₅₀₀ , сек	2.0 (VS2)	4.8 (VS2)	2.0 (VS2)
4	В'язкість, t _{воронки} , сек	4.9 (VF1)	8.0 (VF1)	6.2 (VF1)
5	Здатність долати перешкоду (з трьома арматурними стрижнями)	0.91 (PA2)	0.93 (PA2)	0.80 (PA2)
6	Стійкість до розшарування, %	5 (SR2)	8 (SR2)	12 (SR2)
7	Міцність на стиск, зразки кубу 100x100x100 мм (3 доби), R _{ст} , кг/см ²	330	285	188

На підставі випробувань був підібраний наступний склад СУБ (на 1 м³ бетону):

- цемент - 390 кг;
- мінеральна добавка (МД) - 78 кг;
- пісок - 840 кг; щебінь фр. 5-10 мм - 840 кг;
- вода - 200 л ($B / (Ц + МД) = 0.43$);
- добавка Stacheplast 156 – 4.68 кг (1% від Ц + МД).

Отримана самоущільнювана бетонна суміш характеризується наступними параметрами: легкоукладальність - РК = 675 мм (SF2), легкоукладальність (з блокувальним кільцем) - РК_{кільце} = 675 мм, в'язкість - T₅₀₀ = 2 с (VS2) і t_{воронки} = 4.9 с (VF1), здатність долати перешкоду (з трьома арматурними стрижнями) - 0,91 (PA2), стійкість до розшарування - 5% (SR2), міцність на стиск, визначена на зразках кубах 100x100x100 мм - R_{ст} = 456 кг/см² (C35 / 45).

ДОДАТОК І. Кошториси на влаштування плит перекриттів нежитлової будівлі по майдану Павлівському, 4

Додаток І.1

ДСТУ Б Д.1.1-1:2013, Додаток А
Форма № 1

Реконструкція нежитлової будівлі по майдану Павлівському, 4 - реставрація (Коригування) Проект
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на зведення плити перекриття другого поверху

Перекриття. Реконструкція нежитлової будівлі по майдану Павлівському, 4 - реставрація. (Коригування) Проект
(найменування робіт і витрат, найменування будинку, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА:
креслення (специфікації) №
Кошторисна вартість 2 157,306 тис.грн.
Кошторисна трудомісткість 7,271 тис.люд.год.
Кошторисна заробітна плата 455,238 тис.грн.
Середній розряд робіт 3,60 розряд

Складений в поточних цінах станом на 27.03.2018

Ч.ч.	Об'єктування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год, не зайнятих обслуговуванню-ванням машин	
					Всього	експлуатаційні машини	Всього	заробітної плати	експлуатаційні машини	в тому числі заробітної плати	на одиницю всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	E46-31-3	Розділ № 1 Перекриття на відм. +4,13 Пробивання борозен в пегляних стінах площею перерізу до 100 см2	100м	3,4	4 151,45 3 953,38	84,44 37,23	14 115	13 441	287 127	67,2000 0,6810	228,48 2,32
2	E46-31-4 КО-3,2,5	При пробиванні в пегляних стінах борозен перерізом понад 100 см2 подається на кожні 20 см2 (переріз 30x25см)	100м	3,4	50 210,21 48 678,88	652,86 287,82	1 70 715	1 65 508	2 220 979	827,4500 5,2650	2 813,33 17,90
3	ЕН6-22-3	Улаштування перекриттів безбалкових товщиною понад 200 мм, на висоті від опорної площадки до 6 м	100 м3 залізобето ну в деле	1,862	373 810,69 38 945,90	8 847,72 3 811,56	696 036	72 517	16 474 7 097	678,5000 55,4895	1 263,37 103,32

Додаток І.1. Продовження

4	ЕН26-33-1	Теплоізоляція покриттів і перекриттів виробами з волокнистих і зернистих матеріалів "насухо"	1 м3 ізоляції	92,741	1 010,10 1 007,67	-	93 678	93 452	-	16,9300	1 570,11
5	С1114-97	Плити теплоізоляційні з пінопласту полііسترольного, марка ПСБС-40	м3	94,6	1 766,17		167 080				
6	С124-21	Арматура, діаметр 10 мм	т	3,64	20 414,41		74 308				
7	С124-24	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-III, діаметр 16-18 мм	т	5,4331	20 030,21		108 826				
8	С124-25	Арматура, діаметр 20 мм	т	1,6228	20 030,21		32 505				
9	С124-26	Арматура, діаметр 2-5-28 мм	т	15,237	20 030,21		305 200				
10	ЕН6-56-5	Виготовлення арматурних каркасів	1 т арматури	12,88	2 746,67 1 884,65	727,75 301,66	35 377	24 274	9 373 3 885	30,5800 4,3866	393,87 56,50
11	ЕН6-57-1	Установлення вертикально плоских арматурних сіток і каркасів за допомогою крана, маса елемента до 100 кг	1 т	-12,88	1 704,67 860,14	757,89 341,44	-21 956	-11 079	-9 762 -4 398	13,1600 4,9419	-169,50 -63,65
12	С124-30	Дріт арматурний із низьковуглецевої сталі марки ВР-1, діаметр 5 мм	т	6,003	20 357,04		122 203				3,12
13	ЕН6-11-7	Установлення закладних деталей вагою до 5 кг	1 т	0,0135	53 666,26 13 430,34	153,49 48,72	724	181	2	231,0000	0,01
14	ЕН6-11-8	Установлення закладних деталей вагою понад 5 кг до 10 кг	1 т	0,0703	47 158,68 6 941,33	153,49 48,72	3 315	488	11 3	119,3900 0,6150	8,39 0,04
15	ЕН6-18-3	Улаштування балок для перекриттів, підкранових і обв'язувальних на висоті від опорної площадки до 6 м при висоті балок понад 500 мм до 800 мм	100 м3 залізобето ну в деле	0,071	317 027,30 81 738,40	20 130,84 7 777,02	22 509	5 803	1 429 552	1 389,4000 113,4416	98,65 8,05
16	С124-21	Арматура, діаметр 10 мм	т	0,228	20 414,41		4 654				
17	С124-25	Арматура, діаметр 20 мм	т	0,5	20 030,21		10 015				
18	ЕН6-19-1	Улаштування поясів в опалубці	100 м3 залізобето ну в деле	0,157	401 526,74 59 788,93	19 163,24 7 155,48	63 040	9 387	3 009 1 123	1 016,3000 104,2680	159,56 16,37
19	С124-21	Арматура, діаметр 10 мм	т	0,5978	20 414,41		12 204				
20	С124-24	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-III, діаметр 16-18 мм	т	1,0944	20 030,21		21 921				
21	ЕН6-56-5	Виготовлення арматурних каркасів	1 т арматури	1,257	2 746,67 1 884,65	727,75 301,66	3 453	2 369	915 379	30,5800 4,3866	38,44 5,51

22	С124-30	Дріт арматурний із низьковуглецевої сталі сталі ВР-1, діаметр 5 мм	Г	1,257	20 357,04		25 589						
23	ЕН6-57-1	Установлення вертикально плоских арматурних сіпок і каркасів за допомогою крана, маса елемента до 100 кг	Г	-1,257	1 704,67 860,14	757,89 341,44	-2 143	-1 081	-953 -429	13,1600 4,9419	-16,54 -6,21		
		Разом прямих витрат по розділу № 1					1 963 368	375 260	23 005 9 319		6 391,28 140,16		
		Разом прямих витрат по кошторису:					1 963 368	375 260	23 005 9 319		6 391,28 140,16		
		Разом прямих витрати				грн.	1 963 368						
		Разом прямих витрати				в тому числі:	-						
		вартість матеріалів, виробів і конструкцій				грн.	1 565 103						
		всього заробітна плата				грн.		384 579					
		Загальновиробничі витрати				грн.	193 938						
		трудомісткість в загальновиробничих витратах				люд-г						739,80	
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		70 659					
		ВСЬОГО по кошторису				грн.	2 157 306						
		Кошторисна трудомісткість				люд-г						7 271	
		Кошторисна заробітна плата				грн.		455 238					

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

ДОДАТОК К. Кошториси на влаштування перекриття адмінкорпусу по вул. Цілиноградській в м.Харкові (варіантне проектування)

Додаток К.1.

ДСТУ Б Д.1.1-1:2013, Приложение А
Форма № 1

Адмінкорпус ЖД "Дуг" по ул. Цілиноградській в г.Харькове
(наименование объекта строительства)

Локальная смета на строительные работы № 4 вариант

Перекрытие адмінкорпуса, (1-й вариант, с пенополистиролом -721грн/м3 и самоуплотняющим бетоном С20/25- 819,9грн/м3)
(наименование работ и затрат, наименование здания, строения, сооружения, линейного объекта инженерно-транспортной инфраструктуры)

ОСНОВАНІЕ:
чертежи (спецификации) № РЧ, л.б, 7

Сметная стоимость
в том числе:
строительных работ
Сметная трудоёмкость
Сметная заработная плата
Средний разряд работ

101,239 тыс.грн.
101,239 тыс.грн.
0,508 тыс.чел.ч.
7,469 тыс.грн.
3,80 разряд

Составлена в текущих ценах по состоянию на 30.03.2016

№ п/п	Обоснование (шифр нормы)	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество	Стоимость единицы, грн.			Общая стоимость, грн.			Затраты труда работ, чел.ч, не занятых обслуживанием машин			
					Всего		эксплуатационные	заработной платы	эксплуатационные	заработной платы		всего		
					заработной платы	в том числе заработной платы							в том числе заработной платы	на единицу
6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12			
1	ЕД6-53-9	Раздел № 1 Перекрытие Сборка и разборка деревометаллической модульной опалубки типа "Дока" для устройства перекрытий толщиной, мм свыше 150 [Элементы опалубки металлические с креплением - по проекту]	100м3 железобетона в деле	0,225	16 930,91 6 479,41	9 896,02 1 544,60	3 809	1 458	2 227 348	498,8000 97,6140	112,23 21,96			
2	С121-787	Элементы опалубки металлические с креплением перекрытий (46,55 * 0,001 * 0,225) ^ 4,0	т	0,0105	21 422,39		225							
3	С112-268	Володостойкая фанера	м2	7,73	150,67		1 165							
4	С111-962	Смазка,	кг	18,61	217,60		4 050							
5	С123-512-У	Доплаты настил лесов из досок, 40 мм	м2	0,103	140,89		15							
6	ЕД6-61-26	Установка арматурных сеток и каркасов в перекрытиях вручную, масса элемента до 20 кг	1т	1,059	446,95	77,56	473	327	82	22,6700	24,01			

Додаток К.1. Продовження

7	ЕДб-61-55	Установка двойных сеток и пространственных каркасов в перекрытиях вручную, масса элемента свыше 20 до 50 кг*	1т	1,276	308,99	12,11				13	0,7650	0,81
					405,92	77,56	352	518		99	18,1500	23,16
					275,70	12,11				15	0,7650	0,98
8	ЕДб-61-56	Установка двойных сеток и пространственных каркасов в перекрытиях вручную, масса элемента свыше 50 до 100 кг*	1т	1,967	375,56	77,56	496	739		153	16,5900	32,63
					252,00	12,11				24	0,7650	1,50
9	С124-32	Сетки перекрытия	т	1,059	9 115,44			9 653				
10	С124-32	Пространственные каркасы	т	3,0429	10 409,13			31 674				
11	С124-32	Каркас капителей (200,076 * 0,001 * 1,01) ^ 4,0	т	0,2021	11 367,93			2 297				
12	Е9-48-2 прпм.	Электродуговая сварка*	т	3,243	102,18	24,35	120	331		79	2,1400	6,94
					37,09	0,60				2	0,0428	0,14
13	ЕДб-63-38	Установка арматуры отдельными стержнями с вязкой узлов в плиты покрытия и перекрытия с двойной арматурой, диаметр арматуры свыше 8 до 12 мм	1т	0,2443	612,99	103,50	109	150		25	32,4100	7,92
					446,61	13,41				3	0,8690	0,21
14	С124-3	Горячекатаная арматурная сталь гладкая, класс А-1, диаметр 10 мм - мерные отрезки (0,2443 - 0,0454)	т	0,1989	9 409,53			1 872				
15	С124-3	Горячекатаная арматурная сталь, диаметр 10 мм- пнутьё	т	0,0454	9 633,93			437				
16	ЕДб-63-39	Установка арматуры отдельными стержнями с вязкой узлов в плиты покрытия и перекрытия с двойной арматурой, диаметр арматуры свыше 12 до 18 мм	1т	0,124	517,77	99,28	46	64		12	26,7500	3,32
					368,62	13,20				2	0,8521	0,11
17	С124-24	Горячекатаная арматурная сталь периодического профиля, класс А-III, диаметр 16 мм - мерные отрезки	т	0,124	9 042,33			1 121				
18	С111-1745	Фиксаторы пластмассовые	1000шт	0,6	194,79			117				

Додаток К.1. Продовження

19	ЕД6-65-20	Укладка бетонной смеси в конструкции кранами в бадьях, перекрытие безбалочное при площади между осями колонн свыше 20 м2	100 м3 бетона или железобетона в деле	0,225	7 935,47 1 379,94 1 093,04	6 514,62 1 016,82	1 785 25 085	310	1 466 229	109,0000 64,2600	24,53 14,46
20	С1424-11624	Самуплотняющийся бетон С20/25	м3	22,95							
21	Е26-33-5	Теплоизоляция покрытий и перекрытий изделиями из пенопласта насухо (1,0 * 1,0 * 0,12 * 101,0) ^ 3,0	м3	12,12	209,78 208,77	- -	2 543	2 530	- -	15,1500	183,62
22	С114-97	Плиты теплоизоляционные из пенопласта полистирольного,	м3	12,3624	739,10		9 137				-
		Итого прямые затраты по разделу: № 1					97 260	5 748	4 143		418,36
		Итого прямые затраты по смете:					97 260	5 748	4 143		418,36
		Прямые затраты общестроительных работ				грн.	97 260				
		стоимость материалов, изделий и конструкций				грн.	87 369				
		стоимость ЭММ				грн.	4 143	636			
		заработная плата в ЭММ				грн.		5 748			418,36
		заработная плата рабочих				грн.		6 384			40,17
		всего заработная плата				грн.					458,53
		затраты труда рабочих				чел-ч					
		затраты труда в ЭММ				чел-ч					
		всего затраты труда				чел-ч	3 979				49,66
		Общепроизводственные расходы				грн.					
		трудоёмкость в общепроизводственных расходах				чел-ч					
		заработная плата в общепроизводственных расходах				грн.		1 085			
		Всего стоимость общестроительных работ				грн.	101 239				
		Прямые затраты по смете				грн.	97 260				
		в том числе:				грн.	-				
		стоимость материалов, изделий и конструкций				грн.	87 369				
		стоимость ЭММ				грн.	4 143	636			
		заработная плата в ЭММ				грн.		5 748			
		заработная плата рабочих				грн.		6 384			
		всего заработная плата				грн.					418,36
		затраты труда рабочих				чел-ч					40,17
		затраты труда в ЭММ				чел-ч					458,53
		всего затраты труда				чел-ч	3 979				49,66
		Общепроизводственные расходы				грн.					

	трудоемкость в общепроизводственных расходах								
	заработная плата в общепроизводственных расходах								
	ВСЕГО по смете	чел-ч							49,66
	Сметная трудоемкость	грн.							
	Сметная заработная плата	грн.	101 239				1 085		
		чел-ч							
		грн.					7 469		508

Составил Главный специалист

[должность, подпись (инициалы, фамилия)]

Проверил Ведущий инженер

[должность, подпись (инициалы, фамилия)]

Админкорпус ЖД "Дуга" по ул. Целиноградской в г. Харькове
(наименование объекта строительства)

Локальная смета на строительные работы № 2

Перекрытие админкорпуса 2 вариант - сплошное монолитное ж.б. перекрытие
(наименование работ и затрат, наименование здания, строения, сооружения, линейного объекта инженерно-транспортной инфраструктуры)

ОСНОВАНИЕ:
чертежи (спецификации) №

Сметная стоимость 115,126 тыс.грн.
в том числе:
строительных работ 115,126 тыс.грн.
Сметная трудоёмкость 0,456 тыс.чел.ч.
Сметная заработная плата 6,740 тыс.грн.
Средний разряд работ 3,60 разряд

Составлена в текущих ценах по состоянию на 30.03.2016

№ п/п	Обоснование (шифр нормы)	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество	Стоимость единицы, грн.			Общая стоимость, грн.			Затраты труда рабочих, чел.ч., не занятых обслуживанием машин	
					Всего	эксплуатационная	в том числе	эксплуатационная	заработной	в том числе		
					заработной	в том числе	заработной	в том числе	заработной	в том числе	на единицу	всего
					платы	платы	платы	платы	платы	платы		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	ЕД6-53-9	Раздел № 1 Перекрытия Сборка и разборка деревянно-металлической модульной опалубки типа "Дока" для устройства перекрытий толщиной, мм свыше 150 [Элементы опалубки металлические с креплением - по проекту]	100м3 железобетонная									
2	С121-787	Элементы опалубки металлические с креплением перекрытий (46,55 * 0,001 * 0,35) ^ 4,0	т	0,35	6 479,41	9 896,02	5 926	2 268	3 464	498,8000	174,58	
3	С112-268	Водостойкая фанера	м2	0,0163	21 422,39		349			97,6140	34,16	
4	С111-962	Смазка,	кг	28,95	150,67		1 813					
5	С123-512-У	Дощатый настил лесов из досок, 40 мм	м2	0,16	217,60	1 544,60	6 300	23				
					140,89							

Додаток К.2. Продовження

6	ЕД6-61-27	Установка арматурных сеток и каркасов в перекрытиях вручную, масса элемента свыше 20 до 50 кг	ГТ	0,048	374,70 244,48	77,56 12,11	18	12	4 1	18,1500 0,7650	0,87 0,04
7	ЕД6-61-54	Установка двойных сеток и пространственных каркасов в перекрытиях вручную, масса элемента до 20 кг $(0,003 + 0,533 + 0,507) / 1,0$	ГТ	1,043	487,08 349,12	77,56 12,11	508	364	81 13	22,6700 0,7650	23,64 0,80
8	ЕД6-61-55	Установка двойных сеток и пространственных каркасов в перекрытиях вручную, масса элемента свыше 20 до 50 кг $((476,0 + 4,0 + 53,0) * 0,001) \wedge 4,0 / 1,0$	ГТ	0,533	405,92 275,70	77,56 12,11	216	147	41 6	18,1500 0,7650	9,67 0,41
9	ЕД6-61-56	Установка двойных сеток и пространственных каркасов в перекрытиях вручную, масса элемента свыше 50 до 100 кг $((421,0 + 86,0) * 0,001) \wedge 4,0 / 1,0$	ГТ	0,507	375,56 252,00	77,56 12,11	190	128	39 6	16,5900 0,7650	8,41 0,39
10	С124-32	Каркасы монтажные $((476,0 + 4,0) * 0,001 * 1,01) \wedge 4,0 + 1,04$	Г	1,5248	10 409,13						15 872
11	С124-32	Арматурные каркасы ОБ-1 $(48,0 * 0,001 * 1,01) \wedge 4,0$	Г	0,0485	10 398,93						504
12	С124-32	Каркасы стеновые $((421,0 + 86,0) * 0,001 * 1,01) \wedge 4,0$	Г	0,5121	9 888,93						5 064
13	С124-32	Каркас О/Ж $(3,0 * 0,001 * 1,01) \wedge 4,0$	Г	0,003	10 398,93						31
14	С124-32	Каркас капителей $(53,0 * 0,001 * 1,01) \wedge 4,0$	Г	0,0535	11 367,93						608
15	Е9-48-2 прим.	Электродуговая сварка $0,5588 + 1,5413 + 2,6235$	Г	4,7236	102,18 37,09	24,35 0,60	483	175	115 3	2,1400 0,0428	10,11 0,20
16	ЕД6-62-37	Установка арматуры отдельными стержнями со сваркой узлов в плиты перекрытия и покрытия с двойной арматурой, диаметр арматуры свыше 6 до 8 мм $((12,0 + 4,0) * 0,001) \wedge 4,0 / 1,0$	ГТ	0,016	1 080,18 659,51	278,95 18,18	17	11	4 -	47,8600 1,2175	0,77 0,02
17	С124-2	Горячекатаная арматурная сталь гладкая, класс А-1, диаметр 8 мм - гнутье $12,0 * 0,001$	Г	0,012	9 633,93						116

					921	56,15
Прямые затраты общестроительных работ	грн.	111 394				
стоимость материалов, изделий и конструкций	грн.	98 514				
стоимость ЭММ	грн.	8 123				
заработная плата в ЭММ	грн.		921			
заработная плата рабочих	грн.		4 757			
всего заработная плата	грн.		5 678			
затраты труда рабочих	чел-ч					351,48
затраты труда в ЭММ	чел-ч					56,15
всего затраты труда	чел-ч					407,63
Общепроизводственные расходы	грн.	3 732				
трудоемкость в общепроизводственных расходах	чел-ч					
заработная плата в общепроизводственных расходах	грн.		1 062			
Всего стоимость общестроительных работ	грн.	115 126				
Прямые затраты по смете	грн.	111 394				
в том числе:		-				
стоимость материалов, изделий и конструкций	грн.	98 514				
стоимость ЭММ	грн.	8 123				
заработная плата в ЭММ	грн.		921			
заработная плата рабочих	грн.		4 757			
всего заработная плата	грн.		5 678			
затраты труда рабочих	чел-ч					351,48
затраты труда в ЭММ	чел-ч					56,15
всего затраты труда	чел-ч					407,63
Общепроизводственные расходы	грн.	3 732				
трудоемкость в общепроизводственных расходах	чел-ч					
заработная плата в общепроизводственных расходах	грн.		1 062			
ВСЕГО по смете	грн.	115 126				
Сметная трудоемкость	чел-ч					456
Сметная заработная плата	грн.		6 740			

Составил Главный специалист

[должность, подпись (инициалы, фамилия)]

Проверил Ведущий инженер

[должность, подпись (инициалы, фамилия)]

ДОДАТОК Л. Акти впровадження результатів дисертаційного дослідження

Додаток Л.1



ЗАТВЕРДЖУЮ:
Управляючий ТДВ «Житлобуд-2»
/О.В. Конюхов /

ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ НА ТДВ «Житлобуд-2»
результатів дисертаційної роботи
«Напружено-деформований стан залізобетонних полегшених плит з урахуванням
початкових недоліків»
виконаної здобувачем Харківського національного університету міського
господарства імені О.М. Бекетова
Нікуліним Валерієм Борисовичем

СКЛАДЕНИЙ КОМІСІЄЮ В СКЛАДІ:

ГОЛОВА:
Голова Наглядової Ради ТДВ «Житлобуд-2» Кроленко Ю.Я.

ЧЛЕНИ КОМІСІЇ:
Заступник управляючого по виробництву
ТДВ «Житлобуд-2» Покуль В.О.
Ст. викл. каф. будівельних конструкцій
ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, к.т.н. Петрова О.О.
Здобувач каф. будівельних конструкцій
ХНУМГ ім. О.М. Бекетова Нікулін В.Б.

У період з 19 по 23 листопада 2019 року комісія провела роботу по визначенню практичного впровадження результатів дисертаційної роботи «Напружено-деформований стан залізобетонних полегшених плит з урахуванням початкових недоліків»:

1. Розробка прийнята до впровадження в липні 2018р.
2. Характеристика впровадження.

Впровадження результатів дослідження здійснено при виконанні робіт із бетонування температурного шва житлового комплексу «Дует» по вул. Цілиноградській, 38Б в м. Харкові.

3. Результати впровадження.

а) Конструкція температурного шва з вкладишами-пустотоутворювачами з пінополістиролу і технологія його бетонування самоущільнюваним бетоном були застосовані при бетонуванні перекриття 2-ї черги будівлі, що інтегрально забезпечило отримання економічного ефекту в межах 1460 тис. грн. у цінах року розробки та прискорення темпів будівництва на 12%;

б) за рахунок використання запатентованого конструктивного рішення температурного шва з вкладишами-пустотоутворювачами (патент №74579) та вдосконаленої технології його бетонування вдалося досягнути 50%-го зменшення матеріалоемності конструктиву: обсяг укладуваного бетону зменшено на 15м³, арматури – на 1200кг.

4. Висновки та пропозиції щодо подальшого використання розробки.

Конструктивне рішення плит перекриттів з вкладишами з пінополістиролу та вдосконалена технологія його бетонування може використовуватися при зведенні об'єктів громадського та житлового призначення.

Голова комісії

Члени комісії



Кроленко Ю.Я.

Покуль В.О.
Петрова О.О.
Нікулін В.Б.

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Управляючий ТДВ «Житлобуд-2»
/О.В. Конюхов /



ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ НА ТДВ «Житлобуд-2»

результатів дисертаційної роботи

«Напружено-деформований стан залізобетонних полегшених плит з урахуванням початкових недоліків»

виконаної здобувачем Харківського національного університету міського господарства імені О.М. Бекетова
Нікуліним Валерієм Борисовичем

СКЛАДЕНИЙ КОМІСІЄЮ В СКЛАДІ:

ГОЛОВА:

Голова Наглядової Ради ТДВ «Житлобуд-2»

Кроленко Ю.Я.

ЧЛЕНИ КОМІСІЇ:

Головний конструктор ТДВ «Житлобуд-2»

Лавриненко О.М.

Ст. викл. каф. будівельних конструкцій
ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, к.т.н

Петрова О.О.

Здобувач каф. будівельних конструкцій
ХНУМГ ім. О.М. Бекетова

Нікулін В.Б.

У період з 9 по 13 вересня 2019 року комісія провела роботу по визначенню практичного впровадження результатів дисертаційної роботи «Напружено-деформований стан залізобетонних полегшених плит з урахуванням початкових недоліків»:

1. Розробка прийнята до впровадження в червні 2019 р.

2. Характеристика впровадження.

Впровадження результатів дослідження здійснено при проектуванні та будівництві навісу багатофункціонального комплексу змішаного використання «Манхеттен» в м. Харкові.

3. Результати впровадження.

а) Запроектована конструкція навісу прольотом 10,150м і вильотом 2,70м, виконана із монолітного залізобетону з вкладишами з екструдованого пінополістиролу, дозволила зменшити обсяг укладуваного бетону на 25%;

б) застосування при бетонуванні конструкції навісу самоущільнюваного бетону дозволило зменшити трудомісткість будівельних робіт на 15%.

4. Висновки та пропозиції щодо подальшого використання розробки.

Вдосконалена технологія зведення пористих плит з вкладишами із застосуванням самоущільнюваного бетону може бути використана в цивільному та житловому будівництві.

Голова комісії:

Кроленко Ю.Я.

Члени комісії:

Лавриненко О.М.

Петрова О.О.

Нікулін В.Б.



(Handwritten signatures of the commission members)



ЗАТВЕРДЖУЮ:

Управляючий ТДВ «Житлобуд-2»

/О.В. Конюхов /

ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ ТА ТДВ «Житлобуд-2»

результатів дисертаційної роботи

«Напружено-деформований стан залізобетонних полегшених плит з урахуванням початкових недоліків»

виконаної здобувачем Харківського національного університету міського господарства імені О.М. Бекетова Нікуліним Валерієм Борисовичем

СКЛАДЕНИЙ КОМІСІЄЮ В СКЛАДІ:

ГОЛОВА:

Голова Наглядової Ради ТДВ «Житлобуд-2»

Кроленко Ю.Я.

ЧЛЕНИ КОМІСІЇ:

Заступник управляючого по виробництву ТДВ «Житлобуд-2»

Покуль В.О.

Зав. каф. будівельних конструкцій ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, д.т.н., проф.

Шмуклер В.С.

Здобувач каф. будівельних конструкцій ХНУМГ ім. О.М. Бекетова

Нікулін В.Б.

У період з 12 по 16 лютого 2018 року комісія провела роботу по визначенню практичного впровадження результатів дисертаційної роботи «Напружено-деформований стан залізобетонних полегшених плит з урахуванням початкових недоліків»:

1. Розробка прийнята до впровадження в листопаді 2017р.
2. Характеристика впровадження.

Впровадження результатів дослідження здійснено при виконанні робіт із бетонування температурного шва житлового комплексу «Будинок з ротондами» по вул. Сухумській, 11 в м. Харкові.

3. Результати впровадження.

а) Конструкція температурного шва з вкладишами-пустотоутворювачами з пінополістиролу і технологія його бетонування самоущільнюваним бетоном були застосовані при зведення фрагменту плити перекриття житлової будівлі (температурного шва), що інтегрально забезпечило отримання економічного ефекту в межах 950 тис. грн. у цінах року розробки та дозволило прискорити темпи будівництва на 10%;

б) за рахунок використання запатентованого конструктивного рішення температурного шва з вкладишами-пустотоутворювачами (патент №74579) та вдосконаленої технології його бетонування вдалося досягнути 50%-го зменшення матеріалосмності конструктиву: обсяг укладуваного бетону зменшився на 10м³, арматури – на 1000кг.

4. Висновки та пропозиції щодо подальшого використання розробки.

Конструктивне рішення плит перекриттів з вкладишами з пінополістиролу та вдосконалена технологія його бетонування може бути використана при будівництві об'єктів громадського та житлового призначення.

Голова комісії:

Кроленко Ю.Я.

Члени комісії:

Покуль В.О.

Шмуклер В.С.

Нікулін В.Б.





ЗАТВЕРДЖУЮ:
Директор ТОВ «РАТЬ»

/А.С. Константинов /

АКТ

ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ НА ТОВ «РАТЬ»

результатів дисертаційної роботи

«Вдосконалення технології зведення залізобетонного каркасу спеціального виду»
виконаної здобувачем Харківського національного університету міського господарства
імені О.М. Бекетова Нікуліним В.Б.

СКЛАДЕНИЙ КОМІСІЄЮ В СКЛАДІ:

ГОЛОВА:

Заст. директора ТОВ «РАТЬ»

Стукалов О.А.

ЧЛЕНИ КОМІСІЇ:

Головний інженер

Новак І.Е.

Зав. каф. будівельних конструкцій
ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, д.т.н., проф.

Шмуклер В.С.

Здобувач будівельних конструкцій
ХНУМГ ім. О.М. Бекетова

Нікулін В.Б.

У період з 14 по 20 жовтня 2018 року комісія провела роботу по визначенню практичного впровадження результатів дисертаційної роботи «Вдосконалення технології зведення залізобетонного каркасу спеціального виду»:

1. Розробка прийнята до впровадження в період з квітня 2017 р. по вересень 2018р.
2. Характеристика впровадження.

Впровадження результатів дослідження здійснено при виконанні робіт зі зведення монолітних плит перекриттів об'єкту «Реабілітація нежитлової будівлі по майдану Павлівському, 4 – реставрація».

3. Результати впровадження.

а) вдосконалена технологія бетонування горизонтальних плит з вкладишами-пустотоутворювачами з пінополістеру була впроваджена при виконанні робіт зі зведення плит перекриття нежитлової будівлі, що інтегрально забезпечило отримання економічного ефекту в межах 12%;

б) застосування самоущільнюваного бетону та пустотоутворювачів з пінополістиролу дозволило зменшити власну вагу плит перекриття на 40%, що в свою чергу збільшило оборотність опалубки на 10%.

4. Висновки та пропозиції щодо подальшого використання розробки.

Вдосконалена і досліджена технологія зведення конструктивів з вкладишами з пінополістеролу може бути використана при будівництві об'єктів різного призначення.

Голова комісії:

Стукалов О.А.

Члени комісії:

Новак І.Е.

Шмуклер В.С.

Нікулін В.Б.