

Національний університет “Львівська політехніка”

Міністерство освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Вознюк Леонід Іванович

УДК 624.012.4 : 624.012.35

ДИСЕРТАЦІЯ
НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ БАГАТОШАРОВИХ
ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ

05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди

19 Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук
(доктора філософії)

Ідентичність усіх примірників дисертації

ЗАСВІДЧУЮ:

*Учений секретар спеціалізованої
вченої ради*



Холод П.Ф.

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



Л.І. Вознюк

Науковий керівник Демчина Богдан Григорович, доктор технічних наук,
професор

Львів –2018

АНОТАЦІЯ

Вознюк Л.І. Несуча здатність та деформативність багатошарових плит перекриття.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук (доктора філософії) за спеціальністю 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди (19 Архітектура та будівництво). Національний університет “Львівська політехніка”, Міністерство освіти і науки України, Львів, 2018.

Дисертація присвячена розробці ефективних багатошарових полегшених залізобетонних плит перекриття, в яких забезпечується сумісна робота різних шарів, а також ефективних монококових плит з керамзитобетону із пустотоутворюючими вставками і дослідження їх несучої здатності та деформативності.

У першому розділі проведено огляд застосування багатошарових конструкцій у практиці будівництва в Україні та за кордоном, виконано аналіз досліджень багатошарових плит перекриття. Із урахуванням нормативних документів та використанням програмного забезпечення було проаналізовано існуючі підходи до розрахунку.

Представлено аналіз архітектурно-будівельних систем та рішень дисків перекриття з раціональними параметрами, із використанням легких бетонів та варіанти застосування пустотоутворюючих вставок. Ці рішення дозволяють значно зменшити власну вагу конструкцій перекриття. В сучасних монолітних залізобетонних спорудах близько 70% несучої здатності йде тільки на сприйняття їх власної ваги, а решта на корисні навантаження. Тому зниження цього параметру робить будівлю ефективнішою, що в кінцевому результаті призводить до суттєвого економічного ефекту.

Дослідження і розробка багатошарових плит перекриття представлені у роботах: - Х.А. Акрамова, А.Я. Барашикова, О.Л. Болдара, С.А. Бугаєвського, Б.Г. Демчини, Ю.І. Димитренка, В.І. Євстаф’єва, Ш.С. Жолдибаєва, М. Курбаха, О.Я. Литвиняк, В.Ф. Майбороди, В.І. Майорова, І.В. Мельника, А.І. Оглоблі,

Н.С. Строгіна, С.Л. Харламова, М. Френценя, В.Т.Чемодурова, К. Штамма, Х. Вітте, В.С. Шмуклера.

Провівши аналіз вище наведених робіт, можна стверджувати, що конструкції, які розглядаються мають великий інтерес для сучасної будівельної галузі. Але водночас багатошарові плити є недостатньо вивченими та немає єдиного підходу розрахунку цих конструкцій. У зв'язку з цим виникає необхідність детального вивчення роботи багатошарових плит від дії навантаження. Аналіз існуючих досліджень дозволив сформулювати основні задачі представленої роботи.

У другому розділі висвітлено об'єм експериментальних досліджень, матеріали і конструкцію дослідних зразків. Подано методику дослідження балочних плит та плит, опертих на чотири кути, на згин від дії короткочасного навантаження.

Згідно з програмою експериментальних досліджень виготовлено три серії дослідних зразків: 1 серія – балочні багатошарові плити (шість зразків), 2 серія – багатошарові квадратні плити із середнім шаром з легкого бетону (чотири зразки), суцільні залізобетонні (два зразки) та 3 серія – квадратні монококові керамзитобетонні плити із пустотоутворюючими вставками (два зразки).

Плити серії 1 були прямокутними в плані, розмірами 800 x 400 мм, товщиною 100 мм. Робоча арматура в нижньому шарі прийнята класу Вр-1 діаметром 4 мм у вигляді сітки з коміркою 95x120 мм, захисний шар бетону складав 15 мм. Верхній та нижній шари балочних плит із важкого бетону класу С25/30, середній шар із керамзитобетону класу LC8/9. Товщина нижнього та середнього шарів плити складала 40 мм, а верхнього 20 мм.

Дослідні зразки плит серії 2 квадратні в плані, розмірами 2000x2000 мм, товщиною 100 мм. Повздовжня робоча арматура в нижньому шарі прийнята класу Вр-1 діаметром 5 мм з коміркою 200x200 мм, із захисним шаром бетону 15 мм. Плити марки П-2.1...П-2.4 тришарові із середнім шаром з керамзитобетону або газобетону. Верхній та нижній шари із важкого бетону класу С25/30, товщина внутрішнього шару плит прийнята рівною 40 мм,

верхнього та нижнього шарів 30 мм. Середній шар у плитах марки П-2.1 та П-2.2 був виконаний із керамзитобетону класу LC8/9, а у плитах марки П-2.3 та П-2.4 із газобетону марки D800. Плити марки П-2.5 та П-2.6 були виконані суцільними із важкого бетону класу C25/30.

Дослідні зразки монококових плит серії 3 виготовлялися із керамзитобетону класу LC20/22 з пустотоутворюючими вставками. Для утворення пустот були використані чотири вставки із пінополістиролу марки ПСБ-С-35 товщиною 40мм, розміром в плані 850x850 мм. Верхній та нижній шари керамзитобетону були товщиною 30 мм. По периметру плити та по середині були виконані ребра з керамзитобетону шириною 100 мм, в яких розміщувалися арматурні каркаси. Нижня арматура каркасу була прийнята $\varnothing 8$ А500С, верхня $\varnothing 4$ Вр-1, а поперечна $\varnothing 3$ Вр-1 з кроком 200 мм. Нижній шар керамзитобетону крім каркасів був додатково армований сіткою із арматури $\varnothing 3$ Вр-1 з коміркою 100x100 мм, а верхній шар армований сіткою із арматури $\varnothing 3$ Вр-1 з коміркою 200x200 мм.

Плити першої серії випробовувалися за балочною схемою. Завантаження відбувалося рівномірно розподіленим навантаженням, прикладеним по верхній поверхні тришарової балочної плити за допомогою системи розподільчих траверс.

Плити другої та третьої серій випробовувалися за схемою опирання на чотири кути. Завантаження проводилося за допомогою вантажів із фіксованою вагою.

Під час випробувань усіх плит проводили заміри прогинів, просідання опор, визначалися деформації арматури та бетону по гранях плит. Також фіксували навантаження при якому відбувалося розкриття тріщин та вели замір їх ширини на кожному етапі завантаження.

У третьому розділі наведено результати експериментальних досліджень балочних плит серії 1 та квадратних плит, опертих на чотири кути, серій 2 та 3.

Вичерпання несучої здатності дослідних зразків балочних плит серії 1 відбулося внаслідок текучості арматури у нижньому шарі плити. За

результатами експериментальних досліджень багат шарових балочних плит були побудовані графіки змін відносних повздовжніх деформацій на бокових гранях по висоті дослідних зразків у середині прольоту. Стиснута зона бетону знаходилася у межах верхнього шару бетону. Також побудовані графіки наростання прогинів балочних плит, які знаходилися в допустимих межах згідно діючих норм [46], а саме $f_{\max}^{\text{exp}} < f_u = \frac{1}{120} L = 5,8$ мм, тому можна відзначити, що руйнування усіх плит відбулося за несучою здатністю, як це і передбачалось програмою досліджень. Максимальна ширина розкриття тріщин у дослідних плитах знаходилася у допустимих межах згідно з діючими нормами, а саме $\omega_{cr}^{\text{exp}} < \omega_u = 0,4$ мм.

Втрата несучої здатності експериментальних плит серії 2 представляла собою текучість арматури крайніх стержнів по контуру плити. Аналізуючи побудовані графічні залежності відносних деформацій по висоті перерізу, було зроблено висновок, що стиснута зона бетону протягом усього експерименту знаходилася у верхньому шарі із важкого бетону. Побудовані графіки наростання прогинів свідчать про те, що вони знаходилися у всіх плитах в допустимих межах відповідно до діючих нормативних документів [46], а саме $f_{cr}^{\text{exp}} = 1,41$ мм $< [f_u] = \frac{1}{130} L = 13,86$ мм. Ширина розкриття тріщин в дослідних багат шарових та суцільних залізобетонних плитах, опертих на чотири кути, знаходилася у допустимих межах відповідно до діючих норм, $\omega_{cr}^{\text{exp}} < \omega_{cr} = 0,4$ мм.

Дослідні керамзитобетонні плити серії 3 втратили свою експлуатаційну придатність внаслідок досягнення граничних прогинів по центру плити відповідно до норм ДСТУ Б В.2.6-156:2010, а саме $f_{cr} = [f] = \frac{1}{130} L = 13,86$ мм при навантаженні $11,91$ кН/м² для плити П-3.1 та $12,19$ кН/м² для плити П-3.2. Також побудовані графічні залежності відносних деформацій арматури та бетону по висоті перерізу, на основі яких можна зробити висновок, що стиснута зона бетону знаходилася у верхній полиці від початку експерименту до фізичного

руйнування дослідних зразків. При досягненні дослідними керамзитобетонними плитами граничних допустимих прогинів ширина розкриття тріщин знаходилися в допустимих межах та не перевищувала 0,4 мм, згідно діючими нормами.

Конструкція монококових керамзитобетонних плит перекриття із пустотоутворюючими вставками забезпечувала цілісність плит при дії навантаження до руйнування. Характер руйнування плит був наближений до суцільних.

У четвертому розділі описано методики розрахунку балочних багат шарових плит, багат шарових і монококових керамзитобетонних плит із пустотоутворюючими вставками при їх опиранні на чотири кути, виконано порівняльний аналіз результатів досліджень, проведено оцінку ефективності багат шарових плит перекриття, надано пропозиції щодо проектування та виготовлення.

Для виконання розрахунку плит серії 1, враховуючи, що стиснута зона бетону знаходилася у верхньому шарі, була використана нелінійна деформаційна методика. Значення моментів визначалися як для другої форми рівноваги, враховуючи, що у прямокутному перерізі є зона розтягу. Приведена блок-схема розрахунку.

Перевірка несучої здатності плит серії 2, опертих на чотири кути, виконувалася у зоні дії максимальних згинальних моментів по периметру. Розрахунок виконувався для крайньої смуги шириною 250 мм, що є рівним $1/8$ прольоту плити, згідно деформаційною методикою, за ДСТУ Б В.2.6-156:2010.

При розрахунку несучої здатності плит серії 3 експериментальних досліджень використані підходи діючих норм, як для таврового перерізу. Розрахунковий переріз плит приводився до таврового і розрахунок виконувався як для четвертої форми рівноваги, враховуючи, що стиснута зона бетону знаходилася у верхній полиці плити.

Для розрахунку дослідних плит перекриття у ПК “ЛІРА” розроблені розрахункові моделі для всіх серій експериментальних зразків. Розрахунок виконувався із урахуванням фізичної нелінійності матеріалів із урахуванням їх

реальних фізико-механічних властивостей, які вводилися у закони деформування. Запропоновані моделі склалися із плоских та об'ємних кінцевих елементів. У результаті розрахунку визначені напруження у шарах плит, та отримано характер розвитку тріщин і руйнування, які відповідали отриманим експериментальним даним.

На основі проведених розрахунків виконано порівняльний аналіз результатів досліджень із розрахунковими значеннями та отримано задовільну збіжність.

Для усіх видів дослідних плит визначався коефіцієнт ефективності K_{ef} за допомогою якого можна порівняти різні конструктивні рішення перекриттів через руйнуючі навантаження та їх власну вагу.

Подані пропозиції щодо проектування та виготовлення багатошарових плит перекриття із середнім шаром з легких бетонів – керамзитобетону і газобетону та монококових керамзитобетонних плит перекриття із пустотоутворюючими вставками.

Ключові слова: напружено-деформований стан, несуча здатність, математичне моделювання, ефективність, багатошарова плита перекриття, монококова плита перекриття.

Список публікацій здобувача

Статті у наукових фахових виданнях України:

1. Вознюк Л.І. Проектування і дослідження багатошарових конструкцій / Л.І.Вознюк, І.З.Рутковська // Сборник научных трудов “Строительство, материаловедение, машиностроение”. – Дн-вск, ПГАСА. – 2007. – №628. – С. 100-104. (*Особистий внесок автора: виготовлення дослідних зразків, розробка методики випробувань*).

2. Рутковська І.З. Методика дослідження тришарових конструкцій / І.З.Рутковська, Л.І. Вознюк // Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури “Баштові споруди: матеріали, конструкції, технології”.– 2007. – Вип. 6(68). – С.88-92. (*Особистий внесок автора: огляд*

літератури, дослідження багатошарових конструкцій при їх опиранні за балочною схемою).

3. Рутковська І.З. Експериментальні дослідження тришарових конструкцій / І.З.Рутковська, З.М. Рутковський, Л.І. Вознюк, А.Б.Марущак // Вісник Національного університету “Львівська політехніка”. – 2008. – №627. – С. 179-182. *(Особистий внесок автора: підготовка експериментального стенду, аналіз отриманих результатів).*

4. Демчина Б.Г. Особливості розрахунку багатошарових плит перекриття на ПК "ЛІРА" / Б.Г. Демчина, Л.І.Вознюк, І.З.Рутковська // Журнал “Сучасне промислове та цивільне будівництво”. – Макіївка: ДонНАБА – 2009. - Том 5, №4. – С. 179-184. *(Особистий внесок автора: формування 3D скінченно-елементних нелінійних моделей плит перекриття в середовищі програмного комплексу «ЛІРА-САПР»).*

5. Рутковська І.З. Виготовлення та випробування тришарових плоских панелей перекриття розміром 2x2 м / І.З. Рутковська, Л.І. Вознюк // Науково-технічний збірник “Містобудування та територіальне планування”. – Київ: КНУБА – 2013. – Вип. 48. – С.384-389. *(Особистий внесок автора: розробка проектних рішень багатошарових плит перекриття при їх опиранні на чотири кути та виконання експериментальних досліджень).*

6. Вознюк Л.І. Дослідження трьохшарових балочних плит на згин / Л.І.Вознюк, Б.Г.Демчина, Д.І. Дубіжанський // Вісник Національного університету водного господарства та природокористування. – Рівне: НУВГП – 2014. – № 4(68). – С. 232-238. *(Особистий внесок автора: аналіз чисельних даних на основі проведеного розрахунку, який враховував нелінійні властивості матеріалів плит).*

7. Вознюк Л.І. Випробування керамзитобетонних плит перекриття із ефективними вставками / Л.І. Вознюк, Б.Г. Демчина, Ю. Собчак-Пястка // Вісник Львівського національного аграрного університету: архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2016. – № 17. – С. 109-117. *(Особистий внесок автора: розробка ефективної конструкції керамзитобетонної плити*

перекриття із пустотоутворюючими вставками монококового типу та виконання її експериментального дослідження).

Стаття у науковому періодичному виданні іншої держави:

8. Вознюк Л.И. Результаты исследования трехслойных плит перекрытия на изгиб / Л.И. Вознюк, Б.Г. Демчина, Д.И.Дубижанский // Вестник Брестского государственного технического университета: Строительство и архитектура. – 2015. – № 1(91). – С.28-32. *(Особистий внесок автора: реалізація експериментальної верифікації отриманих результатів, аналіз напружено-деформованого стану та виконання оцінки несучої здатності).*

Патенти:

9. Пат. № 100525 UA, МПК E04B 5/08; E04B 5/23, Переkritтя будинку / Вознюк Л.І., Рутковська І.З., Демчина Б.Г.; заявник і патентовласник НУ «Львівська політехніка» - опубл. 27.07.2015 бюл. № 14/2015. *(Особистий внесок автора: запропоновано конструктивне рішення переkritтя будинку).*

10. Пат. № 100552 UA, МПК E04B 5/61; E04B 5/02, Залізобетонна шарова плита переkritтя будинку / Вознюк Л.І., Демчина Б.Г. // заявник і патентовласник НУ «Львівська політехніка» - опубл. 27.07.2015 бюл. №14/2015. *(Особистий внесок автора: патентний пошук, проектування багатошарової плити переkritтя).*

ABSTRACT

Vozniuk L. I. Bearing capacity and deformation of multilayer slabs

A thesis presented for a Ph. D. (Candidate Degree) in Technical Sciences. Research specialization 05.23.01 – Constructions and Buildings (19 Architecture and Construction). – National University "Lviv Polytechnic", Ministry of Education and Science of Ukraine. – Lviv, 2017.

The thesis focuses its attention towards the development of the effective multi-lightweight reinforced concrete slabs, that provides collaborate interrelation of different layers, as well as monocoque concrete slabs with cavity-forming inserts and the study of their bearing capacity and deformation for design proposals.

Section I of the thesis is devoted to the review and analysis of both multilayer structures and slabs application in construction practice in Ukraine and abroad. The existing approaches to the calculation have been analyzed taking into account the legal documents and using relevant software.

The analysis of architectural and construction systems has been presented as well as this of concrete slabs with rational parameters using lightweight concrete and options for using cavity-forming inserts. These solutions allow to significantly reduce the weight of overhead covers. In modern cast concrete structures about 70% of the bearing capacity is limited to their own weight endurance and only the rest goes to payloads. That is why reducing this parameter makes the building more efficient which ultimately leads to a significant economic effect.

The research and development of multilayer slabs have been under review of the number of scientists such as – Kh. A. Akramov, A. Ya. Barashykov, O. L. Boldar, S. A. Buhayevskiy, B. H. Demchyna, Yu. Dimitrenko, V. I. Yevstafyeva, Sh. S. Zholdybayev, I. I. Karkhut, A. A. Kudryavtsev, M. Kurbakh, O. Ya. Lytvynyak, V. F. Mayboroda, V. I. Mayorov, I. V. Melnyk, A. I. Ohloblya, N. S. Strohin, S. L. Kharlamov, V. T. Chemodurov, K. Shtamm, H. Witte, V. S. Shmukler.

Having analyzed the recent investigations, it can be hold probable that the constructions under research are of great interest to modern construction industry. At the same time, multilayer slabs are poorly studied and there is no single approach to calculating these structures. In this regard, there comes the necessity in a detailed study of multilayer slabs under load. The analysis of existing research allowed to form the main object of the thesis.

Section II covers the amount of experimental research, materials and test prototypes. Here is a methodology of beam slabs and those leant on four corners under the short-term load have been proposed.

According to the program of experimental research three series of test prototypes have been made: Series 1 – multilayer beams (six samples), Series 2 - multilayer square slabs with a lightweight concrete middle layer (four samples), solid reinforced

concrete slabs (two samples) and Series 3 – square monocoque concrete slabs with cavity-forming inserts (two samples).

The slabs of the Series 1 were rectangular of 800 x 400 mm and 100 mm thick. Working reinforcement in the lower layer was of VR-1 type with a diameter of 4 mm and a grid-like structure of 95/120 mm, the protective layer of concrete was of 15 mm. The top and bottom layers of heavy concrete beam slabs were of C25/30 type and the middle layer was of LC8/9 one. The thickness of the bottom and the middle layers of the slab was 40 mm and that of the top was 20 mm.

Test prototypes of the Series 2 slabs were square, 2000 x 2000 mm sized and 100 mm thick. Working longitudinal reinforcement in the bottom layer was of VR-1 type and 5 mm in diameter with a grid-like structure of 200/200 mm and a protective concrete layer of 15 mm. The slabs of P-P-2.1 ... 2.4 types were three-layered with the middle layer of expanded clay aggregate and aerated concrete. The top and bottom layers were made from heavy concrete of C25/30 type, the inner layer was 40 mm thick, the top and bottom layers were 30 mm thick. The slab middle layer of II-2.1 and P-2.2 types was made from expanded clay aggregate of LC8/9 type and the slabs of II-2.3 and P-2.4 types had it made from aerated concrete of D800 type. The slabs of P-2.5 and P-2.6 types were made solid from heavy concrete of C25/30 type.

Test prototypes of the Series 3 monocoque slabs were made from expanded clay aggregate of LC20/22 type with cavity-forming inserts. To make cavities there were used four foam polystyrene inserts of EPS-C-35 type 40 mm thick, 850x850 mm sized. The top and bottom layers were 30 mm thick. The expanded clay slab ribs of 100 mm width with reinforce framing inside were made along the perimeter and in the middle of the slab. The bottom reinforce framing was of 8 A500S, the top one was of 4 VR-1 and the cross one was of $\varnothing 3$ VR-1, stepped 200. The bottom layer of expanded clay slabs, except frames, was additionally mesh reinforced by $\varnothing 3$ VR-1 with a gap of 100x100 mm and the top layer was made the same way but with a gap of 200x200mm.

The Series 1 of slabs were tested by girder. Loading was being carried out in accordance with distributed load applied to the upper surface of a three-layer beam-slab ensured by distribution traverse system.

The Series 2 and 3 of slabs were tested by the scheme of four-corner bending. Loading was being carried out using fixed weight loads.

The deflection measurements, pillar subsidence together with concrete slabs and reinforcement deformation were being thoroughly recorded as well as the press at which cracks occurred tracking their width at each stage of loading.

Section III presents the results of experimental studies of both the Series 1 of beam slabs and the Series 2 and 3 of square slabs leant on four corners.

The spalling of the Series 1 test beam slabs prototypes was being carried out by rupturing the reinforcement in the bottom layer of the slab. The graphs of relative longitudinal deformations on the side edges of the height of prototypes in the middle of the span were made according to the results of experimental studies of multi-layer beams. Compressed concrete area was within the top layer of concrete. There also have been made the graphs of deflections growth in beam slabs, which lied within acceptable limits of current regulations, namely $f_{\max}^{\text{exp}} < f_u = \frac{1}{120}L = 5,8 \text{ mm}$, so it can definitely be assured that the spalling of all slabs occurred by bearing capacity, as research program envisaged. The maximum width of cracks in the slabs was within acceptable limits, namely $\omega_{cr}^{\text{exp}} < \omega_u = 0,4 \text{ m}$.

The spalling of the Series 2 test slabs lied in reinforcement bars disrupting along the slab contour. Analyzing graphic construction of relative deformation height section dependence, it was concluded that the compressed zone of concrete throughout the experiment was in the top layer of heavy concrete. Constructed graphs of deflections growth testify that they were within acceptable limits of current regulations, namely $f_{cr}^{\text{exp}} = 1,41 \text{ mm} < [f_u] = \frac{1}{130}L = 13,86 \text{ mm}$. The width of cracks in test multilayer and solid concrete slabs leant on four corners was within acceptable limits in accordance with the regulations, $\omega_{cr}^{\text{exp}} < \omega_{cr} = 0,4 \text{ mm}$.

The Series 3 of test expanded clay slabs lost their service ability as a result of achieving marginal basins in the center in accordance with UNSS - ISO B.2.6-156 B: 2010, namely $f_{cr} = [f] = \frac{1}{130}L = 13,86 \text{ mm}$ under the load of 11.91 kN/m² for P-slab 3.1 and 12.19kN/m² for P-slab 3.2. Also graphic construction of relative deformation height section dependence of reinforcement and concrete shows that the concrete compressed zone was in the top flange during the experiment up to the physical spalling of test prototypes. When slab reaching deflections the width of cracks was within acceptable limits and did not exceed 0.4 mm, according to current regulations. The construction of expanded monocoque slabs with cavity-forming inserts was providing the integrity of the slab while loading up to spalling. Fracture mode of slabs was solid-like.

Section IV describes the methods of calculation of multilayer beam slabs, multilayer ones and expanded monocoque slabs with cavity-forming inserts leant on four corners. The comparative analysis of the research results and the evaluation of the effectiveness of multilayer slabs have been discussed and revealed. The proposals for the design and manufacturing have been suggested.

To perform the calculation of the Series 1 slabs the nonlinear deformation method was applied taking into consideration the fact that the compressed concrete zone was located in the top layer. The values of moments were determined as for the second form of balance, considering that the rectangular crosscut had the stretching area. The data flowchart has been presented.

The bearing capacity of the Series 2 slabs leant on four corners was being tested in the area of maximum bending moment along the perimeter. The calculation was performed for an outside bar, 250 mm wide, which is equal to 1/8 of the slab span according to the deformation techniques of UNSS - ISO B.2.6-156 B: 2010.

To calculate the bearing capacity of the Series 3 test slabs there were used the existing approaches for T-section. The crosscut calculation was performed according to T-section and was carried out as for the fourth form of balance considering the fact that the top flange of the slab was compressed.

To calculate the test slabs for SP "LIRA" the calculation models were developed for all samples Series. The calculations were being carried out taking into account physical nonlinear nature of materials and their actual physical and mechanical properties introduced into the laws of deformation. The test models consisted of flat and three-dimensional elements. The calculation results give the clear understanding of the stress in the slab layers as well as the nature of cracks and spalling that totally meet experimental data.

On the basis of calculations a comparative analysis of research results with calculated values has been done what apparently results in satisfactory convergence.

The efficiency ratio K_{ef} was determined for all test slabs with which you can test and compare different designs of cover slabs in the way of spalling loads applied to their own weight.

The recommendations for designing and manufacturing of multilayer slabs containing the middle layer of lightweight concrete (expanded monocoque slabs, aerated concrete slabs and expanded clay slabs with cavity-forming inserts) have been developed.

Keywords: stress-strained condition, bearing capacity, mathematical modeling, efficiency, multilayer plate of overlap, monocoam keramsite concrete slabs, monocoque slab.

References:

Articles in scientific specialized editions of Ukraine:

1. Voznyuk L. I. Design and research of multilayer structures / L. I. Voznyuk, I. Z. Rutkovska // Collection of scientific papers "Building, materials science, mechanical engineering" Dnipropetrovsk, PSACEA. – 2007. – №628. – P. 100-104. (Personal contribution of the author: production of prototype samples, development of test methods).
2. Rutkovska I. Z. Research methodology of three-layer structures / I. Z. Rutkovska., L. I. Voznyuk // Journal of the Donbas national Academy of civil engineering and architecture "Tower structures: materials, design, technology"– 2007.

– Edition 6 (68). – p. 88-92. (Personal contribution of the author: a review of literature, research of multilayer structures at their support by beam scheme).

3. Rutkovska I. Z. Experimental study of three-layer structures / I. Z. Rutkovska, Z. M. Rutkovskiy, L. I. Voznyuk, A. B. Maruschak // Journal of Lviv Polytechnic National University. – 2008. – №627. – p. 179-182. (Personal contribution of the author: preparation of an experimental stand, analysis of the results).

4. Demchyna B. H. Calculation peculiarities research results of multilayer slabs on SP "LIRA" / B. H. Demchyna, L. I. Voznyuk, I. Z. Rutkovska // The journal "Modern industrial and civil construction" – 2009/ - Book 5, №4. – p. 179-184. (Personal contribution of the author: the formation of 3D finite-element nonlinear models of slabs in the environment of the software complex "LIRA-SAPR").

5. Rutkovska I. Z. Manufacturing and testing of three-layer flat bearing slabs 2x2 m sized / I. Z. Rutkovska., L. I. Voznyuk // Scientific and technical collection "Urban development and territorial planning" – 2013. – Edition 48 – p.384-389. (Personal contribution of the author: development of design solutions for multi-layer slabs with their support for four corners and the implementation of experimental studies).

6. Voznyuk L. I. Research of three-layer beam slabs for bending / L. I. Voznyuk, B. H. Demchyna, D. I. Dubizhanskyi // Journal of National University of Water and Environmental Engineering – 2014. – № 4(68). – p. 232-238. (Personal contribution of the author: analysis of numerical data based on the calculation, which takes into account the nonlinear properties of the materials of plates).

7. Voznyuk L. I. Testing of expanded clay aggregate concrete slabs with the effective inserts / L. I. Voznyuk, B. H. Demchyna, J. Sobchak-Piastka // Journal of Lviv National Agrarian University: architecture and agricultural construction. – 2016. – № 17. – p. 109-117. (Personal contribution of the author: the development of an effective construction of a ceramic-concrete slab with void-forming inserts of a monocoque type and the implementation of its experimental study).

Article in the scientific periodical publication of another country:

8. Voznyuk L. I. Results of research of three-layer slabs for bending / L. I. Voznyuk, B. H. Demchyna // Journal of Brest State Technical University: Construction and architecture. – 2015. – № 1(91). – p. 28-32. (Personal contribution of the author: realization of experimental verification of the received results, analysis of stressed-deformed state and performance of assessment of bearing capacity).

Patents:

9. Pat. № 100525 UA, МПК E04B 5/08; E04B 5/23 Overhead cover / Voznyuk L. I., Rutkovska I. Z., Demchyna B. H.; applicant and patent owner Lviv Polytechnic National University – published 27.07.2015 bulletin № 14/2015. (Personal contribution of the author: a constructive solution is proposed for the building's overlap).

10. Pat. № 100552 UA, МПК E04B 5/61; E04B 5/02, Reinforced concrete bedded slab / Voznyuk L.I., Demchyna B. H. // applicant and patent owner Lviv Polytechnic National University – published 27.07.2015 bulletin № 14/2015. (Personal contribution of the author: patent search, design of a multi-layer slab).

ЗМІСТ

ВСТУП.....	20
РОЗДІЛ 1 ОГЛЯД ТЕХНІЧНОЇ ЛІТЕРАТУРИ ПО ТЕМАТИЦІ ДОСЛІДЖЕНЬ	27
1.1 Застосування полегшених багатошарових конструкцій та конструкції з пустотоутворюючими вставками.....	27
1.1.1 Будівлі з багатошаровими перекриттями або з перекриттями із пустотоутворюючими вставками.....	27
1.1.2 Технології виготовлення та конструювання полегшених багатошарових плит перекриття та плит із пустотоутворюючими вставками	33
1.2 Аналіз досліджень багатошарових плит перекриття.....	38
1.3 Існуючі підходи до розрахунку багатошарових плит перекриття.....	45
1.4 Висновки та задачі досліджень	48
РОЗДІЛ 2 МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ. МАТЕРІАЛИ ТА КОНСТРУКЦІЯ ДОСЛІДНИХ ЗРАЗКІВ	51
2.1 Об'єм експериментальних досліджень. Матеріали і конструкція дослідних зразків.....	51
2.2 Методика виготовлення багатошарових плит із середнім шаром з легкого бетону.....	57
2.2.1 Методика виготовлення багатошарових плит.....	57
2.2.2 Методика виготовлення монококових керамзитобетонних плит із пустотоутворюючими вставками.	59
2.3 Методика дослідження плит на згин	61

2.3.1	Методика дослідження балочних плит на згин від дії короткочасного навантаження.....	61
2.3.2	Методика дослідження багатошарових та монококових керамзитобетонних плит серій 2 та 3, опертих на чотири кути, на згин від дії короткочасного навантаження	65
2.4	Методика визначення фізико-механічних характеристик матеріалів.....	68
2.5	Висновки до розділу.....	71
РОЗДІЛ 3 РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ.....		72
3.1	Дослідження балочних плит серії 1	72
3.2	Дослідження квадратних в плані плит серії 2	78
3.3	Дослідження квадратних в плані плит серії 3	86
3.4	Результати дослідження фізико-механічних характеристик матеріалів.....	93
3.5	Висновки до розділу.....	95
РОЗДІЛ 4 АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ДОСЛІДНИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ.....		97
4.1	Загальні підходи до розрахунку плит згідно діючих норм.....	97
4.2	Розрахунок залізобетонних багатошарових плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону серій 1 та 2 і монококових керамзитобетонних плит перекриття серії 3 у ПК “ЛІРА-САПР”.....	105
4.3	Порівняльний аналіз результатів досліджень	113
4.4	Оцінка ефективності досліджуваних багатошарових та монококових керамзитобетонних плит перекриття	125

4.5	Пропозиції щодо проектування та виготовлення багат шарових плит перекриття із середнім шаром з легких бетонів керамзитобетону і газобетону та монококових керамзитобетонних плит перекриття.	134
4.6	Впровадження результатів дослідження	135
4.7	Висновки до розділу	136
	ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	138
	Список використаних джерел.....	140
	Додаток А. Акти про впровадження	158
	Додаток Б. Фізико-механічні характеристики матеріалів.....	162
	Додаток В. Результати випробувань багат шарових та суцільних плит перекриття серій 1 та 2.....	165
	Додаток Г. Результати розрахунку за деформаційною методикою	168
	Додаток Д. Результати розрахунку у ПК “ЛІРА-САПР”	178
	Додаток Е. Список публікацій за темою дисертації та відомості про апробацію результатів дисертації	187

ВСТУП

Актуальність теми. У сучасному будівництві з монолітного чи збірного залізобетону до 70% усіх навантажень складає власна вага конструкцій. Зменшуючи її ми одночасно полегшуємо споруду, зменшуємо навантаження на фундаменти та несучі елементи і цим самим робимо будівлю більш економічно доцільною та ефективною.

Р.Б. Фуллеру, який є творцем відомих геодезичних куполів, належить афоризм: "Якщо ви хочете встановити ступінь досконалості конструкції будівлі, зважте її...".

Застосування в перекриттях легких бетонів із ефективними вставками може значно зменшити власну вагу конструкцій, що призведе до економії людських та технологічних ресурсів, матеріалів та енергоефективності будівлі в цілому. За рахунок таких конструктивних рішень зменшуються навантаження на основні конструктивні несучі елементи - фундаменти, колони, стіни, перекриття, значно зменшується вплив сейсмічної складової навантаження, на будівельний майданчик необхідно транспортувати менше матеріалів, що економить транспортні витрати та дозволяє зменшити площі тимчасового складування на будівельному майданчику.

Зменшення власної ваги плит перекриття при реконструкції існуючих будівель та споруд дозволяє зменшити витрати на посилення фундаментів, скороти час виконання робіт.

Конструкцію перекриття із багатошарових полегшених плит можна адаптувати під будь-який проект реконструкції чи нового будівництва.

При виконанні будівельно-монтажних робіт під час реконструкції існуючих промислових та цивільних будівель і споруд дуже часто виникає проблема подачі бетону у важкодоступні приміщення. Використання у таких випадках невеликих за розміром збірних багатошарових полегшених елементів перекриття може значно спростити задачу по влаштуванню збірного залізобетонного перекриття. Такі згинані багатошарові елементи можуть

монтуватися ручним способом по наперед встановлених несучих балках у будь-яких приміщеннях за рахунок мобільності та простоти.

Необхідність використання багатошарових плитних конструкцій перекриття у сучасному проектування та будівництві виникає не тільки під час реконструкції вже існуючих будівель та споруд громадського і промислового призначення, а і при проектуванні конструкцій перекриття у нових будівлях та спорудах, оскільки на сучасному етапі розвитку економіки на перший план виходить необхідність використання легких конструкцій перекриття із хорошими енергоефективними та звукоізоляційними властивостями.

Багатошарові залізобетонні конструкції перекриття все частіше застосовуються у будівельній практиці. При раціональному виборі складу різних шарів з легких бетонів по висоті плити перекриття можуть бути створені багатошарові полегшені конструкції з відмінними конструктивними, енергоефективними та звукоізоляційними властивостями, при цьому мати суттєву меншу вагу у порівнянні із традиційними перекриттями.

Використання багатошарових будівельних конструкцій з легких бетонів та пористих заповнювачів дозволяє отримати сучасні полегшені енергоощадні конструктивні рішення в будівництві, які задовільняють поточні потреби галузі та пов'язані із зменшенням власної ваги конструкцій. Ефективність легких бетонів особливо збільшується при їх комплексному застосуванні разом з важким бетоном або пустотоутворюючими вставками.

На сьогоднішній день перекриття будинку зазвичай є комплексною конструкцією, що складається з основної конструктивної частини (наприклад, залізобетонні збірні або монолітні балки і плити) та необхідних, згідно нормативних та експлуатаційних вимог, теплоізоляційних і звукоізоляційних шарів в конструкції підлоги. Традиційні несучі одношарові конструкції плит вже не у повній мірі задовольняють сучасні економічні критерії промислового виробництва та монтажу на будівельному майданчику.

Масове практичне застосування таких конструкцій у практиці будівництва затримується через недостатнє вивчення їх роботи та відсутності єдиної

методики виготовлення. Відсутня також надійна методика розрахунку багат шарових конструкцій плит перекриття з легкого бетону, а також монококових керамзитобетонних із пустотоутворюючими вставками.

У діючих нормативних документах розрахунок багат шарових конструкцій не розглядається, тому що на сьогодні вони недостатньо досліджені, існуючі методики потребують пристосування для таких конструкцій, що можливе після їх глибокого вивчення. Для широкого застосування багат шарових залізобетонних конструкцій перекриття потрібні комплексні експериментально-теоретичні дослідження їх роботи під дією зовнішнього навантаження на основі яких розробка методик розрахунку.

Також досить цікавим залишається питання вибору оптимальної методики виготовлення багат шарових залізобетонних плит перекриття як на будівельному майданчику, так і в заводській умовах на існуючих підприємствах будівельної галузі.

Дана робота присвячена дослідженню несучої здатності та деформативності згинаних багат шарових полегшених залізобетонних плит із середнім шаром з легкого бетону та монококових керамзитобетонних плит із пустотоутворюючими вставками з пінополістиролу.

Наведене вище підтверджує актуальність проведення досліджень несучої здатності та деформативності багат шарових полегшених залізобетонних плит із середнім шаром з легкого бетону та монококових керамзитобетонних плит.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема дисертації відповідає науковому напрямку кафедри будівельних конструкцій та мостів Національного університету “Львівська політехніка”. Дисертація виконана в межах науково-дослідної роботи «Теоретичні та експериментальні дослідження звичайних та попередньо напружених залізобетонних, металевих, дерев'яних та інших конструкцій будівель, споруд, мостів і фундаментів та методів їх підсилення» (номер державної реєстрації 0117U007366, замовник – Міністерство освіти і науки України, 2017—2022 рр.).

Мета роботи – розробка і дослідження несучої здатності та деформативності ефективних багатошарових залізобетонних плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону та ефективних монококових керамзитобетонних плит перекриття.

Задачі дослідження:

- на базі послідовного аналізу розробити принципи конструювання та виготовлення складних багатошарових і керамзитобетонних монококових плит перекриття з використанням ефективних матеріалів;

- на основі 2D і 3D ідеології сформулювати скінченно-елементні моделі досліджуваних багатошарових плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону, а також монококових керамзитобетонних плит та провести аналіз напружено-деформованого стану (НДС) і виконати оцінку їх несучої здатності;

- на основі проведених експериментально-теоретичних досліджень розробити та дослідити конструкцію керамзитобетонної плити монококового типу;

- виконати експериментальне підтвердження (верифікацію) запропонованих скінченно-елементних розрахункових моделей багатошарових і керамзитобетонних монококових плит;

- оцінити ефективність досліджуваних конструкцій та встановити найбільш ефективні з них;

- створити інженерну методику розрахунку багатошарових залізобетонних плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону та монококових керамзитобетонних плит.

Об'єкт дослідження – напружено-деформований стан багатошарових залізобетонних плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону та монококових керамзитобетонних плит.

Предмет дослідження – несуча здатність та деформативність залізобетонних багатошарових плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону та монококових керамзитобетонних плит, які працюють на згин.

Методи дослідження – чисельні та аналітичні методи механіки деформованого тіла і, зокрема, метод скінченних елементів; сучасні методи експериментальних досліджень, що базуються на новітніх системах навантаження та вимірювання.

Наукова новизна отриманих результатів

Вперше отримано:

- на базі послідовного аналізу, принципи формування нової ефективної конструкції монококової керамзитобетонної плити перекриття;

- також на базі послідовного аналізу, експериментальні дані про несучу здатність та деформативність багатошарових залізобетонних плит перекриття з середнім шаром із легкого бетону, а також монококових керамзитобетонних плит.

Дістало подальший розвиток:

- скінченно-елементні нелінійні моделі розрахунку та аналізу конструкцій багатошарових плит перекриття, із середнім шаром з легкого бетону, та монококових керамзитобетонних плит перекриття;

- підхід до оцінки несучої здатності багатошарових та суцільних залізобетонних плит, при їх опиранні на чотири кути з використанням нелінійної деформаційної моделі, як для смуг, в зоні дії максимальних згинальних моментів.

Удосконалено:

- нелінійні моделі та підхід, з отриманням результатів дослідження на згин, багатошарових залізобетонних та монококових керамзитобетонних плит перекриття.

Практичне значення отриманих результатів:

- розроблено методику дослідження на згин багатошарових залізобетонних та монококових керамзитобетонних плит перекриття, при їх опиранні за балочною схемою та при їх опиранні на чотири кути;

- запропоновано підхід до оцінки несучої здатності суцільних та багатошарових залізобетонних плит, при їх опиранні на чотири кути, з

використанням нелінійної деформаційної моделі як для смуг в зоні дії максимальних згинальних моментів;

- на базі розроблених принципів створена нова монококова керамзитобетонна конструкція плити перекриття;

- запропоновано використовувати коефіцієнт ефективності для вибору найбільш ефективного типу конструкції перекриття.

Особистий внесок здобувача. Усі наукові результати дослідження дисертаційної роботи отримані автором особисто.

В роботах, які опубліковані у співавторстві, здобувачеві належить: [1] – виготовлення дослідних зразків, розробка методики випробувань; [2] - огляд літератури, дослідження багатошарових конструкцій при їх опиранні за балочною схемою; [3] - підготовка експериментального стенду, аналіз отриманих результатів; [4] - формування 3D скінченно-елементних нелінійних моделей плит перекриття в середовищі програмного комплексу «ЛІРА-САПР»; [5] - розробка проектних рішень багатошарових плит перекриття при їх опиранні на чотири кути та виконання експериментальних досліджень; [6] - аналіз чисельних даних на основі проведеного розрахунку, який враховував нелінійні властивості матеріалів плит; [7] - розробка ефективної конструкції керамзитобетонної плити перекриття із пустотоутворюючими вставками монококового типу та виконання її експериментального дослідження; [8] - реалізація експериментальної верифікації отриманих результатів, аналіз напружено-деформованого стану та виконання оцінки несучої здатності; [9] - запропоновано конструктивне рішення перекриття будинку; [10] - патентний пошук, проектування багатошарової плити перекриття.

Результати теоретичних та експериментальних досліджень впроваджені у виробництво наступними організаціями: ПрАТ “Львівський проектний інститут” при моделюванні та розрахунку міцності та деформативності конструкції перекриття адміністративно-побутового корпусу, допоміжних приміщень та їдальні концерну “Кінескоп” під бізнес-центр за адресою м.Львів, вул.Садова,2а; ПП ”КБ КОНСТРУКТИВ” при варіантному проектуванні перекриття

багатоквартирного житлового будинку з вбудованими нежитловими приміщеннями та підземним паркінгом в м.Вінниця; ТзОВ "Зелемін" при варіантному проектуванні багатофункціонального житлового комплексу з громадською функцією на території в.ч. 9507 на вул.В.Великого,10 (для військовослужбовців) з підземним паркінгом зі знесенням існуючих нежитлових будівель (будинки № «Б1» та «Б2» на генплані) та при визначенні ефективності конструкцій перекриття.

Апробація результатів дисертації. Результати дисертаційної роботи представлені та обговорені на VI-й міжнародній науково-практичній конференції "Баштові споруди: матеріали, конструкції, технології" (Макіївка, 2007 рр.), на Всеукраїнській науково-практичній конференції "Сучасні проблеми та перспективи розвитку житлово-комунального господарства України" (Запоріжжя, 2013 р.), на XVII-му міжнародному науково-практичному форумі "Теорія і практика розвитку агропромислового комплексу та сільських територій" (Дубляни, 2016 р.), на семінарах кафедри "Будівельні конструкції та мости" Національного університету "Львівська політехніка" (2007 – 2017 рр.).

Публікації. Основні положення дисертації та результати досліджень опубліковані у 10-ти друкованих працях, із них: 7 статей у фахових виданнях, рекомендованих МОН України, 1 стаття у науковому періодичному виданні іншої держави, 2 патенти України на корисну модель.

Структура та об'єм роботи. Дисертаційна робота складається із вступу, чотирьох розділів основної частини, загальних висновків, списку використаних літературних джерел та додатків. Повний об'єм дисертації 190 сторінок (основна частина –120 ст.). Дисертація містить 17 таблиць, 90 рисунків, 152 найменування використаної літератури, а також 6 додатків на 33 сторінках.

РОЗДІЛ 1 ОГЛЯД ТЕХНІЧНОЇ ЛІТЕРАТУРИ ПО ТЕМАТИЦІ ДОСЛІДЖЕНЬ

1.1 Застосування полегшених багатошарових конструкцій та конструкцій з пустотоутворюючими вставками.

1.1.1 Будівлі з багатошаровими перекриттями або з перекриттями із пустотоутворюючими вставками

Враховуючи те, що в будівельній галузі відбувається постійна оптимізація ресурсів та економія енергії надзвичайно важливим питанням у будівництві на сьогоднішній день є зменшення власної ваги конструкцій будівлі чи споруди. Особливо це помітно на етапі основних будівельних робіт та при аналізі і розрахунках схем споруд у комплексі, враховуючи статичні та сейсмічні навантаження [34]. Власна вага є надзвичайно серйозним фактором, який впливає на вартість будівельно-монтажних робіт та на об'єми будівельних матеріалів, які потрібно закласти у несучі конструкції споруди для забезпечення надійної і безпечної експлуатації. Дослідженням роботи полегшених перекриттів присвячені роботи багатьох вчених – Акрамова Х.А.[1], Альбрехта С. [99], Бабича Е.М. [3], Барашикова А.Я. [7], Болдара О.Л. [9], Бондаренка В.М. [10], Бугаєвського С.А. [13...15], Глушакова Н.І. [32], Демчини Б.Г. [35...39], Демчини Х.Б. [40,41], Димитренка Ю.І. [42], Євстаф'єва В.І. [49], Жолдибаєва Ш.С. [50], Кархута І.І. [51], Кобелева В.Н. [54], Кірвака [135], Литвиняк О.Я. [55...58], Майбороди В.Ф. [59], Мельника І.В. [61...64], Оглоблі А.І. [66], Піскунова В.Г. [75], Чемодурова В.Т. [86...88], Штамма К. [89], Шмуклера В.С. [70...73,90,93] та ін..

Ідея таких рішень полягає у створенні плити, яка містить шар легкого бетону або заміні пустотоутворюючими вставками масивного бетону у середині монолітного перекриття і в зменшенні власної ваги за рахунок використання керамзитобетону чи іншого легкого бетону, які мають меншу густину у порівнянні із важким бетоном. При цьому важливим є ефективне армування конструкції, враховуючи особливості роботи багатошарового елемента.

Для масового житлового та цивільного будівництва в Україні, в м. Харкові під керівництвом д.т.н., проф. Шмуклера В.С. розроблені архітектурно-будівельні системи “РАМПА” [71,90], “ДОБОЛ” [90], “ІКАР” [70,90] та “МОНОФАНТ” [73,90,93]. У цих системах розроблені диски перекриття з раціональними параметрами. Запропоновані панелі є моноковими залізобетонними конструкціями із пустотоутворюючими вставками. Системи “РАМПА”, “ДОБОЛ” та “ІКАР” являють собою збірні конструкції дисків перекриття, а система “МОНОФАНТ” з успіхом використовується у монолітному будівництві і дозволяє створювати конструкції різних нестандартних геометричних форм та розмірів, що забезпечує якісне використання простору при вирішенні задач по об’ємно-планувальних рішеннях. Приклад виконання перекриття системи “ІКАР” зображено на рис. 1.1. Прикладом застосування технології полегшених залізобетонних конструкцій перекриття в Україні в м. Харків можна назвати реконструкцію перекриття офісної будівлі на пл. Конституції та будівництво другої черги розважального комплексу “Місто” на вул. Ключківської.

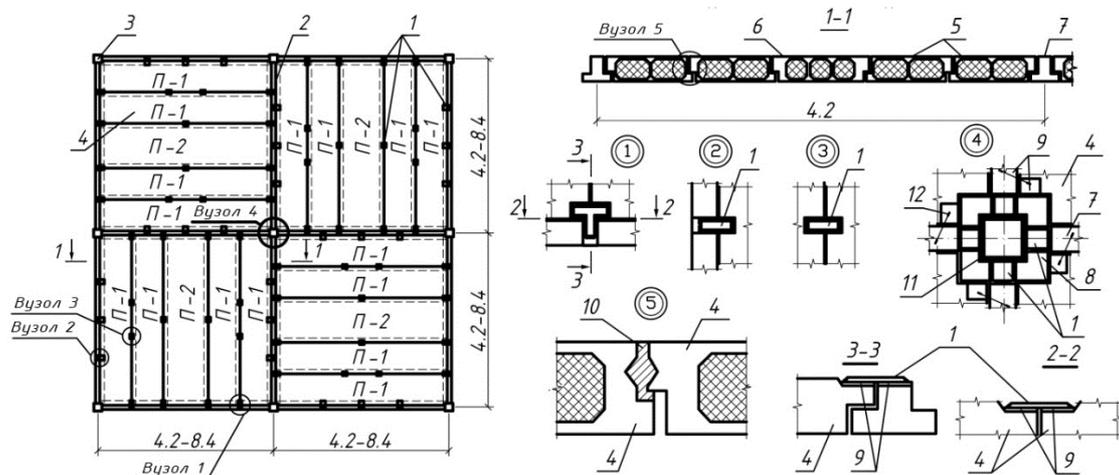


Рис. 1.1 Компонування диска перекриття системи "ІКАР": 1 – листова накладка; 2 – листова накладка; 3 – колона; 4 – середня плита; 5 – крайня плита; 6 – середня плита; 7 – ригель; 8 – консоль колони; 9 – закладні деталі; 10 – бетонна шпонка; 11 – вузловий елемент; 12 – коротун

У м. Львові багатшоровими залізобетонними перекриттями з важкого бетону із використанням пустотоутворюючих вставок з пінополістиролу

займається к.т.н. Мельник І.В [61...64]. Під його керівництвом було проведено проектування та реконструкцію промислової будівлі під торгово-готельний комплекс в смт.В.Любінь, Львівської області. Було виконано заміну зруйнованого дерев'яного перекриття горищного поверху на монолітне залізобетонне з важкого бетону із пінополістерольними вставками. У результаті такого рішення власна вага перекриття зменшилась на 32,4 %.

У м. Львові за участі Мельника І.В. під час реконструкції ресторану будівлі “Супутник” [64] було запроектовано та виконано перекриття поверх існуючого конусного чашеподібного перекриття, фрагмент перекриття і характерний переріз подано на рис. 1.2.

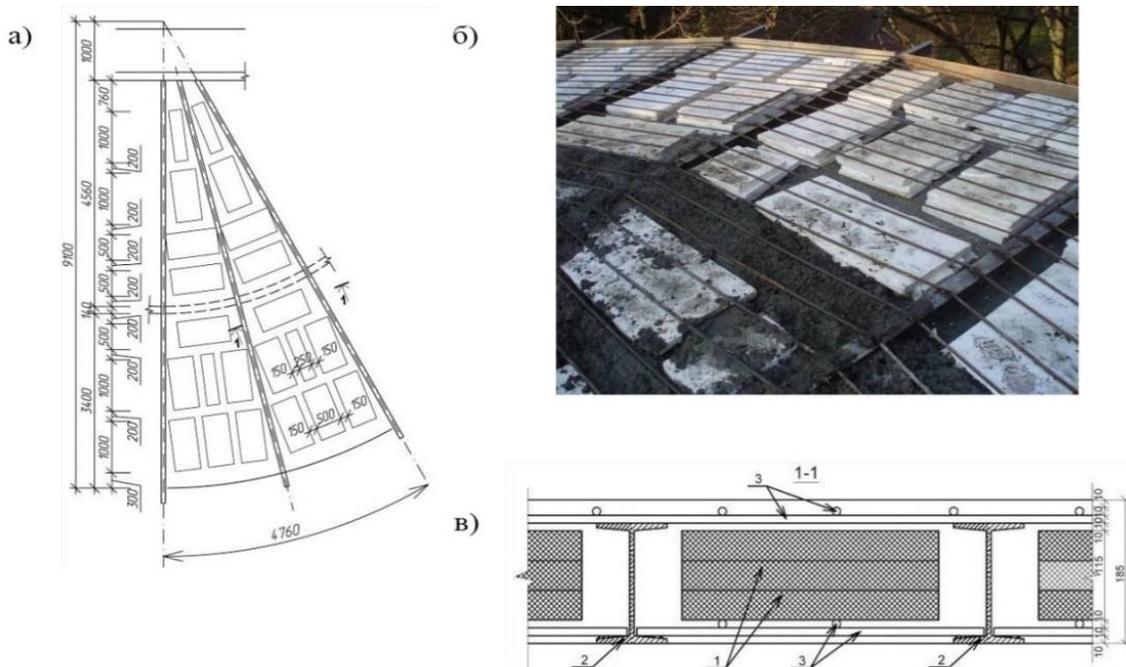


Рис. 1.2 Фрагмент (а), місцевий переріз (б) і бетонування (в) круглого перекриття з пінополістирольними вставками: 1 – пінопластові вставки; 2 – металеві балки; 3 – арматура.

Щоб зменшити власну вагу перекриття, яке мало висоту 185 мм, були застосовані пакети пінополістирольних вставок із висотою 115 мм. Застосування такого рішення дозволило отримати суттєвий ефект та економію ресурсів, власну вагу перекриття вдалося зменшити на 47,3%.

Інший досвід використання пустої утворюючих вставок із пінополістиролу за участі доц. Мелька В. І. пов'язаний з реконструкцією будівлі

оздоровчого комплексу існуючого санаторію у Свалявському районі Закарпатської області [61]. Існуюче дерев'яне перекриття мансардного поверху було замінено на нове капітальне для влаштування повноцінного поверху. Під час виконання робіт було використано монолітну залізобетонну плиту перекриття з пустотоутворюючими вставками. Висота монолітного перекриття була прийнята – 220 мм. Схема розташування вставок і влаштування перекриття показано на рис. 1.3.

Схожі типи конструкцій перекриття з успіхом використовувалися у світі. Варто відзначити хмарочос "Santa Fe II" у Мексиці [105], висотою 167 м, який був збудований у 2013 році. При його спорудженні у монолітних дисках перекриття, загальною товщиною 250 мм, були влаштовані пустотоутворюючі вставки із пінополістиролу розміром у плані 800x800 мм, висотою 150 мм (рис. 1.4), які були вкладені із кроком 1000 мм у двох взаємно перпендикулярних напрямках.

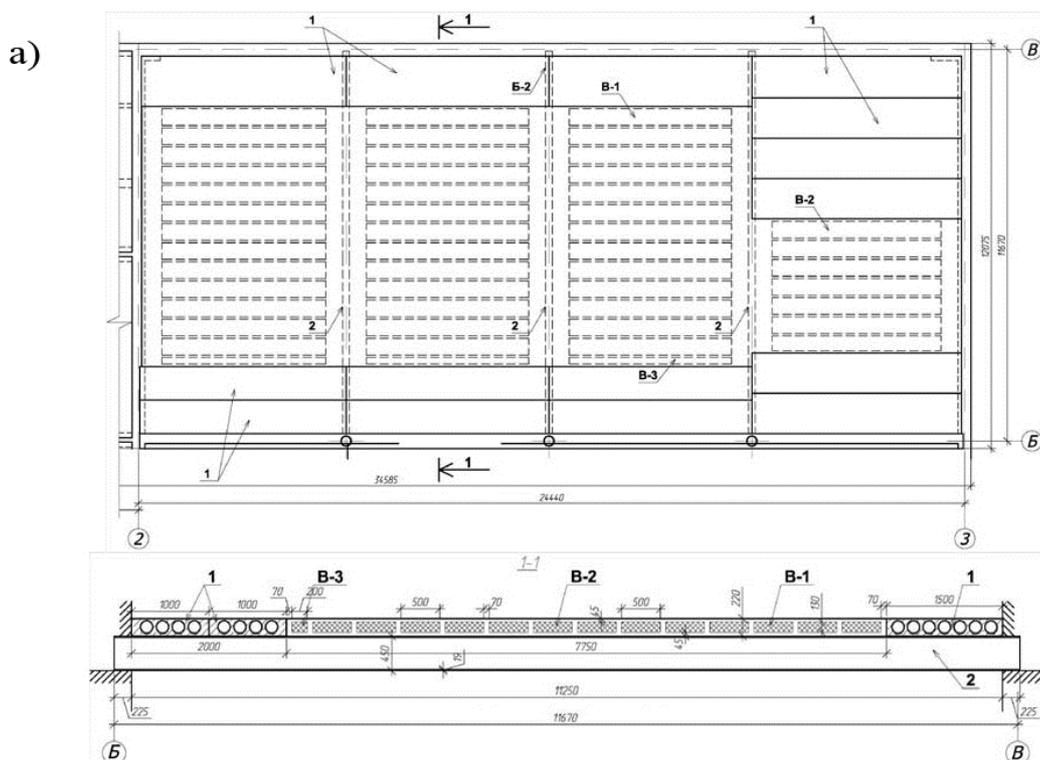


Рис. 1.3 Розташування вставок в плані і в перерізі перекриття;

1 – існуючі збірні пустотні плити перекриття; 2 – металеві балки; 3 – пінополістирольні вкладиші, В-1...В-3 – марки вставок за типорозміром



Рис. 1.4 Поперечний переріз залізобетонного перекриття хмарочоса

Між вкладишами були залишені проміжки шириною 200 мм, в яких бетонувалися несучі ребра. Застосування такого типу перекриття у будівлі хмарочоса, яка складалася із 52-х поверхів, дозволило зменшити постійне навантаження від власної ваги конструкцій перекриття, у порівнянні із класичним суцільним на 42% із 6 кН/м^2 до $3,5 \text{ кН/м}^2$.

Велику кількість об'єктів було зведено за технологією COBIAХ [112]. Зокрема в Німеччині: центральний офіс компанії Microsoft в Мюнхені, головну будівлю фірми Vector Informatik в Штутгарті, Hochhaus Festo в Есслінгері, будівля готелю Park Royal в Сингапурі, будівля віденського університету Campus LLC, Національний стадіон в Варшаві, будівля Wright State University в Дейтоні, США, медичний центр Колумбійського університету в Нью-Йорку.

Круглі пластикові пустотоутворювачі були використані при будівництві музею мистецтв Perez Art Museum у м. Маямі, США, збудованого в 2013р. Залізобетонні монолітні плити перекриття з уступами в них глибиною 10-12см. Пластикові вкладиші сферичної форми діаметром 450 мм були розташовані в плиті в двох напрямках.

Відчутний економічний ефект від використання даної технології виконання перекриття яскраво продемонструвала спортивна хокейна арена Ла-Бах у Медісоні, штат Вісконсин, США. При зведенні перекриттів товщиною приблизно 50 см вдалося досягти економії коштів та скоротити терміни виконання кожного перекриття на 3 дні.



Рис. 1.5 Perez Art Museum у м. Маямі, США

Одну з лідируючих позицій на ринку пластикових пустотоутворювачів займає великобританська компанія BubbleDeck [107...109]. Зокрема дана технологія була використана при влаштуванні перекриття в будівлі навчального центру Harvey Mudd College, Каліфорнія, США (рис. 1.6), розташованого в зоні високої сейсмічної активності. Завдяки влаштуванню 10 тис. м.кв перекриття з пустотоутворювачами вдалося досягти суттєвого зменшення маси усїєї конструкції, що позитивно вплинуло на сейсмічність будівлі, а також дозволило зекономити 750 м³ бетону.



Рис. 1.6 Harvey Mudd College, Каліфорнія, США

Також за даною технологією було зведено велику кількість споруд по всьому світу, зокрема: будівлю міністерства юстицій в Нідерландах, будівлі ратуші в м. Глоструп, Данія, для зменшення ваги консольної частини плити, Tax Walterbos Complex в м. Апелдорн, Нідерланди (рис. 1.7 а), будівлю Piemonte Torre, Турин, Італія, міську бібліотеку в м. Алмере, Нідерланди (рис. 1.7 б), будівлю Millennium Tower в м. Роттердам, Нідерланди, та багато інших.

Швейцарська фірма “Durison” до сьогодні випускає двошарові плити покриття – стандартні (4x0,5x0,2 м) і великорозмірні (6x1,5x0,2м) у яких товщина верхнього шару із важкого бетону – 0,02-0,03 м. Конструкції того ж класу випускаються у Нідерландах фірмою “Velox” і у Бельгії фірмою “ZHT” .

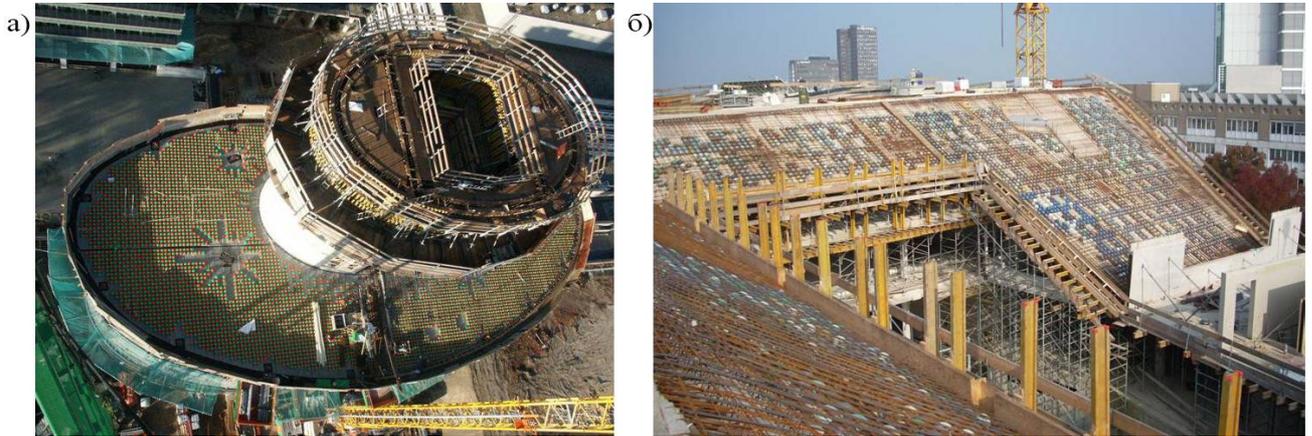


Рис. 1.7 Приклади застосування технології BubbleDeck: Tax Walterbos Complex, м. Апелдорн (а); Міська бібліотека, м. Алмере (б)

З виконаного огляду видно який великий інтерес на сьогодні складають будівлі в яких для зменшення їх ваги застосовуються пустотоутворюючі вставки, що дає також суттєвий економічний ефект.

1.1.2 Технології виготовлення та конструювання полегшених багатошарових плит перекриття та плит із пустотоутворюючими вставками

Протягом 2010...2016 років у НУ “Львівська політехніка” за участю д.т.н., проф. Демчини Б.Г. і к.т.н. Литвиняк О.Я. [36,38,39,55...58] були виготовлені багатошарові плити перекриття із використанням у нижній зоні важкого бетону, а у верхній зоні безавтоклавного пінобетону. Технологія виготовлення складалася із двох етапів. На першому етапі виконувався арматурний каркас, який вкладався у опалубку і проводилося бетонування нижнього шару із важкого бетону. Після затвердіння важкого бетону переходили до другого етапу – вкладання верхнього шару із безавтоклавного пінобетону.

У м. Харкові була розроблена технологія виготовлення полегшених багатошарових перекриттів із пустотоутворюючими вставками згаданих вище

систем [90,93] із двохстадійною заливкою бетону і проводилася у наступній послідовності – виготовлялися арматурні сітки та каркаси, які вкладаються у опалубку, подавалася перша порція бетону і ущільнювався нижній шар, укладалися пінополістирольні вкладиші-пустотоутворювачі з пінополістиролу, подавалася друга порція бетону, ущільнювався бетон, проводилася витримка бетону. Ця технологія з успіхом була використана і в монолітному будівництві. Прикладом використання такої технології є перекриття другої черги розважального комплексу “Місто” у м. Харкові [93] (рис. 1.8).



Рис. 1.8 Влаштування полегшеного перекриття з пустотоутворюючими вставками з пінополістиролу в розважальному центрі “Місто” у м.Харкові.

Д.т.н., проф. Шмуклером та к.т.н. Бугаєвським С.А. [13...15,72,91,92] розроблена технологія улаштування полегшених залізобетонних перекриттів із застосуванням бетону здатного до самоущільнення, яку реалізовано у перекриттях із пустотоутворюючими вставками системи “МОНОФАНТ” [16]. Отримання самоущільнених бетонів досягалося за рахунок застосування дрібнозернистих заповнювачів (крупність щебеню – до 16 мм), добавок-стабілізаторів в'язкості і суперпластифікаторів, що дозволяли тривалий час зберігати незмінну рухливість бетонної суміші. Використання самоущільненого бетону дозволяє підвищити швидкість бетонування, знизити вимоги до перекачування бетонної суміші і гарантувати надійність заповнення всього обсягу опалубки. Застосування самоущільнених бетонів в полегшених перекриттях із пустотоутворюючими вставками необхідно проводити в таких випадках: у місцях, де неможливо застосувати вібрацію; при виконанні

торцевих і складних поверхонь бетону; при виготовленні елементів зі складною внутрішньою і зовнішньою геометрією; у випадках густоармованих конструкцій перекриттів; в умовах обмеженого простору на будівництві; при необхідності виконання робіт із зниженим рівнем шуму або в стислі терміни.

Технологія влаштування конструкції залізобетонного перекриття полегшеного типу шляхом бетонування конструкції в один етап з використанням самоущільнюючого бетону зображена на рис. 1.9.

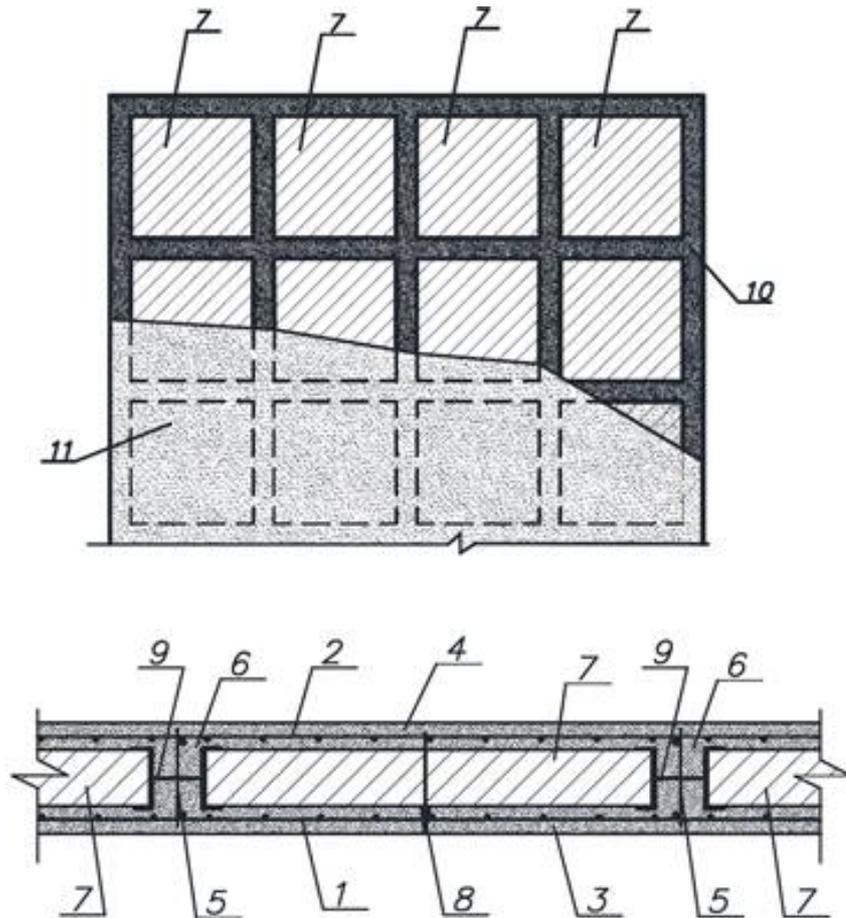


Рис. 1.9 Спосіб влаштування полегшеного залізобетонного перекриття: а -поперечний переріз перекриття; б - послідовність бетонування плити перекриття; 1, 2 - арматура нижньої і верхньої сіток; 3 і 4 - нижня і верхня обшивка; 5 - арматурні каркаси; 6 - ребра перекриття; 7 – пінополістирольні вкладиші; 8 і 9 - фіксатори; 10 - зазор між вкладишами; 11 – бетонування верхньої частини перекриття.

На сьогоднішній день типи конструкцій перекриття із пустотоутворюючими вставками із пінополістиролу значно поширені за межами

України. Серед відомих розроблених систем, в яких реалізований такий полегшений принцип влаштування перекриття, можна виділити таких виробників: POLYVOID (Австралія), STYROBECK (Нова Зеландія), KVL Projects (Південна Африка), RMAX (Австралія), Cordek (Велика Британія), Foamex (Австралія). Приклади виконання таких перекриттів зображено на рис. 1.10.

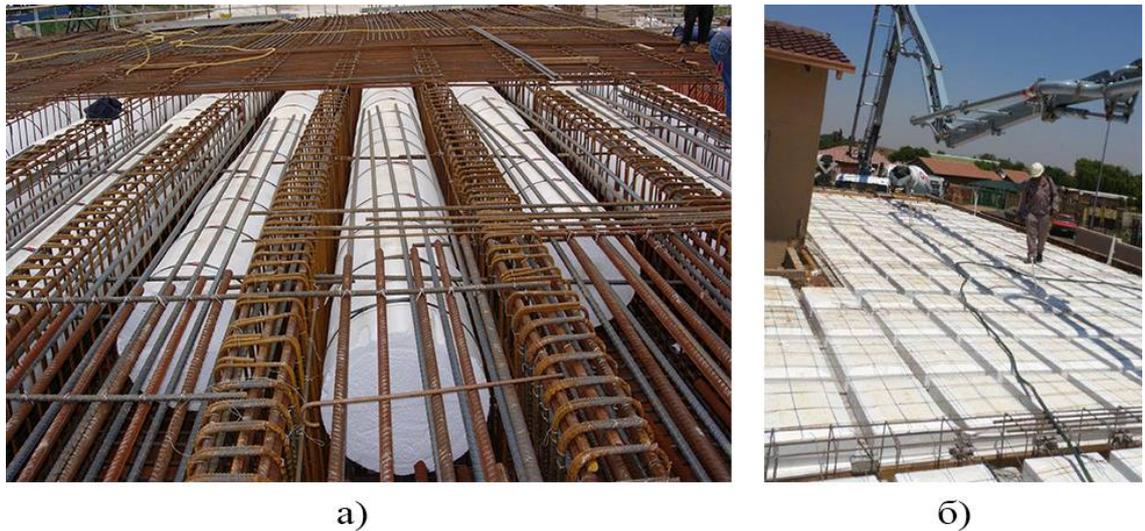


Рис. 1.10 Пустотоутворюючі вставки фірми Cordek (а) та Foamex (б).

У якості пустотоутворюючих вставок у перекриттях, для зменшення власної ваги, також з успіхом застосовуються пластикові пустотоутворюючі, які виготовляють різноманітних розмірів та форм. Суттєвою перевагою таких рішень є можливість пропуску інженерних комунікацій у товщі перекриття будівель та споруд. За об'ємами застосування у практиці сучасного будівництва виділяються такі відомі типи перекриття із пустотоутворюючими вставками: Airdeck System (Бельгія) [97], BubbleDeck System (Великобританія) [107], SOBIAH System (Швейцарія) [112], DALIFORM group (Італія) [113] та ін.

Застосування збірно-монолітної технології BubbleDeck дозволяє не тільки зменшити власну вагу конструкції перекриття, а також пришвидшити на будівельному майланчику виконання залізобетонного перекриття і, відповідно, усієї будівлі в цілому. У розрізі на рис. 1.11 наведено приклад влаштування перекриття технології BubbleDeck, яке мало загальну робочу висоту 280 мм, із товщиною нижнього шару бетону збірного модуля 70 мм, висоту заливки

бетоном від верхньої відмітки перекриття до грані кулі 25 мм, діаметр пластикових куль 225 мм, які розміщувалися із кроком 250 мм в обох напрямках.

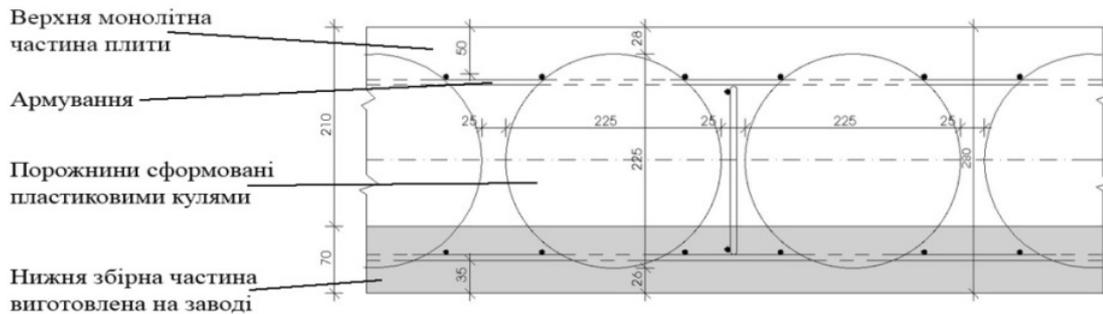


Рис. 1.11 Перетин перекриття, виконаного за системою BubbleDeck

. На будівельному майданчику виконується монтаж вже готових просторових модулів із наперед забетонованим у заводських умовах нижнім шаром бетону, та заповнені пластиковими пустотоутворювачами у вигляді куль. Армування виконується окремими стрижнями у нижньому збірному шарі та у верхньому монолітному. Після монтажу збірних елементів, які одночасно використовуються в якості опалубки, та армування верхнього шару виконується заливка монолітним важким бетоном до досягнення проектної висоти конструкції.

Такий самий принцип влаштування перекриття застосований і у системі Airdeck, яка відрізняється від BubbleDeck лише формою пустотоутворювачів, що мають розміри у плані 200x200 мм та вкладаються з кроком 300 мм в обох взаємно перпендикулярних напрямках. Можливість зміни висоти перекриття у межах від 120 до 350 мм [97].

Технологія влаштування перекриття COVIAХ по виконанню відрізняється від BubbleDeck та Airdeck тим, що при виконанні перекриття монтуються просторові арматурні каркаси із уже вмонтованими у них пустотоутворюючими вставками із переробленого пластика. Ці каркаси одночасно виконують функцію підтримуючих для верхньої робочої арматурної сітки плити, а їх нижні стержні є робочими та сприймають розтягуючі зусилля розтягу. Власна вага конструкції монолітного залізобетонного перекриття при застосуванні технології COVIAХ

зменшується на 20...35%, що є основним фактором, який підтверджує ефективність таких рішень.

Інженерні рішення, які базуються на використанні пустотоутворюючих вставок дозволяють не тільки зменшити власну вагу конструкції, але й досягти суттєвої економії арматури із забезпеченням необхідної несучої здатності та деформативності. Зокрема, при застосуванні системи U-BOOT (DALIFORM group) максимальна втрата жорсткості лише 15%, а зменшення власної ваги перекриття до 40%. Технологія продумана таким чином, що в обох напрямках між порожнинами формуються ортогональні балки, які об'єднують полиці плити у єдину конструкцію. Нижній шар плити формується за рахунок підйомних конічних опор, які розміщені по низу грані квадратного пустотоутворювача. Після влаштування арматурних каркасів у ребрах та робочих сіток по низу та верху плити, виконується заливка самоущільнюючим важким бетоном в один етап, що дозволяє пришвидшити роботи.

Розглянуті вище варіанти влаштування монолітних конструкцій перекриття з пластиковими пустотоутворювачами широко розповсюджені за кордоном, але і в нашій країні ці технології використовуються рідко, у зв'язку з відсутністю виробничих потужностей та недостатньою кількістю наукових експериментальних досліджень.

1.2 Аналіз досліджень багатошарових плит перекриття.

У НУ “Львівська політехніка” дослідженням багатошарових плит займалися Демчина Б.Г. [35...39], Кархут І.І. [51], Мельник І.В. [61...64], Литвиняк О.Я. [55...58] та ін..

Демчиною Б.Г та Литвиняк О.Я. були проведені дослідження збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням пінобетону на згин при дії монтажних та експлуатаційних навантажень. Дослідні опалубні плити перекриття були випробувані на монтажні навантаження згідно стандартної методики по випробуванню залізобетонної балки на згин, при її шарнірному опиранні на дві опори. У результаті випробувань було встановлено, що у

досліджуваних плитах перекриття спостерігалася класична робота плити на згин, за показами приладів не спостерігався зріз пінобетону відносно важкого бетону по площині контакту, що засвідчило цілісність конструкції. Автори дослідження пропонують у реальному будівництві використовувати довгі комплексні плити довжиною до 4,2 м із використанням безавтоклавного пінобетону проектної марки D800 та з відповідним армуванням поліпропіленовою фіброю, при проектуванні перекриттів будівель під характеристичне корисне навантаження до 2 кН/м^2 , а короткі плити перекриття довжиною 2,1 м з корисним навантаженням до 10 кН/м^2 .

Кархутом І.І. [51] були проведені дослідження тришарових плит – аналогів конструктивної системи EVG-3D. Дослідні зразки склалися із двох зовнішніх залізобетонних шарів та утеплювача з пінополістиролу між ними. З'єднання шарів між собою виконувалося з арматурних каркасів, в яких поперечні стержні були розміщені похило під кутом. У результаті дослідження отримані дані напружено-деформованого стану багатошарових конструкцій та виконано порівняння із зразками аналогами. Дослідні плити зруйнувалися внаслідок втрати стійкості поперечних стержнів.

У 2001—2002 р. під керівництвом доц. Мельника І.В. [63] були виконані експериментальні дослідження фрагментів монолітної залізобетонної плити перекриття з трубчастими круглими вставками. Залізобетонна монолітна плита мала розміри в плані $5 \times 5 \text{ м}$. Дослідний зразок армувався однаково в обох напрямках, з розташуванням арматури лише у нижній зоні. Пустотоутворюючі вставки були трубчастими пінополістирольними та розташовувалися з кроком 139 мм, що дозволило створити порожнистість у 38,4%. Завантаження дослідних зразків плит проводили з використанням чавунних злитків вагою 50 кгс до навантаження $8,78 \text{ кН/м}^2$, після чого завантаження проводили бетонними блоками вагою 430 кгс. У результаті проведених досліджень було встановлено, що загальне руйнівне навантаження склало $13,28 \text{ кН/м}^2$. Руйнування дослідного зразка плити відбулося внаслідок зрізу бетону у верхній частині перерізу плити.

Також Мельником І.В. [62] було виконано випробування двох варіантів монолітного залізобетонного перекриття із однонаправленим поперечним та повздовжнім розташування пінополістирольних вставок. Дослідження дозволили вивчити напружено-деформований стан варіантів перекриття та встановити, що несуча здатність плит із поперечним розташуванням вставок була значно меншою від плит в яких вставки розміщені повздовж.

У Харкові під керівництвом д.т.н., проф. Шмуклера В.С. [90] був проведений комплекс натурних випробувань залізобетонних плит із важкого бетону з пустотоутворюючими вставками, які були оперті по контуру і розроблені для систем “Рампа”, “Ікар” та “Добол”. Випробування проводили на зразках двох панелей розмірами у плані 3,42х3,42 м, для випробування яких було розроблено спеціальний стенд, який складався з 4-х рам системи “Рампа”, встановлених на опорні деталі, до яких кріпились тяжі. Навантаження від домкрату розподілялось на кожну стійку через столик (рис. 1.12).

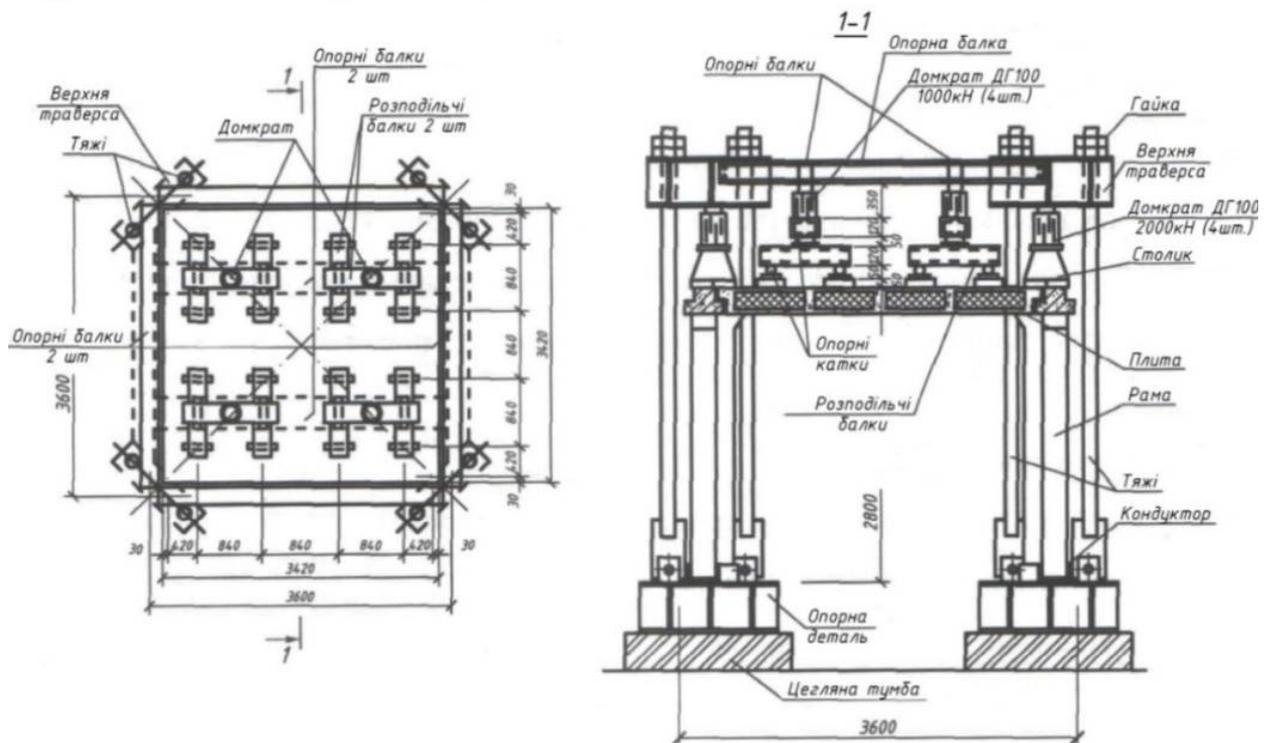


Рис. 1.12 Стенд для випробування ефективних панелей перекриття опертих на пружний контур.

Як опора домкрату використовувалась верхня траверса, що опиралась на тяжі і фіксувалась гайками. Для передачі навантаження від домкратів на

експериментальну плиту перекриття, по її верху монтувалась система перехресних розподільних траверс зі сталюого прокату. Опирання траверси на плиту виконувалося таким чином щоб навантаження передавалося не більше ніж у двох точках.

В результаті проведених експериментів було досліджено несучу здатність та деформативність і встановлено, що максимальні прогини плити в центрі прольоту, при навантаженні 120 кН, становили 4,1 мм, після досягнення 160 кН збільшилися до 18,6 мм, а при 180 кН зафіксовано прогин 21 мм. Руйнування дослідного зразка відбулося внаслідок втрати несучої здатності при навантаженні 205 кН. Розвиток тріщин по нижній грані показано на рис. 1.13.

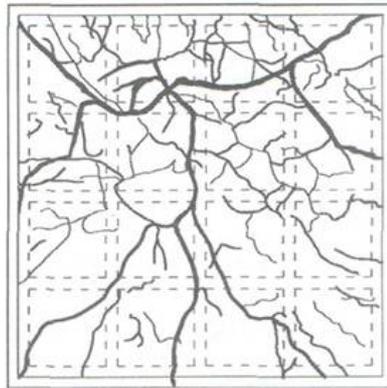


Рис. 1.13 Основні руйнівні тріщини панелей перекриття

Рисунок тріщиноутворення по нижній поверхні залізобетонної плити з пустотоутворюючими вставками наближався до характеру тріщин опертих по контуру (по типу конверта). Згідно результатів дослідження картина розвитку тріщин практично не повторювала контур внутрішніх ребер, що підтверджує цілісність конструкції при згині від дії навантаження.

Також у Харкові під керівництвом керівництвом д.т.н., проф. Шмуклера В.С. було проведено випробування залізобетонної сферичної оболонки покриття, яка являла собою складну внутрішню і зовнішню геометрію, з розмірами в плані 2200x2200 мм [101]. Загальна товщина оболонки – 260 мм; зокрема: пустотоутворювачі з екструдованого пінополістиролу товщиною 160 мм, верхня і нижня бетонні оболонки товщиною 50 мм. Обидві оболонки армовані сікою, з кроком 200x200 мм, діаметр арматури – 6 мм. Діагональні ребра і поздовжні

стілки армовані стержнями діаметром 10 мм. В даному дослідження бетонування конструкції проводилось методом мокрого торкретування. Загальний вигляд конструкції показано на рис. 1.14.



Рис. 1.14 Сферична оболонка даху:

армування і незнімні вставки і готова конструкція

На рис. 1.15, відображено вертикальні переміщення конструкції, при опиранні в чотирьох точка, від різних типів навантаження, величиною 10 кН/м^2 .

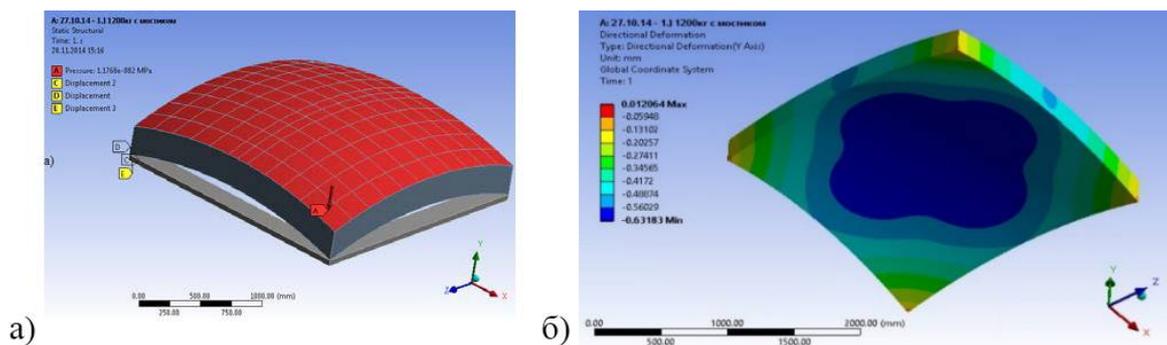


Рис. 1.15 Вертикальні переміщення оболонки: а - 1-ий тип завантаження, рівномірне по всій площі; б - переміщення від 1-го типу завантаження;

Завантаження конструкції проводилось гідростатичним способом, який найбільш реально відображає навантаження на конструкцію від снігу. В результаті проведеного експерименту було підтверджено запропонований автором підхід до теоретичного аналізу таких конструкцій. Також було встановлено, що конструктивні елементи, виготовлені за даною технологією, володіють необхідними для несучих елементів покрівлі показниками міцності і жорсткості.

У “Київському національному університеті будівництва та архітектури” д.т.н., проф.. Барашиковим та к.т.н., доц. Журавським О.Д. були проведені

експериментальні дослідження багатошарових плит [7]. Дослідні зразки плит мали розміри 800x800x60 мм та склалися із двох шарів по 30 мм із бетону та фібробетону. У одній із серій фібробетон був у нижній зоні, а в іншій у верхній. Для порівняння були випробувані суцільні плити із фібробетону та залізобетону. Зусилля прикладалися за допомогою двох домкратів через систему траверс у вигляді 16-ти зосереджених сил, моделюючи при цьому рівномірно розподілене навантаження. Плити опиралися шарнірно по контуру. У результаті випробувань встановлено, що міцність двошарових плит з нижнім шаром сталеві фібробетону склала 78,3 % від міцності одношарових сталеві фібробетонних плит, а міцність двошарових плит з нижнім шаром залізобетону склала 96,5% від міцності одношарових залізобетонних плит.

Важливим фактором у роботі таких конструкцій є надійність з'єднання шарів між собою для створення цілісного елемента [106,117,138,139]. Зокрема, дослідники Пфайфер Д.В. і Хансон Ж.А. [139] провели випробування невеликих залізобетонних сендвіч-панелей. Акцент автори ставили на дослідження з'єднання шарів між собою для забезпечення цілісності конструкції панелі. У результаті цих досліджень встановлено, що наявність ребер у тілі конструкції значно впливало на несучу здатність дослідних зразків. Найбільша несуча здатність була досягнута у панелях із крайніми несучими ребрами.

Враховуючи складність просторової роботи плит перекриття з пустотоутворюючими вставками, визначальними є дослідження їх напружено-деформованого стану та тріщиностійкості при згині, чим займалися такі іноземні науковці: Бенаюн А. [104], Карбонарі А. [111], Мота М. [137], Девіс Ж.М. [115], Ель Зареф М. [118], Форабосі П. [121,122], Френцель [124...128], Гара Ф. [129,130], Хофф Н.Ж. [134], Пфеффер К. [140], Сейхо Ф. [144], Шамс А. [145,146], Сугель К. [151].

У дослідному центрі структурної інженерії CSIR (Ченнаї, Індія) колективом авторів [114] було проведено випробування багатошарових ізольованих сендвіч-панелей на згин. Панелі перекриття були розмірами у плані 1220x1220 мм і 3000x1220 мм та загальною товщиною 150 мм. Середній шар був

виконаний із пінополістиролу товщиною 100 мм, зовнішні шари із важкого бетону товщиною по 25 мм, по периметру були влаштовані ребра шириною 100 мм, які з'єднували верхній шар з нижнім. В результаті проведених досліджень було отримано експериментальні дані, що дозволили зрозуміти вплив різних умов завантаження на напружено-деформований стан дослідних сендвіч-панелей. Також авторами проведено порівняння експериментальних величин несучої здатності та деформативності із теоретичними розрахунками, що показало хорошу збіжність.

Відомі дослідження плит із круглими кульовими пустотоутворювачами [131,132,136,141,142] підтверджують актуальність такого принципу виконання конструкції перекриття, зокрема в Дармштадтському технічному університеті (Німеччина) було проведено випробування плити перекриття, з порожнинами, утвореними за технологією компанії BubbleDeck, на продавлювання [143]. Характер поширення тріщин в дослідному зразку показано на рис. 1.16.

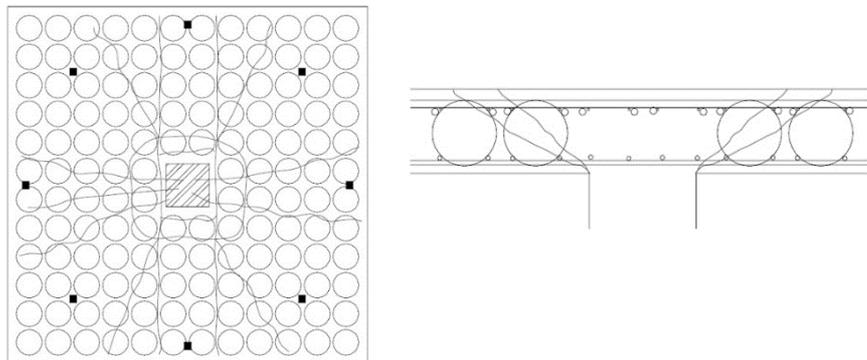


Рис. 1.16 Поширення тріщин в дослідному зразку

Для проведення даного дослідження було виготовлено два зразки: перший – товщиною 450 мм з пустотоутворювачами діаметром 360мм, з бетону класу C20/25 (із номінальною міцністю на стиск: 25 Н/мм^2 та середньою міцністю на стиск: 30 Н/мм^2); другий – товщиною 230 мм з пустотоутворювачами діаметром 180 мм, з бетону класу C28/35 (номінальна міцність на стиск: 35 Н/мм^2 , середня міцність на стиск складала: 40 Н/мм^2), з максимальним розміром заповнювача – 16 мм. Навантаження на плити прикладалось гідравлічним домкратом через колони. Кожен зразок складався з плити і колони, для імітації реальної роботи конструкції. Окрім основного армування модулів було влаштовано додаткове

армування в верхній зоні плити для забезпечення руйнування конструкції саме через продавлювання. Зразки закріплювались в восьми точках, розташованих по колу, радіусом 1125 мм. На перший погляд характер поширення тріщин вказував на те, що характер руйнування є іншим ніж для суцільної плити. Кільце продавлювання видавалося меншим через наявність в плиті порожнин. Проте детальний огляд перерізу плити після її руйнування спростував ці здогадки. В результаті встановлено що порожнини не впливають на характер поширення тріщин, в порівнянні з плитою без порожнин. Кут між горизонталлю і тріщинами був в межах від 30^0 до 40^0 . Як і очікувалось, міцність зразка на продавлювання була меншою ніж для залізобетонної плити без порожнин.

1.3 Існуючі підходи до розрахунку багат шарових плит перекриття

Згідно [10] монолітні або збірні багат шарові плити, які працюють у двох напрямках, розраховують як суцільні. Верхній шар у них працює на стиск, а нижній на розтяг, середній шар працює в основному на сколювання. Враховуючи, що сколюючі напруження в плиті по величині невеликі (0,2 ... 0,8МПа), спеціальної конструктивної арматури для з'єднання не передбачають. Сколюючі зусилля сприймають сили зчеплення бетону одного шару з іншим, якщо середній, а потім верхній шари укладаються з перервами які не перевищують період схоплювання бетону. Згинальні моменти визначаються як для суцільних плит. Якщо плита опирається на дві сторони, то її розраховують як звичайну балочку. Значення зусиль, в залежності від типу опирання, описано у роботах Вайнберга Д.В. [16] та Тимошенка С.П. [82,83].

На сьогодні чинні норми в будівництві [33,45] та більшість науковців при проектуванні залізобетонних конструкцій застосовують нелінійну деформаційну методику розрахунку. Розробці та адаптації цієї методики присвячені роботи таких науковців: Бабаєва В.М. [2], Байкова В.Н. [4], Бамбури А.М. [5,6], Барашикова А.Я. [8...9], Бліхарського З.Я. [11,12], Голишева А.Б. [31],

Дубіжанського Д.І. [48], Микитенка С.М. [65], Павлікова А.М. [67], Рогового С.І. [76], Шмуклера В.С. [95,96] та ін..

Метод розрахунку залізобетонних елементів на основі нелінійної деформаційної моделі базується на застосуванні нелінійної діаграми “ $\sigma-\epsilon$ ” для бетону та дволінійної для арматури і дозволяє проводити розрахунки конструкцій різної форми поперечного перерізу, з різним розташуванням арматури в перерізі. Деформаційна модель прийнята в міжнародних, а також в більшості національних норм [33,45,85,119]. Розрахунок деформацій зводиться до розрахунку максимальних прогинів плити від заданого навантаження. Для цього визначають жорсткість плити, як і для конструкцій із важкого бетону. Розрахунок деформацій плит проводиться на нормативне навантаження.

Згідно [90] при розрахунку системи “РАМПА” було застосовано процедуру прямого проектування залізобетонної плити перекриття з пустоутворюючими вставками, яка опиралася по контуру на збірні залізобетонні ригелі (рис. 1.17).

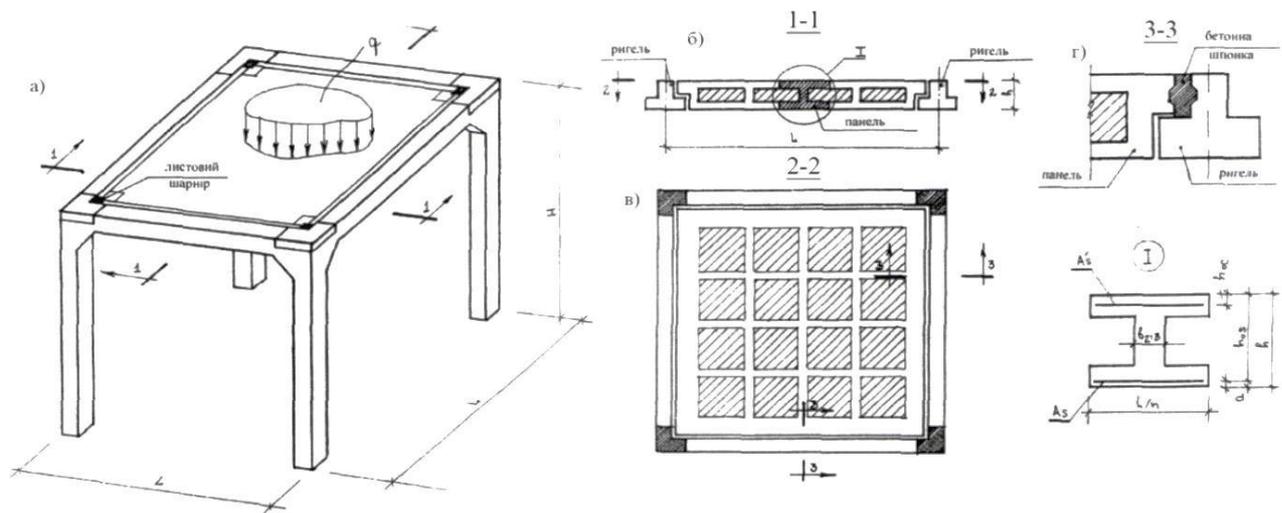


Рис. 1.17 До визначення раціональних параметрів ефективної контурної плити перекриття

Приведена товщина панелі знаходилася за наступною формулою:

$$h_{red} \approx 2h_{c0} + \frac{2A_{rib}n}{L} = 2h_{c0} + \frac{2b_{rib}(h - 2h_{c0})n}{L} \quad (1.1)$$

де $A_{rib} = b_{rib}(h - 2h_{c0})$ - площа перерізу ребра; b_{rib} - ширина ребра (рис. 1.17).

Методика розрахунку передбачала визначення циліндричної жорсткості та приведеної товщини плити (формула 1.1), після чого знаходилися величини внутрішніх зусиль. Результат розрахунку отримав задовільну збіжність із експериментальними дослідженнями.

В Массачусетському технологічному університеті під керівництвом професора Джерма Коннора (США) [136] було проведено теретичне порівняння двох однакових за розмірами і товщиною плит перекриття: звичайної залізобетонної суцільної та полегшеного зразка, в тілі якого були закладені пластикові пустотоутворювачі системи BubbleDeck. Обидві плити було сконструйовано за допомогою програмного комплексу SAP2000. Геометричні розміри плит в плані – 36.6 x 36.6м; товщина – 45 см; крок колон – 12.2 x 12.2м. Було застосовано пустотоутворюючі модулі висотою 36 см, товщина верхнього і нижнього шарів бетону була однаковою і складала 4.5 см. Власна вага плит враховувалась з коефіцієнтом 1.2, а корисне навантаження збільшувалося на коефіцієнт 1.6. Результати розрахунків, проведених за допомогою програмного комплексу SAP2000, показали, що максимальні моменти і поперечні сили в плиті з пустотами на 30–40% менші, ніж в аналогічній плиті без пустотоутворюючих вставок. На рис. 1.18 зображено характер розподілу напружень по осі X в повнотілій плиті (а) і в плиті яка має порожнини (б). Дані значення напружень коливалися в межах від -17 МПа до +17 МПа.

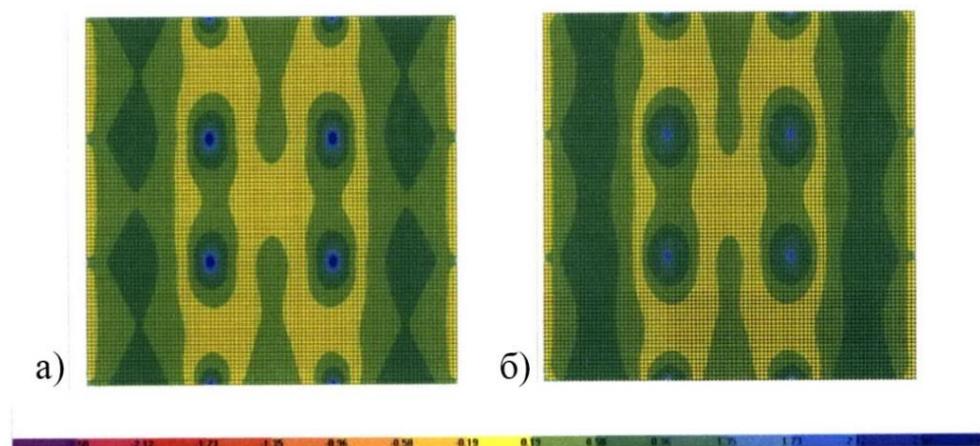


Рис. 1.18 Характер розподілу напружень по осі X в повнотілій плиті (а) і в плиті з порожнинами (б)

При порівнянні вертикальних прогинів плит було встановлено, що прогини в плиті з порожнинами приблизно на 10% перевищували прогини в повнотілій плиті. В результаті проведених досліджень рекомендовано враховувати понижуючий коефіцієнт, величиною 0.9 для компенсації даної різниці.

Створенням та удосконаленням скінченно-елементних нелінійних моледей займалися такі вітчизняні та іноземні вчені: Аль-Кашир М. [100], Ахмед К. [98], Барберо Е.Ж. [102], Башур Ф.К. [103], Гензерський Ю.В. [21], Дотроп Ж.К. [116], Клованіч С.Ф. [52,53], Рудаков К.Н. [77], Тур В.В. [84], Феннер Р.Т. [120], Франклін Н.А. [123], Фрезель Н. [124], Хартл Н. [133], Чжан Т.Ю. [110], Шамс А. [145] та ін..

В Україні для розрахунку залізобетонних плит перекриття використовується ПК “ЛІРА” – багатофункціональний програмний комплекс, який був створений у м. Києві в 1963 р. Програма дозволяє виконувати розрахунки будівельних конструкцій будь-якої складності, враховуючи фізичну нелінійність матеріалів [22,27,28], із використанням реальних фізико-механічних характеристик матеріалів і можливістю моделювання крокового завантаження дослідних зразків, при виконанні наукових досліджень. В основу розрахункового комплексу покладено метод скінченних елементів [81,152]. Розробкою займалися такі вчені: Городецький А.С.[22..30], Шмуклер В.С. [22,94,147...150], Максименко В.П. [60] та ін. Цей розрахунковий комплекс планується використовувати в аналізі майбутніх досліджень.

1.4 Висновки та задачі досліджень

Аналіз існуючої літератури практики будівництва, наявних експериментальних даних та методик розрахунку залізобетонних багатошарових плит перекриття, а також плит перекриття з пустотоутворюючими вставками дозволяє зробити наступні висновки:

1. Використання полегшених залізобетонних багатошарових плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону, а також керамзитобетонних плит з пустотоутворюючими вставками дозволяє значно зменшити власну вагу

конструкції перекриття і призводить до економії ресурсів, часу зведення споруди та коштів.

2. Аналіз огляду наявної літератури та існуючої практики будівництва показав, що на сьогоднішній день відсутня інформація про дослідження та впровадження у практиці керамзитобетонних плит перекриття із пустотоутворюючими вставками.

3. Існуючі методики розрахунку плит перекриття не можуть із достатньою точністю оцінити роботу багат шарових плит перекриття під навантаженням, оскільки у цих розрахунках не достатньо врахована сумісна робота шарів з різними фізико-механічними характеристиками між собою, а при розрахунку плит із пустотоутворюючими вставками приймаються різноманітні припущення, які не дають достатньої точності.

4. Діючі українські норми стосуються розрахунку тільки одношарових залізобетонних плит перекриття, тому не дають змоги оцінити роботу багат шарових плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону, а також керамзитобетонних плит з пустотоутворюючими вставками. Експериментальні дослідження багат шарових плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону, а також керамзитобетонних плит з пустотоутворюючими вставками дозволять створити розрахункові моделі із використанням існуючого програмного забезпечення, які є більш точними.

5. На сьогодні відсутня достатня кількість експериментальних досліджень багат шарових та керамзитобетонних плит перекриття із пустотоутворюючими вставками, що не дає можливості розробити практичні рекомендації з їх проектування та виготовлення в реальному будівництві.

6. Порівняння власної ваги плит з їх несучою здатністю та встановлення відповідно економічної ефективності різних типів конструкцій багат шарових плит перекриття та керамзитобетонних плит перекриття із пустотоутворюючими вставками дозволить підтвердити їх ефективність у порівнянні із існуючими одношаровими залізобетонними збірними та монолітними конструкціями перекриття.

Для досягнення поставленої мети роботи необхідно вирішити наступні задачі дослідження:

- на базі послідовного аналізу розробити принципи конструювання та виготовлення складних багатошарових і керамзитобетонних монококових плит перекриття з використанням ефективних матеріалів;

- на основі 2D і 3D ідеології сформулювати скінченно-елементні моделі досліджуваних багатошарових плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону, а також монококових керамзитобетонних плит та провести аналіз напружено-деформованого стану (НДС) і виконати оцінку їх несучої здатності;

- на основі проведених експериментально-теоретичних досліджень розробити та дослідити конструкцію керамзитобетонної плити монококового типу;

- виконати експериментальне підтвердження (верифікацію) запропонованих скінченно-елементних розрахункових моделей багатошарових і керамзитобетонних монококових плит;

- оцінити ефективність досліджуваних конструкцій та встановити найбільш ефективні з них;

- створити інженерну методичку розрахунку багатошарових залізобетонних плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону та монококових керамзитобетонних плит.

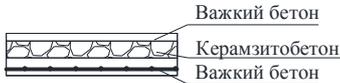
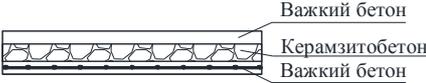
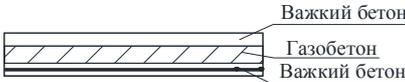
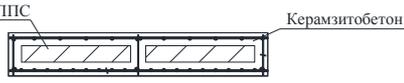
РОЗДІЛ 2 МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ. МАТЕРІАЛИ ТА КОНСТРУКЦІЯ ДОСЛІДНИХ ЗРАЗКІВ

2.1 Об'єм експериментальних досліджень. Матеріали і конструкція дослідних зразків

Відповідно до поставленої мети та задач досліджень була розроблена програма експериментальних досліджень багатошарових залізобетонних плит перекриття (табл. 2.1).

Таблиця 2.1

Програма експериментальних досліджень

Серія	№ п/п плити	Марка плит	Розміри плит а×б×h м	Клас бетону	Клас арматури	Поперечний переріз	Вага плити Q, кг
1	1	БП-1.1	0,8 х 0,4х0,1	C25/30, LC8/9	Вр-1		59,1
	2	БП-1.2	0,8 х 0,4х0,1				58,8
	3	БП-1.3	0,8 х 0,4х0,1				59,0
	4	БП-1.4	0,8 х 0,4х0,1				59,0
	5	БП-1.5	0,8 х 0,4х0,1				58,7
	6	БП-1.6	0,8 х 0,4х0,1				58,7
2	7	П-2.1	2,0х 2,0х0,1	C25/30, LC8/9	Вр-1		768
	8	П-2.2	2,0х 2,0х0,1				775
	9	П-2.3	2,0х 2,0х0,1	C25/30, D800	Вр-1		704
	10	П-2.4	2,0х 2,0х0,1				712
	11	П- 2.5	2,0х 2,0х0,1	C25/30	Вр-1		960
	12	П- 2.6	2,0х 2,0х0,1				968
3	13	П-3.1	2,0х 2,0х0,1	LC20/22	A500C, Вр1		503
	14	П-3.2	2,0х 2,0х0,1				512

Згідно з даною програмою було заплановано випробувати 3 серії плит загальною кількістю 14 шт.

Експериментальні дослідження серії 1 включали у себе випробування шести зразків балочних багатошарових плит з середнім шаром із керамзитобетону, котрі опиралися під час випробувань на дві сторони та працювали за балочною схемою.

Серія 2 складалася із шести квадратних плит, з яких дві багатошарові з середнім шаром із керамзитобетону, дві багатошарові з середнім шаром із газобетону та дві суцільні із важкого бетону. Усі ці плити опиралися під час випробування на чотири кути.

При дослідженні плит серії 3 було проведено випробування двох квадратних монококових керамзитобетонних плит із пустотоутворюючими вставками з пінополістиролу, які при проведенні випробувань були оперті на чотири кути.

При маркуванні були прийняті наступні умовні позначення: БП – балочна плита; П – прямокутна в плані плита. Так, наприклад, маркування експериментального зразка БП-1.3 говорить про те, що це балочна плита першої серії за номером 3, а маркування П-3.1 говорить про те, що це квадратна плита третьої серії за номером 1.

Дослідні зразки багатошарових плит серії 1 прямокутні в плані, розмірами 800x400 мм, загальною товщиною 100 мм (рис. 2.1). Повздовжня робоча та розподільча арматура в нижньому шарі прийнята класу Вр-1 (ДСТУ 3760:2006), діаметром 4 мм, у вигляді сітки з коміркою 95x120 мм, крок робочої повздовжньої арматури 120 мм, захисний шар бетону складав 15 мм. З'єднання арматури в плоску сітку виконувалося у заводських умовах за допомогою контактного зварювання. Верхній та нижній шари балочних плит були виконані із важкого бетону класу С25/30, середній шар із керамзитобетону класу LC8/9. Товщина нижнього та середнього шарів плити була однаковою та складала 40 мм, верхній шар товщиною – 20 мм. Балочні тришарові плити виготовлялися в науково-дослідній лабораторії НДЛ-23 НУ “Львівська політехніка”. Конструкцію експериментальних багатошарових балочних плит першої серії показано на рис. 2.1.

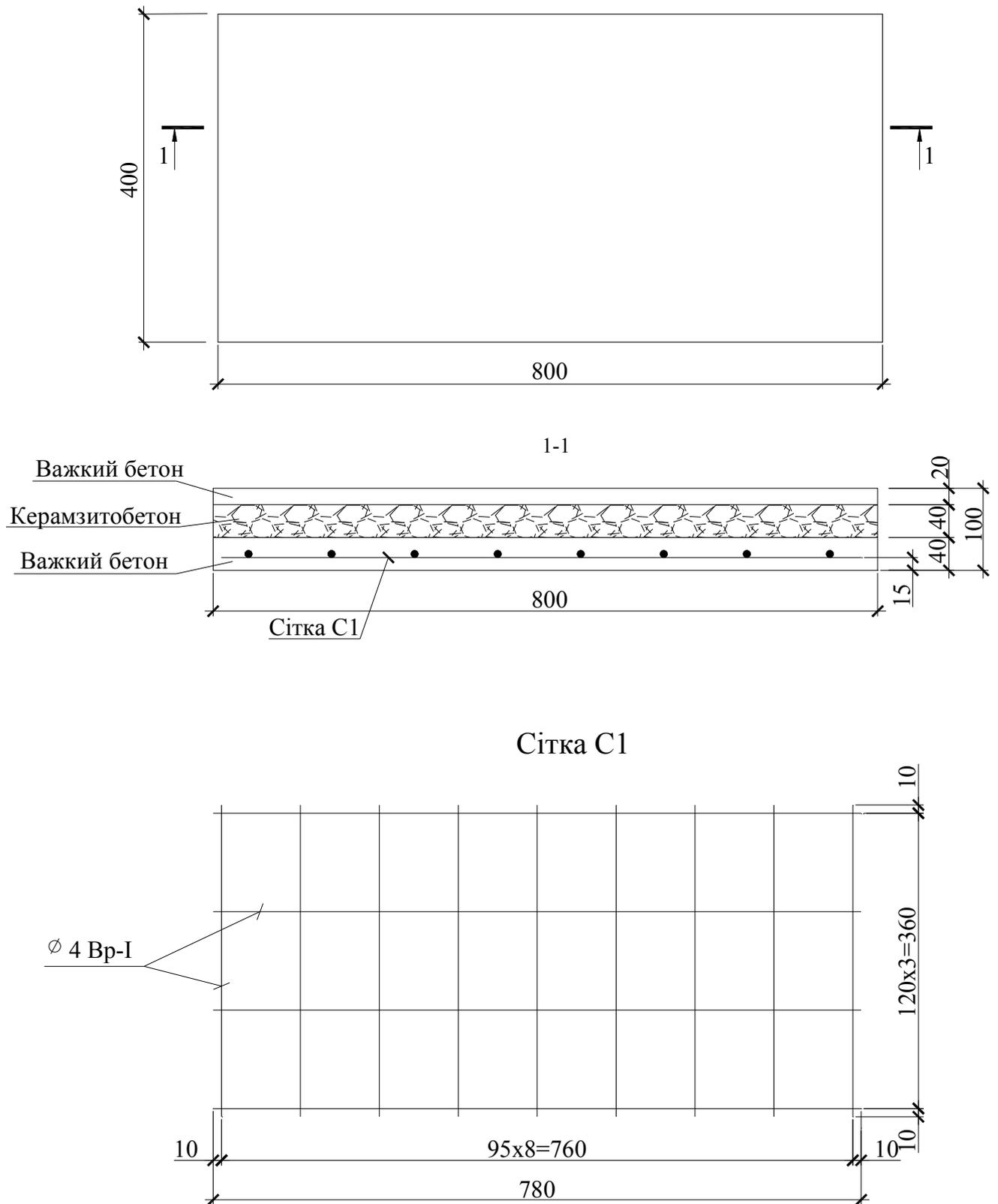


Рис. 2.1 Конструкція дослідних зразків плит серії 1
Плити марок БП-1.1 ... БП-2.6

Серія 2 експериментальних досліджень складалася із квадратних в плані плит, розмірами 2000x2000 мм та товщиною 100 мм. Повздовжня робоча арматура в нижньому шарі в обох напрямках прийнята класом Вр-1 (ДСТУ3760:2006), діаметром 5 мм, з коміркою 200x200мм і захисним шаром бетону 15 мм. Плити марок П-2.1...П-2.4 тришарові із середнім шаром з керамзитобетону або газобетону. Верхній та нижній шари із важкого бетону класу С25/30, товщина внутрішнього шару бетону плит прийнята рівною 40 мм, верхнього та нижнього шарів 30 мм. Середній шар у плитах марок П-2.1 та П-2.2 був виконаний із керамзитобетону класу LC8/9, а у плитах марок П-2.3 та П-2.4 із газобетону марки D800. Плити марок П-2.5 та П-2.6 були виконані суцільними із важкого бетону класу С25/30. Робоча арматура представляла собою плоску сітку, яка була виготовлена в заводських умовах з використанням контактного зварювання. Конструкцію експериментальних плит серії 2 показано на рис. 2.2.

Монококові плити серії 3 виготовлялися із керамзитобетону класу LC20/22, з використанням пустотоутворюючих вставок із пінополістиролу. Для утворення пустот були використані чотири вставки із пінополістиролу марки ПСБ-С-35 товщиною 40 мм, розміром в плані 850x850 мм. Верхній та нижній шари керамзитобетону були товщиною 30 мм. По периметру плити та по середині були виконані ребра з керамзитобетону шириною 100 мм, в яких розміщувалися робочі арматурні каркаси. Нижня арматура каркасу була прийнята $\varnothing 8$ А500С, верхня $\varnothing 4$ Вр-1, а поперечна $\varnothing 3$ Вр-1, кроком 200 мм. Нижній шар із керамзитобетону крім каркасів був додатково армований конструктивною сіткою із арматури $\varnothing 3$ Вр-1, з коміркою 100x100 мм, а верхній шар армований сіткою із арматури $\varnothing 3$ Вр-1, з коміркою 200x200 мм. Каркаси виготовлялися у заводських умовах із використанням контактного зварювання. Конструкцію експериментальних монококових плит серії 3 показано на рис. 2.3.

Дослідні зразки серій 2 та 3 виготовлялися на заводі залізобетонних виробів ЗБВ№2 у м. Львові.

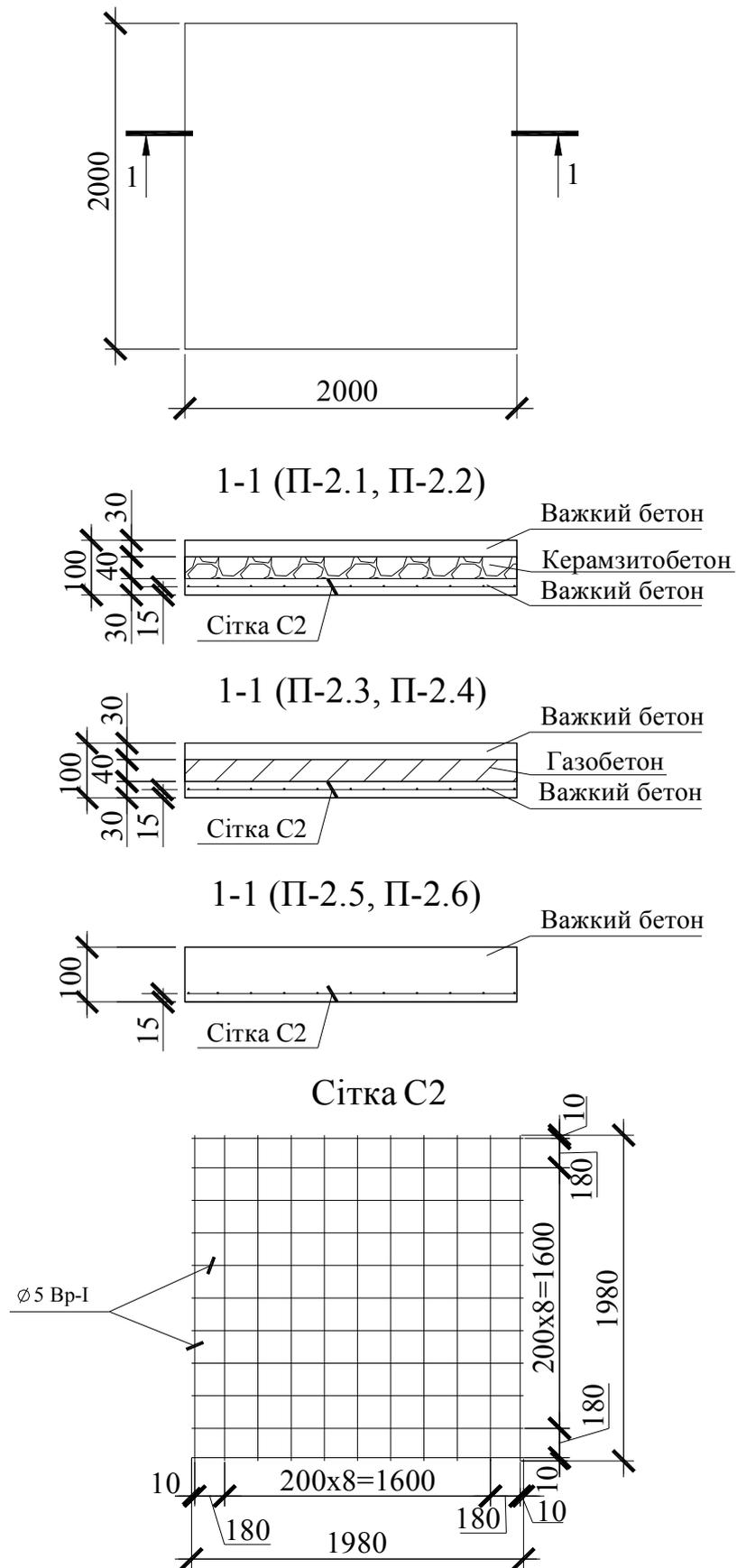


Рис. 2.2 Конструкція дослідних зразків плит серії 2.
Плити марок П-2.1 ...П-2.6.

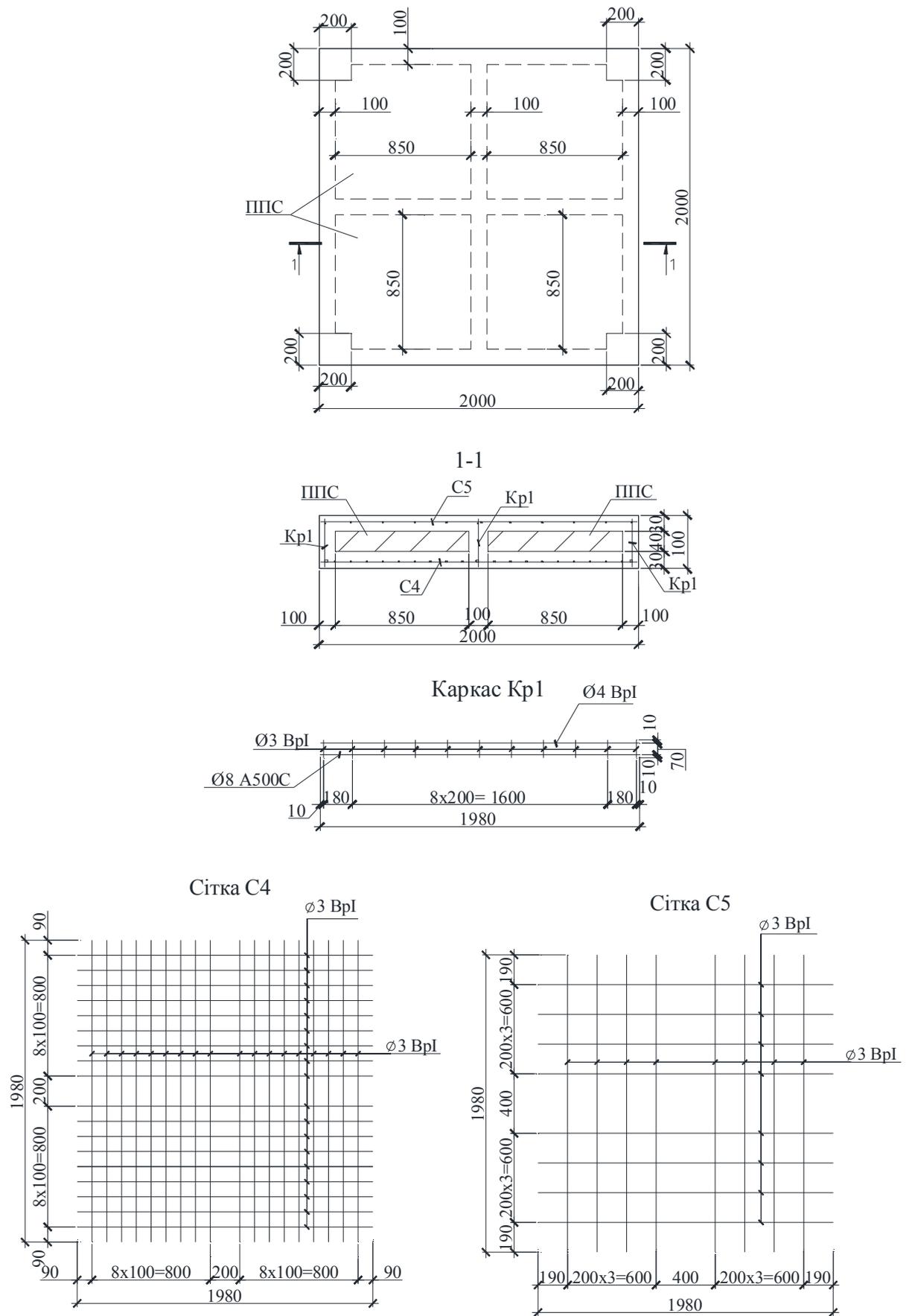


Рис. 2.3 Конструкція дослідних зразків плит серії 3
Плити марок П-3.1, П-3.2

2.2 Методика виготовлення багат шарових плит із середнім шаром з легкого бетону

2.2.1 Методика виготовлення багат шарових плит.

Була розроблена єдина методика виготовлення багат шарових плит серії 1 та серії 2, яка б забезпечила сумісну роботу трьох шарів різного бетону в конструкції.

Багат шарові плити серії 1 та серії 2 виготовлялися у такій послідовності:

- проводилася підготовка опалубочної металевої форми (очистка, змащування та збирання);
- проходила розмітка шарів по висоті опалубки;
- укладалася арматурна сітка із фіксацією захисного шару арматури та підйомних петель;
- виконувалося укладання нижнього шару із важкого бетону;
- проводилося ущільнення важкого бетону нижнього шару. Дослідні плити марок БП-1.1...БП-2.6, які виготовлялися в лабораторних умовах, ущільнювалися вручну за допомогою штикування, а плити П-2.1 та П-2.2 виготовлялися у заводських умовах і ущільнення бетону проводилося на вібростолі (рис. 2.4, а);
- через 30 хв після завершення укладання нижнього шару із важкого бетону вкладався середній шар із керамзитобетону у плитах марок БП-1.1...БП-2.6 і плитах марок П-2.1 та П-2.2 поверх нижнього шару із важкого бетону (рис. 2.4, б). У плитах марок П-2.3 та П-2.4 середнім шаром служили вкладиші з газобетону, які виготовлялися попередньо і були армовані поліпропіленовим волокном. В кожну з цих плит поверх нижнього шару вкладалося по чотири вкладиші розміром в плані 990х990мм;
- у плитах марок БП-1.1...БП-1.6 і плитах марок П-2.1 та П-2.2 через 30 хв, після завершення укладання середнього шару із керамзитобетону вкладався верхній шар із важкого бетону (рис. 2.4, в). У плитах марок П-2.3 П-2.4 верхній шар із важкого бетону вкладався одразу після влаштування

середнього шару з вкладишів газобетону, які в свою чергу виготовлені із урахуванням норм [44];

- через 28 днів твердіння плит у нормальних вологісно-температурних умовах проводилося розбирання опалубки плит.



Рис. 2.4 Бетонування багатошарових плит: а) укладка нижнього шару із важкого бетону в плиті марки БП-1.1; б) укладка середнього шару із керамзитобетону в плиті марки БП-1.1; в) укладка верхнього шару із важкого бетону в плиті марки БП-1.1; г) формування кубів та призм

Одночасно з плитами з бетонів, які використовувалися для виготовлення плит проводилося бетонування зразків кубів, розмірами 150x150 мм, та призм, розмірами 100x100x400 та 150x150x600 мм для визначення реальних фізико-механічних характеристик матеріалів бетону (рис. 2.4, г). Зразки кубів і призм тверділи в однакових вологісно-температурних умовах, що і дослідні зразки.

2.2.2 Методика виготовлення монококових керамзитобетонних плит із пустотоутворюючими вставками.

З метою забезпечення якісного виготовлення плит серії 3 була розроблена методика їх виготовлення, яка забезпечувала проектні геометричні розміри.

Виготовлення керамзитобетонних плит серії 3 з вставками із пінополістиролу виконувався у такій послідовності:

- проводилася підготовка опалубочної форми (очистка, змащування та збирання);
- провалилася розмітка по висоті опалубки;
- виконувалося укладання нижньої арматурної сітки С4 та каркасів КР-1 та КР-2 (рис. 2.3) із забезпеченням відповідних захисних шарів бетону (рис. 2.5, а) ;
- виготовлення керамзитобетону виконувалося у змішучі із застосуванням заводської технології;
- проводилося укладання керамзитобетону нижнього шару товщиною 30мм та його ущільнення на вібростолі (рис. 2.5,б);
- через 30 хв після укладання нижнього шару проводилося укладання пустотоутворюючих вставок з пінополістиролу та виконувалася їх фіксація до робочої арматури (рис. 2.5,в), після чого встановлювалася верхня арматурна сітка в проектне положення (рис. 2.5,г);
- проводилося укладання керамзитобетону верхнього шару та його ущільнення поверхневим вібратором з подальшим загладжуванням поверхні плит (рис. 2.5,д);
- твердіння плит відбувалося у цеху заводу у нормальному температуровологому режимі та через 28 діб проводилося розбирання опалубки плит та їх складування (рис. 2.5,ж);

Одночасно з плитами проводилося бетонування зразків кубів, розмірами 100x100 мм, та призм, розмірами 100x100x400 мм, для визначення реальних фізико-механічних характеристик матеріалів бетону. Зразки кубів і призм

тверділи в однакових вологісно-температурних умовах, що і дослідні зразки плит;

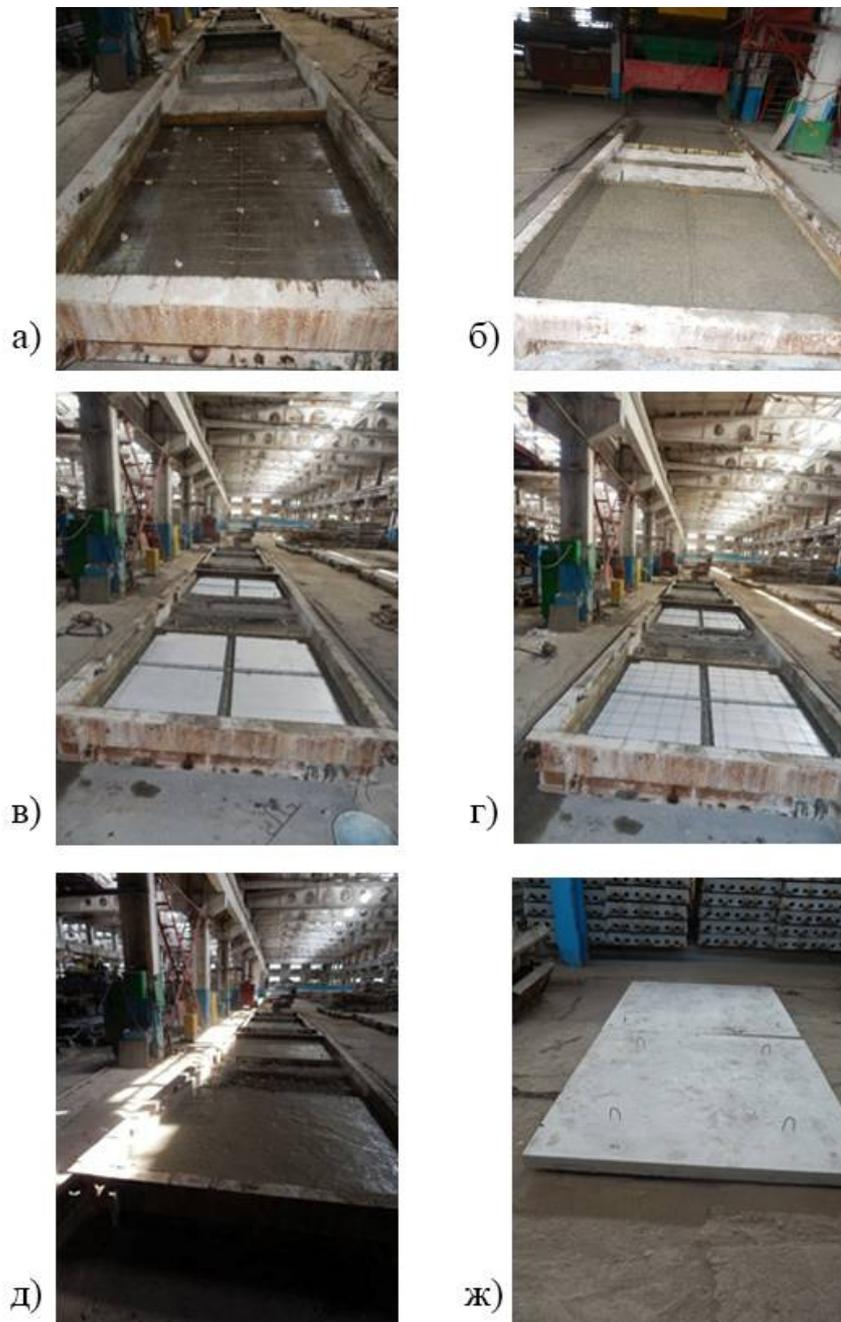


Рис. 2.5 Етапи виготовлення монококвих керамзитобетонних плит з пустотоутворюючими вставками: а) укладання нижньої арматурної сітки та каркасів; б) укладка нижнього шару із керамзитобетону; в) укладання пінополістирольних вставок та їх фіксація до робочої арматури; г) укладання верхньої арматурної сітки; д) укладання керамзитобетону верхнього шару, загладжування поверхні плит; ж) готові вироби

2.3 Методика дослідження плит на згин

2.3.1 Методика дослідження балочних плит на згин від дії короткочасного навантаження

Згідно з програмою експериментальних досліджень (див. табл. 2.1) з метою визначення несучої здатності та деформативності виготовлених експериментальних балочних багатошарових плит було проведено випробування дослідних зразків серії 1 марок БП-1.1...БП-1.6 на згин від дії короткотривалого навантаження за наступною методикою, яка базувалася на попередніх дослідженнях [20,80].

Після зачистки поверхонь плит проводили розмітку у місцях розташування тензорезисторів та індикаторів, після чого влаштовували прилади згідно розробленої схеми рис. 2.6.

Для запобігання місцевого зминання бетону в місцях опирання балочних плит використовувались розподільчі сталеві пластини.

Завантаження плит відбувалося рівномірно розподіленим навантаженням, прикладе ним по верхній поверхні тришарової балочної плити. Для цього було розроблено систему розподільчих траверс на рухомих і нерухомих опорах, через які навантаження від гідравлічного домкрату потужністю 15 тонн передавалося на плиту через сталеві пластини розміром 100x100мм, які вкладали на шар цементно-піщаного розчину.

Навантаження від гідравлічного пресу прикладали ступенями по 0,3 кН з витримкою після кожного ступеня завантаження 15 хв. З них 10 хв. – до знімання показів на приладах і 5 хв. – під час знімання показів на приладах. Значення зусилля контролювали зразковим динамометром, а для самоперевірки під однією із сторін дослідної плити були передбачені додатково два динамометри Д-1 та Д-2. Перед початком досліджень проводилося тарування усіх динамометрів.

Прогини дослідних плит вимірювалися за допомогою чотирьох індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм. Два індикатори І-3 та І-4 були

встановлені на опорах, а два індикатори I-1 та I-2 підводили посередині прольоту до нижньої грані плити з обох сторін. Для більшої точності замірів між індикаторами і зразком плити влаштовували скляні пластини на клею. Індикатори були закріплені до поверхні дослідної плити на металевих штативах.

Деформації бетону на верхній і нижній гранях та по боковій поверхні в зоні дії максимального згинального моменту по висоті перерізу вимірювали електричними тензорезисторами з базою вимірювання 50 мм. Тензорезистори по бокових гранях T2...T6, T8...T12 наклеювалися по висоті перерізу на бетон. Тензорезистори T1 та T7 були влаштовані у зоні розтягу на крайніх стержнях арматури, для визначення деформацій розтягу. Покази тензорезисторів знімалися за допомогою електричного вимірювача деформацій АИД-4М і комутуючого пристрою.

Розміщення вимірювальних приладів на експериментальних балочних плитах показано на рис. 2.6.

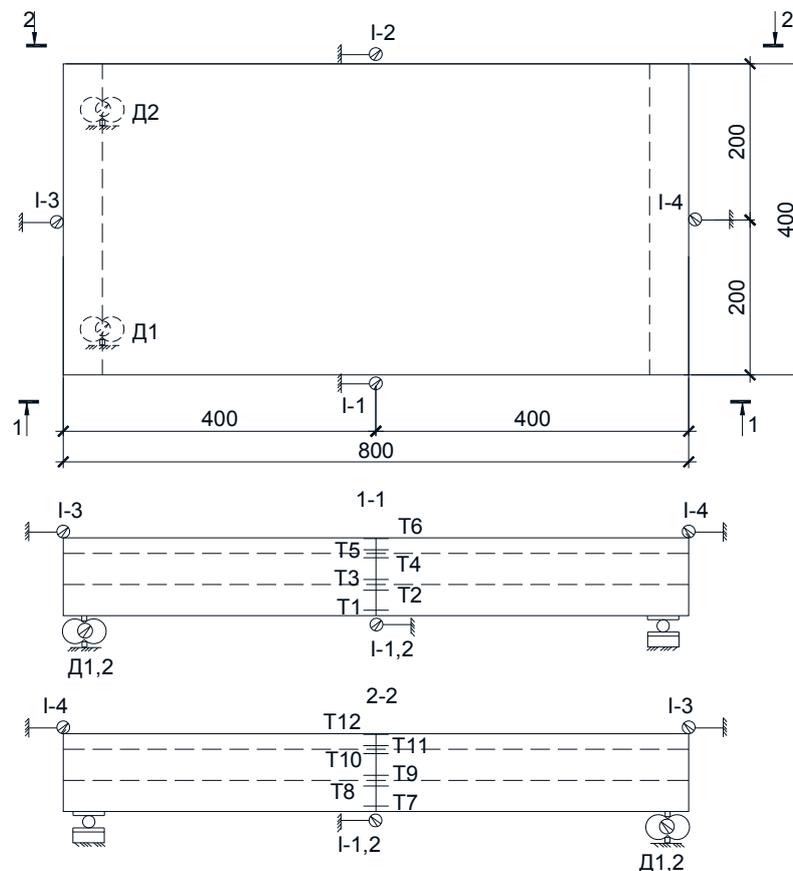


Рис. 2.6 Схема розташування приладів: D1-D2-динамометри; I1-I4 -індикатори; T1-T12 -тензорезистори.

Загальний вигляд стенду для випробувань балок на згин короткотривалим навантаженням представлений на рис. 2.7.



Рис. 2.7 Загальний вигляд стенду для випробування плити серії 1

Схема силового стенду показана на рис. 2.8. Під час випробувань дослідних багатошарових балочних плит проводили постійний контроль за моментом тріщиноутворення і розвитком ширини розкриття тріщин. Момент тріщиноутворення, ширину розкриття та розвиток тріщин визначали візуально, після кожної ступені навантаження дослідної плити, із використанням мікроскопа МПБ-2. Експериментальне значення несучої здатності балочних плит визначалося при досягненні робочою арматурою деформацій, що відповідали межі текучості арматури. Випробування проводили до повного руйнування багатошарових балочних плит перекриття.

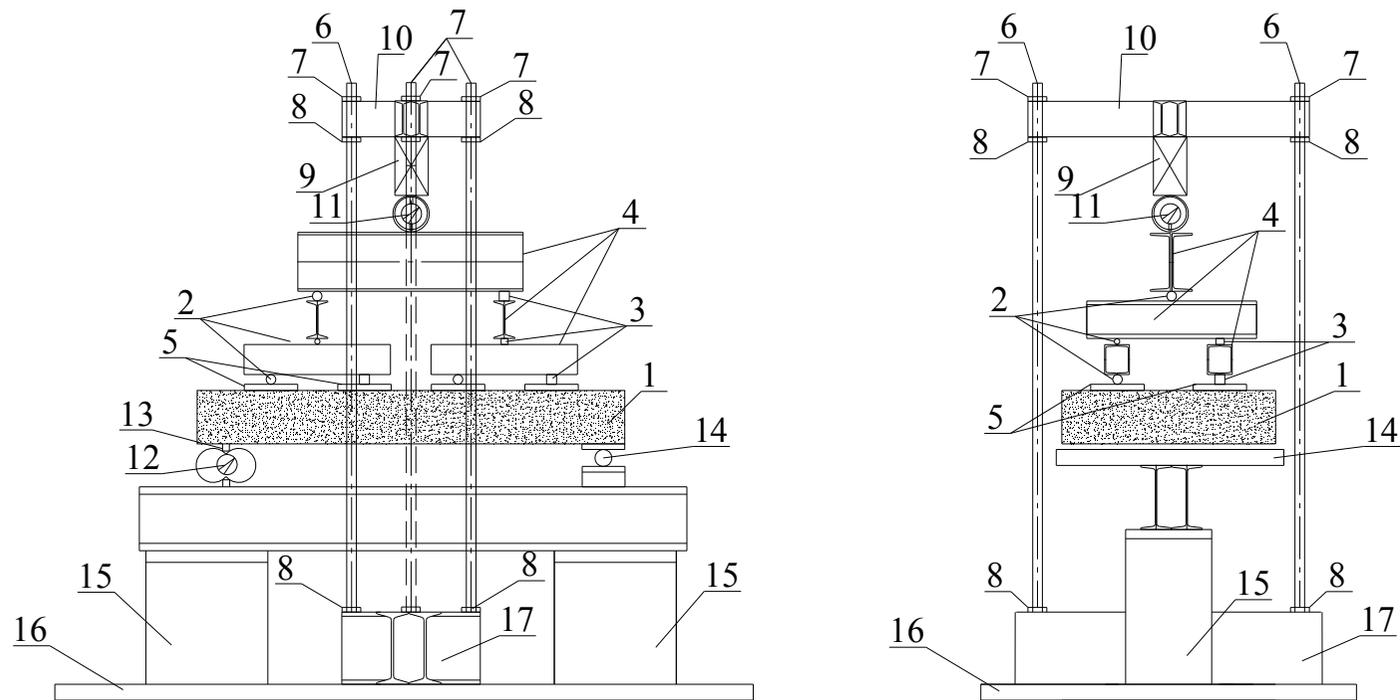


Рис. 2.8 Схема силового стану для випробування експериментальних балочних плит:

1 - плита, що випробовується; 2 - шарнірно рухома опора для передачі навантаження; 3- шарнірно нерухома опора для передачі навантаження; 4 - розподільчі траверси в три ряди; 5 - сталеві пластини; 6 - вертикальні тяги; 7 - завантажувальні гайки; 8-конструктивні гайки; 9 - гідравлічний домкрат; 10 - завантажувальна траверса; 11 - основний динамометр; 12 - перевірочні динамометри; 13,14 - шарнірно рухома і нерухома опори; 15 - опори стану; 16 - силова підлога; 17 - силова траверса.

2.3.2 Методика дослідження багат шарових та монококових керамзитобетонних плит серій 2 та 3, опертих на чотири кути, на згин від дії короткочасного навантаження

На основі програми експериментальних досліджень (табл. 2.1), з метою визначення несучої здатності та деформативності виготовлених експериментальних плит серій 2 та 3 було проведено випробування їх на згин від дії короткотривалого навантаження за схемою опирання на чотири кути.

Перед проведенням експериментальних досліджень поверхня плит зачищалася та вирівнювалася, після чого виконувалася розмітка і кріплення вимірювальних приладів згідно із схемою, рис. 2.9, 2.10.

В місцях опирання плит, для запобігання зминання бетону, влаштовувалися розподільчі сталеві пластини.

Експериментальні плити навантажувалися рівномірно розподіленим навантаженням, яке прикладалося по всій поверхні плити. Завантаження плит серії 2 відбувалося за допомогою металевих вантажів, а плит серії 3 за допомогою бетонних грузів із фіксованою вагою.

Етапами по 1 кН/м^2 прикладалося навантаження, а після кожного ступеня завантаження проводилася 15-ти хвилинна витримка для знімання показів з приладів.

Вимірювання прогинів виконувалося за допомогою індикаторів годинникового типу П...І9 з ціною поділки $0,01 \text{ мм}$. В загальній кількості влаштували дев'ять індикаторів. Чотири з них встановлювали на опорах, чотири на середині прольотів в крайніх точках, а один підводили до геометричного центру нижньої грані плити.

Щоб отримати більшу точність замірів між індикаторами і плитою влаштовували скляні пластини на клею. Підведення індикаторів до поверхонь дослідних плит виконувалося за допомогою металевих штативів..

Визначення експериментальних деформацій бетону та арматури плит серії 2 проводилося за допомогою електричних тензорезисторів з базою

вимірювання 50 мм. Вони наклеювалися на боковій грані плити по висоті перерізу: по два на кожний шар, а також влаштовувалися по верхній і нижній поверхнях плити. Деформації арматури вимірювалися тензорезисторами, які влаштовували на крайні арматурні стержні. Покази тензорезисторів знімалися за допомогою електричного вимірювача деформацій АИД-4М.

Деформації бетону плит серії 3 замірювали за допомогою 6-ти мікроіндикаторів Мі1...Мі6 годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм. За допомогою 2-х мікроіндикаторів вимірювали деформації бетону верхнього стиснутого волокна. Вони фіксувалися спеціальними тримачами з базою розміром 200 мм. Ще 4-ри індикатори влаштовували на аналогічних тримачах приклеєних до бічних граней плити з базою 200 мм в зоні дії максимальних згинальних моментів, що давало можливість визначити величину абсолютних деформації бетону по висоті плити. Деформації арматури плит серії 3 замірювали за допомогою 3-х мікроіндикаторів годинникового типу Мі7...Мі9 зі шкалою 0,001 мм. Ці мікроіндикатори встановлювалися на спеціальних тримачах, які закріплювалися до металевих тримачів на арматурних стержнях каркасу з базою 200 мм. Металеві тримачі до робочої арматури кріпили наперед до бетонування балок за допомогою точкової зварки.

Схема силового стенду для випробування квадратних плит на згин від дії короткотривалого навантаження представлена на

рис. 2.12. Вигляд стенду та схема прикладання навантаження в процесі випробування плит серій 2 та 3 на згин подано на рис. 2.11.

В ході експериментального дослідження проводили контроль за моментом тріщиноутворення і розвитком тріщин. Момент початку утворення тріщин та їх ширину розкриття визначали візуально за допомогою ручного мікроскопа МПБ-2М. Результати показів приладів, а також фіксацію розвитку тріщин і ширини їх розкриття проводили після кожного етапу навантаження зразка і заносили в журнал випробувань.

Випробування проводили до повного руйнування дослідних плит перекриття, опертих на чотири кути.

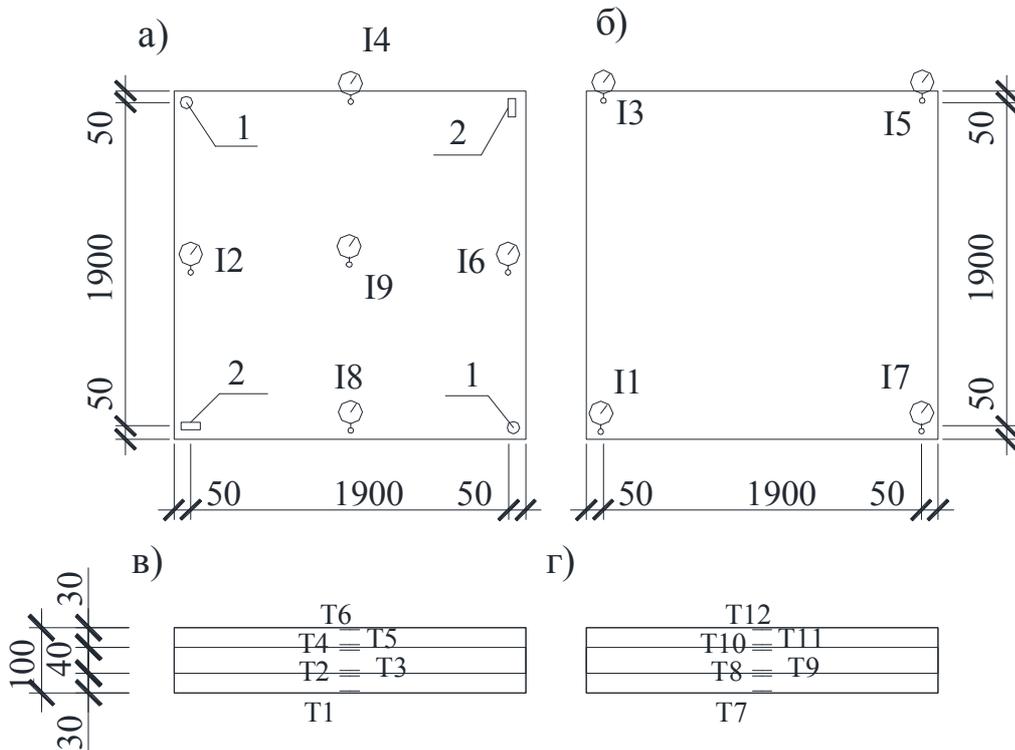


Рис. 2.9 Схема розміщення приладів при випробуванні плит серії 2: а) - нижня поверхня плити; б) - верхня поверхня плити; в) та г) - бокові поверхні 1 - шарова опора; 2 - циліндрична опора; І1...І9 - індикатори; Т1...Т12 - тензорезистори

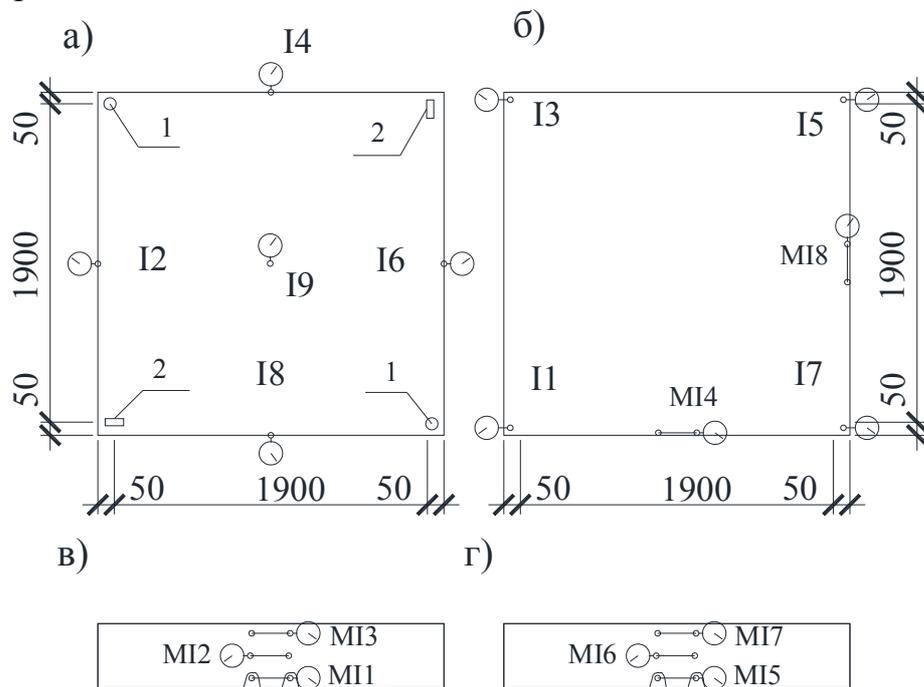


Рис. 2.10 Схема розміщення приладів при випробуванні плит серії 3: а) - нижня поверхня плити; б) - верхня поверхня плити; в) та г) - бокова поверхня; 1 - шарова опора; 2 - циліндрична опора; І1...І9 - індикатори; МІ1...МІ8 - мікроіндикатори.



а)



б)

Рис. 2.11 Загальний вигляд стендів для випробовування плит серії 2 (а)
та серії 3 (б)

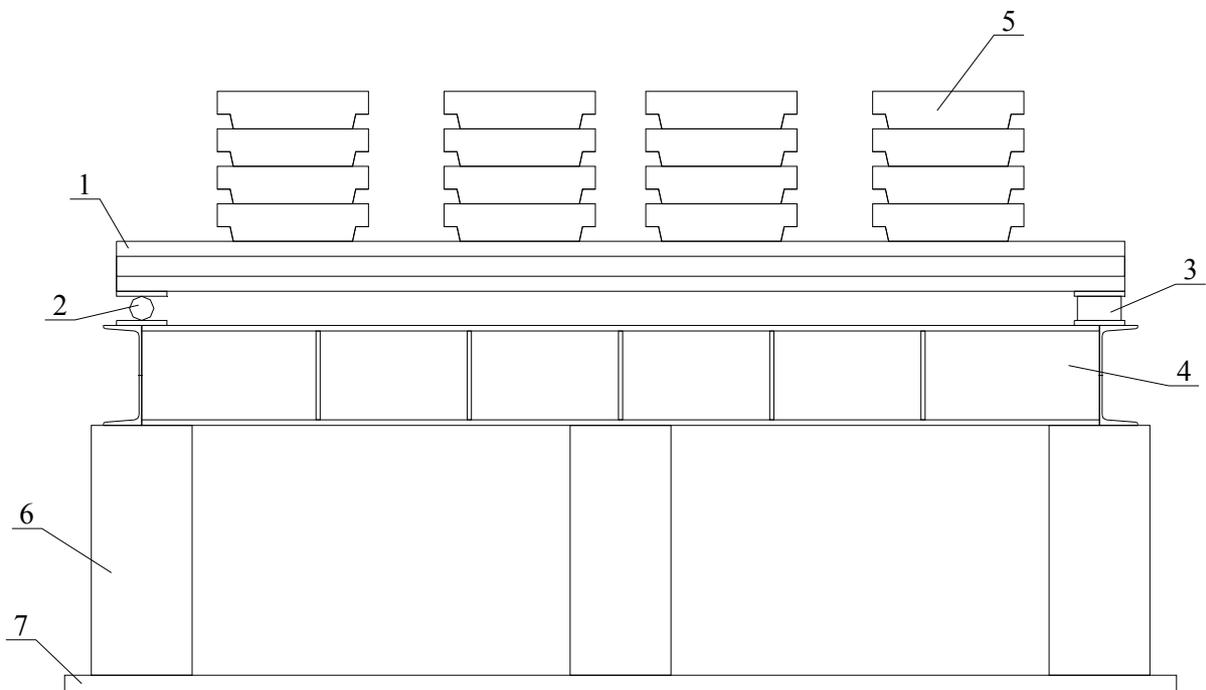


Рис. 2.12 Схема силового стеду для випробування плит серій 2 та 3 експериментальних досліджень: 1 – плита, що випробовується; 2 – шарова опора; 3 – циліндрична опора; 4 – металева рама; 5 – металеві важелі, 6 – опори стенда; 7 – силова підлога

2.4 Методика визначення фізико-механічних характеристик матеріалів

Зразки кубів та призм серії 1 бетонувалися в лабораторії НДЛ-23 НУ “Львівська політехніка”. Склад бетонів плит серії 1 прийнято наступим

чином: важкий бетон (верхній і нижній шар) класу С25/30 з параметрами співвідношення цементу:піску:щебеню рівному Ц:П:Щ=1:1,34:2,2; керамзитобетон середнього шару класу LC8/9 – Ц:П:К= 1:1,43:1.

При бетонуванні використовувався цемент марки М500 Миколаївського цементного заводу марки БЦ П/Б-К-400. Пісок кварцовий Ясинецький, без домішок, з модулем крупності $M_c=1,4$; щебінь гранітний Селищанського кар'єру Рівненської області фракції 5...10 мм – 45%, 10...20 мм – 55%; керамзит фракції 5-20 мм з смт. Шкло, Львівської області.

Зразки плит серій 2 та 3 виготовлялися на заводі залізобетонних конструкцій ЗБВ№2 у м.Львові. Склад бетонів плит П-2.1 -:- П-2.6 серії 2 прийнято таким: важкий бетон класу С25/30 з параметрами співвідношення цементу:піску:щебеню рівному Ц:П:Щ=1:2,26:3,25; керамзитобетон класу LC8/9 з параметрами співвідношення цементу:піску:керамзиту рівному Ц:П:К= 1:1,45:2,74; газобетон класу D800 з параметрами співвідношення цементу:піску:вапна рівному Ц:П:В=1:2,95:1. Склад керамзитобетону плит П-3.1 та П-3.2 серії 3 LC20/22 з параметрами співвідношення цементу:піску:керамзиту рівному Ц:П:К= 1:1,12:1,25.

Під час бетонування плит серії 2 використовувався цемент марки М500 Миколаївського цементного заводу. Пісок кварцовий Славутського кар'єру Хмельницької області без домішок з модулем крупності $M_c=2,04$, щебінь гранітний Селищанського кар'єру Рівненської області фракції 5...10 мм – 45%, 10...20 мм – 55%, керамзитовий гравій М-400 Самбірського керамзитного заводу.

Плити серії 3 бетонувалися із використанням цементу марки М500 Миколаївського цементного заводу. Пісок кварцовий Славутського кар'єру Хмельницької області без домішок з модулем крупності $M_c=2,04$, керамзитовий гравій М-600 Хмельницького заводу керамзитового гравію.

Міцність бетону на стиск визначали шляхом випробовування кубів з ребром 100 і 150 мм (рис. 2.13). Визначення призової міцності, модуля

пружності і коефіцієна Пуассона виконувалося згідно діючих нормативних документів [43] на призмах розмірами $100 \times 100 \times 400$ мм і $150 \times 150 \times 600$ мм.

Випробування зразків кубів та призм велося на пресі 2ПГ-100 у НУ “Львівська політехніка”, призми досліджувалися ступенями, які склали 10% від величини руйнуючого навантаження (рис. 2.13).

Деформації бетону призм вимірювалися на її гранях мікроіндикаторами з ціною поділки 0,001 мм, встановленими на базі 150 або 100 мм, залежно від розміру призми. Початковий модуль пружності визначався, як середнє арифметичне згідно результатів дослідження трьох зразків.

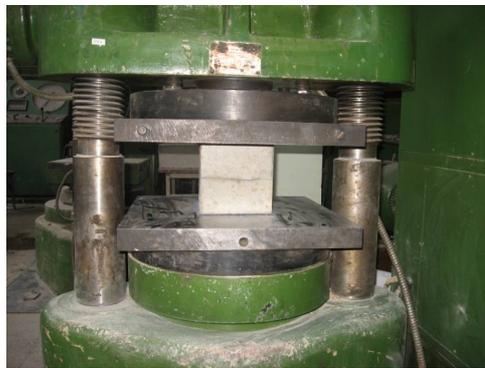


Рис. 2.13 Випробування бетонних кубів



Рис. 2.14 Випробування бетонних призм

Визначення механічних характеристик сталей стержневої арматури, яка відповідала прокату [74], проведено на стандартних зразках, виготовлених безпосередньо з використаних арматурних стержнів. Згідно нормативних документів [47], випробування зразків виконано у лабораторних умовах, з використанням розривної машини СТМ-100.

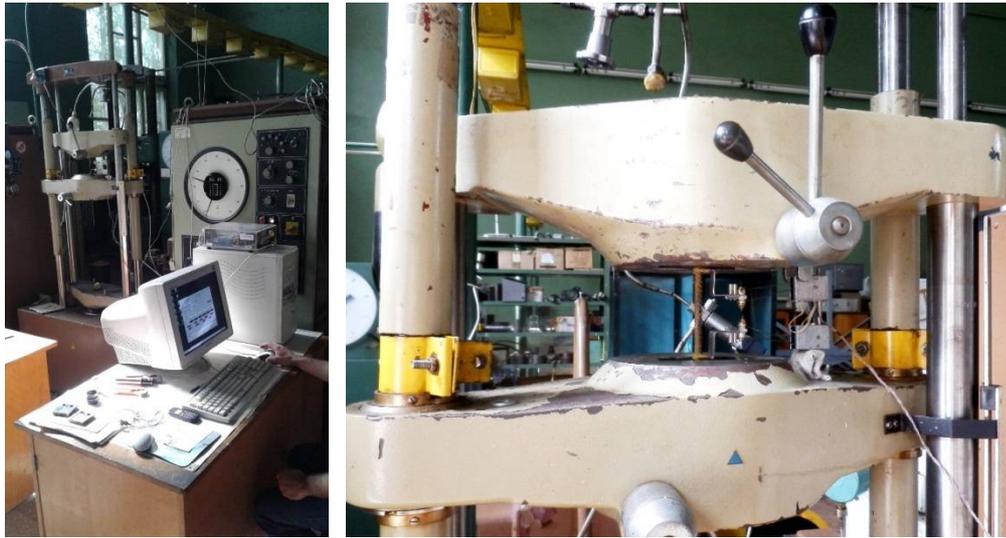


Рис. 2.15 Випробування зразків арматури на розривній машині СТМ-100

2.5 Висновки до розділу.

1. Розроблено та апробовано методику виготовлення багат шарових плит з середнім шаром з керамзитобетону із влаштуванням шарів на сирий бетон, а також методику виготовлення багат шарових квадратних плит із середнім шаром, як готової вставки, із газобетону у заводських умовах із влаштуванням шарів на сирий бетон;

2. Розроблено методику виготовлення монококвих керамзитобетонних плит із пустотоутворюючими пінополістирольними вставками;

3. Розроблено склад та методику дослідження балочних багат шарових плит на згин від дії короткочасного навантаження;

4. Розроблено склад та методику дослідження багат шарових плит та монококвих керамзитобетонних плит із пустотоутворюючими пінополістирольними вставками, опертих на чотири кути, на згин від дії короткочасного навантаження;

5. Розроблено об'єм та методику дослідження фізико-механічних характеристик бетону та арматури, які застосовувалися у дослідних зразках плит.

РОЗДІЛ 3 РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

3.1 Дослідження балочних плит серії 1

Відповідно до розробленої програми та методики досліджень у процесі випробувань багатошарових балочних плит серії 1 – БП-1.1 ... БП-1.6 фіксували розвиток деформацій у шарах бетону на бокових гранях по висоті перерізу, а також на верхній і нижній гранях та розтягнутій арматурі, спостерігали за можливим зсувом шарів важкого бетону відносно шару керамзитобетону, заміряли прогини та деформації плит і встановлювали характер розвитку тріщин на кожному етапі експериментальних досліджень.

Конструювання експериментальних багатошарових балочних плит було виконано таким чином, щоб втрата несучої здатності відбувалася по нормальному перерізу від дії згинального моменту.

В результаті досліджень отримані значення граничного навантаження q_u^{exp} , яке відповідало втраті несучої здатності нормальних перерізів плит, внаслідок досягнення робочою арматурою границі текучості.

Вигляд дослідної плити БП-1.1 після руйнування на стенді показано на прикладі плити БП-1.1 (рис. 3.1).



Рис. 3.1 Вигляд дослідної плити БП-1.1 після руйнування

Втрата несучої здатності усіх дослідних зразків марок БП-1.1...БП-1.6 відбулося внаслідок текучості арматури у нижньому шарі плити.

Характер руйнування балочних плит подано на рис. 3.2.

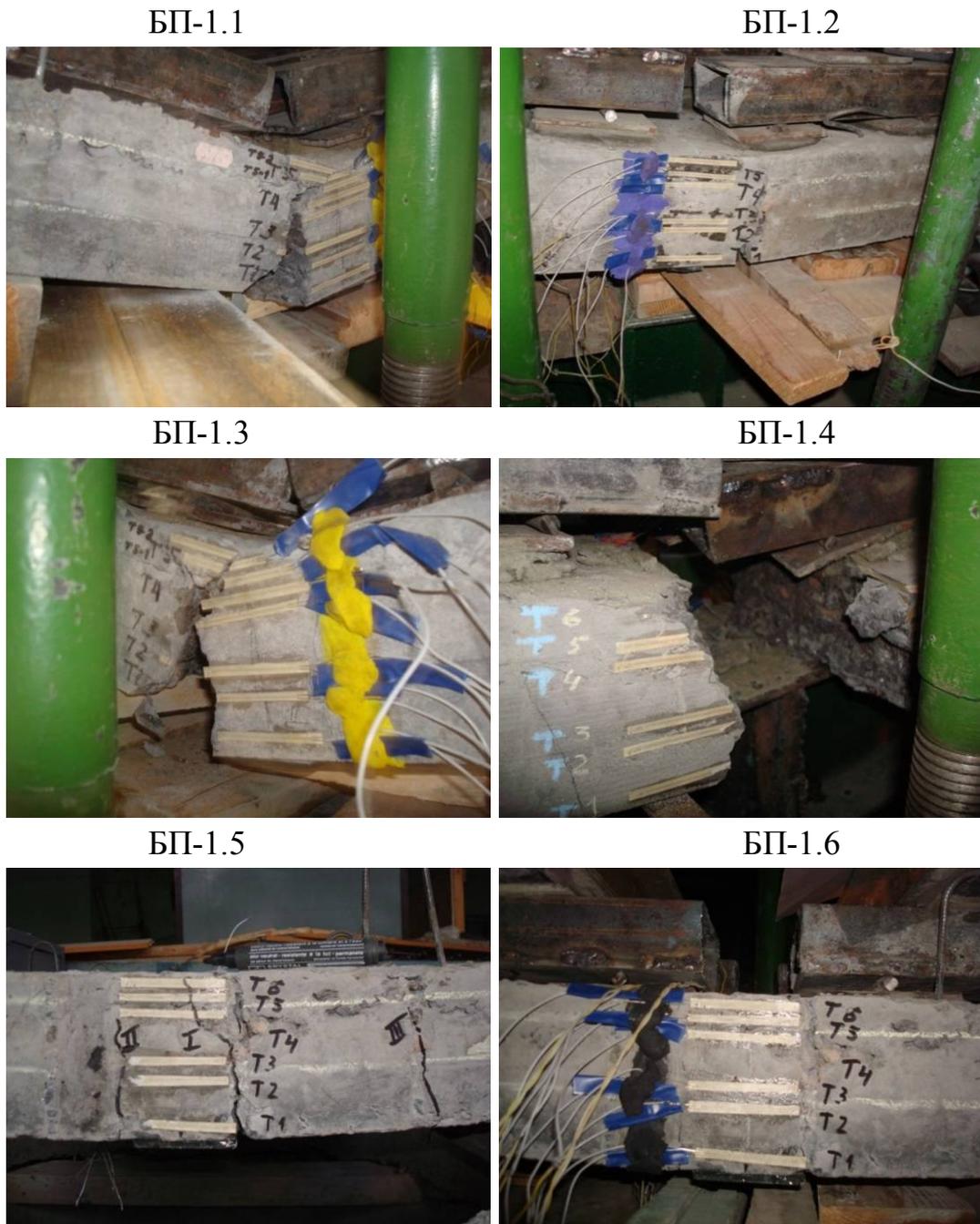


Рис. 3.2 Характер руйнування балочних плит марок БП-1.1 ... БП-1.6.

Згідно результатів досліджень багатошарових балочних плит були побудовані графіки змін відносних повздовжніх деформацій за показами тензорезисторів з базою 50 мм на бокових гранях по висоті дослідних зразків у середині прольоту які показані для плит марок БП-1.1 та БП-1.6 на рис. 3.3 та рис. 3.4. Як видно із даних графіків відносних деформацій стиснута зона бетону в процесі усього експерименту знаходилася у верхньому шарі.

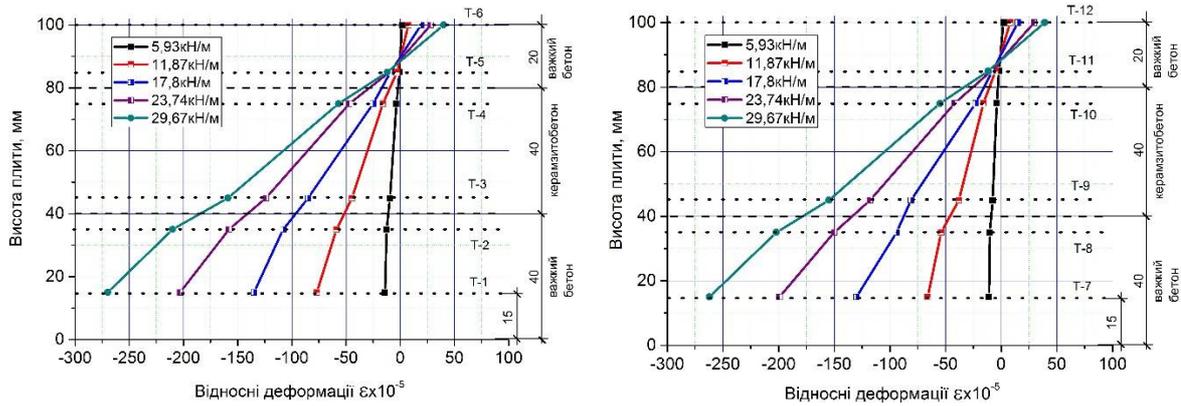


Рис. 3.3 Відносні деформації на гранях плити БП-1.1

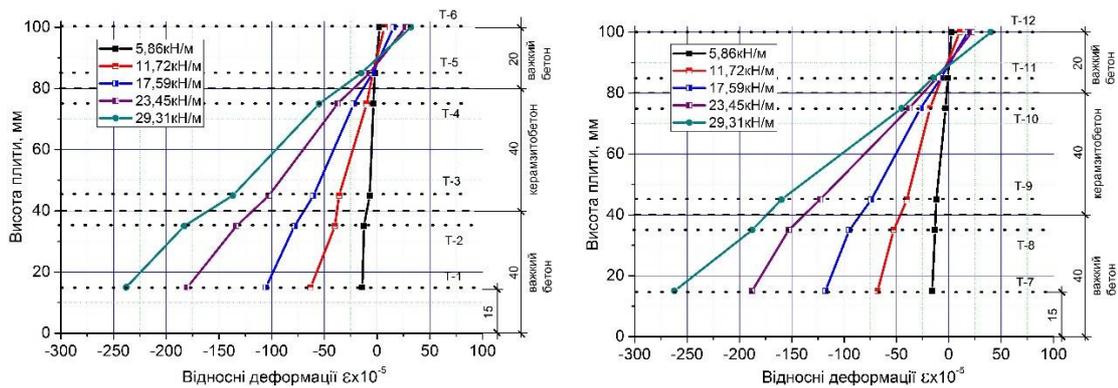


Рис. 3.4 Відносні деформації на гранях плити БП-1.6

Аналізуючи графічні залежності по висоті поперечного перерізу спостерігається лінійний розподіл деформацій, тому в подальшому для аналізу прийнято гіпотезу про лінійний розподіл деформацій. Висота стиснутої зони в середині прольоту у момент текучості арматури дорівнювала $x_i = 11,5$ мм.

Деформацій зсуву на контактах трьох різних шарів не було зафіксовано.

За результатами експериментальних досліджень побудовані графіки наростання прогинів у багатошарових балочних плитах в процесі експериментальних досліджень (рис. 3.6). Просторовий характер прогинів дослідних плит на останньому етапі перед руйнуванням зображено на рис. 3.5 на прикладі плити БП-1.1.

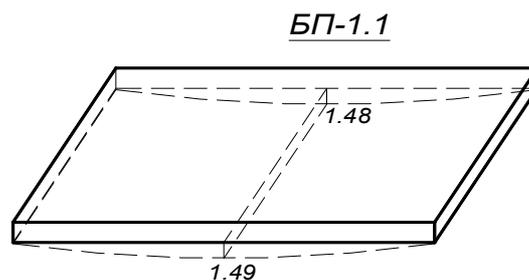


Рис. 3.5 Просторовий характер прогинів плити БП-1.1 (прогини в мм)

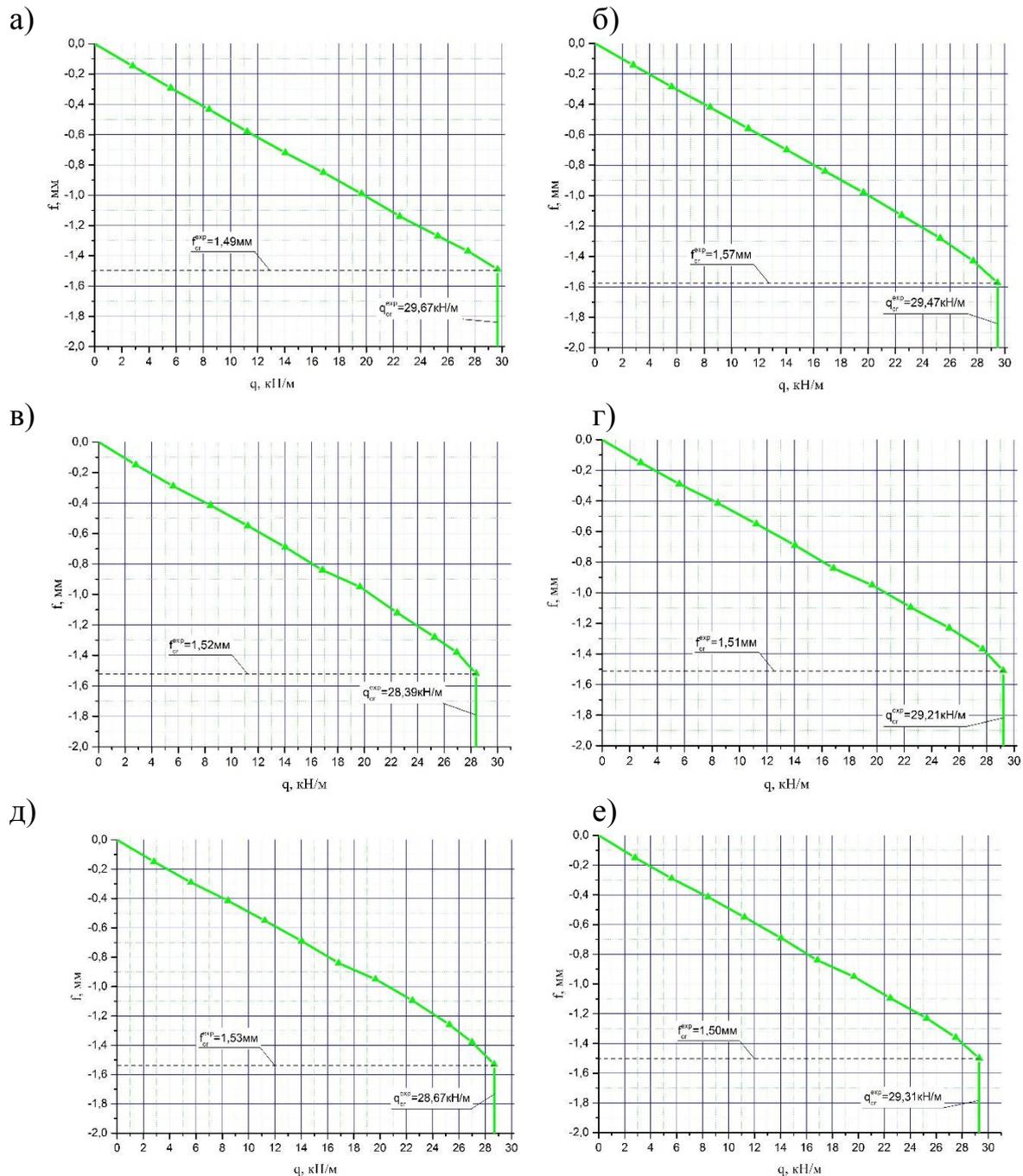


Рис. 3.6 Залежності “навантаження (q) – прогин (f)” плит серії 1:

а) – БП-1.1, б) – БП-1.2, в) – БП-1.3, г) – БП-1.4, д) – БП-1.5, е) – БП-1.6

Варто відмітити, що максимальні граничні прогини знаходилися в допустимих межах згідно діючих норм [45], а саме $f_{\max}^{exp} < f_u = \frac{1}{120}L = 5,8 \text{ мм}$, тому можна констатувати, що руйнування усіх плит відбулося за несучою здатністю, внаслідок текучості арматури, як це і передбачалось програмою досліджень.

На кожному етапі завантаження дослідних плит проводилося спостереження за розвитком та шириною розкриття тріщин. Розвиток тріщин в

досліджуваних балочних плитах відбувався по нормальних перерізах у середині прольоту.

Перші тріщини у дослідних багат шарових балочних плитах були зафіксовані по нижній грані. У процесі збільшення навантаження тріщини з'явилися і по бокових гранях дослідних зразків. Схема кінцевого розміщення тріщин по нижніх та бокових гранях плит зображена на рис. 3.7.

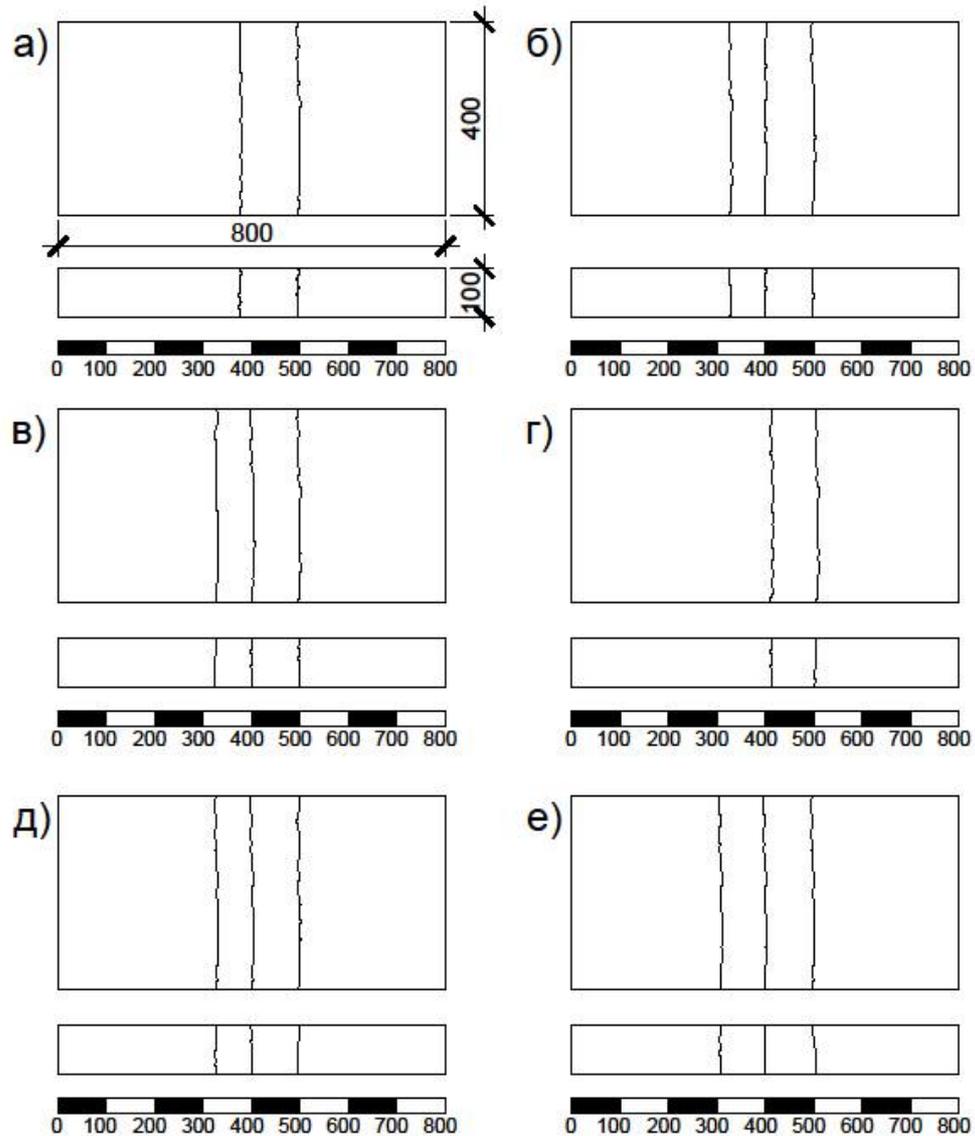


Рис. 3.7 Схема розміщення тріщин по нижніх та бокових гранях:
 а) марки БП-1.1; б) марки БП-1.2; в) марки БП-1.3; г) марки БП-1.4;
 д) марки БП-1.5; е) БП-1.6

Граничні значення величини розкриття тріщин балочних плит, які отримані експериментальним шляхом, ω_{cr}^{exp} , одержані при критичному

навантаженні f_{cr}^{exp} , яке відповідало втраті несучої здатності плити при текучості арматури. При цьому ширина розкриття тріщин у дослідних плитах БП-1.3, БП-1.5 становила $w_{cr}^{exp} = 0,2$ мм, а у плитах БП-1.1, БП-1.2, БП-1.4, БП-1.6 ширина розкриття тріщин складала $w_{cr}^{exp} = 0,25$ мм.

Варто відмітити, що максимальна ширина розкриття тріщин у плитах знаходилася у допустимих межах згідно діючих норм [45], а саме $w_{cr}^{exp} < w_u = 0,4$ м

У табл. 3.1 наведені результати експериментальних досліджень, а саме навантаження при яких відбувалася текучість арматури, граничні прогини та граничні ширини розкриття тріщин.

Таблиця 3.1

Результати експериментальних досліджень плит БП-1.1...БП-1.6

№	Марка плити	q_{cr}^{exp} , кН/м ²		f_{cr}^{exp} , мм	f_u , мм	w_{cr}^{exp} , мм	w_u , мм
		зразка	середнє зачення				
1	БП-1.1	29,67	29,10	1,49	5.8	0.25	0,4
2	БП-1.2	29,47		1,57		0.25	
3	БП-1.3	28,39		1,52		0.2	
4	БП-1.4	29,21		1,51		0.25	
5	БП-1.5	28,67		1,53		0.2	
6	БП-1.6	29,31		1,50		0.25	

де: q_{cr}^{exp} - навантаження при досягненні текучості арматури дослідного зразка, f_{cr}^{exp} - максимальний прогин, f_u - допустимий прогин, w_{cr}^{exp} - максимальна ширина розкриття тріщини, w_u - допустима ширина розкриття тріщини.

Проводячи узагальнення вищенаведених результатів експериментальних досліджень балочних багатошарових плит можна встановити наступне:

- руйнування усіх дослідних плит відбулося по несучій здатності від розриву робочої арматури, тому для подальшого аналізу можна

- прийняти лінійну епюру (трикутну) розподілу стискаючих напружень у стиснутій зоні бетону;
- нейтральна вісь поперечного перерізу у досліджуваних багатошарових балочних плитах знаходилася у процесі експерименту постійно у верхньому шарі із важкого бетону;
 - деформацій зсуву на контактах верхнього та нижнього шарів із важкого бетону та середнього шару із керамзитобетону не зафіксовано, що підтвердило надійність зчеплення різних шарів бетону дослідних зразків плит, виконаних за прийнятою технологією їх бетонування;
 - значення максимальних прогинів в момент втрати несучої здатності плит знаходилося в межах 1,49...1,57 мм, що не перевищує допустимі межі, згідно з таблицею 1 діючих норм [45];
 - значення максимальної ширини розкриття тріщин знаходилося в межах 0,2...0,25 мм, що не перевищувало допустимі межі, згідно таблиці 5.1 діючих нормативних документів [45].

3.2 Дослідження квадратних в плані плит серії 2

У процесі випробувань зразків серії 2, а саме багатошарових плит марок П-2.1...П-2.4 та суцільних залізобетонних плит марок П-2.5 та П-2.6 на дію рівномірно розподіленого навантаження, які опиралися по чотирьох кутах, фіксували розвиток деформацій бетону на бокових гранях по висоті і на верхній і нижній гранях по центру плити, а також деформації арматури, спостерігали за можливим зсувом шарів важкого бетону відносно шару керамзитобетону, заміряли прогини плит і встановлювали характер розвитку тріщин на кожному етапі експериментальних досліджень згідно прийнятої методики досліджень.

Метою було визначити несучу здатність, деформативність та тріщиностійкість в процесі досліджень. Отримані також значення критичного навантаження q_{cr}^{exp} , яке відповідало текучості арматури крайніх стержнів по грані плити (т.К) (рис.3.8).

За критерій досягнення критичної несучої здатності плит було прийнято текучість арматури у т. К. Згідно [16] розрахунковий момент у т.К – M_K є більший від моменту у т.О – M_O , тому при однаковому армуванні руйнування швидше відбувалося у перерізі в т.К.

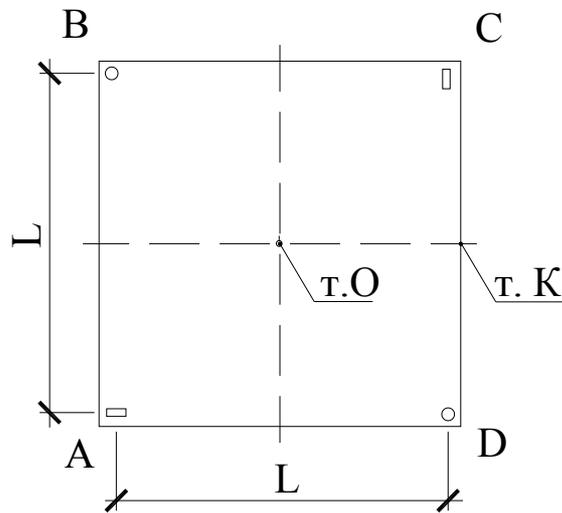


Рис. 3.8 Очікувані місця руйнування плит:

т. К – середина прольоту по контуру плити, т. О – середина прольоту на перетині діагоналей

Після текучості робочої арматури у т. К навантаження продовжували прикладати до повного руйнування плити та досягнення розриву робочої арматури у т.О. Характер руйнування плит зображено на рис. 3.10. Вигляд дослідних плит після руйнування показано на прикладі плити П-2.1 на рис. 3.9.



Рис. 3.9 Вигляд дослідної плити П-2.1 після руйнування

Плита П-2.1



Плита П-2.2



Плита П-2.3



Плита П-2.4



Плита П-2.5



Плита П-2.6



Рис. 3.10 Характер руйнування плит серії 2 марок П-2.1...П-2.6.

На основі експериментальних досліджень плит були побудовані графіки відносних поздовжніх деформацій бетону, згідно з показами тензорезисторів з базою 50 мм, на взаємно перпендикулярних гранях по висоті дослідних зразків плит у середині прольоту (рис. 3.11, 3.12, 3.13, В.5, В.6, В.7).

Як видно із графіків відносних деформацій стиснута зона бетону в багатошарових плитах знаходилася в процесі усього експерименту у верхньому шарі із важкого бетону.

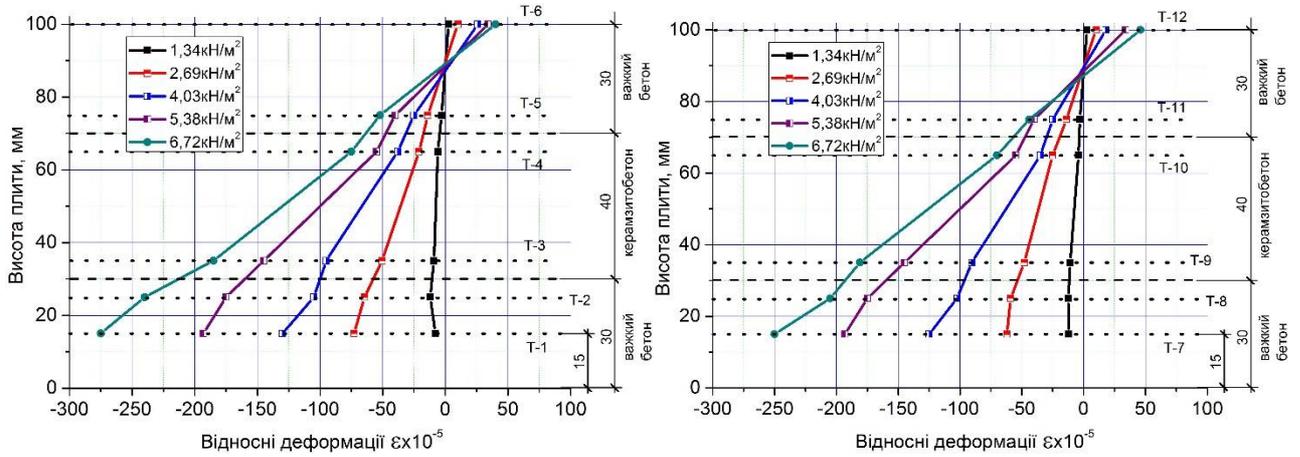


Рис. 3.11 Відносні деформації на взаємоперпендикулярних гранях плити П-2.1

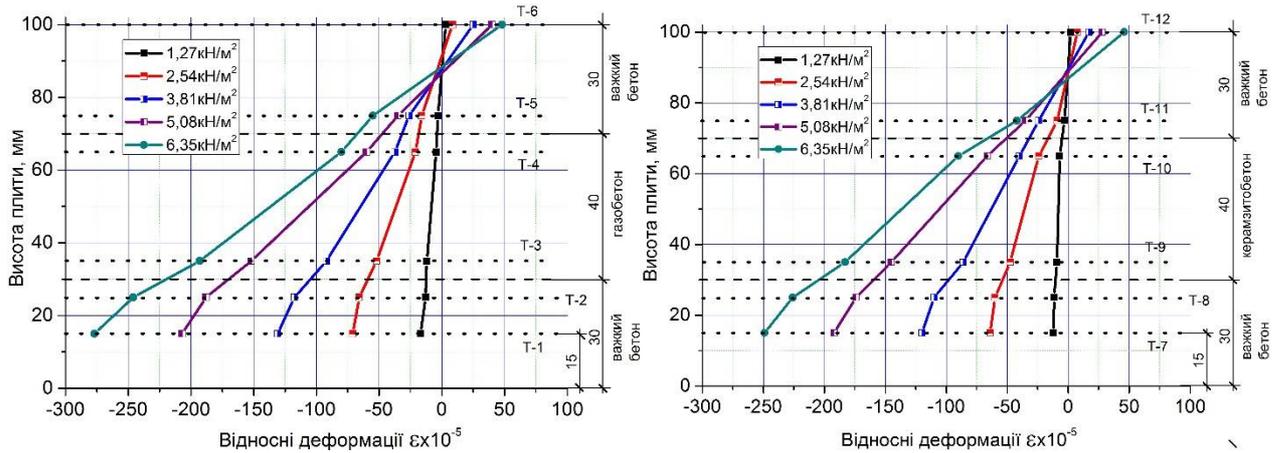


Рис. 3.12 Відносні деформації на взаємоперпендикулярних гранях плити П-2.3

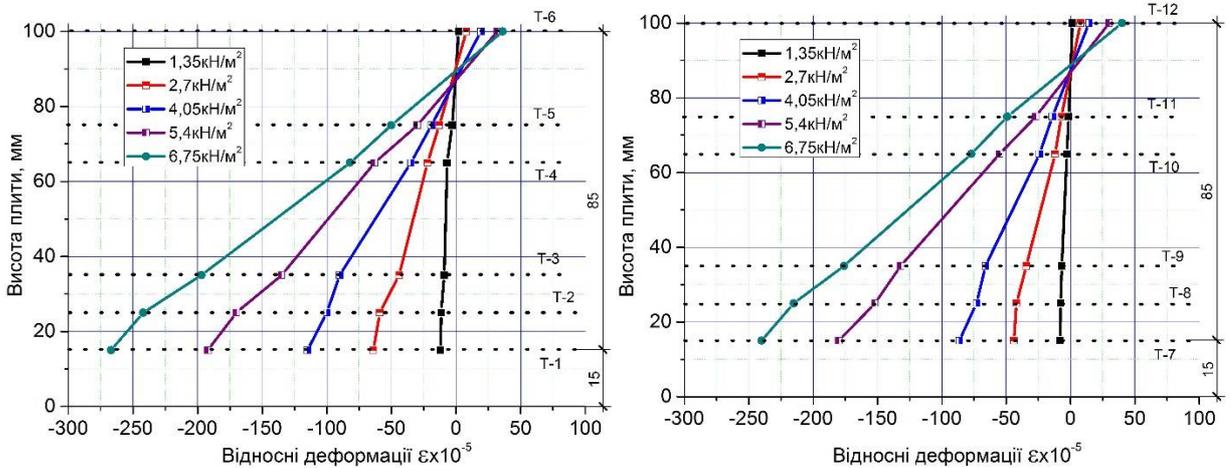


Рис. 3.13 Відносні деформації на взаємоперпендикулярних гранях плити П-2.5

Графічні залежності, які відображають розподіл відносних деформацій на бокових гранях плит, підтверджують гіпотезу про лінійний розподіл деформацій по висоті на грані плити, що підтверджує також і те, що зсуву на контактах трьох шарів бетону не відбулося. Тому застосована методика вкладання різних шарів бетону по сирому бетоні нижнього забезпечила їх сумісну роботу.

Просторовий характер прогинів дослідних плит на останньому етапі завантаження подано на прикладі плит марок П-2.1 та П-2.5 (рис. 3.14).

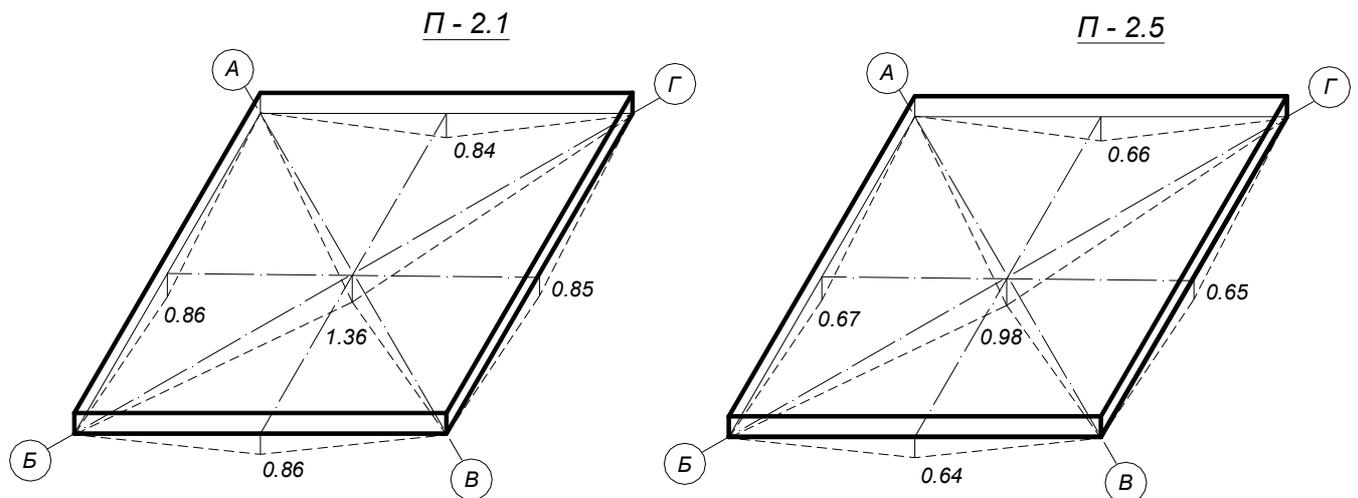


Рис. 3.14 Просторовий характер прогинів плит П-2.1 та П-2.5 на останньому етапі завантаження (прогини в мм)

За результатами експериментальних досліджень побудовані графіки наростання прогинів у багатошарових плитах марок П-2.1...П-2.4 та суцільних залізобетонних плитах марок П-2.5 та П-2.6 в характерних точках т.О і т.К (рис. 3.15). Прогин в т. К прийнято як усереднений по всіх чотирьох сторонах кожної плити.

Варто зауважити, що при критичному навантаженні q_{cr}^{exp} прогини знаходилися у допустимих межах відповідно до норм [46], а саме у т.К $f_{cr,K}^{exp} < [f_{u,K}] = \frac{1}{130}L = 13,86$ мм, у т.О $f_{cr,O}^{exp} < [f_{u,O}] = \frac{1}{146}L = 18,42$ мм. Такий результат підтвердив, що руйнування плит відбулося по першій групі граничних станів, тобто міцності від текучості робочої арматури.

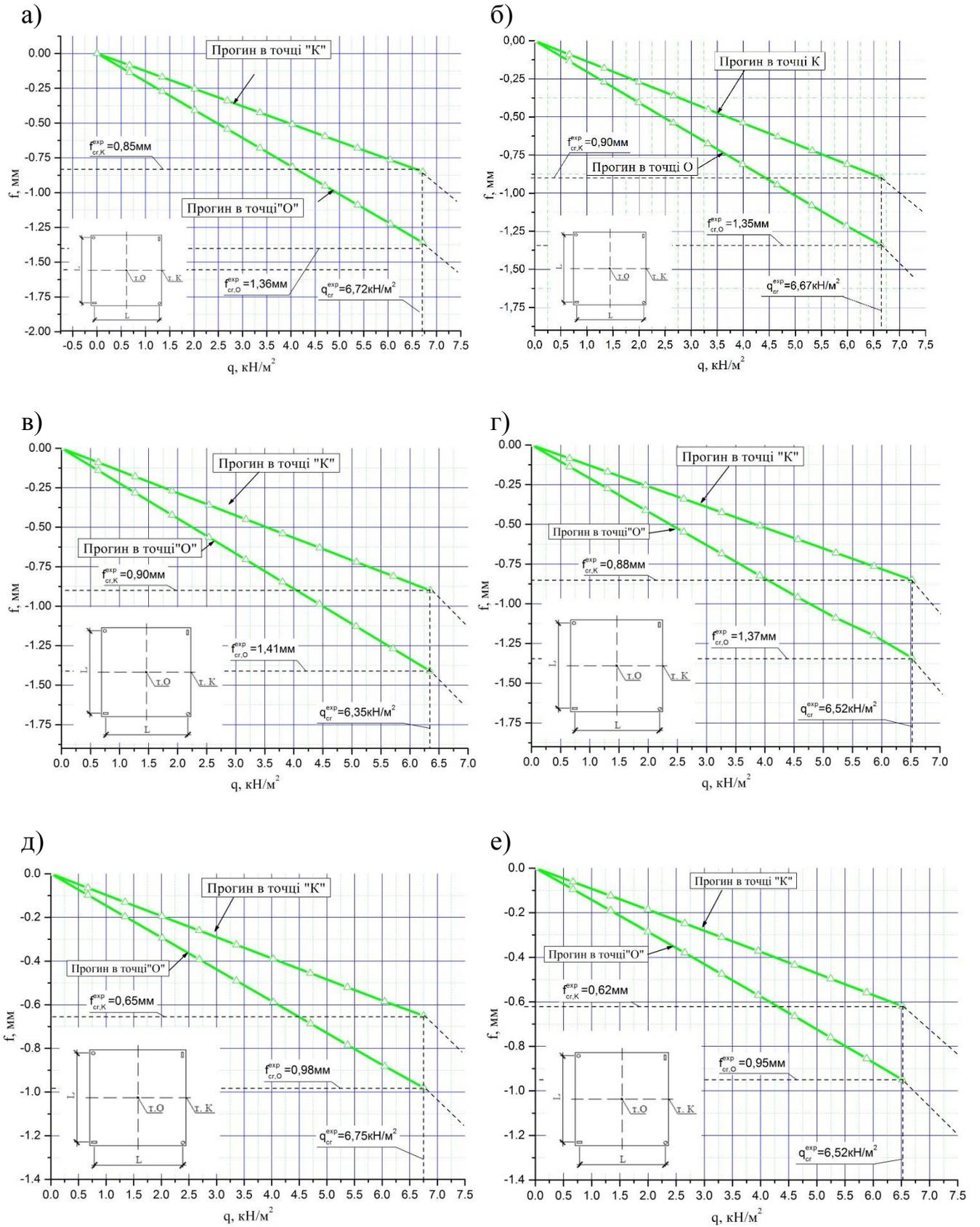


Рис. 3.15 Залежності “навантаження (q) – прогин (f)” для плит серії 2 марок:

а) П-2.1, б) П-2.2, в) П-2.3, г) П-2.4, д) П-2.5, е) П-2.6

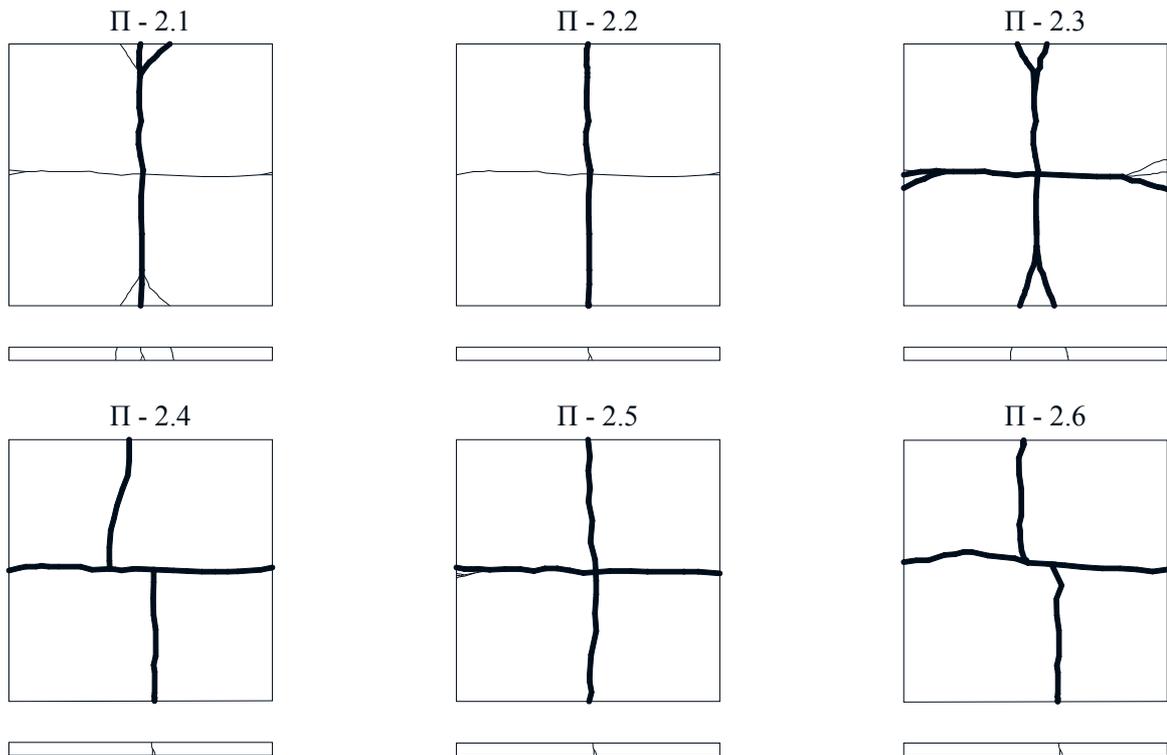


Рис. 3.16 Схема розміщення тріщин у плитах П-2.1...П-2.6

Результати експериментальних досліджень плит марок П-2.1...П-2.6 подано у табл.3.2.

Таблиця 3.2

Результати експериментальних досліджень плит П-2.1...П-2.6

№	Марка	q_{cr}^{exp} , кН/м ²		f_{cr}^{exp}		f_u , мм	w_{cr}^{exp} , мм	w_u , мм
		зразка	середнє	т. О	т. К			
1	П-2.1	6,72	6,70	1,36	0,85	13,86	0,28	0,4
2	П-2.2	6,67		1,35	0,79		0,25	
3	П-2.3	6,35	6,44	1,41	0,9		0,30	
4	П-2.4	6,52		1,37	0,88		0,30	
5	П-2.5	6,75	6,64	0,98	0,65		0,25	
6	П-2.6	6,52		0,95	0,62		0,28	

де: q_{cr}^{exp} – навантаження при досягненні межі текучості арматури дослідного зразка, f_{cr}^{exp} – максимальний прогин, f_u – допустимий прогин, w_{cr}^{exp} – максимальна ширина розкриття тріщини, w_u – допустима ширина розкриття тріщини.

Під час проведення експерименту на усіх етапах завантаження дослідних плит вантажами проводилося спостереження за шириною розкриття тріщин по нижній та по бокових гранях. Ширина розкриття фіксувалася для тріщин з максимальним розкриттям. Розвиток тріщин у досліджуваних елементах візуально спостерігався у нормальному перерізі та по нижній грані в серединій зоні квадратних плит.

Перші тріщини у дослідних багат шарових та суцільних залізобетонних плитах, опертих на чотири кути були зафіксовані по нижній грані плит на пересіченні діагоналей. У процесі збільшення навантаження тріщини з'явилися і по бокових гранях дослідних зразків.

Схема розміщення тріщин по нижніх поверхнях та бокових гранях плит зображена на рис. 3.16. Характер тріщин по нижніх поверхнях усіх дослідних зразків хрестоподібний.

Експериментальні значення величини розкриття тріщин дослідних плит ω_{cr}^{exp} , отримувалися при критичному навантаженні, яке відповідало втраті несучої здатності плити по текучості робочої арматури.

Заміряна ширина розкриття тріщин на етапі початку текучості робочої арматури крайніх стержнів у т.К в плитах марок П-2.1 та П-2.6 становила $\omega_{cr}^{exp} = 0,28$ мм, у плитах марок П-2.2 та П-2.5 – $\omega_{cr}^{exp} = 0,25$ мм, у плитах марок П-2.3 та П-2.4 – $\omega_{cr}^{exp} = 0,30$ мм.

Необхідно відмітити, що при критичному навантаженні в момент досягненні межі текучості арматури ширина розкриття тріщин в дослідних багат шарових та суцільних залізобетонних плитах, опертих на чотири кути, знаходилася у допустимих межах відповідно до діючих нормативних документів [45], а саме : $\omega_{cr}^{exp} < \omega_{cr} = 0,4$ мм .

Проводячи узагальнення проведених експериментальних досліджень для плит серії 2 можна підсумувати наступне:

- руйнування усіх плит серії 2 відбулося по несучій здатності від текучості робочої арматури, тому для подальшого аналізу можна

прийняти лінійну епюру (трикутну) розподілу стискаючих напружень у стиснутій зоні бетону;

- нейтральна вісь у поперечних перерізах досліджуваних плит серії 2, опертих на чотири кути, знаходилася у процесі експерименту постійно у верхньому шарі із важкого бетону та була практично однаковою по величині із стиснутою зоною суцільних плит цієї ж серії;
- деформацій зсуву на контактах верхнього та нижнього шарів із важкого бетону та середнього шару із керамзитобетону або газобетону не зафіксовано, що підтвердило надійність зчеплення різних шарів бетону дослідних зразків плит виконаних за прийнятою технологією їх бетонування;
- значення максимальних прогинів в момент руйнування плит знаходилося в межах 0,98...1,41 мм, що не перевищує допустимі межі, згідно табл. 1 [46];
- значення максимальної ширини розкриття тріщин знаходилося в межах 0,25...0,30 мм, що не перевищувало допустимі межі, згідно табл. 5.1 діючих норм [45];
- при порівнянні результатів досліджень експериментальних багат шарових та суцільних залізобетонних плит можна стверджувати, що характер руйнування, критичні та руйнуючі навантаження, характер розвитку тріщин були практично однаковими.

3.3 Дослідження квадратних в плані плит серії 3

Під час проведення експериментальних досліджень плит серії 3, а саме монококових керамзитобетонних плит перекриття марок П-3.1 та П-3.2, які опиралися по чотирьох кутах на дію рівномірно розподіленого навантаження, проводили фіксацію розвитку деформацій бетону на їх бокових гранях по висоті і на верхній та нижній гранях по центру плити, а також деформації арматури в крайніх ребрах. На кожному етапі завантаження, згідно з прийнятою методикою досліджень, проводилися заміри прогинів плит, а також

характер та ширину розкриття тріщин по нижній поверхні плити і по бокових гранях

За мету було поставлено визначити несучу здатність та деформативність експериментальних плит. У результаті проведених досліджень отримано значення критичного навантаження q_{cr}^{exp} , яке відповідало досягненню текучості арматури крайніх стержнів у ребрах монококової керамзитобетонної плити перекриття (т.К), а також значення граничного навантаження q_u^{exp} , при якому плита досягала гранично-допустимого прогину.

Очікувані місця вичерпання несучої здатності дослідних плит перекриття аналогічні як для плит серії 2, які показані на рис. 3.8. За критерій критичної несучої здатності було прийнято текучість нижньої робочої арматури у крайніх ребрах дослідних плит в т. К.

Фактичне руйнування експериментальних плит відбувалося від внаслідок текучості арматури в крайньому ребрі монококової керамзитобетонної плити у т. К. За критичне приймали навантаження $q_{cr,0}^{exp}$, при якому досягався максимально допустимий прогин f_{u0}^{exp} у т.О, але навантаження продовжували прикладати до повного руйнування експериментального зразка. Вигляд дослідних плит, на стенді для випробувань, після руйнування показано на прикладі плити марки П-3.2 на рис. 3.17.



Рис. 3.17 Вигляд дослідної плити П-3.2 після руйнування

Характер утворення тріщин по нижній поверхні показаний на рис. 3.18.

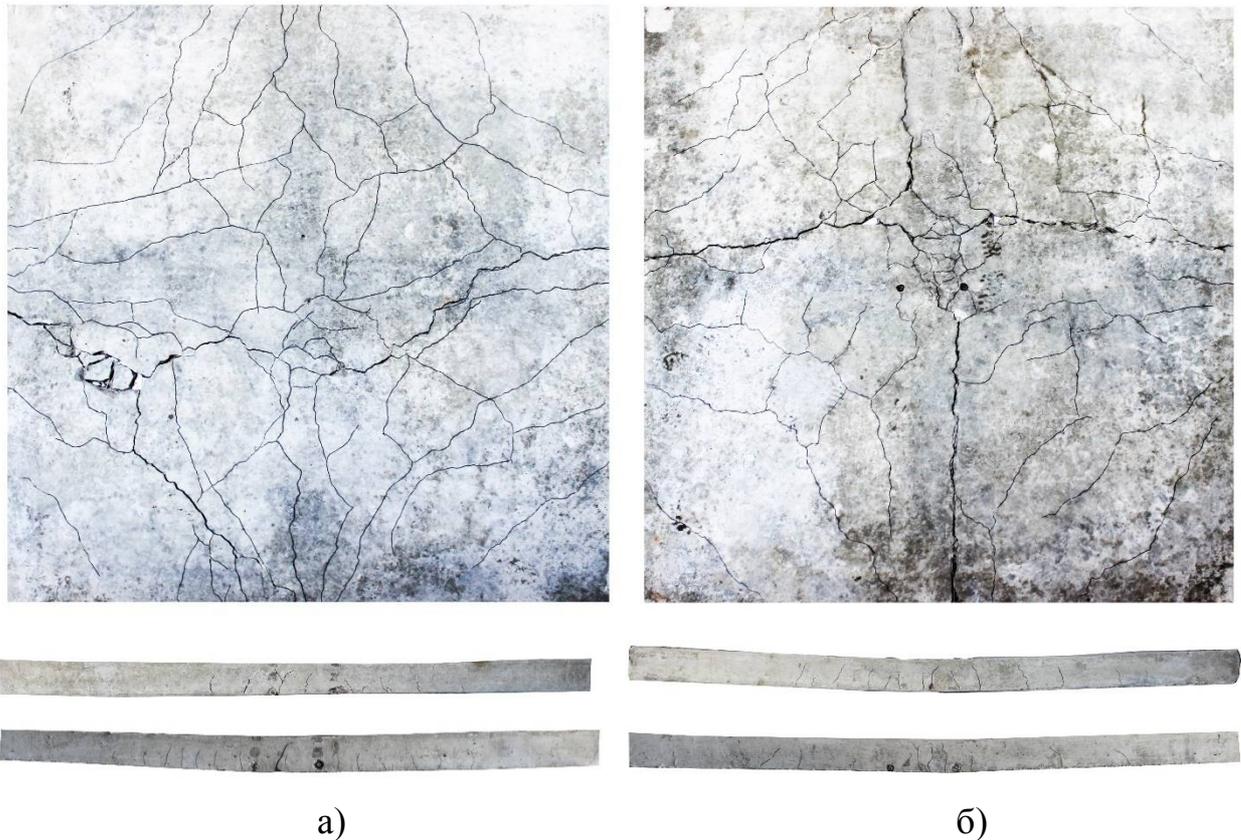


Рис. 3.18 Характер руйнування плит 3-ї серії П-3.1 (а) та П-3.2 (б)

На основі результатів експериментальних досліджень на згин монококових керамзитобетонних плит перекриття марок П-3.1 та П-3.2 серії 3 були побудовані графіки відносних деформацій бетону, згідно показів мікроіндикаторів з базою 200 мм, на бокових гранях по висоті дослідних плит по середині прольоту (рис. 3.19, 3.20).

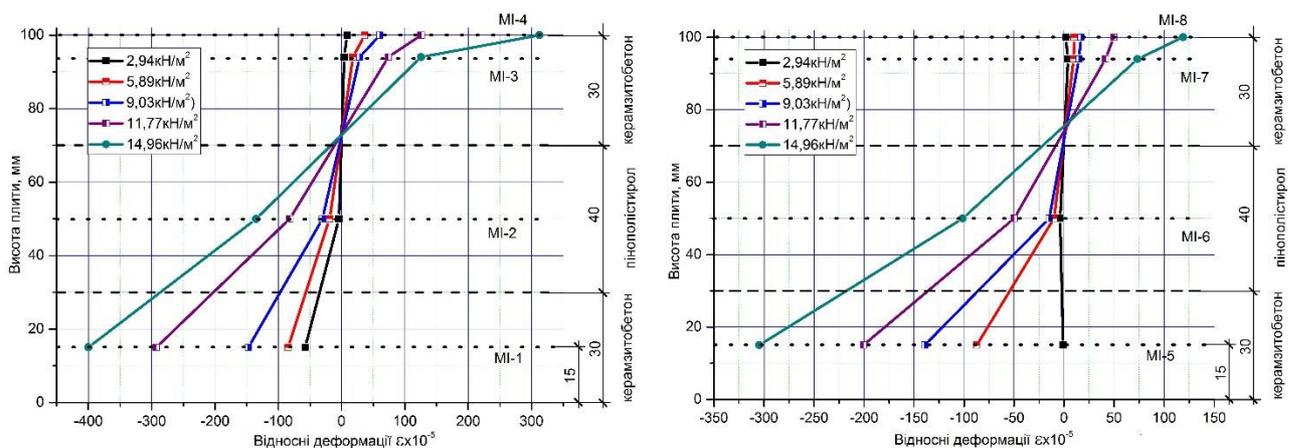


Рис. 3.19 Відносні деформації на гранях плити П-3.1 в середині прольоту

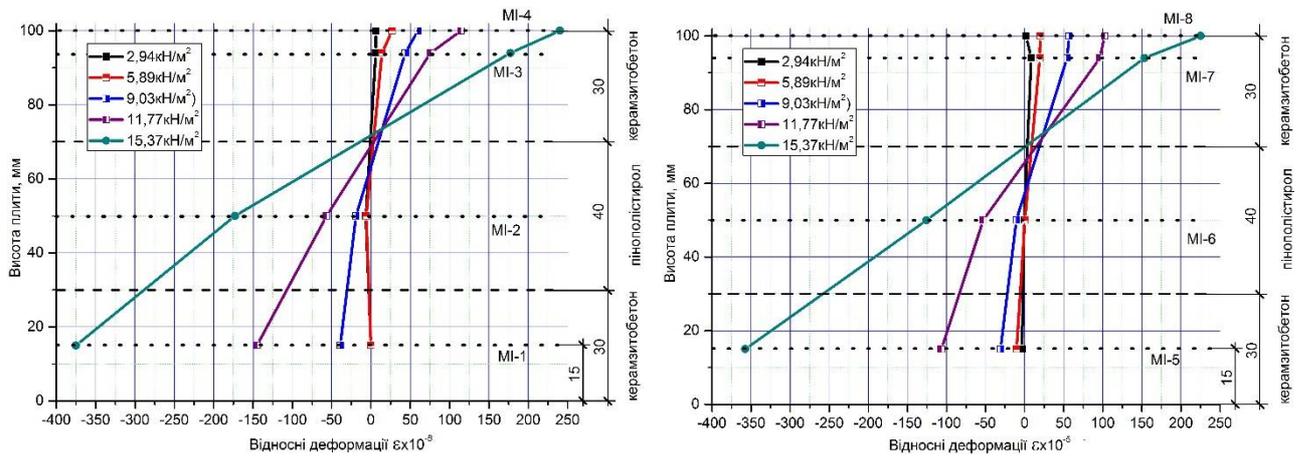


Рис. 3.20 Відносні деформації на гранях плити П-3.2 в середині прольоту

Як видно із графіків відносних деформацій стиснута зона бетону в монококових керамзитобетонних плитах знаходилася у верхній полиці плити. Під час аналізу графічних залежностей відносних деформацій керамзитобетону по висоті поперечного перерізу спостерігається близький до лінійного розподіл деформацій, тому в подальшому для аналізу прийнято гіпотезу про лінійний розподіл деформацій.

Висота стиснутої зони на останньому етапі завантаження дорівнювала в середньому $x_i = 27,2$ мм.

Розшарування на стику полиці і ребер не були зафіксовані, що свідчило про роботу плити як суцільної монококової конструкції.

Просторовий характер прогинів плит із урахуванням просідання опор зображено на рис. 3.21.

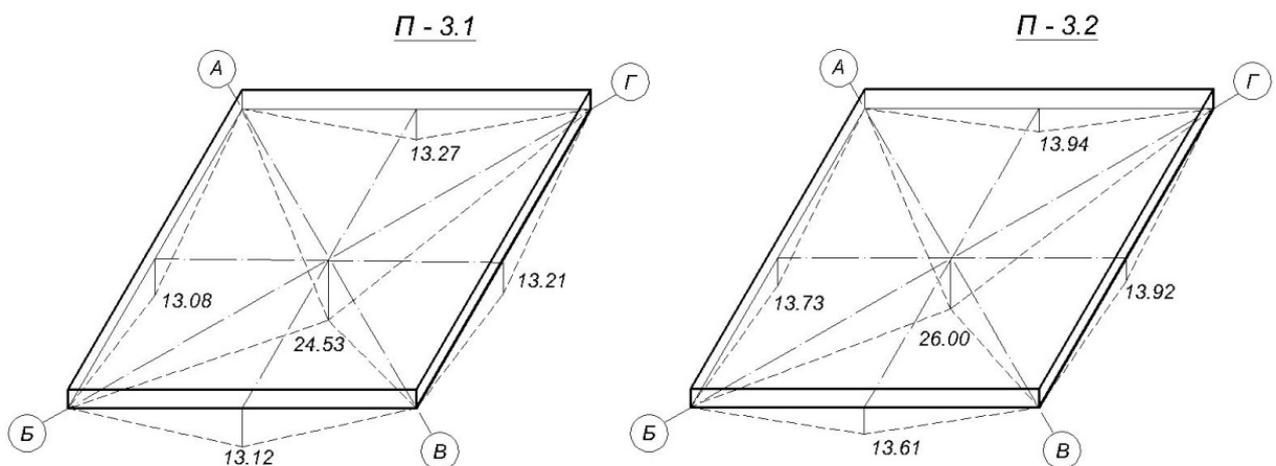


Рис. 3.21 Просторовий характер прогинів плит П-3.1 та П-3.2

За результатами експериментальних досліджень були побудовані графіки наростання прогинів у монококових керамзитобетонних плитах марок П-3.1 та П-3.2 в характерних точках О та К (рис. 3.22). Прогин в т. К прийнятий як усереднений по всіх чотирьох сторонах.

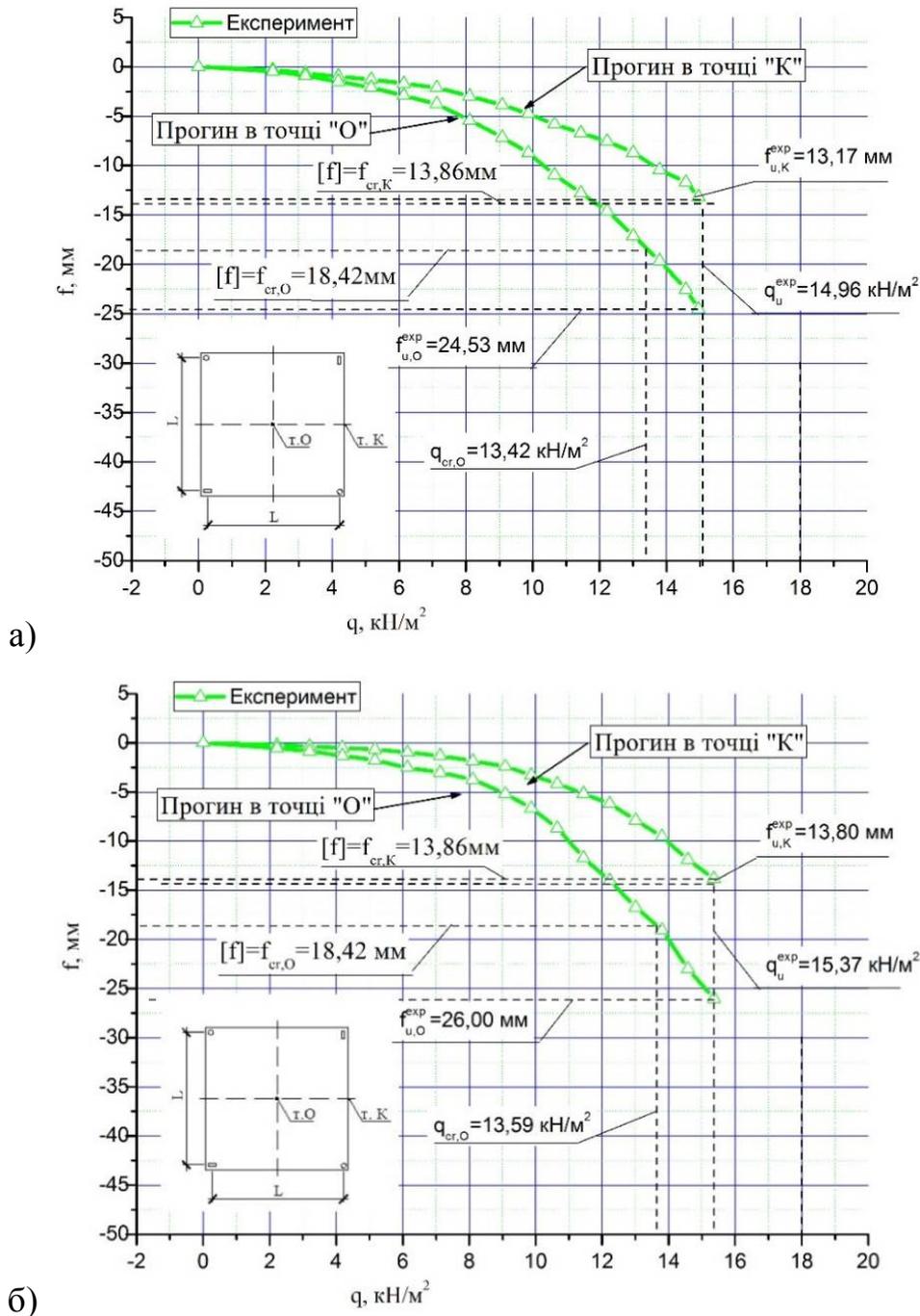


Рис. 3.22 Експериментальні залежності “навантаження (q) – прогин (f)” для плит серії 3 марок: а) – П-3.1; б) – П-3.2

Максимальні прогини у т.К не перевищували допустимі, а саме $f_{cr,K} = [f_{u,K}] = \frac{1}{130}L = 13,86$ мм. Такий результат підтвердив, що руйнування плит

відбулося по другій групі граничних станів через досягнення допустимого прогину.

Варто звернути увагу на те, що прогин у т. О досягнув критичного значення відповідно до норм ДСТУ Б В.2.6-156:2010, а саме $f_{cr,0} = [f_{u,0}] = \frac{1}{146}L = 18,42 \text{ мм}$ при навантаженні $13,42 \text{ кН/м}^2$ для плити П-3.1 та $13,59 \text{ кН/м}^2$ для плити П-3.2.

На кожному етапі завантаження дослідних плит проводилося спостереження за розвитком ширини розкриття тріщин. Ширина розкриття фіксувалася для тріщин з максимальним розкриттям. Розвиток тріщин у досліджуваних елементах візуально спостерігався по нормальних перерізах на середині граней та по нижній поверхні плит.

Перші тріщини у дослідних монококових керамзитобетонних плитах, опертих на чотири кути, були зафіксовані по нижній поверхні у місцях розташування пінополістирольних вставок. У процесі збільшення навантаження тріщини з'явилися і по бокових гранях дослідних зразків. Схема розміщення тріщин по нижній поверхні та бокових гранях плит зображена на рис. 3.23.

П - 3.1

П - 3.2

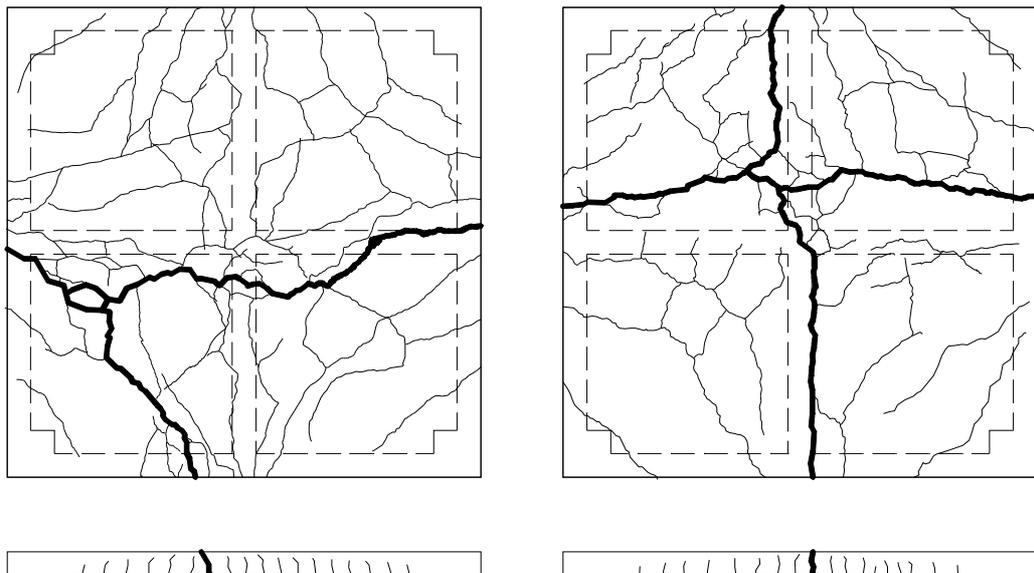


Рис. 3.23 Схема розміщення тріщин по нижніх та бокових гранях плит марок П-3.1 та П-3.2

Результати експериментальних досліджень плит серії 3 П-3.1...П-3.2 подані у табл. 3.3.

Таблиця 3.3

Результати експериментальних досліджень плит П-3.1...П-3.2

№	Марка	q_u^{exp} , кН/м ²	f_u^{exp} , мм		$[f_u]$, мм		q_{cr}^{exp} , кН/м ²	w_{cr}^{exp} , мм	w_{max}^{exp} , мм	w_u , мм
			т. О	т. К	т. О	т. К				
1	П-3.1	14,96	24,53	13,17	18,42	13,86	13,42	0,32	0,7	0,4
2	П-3.2	15,37	26,00	14,25			13,59	0,36	0,75	

де: q_u^{exp} – граничне навантаження при досягненні текучості робочої арматури в ребрі у т.К дослідного зразка, q_{cr}^{exp} – критичне навантаження при якому був досягнутий допустимий прогин в т.О, f_u^{exp} – максимальний прогин дослідного зразка перед руйнуванням, $[f_u]$ – допустимий прогин відповідно до діючих нормативних документів [46], w_{cr}^{exp} – ширина розкриття тріщини при досягненні допустимого прогину, w_{max}^{exp} – максимальна експериментальна ширина розкриття тріщини, w_u – допустима ширина розкриття тріщини [45].

Після випробування дослідні зразки розрізалися та проводилося їх фотографування (рис. 3.24).



Рис. 3.24 Плита П-3.2 у розрізі після випробування

Розріз плити П-3.2 виконай у зоні дії максимального згинального моменту у т.К (рис.3.9) в крайньому ребрі плити. Після огляду конструкції не

було помічено розшарувань, пінополістирол був щільно зчеплений з керамзитобетоном, що свідчило про цілісність конструкції дослідної плити та про її роботу як суцільної монококової конструкції.

Проводячи аналіз вищенаведених експериментальних досліджень можна встановити наступне:

- Втрата експлуатаційної придатності плит серії 3 відбулася внаслідок досягнення гранично-допустимих прогинів, а саме прогинів у т.О, що перевищують $f_{cr,0} = 18,42$ мм. В ці моменти зафіксовані величини експериментальних критичних навантажень q_{cr}^{exp} , 13,42 кН/м² для плити П-3.1 та 13,59 кН/м² для плити П-3.2;
- нейтральна вісь у досліджуваних монококових керамзитобетонних плитах, опертих на чотири кути, знаходилася у процесі експерименту постійно у верхній полиці дослідної плити;
- розшарувань бетону та повздовжніх тріщин не було помічено, що свідчить про роботу плити як суцільної коробчастої конструкції;
- при досягненні дослідними керамзитобетонними плитами допустимих прогинів ширина розкриття тріщин знаходилися в допустимих межах та не перевищувала 0,4 мм, згідно з табл. 5.1 діючих норм [45];
- загальний характер руйнування дослідних монококових керамзитобетонних плит мав “хрестоподібний” характер як для плит, опертих на чотири кути.

3.4 Результати дослідження фізико-механічних характеристик матеріалів

Відповідно до програми та методики досліджень були досліджені фізико-механічні характеристики важкого бетону верхнього та нижнього шарів плит марок БП-1.1...БП-1.6, П-2.1...П-2.4 та суцільних залізобетонних плит марок П-2.5 та П-2.6, керамзитобетону середнього шару в балочних плитах перекриття марок БП-1.1...БП-1.6, П-2.1 і П-2.2 та монококових керамзитобетонних плитах перекриття марок П-3.1 та П-3.2, газобетону

середнього шару в плитах марок П-2.3 та П-2.4. При випробуванні бетонних кубів на стиск (рис. 3.25) визначалася кубикова міцність бетону. При випробуванні призм (рис. 3.26) визначалася призмova міцність бетону та його модуль пружності і коефіцієнт Пуассона. Усі куби зруйнувались у формі двох обернених пірамід.

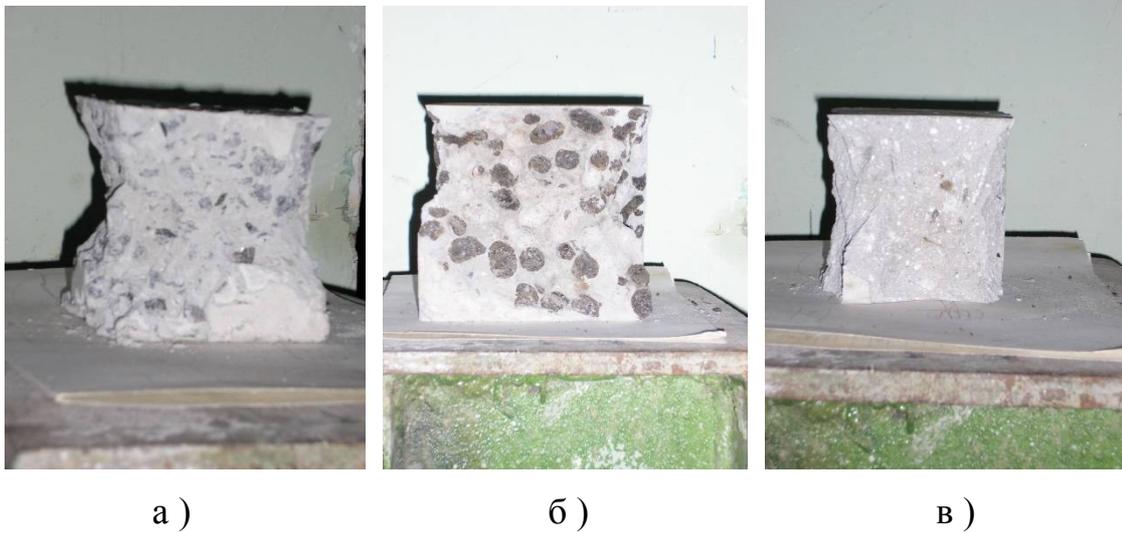


Рис. 3.25 Зразки кубів після випробування: а) важкий бетон; б) керамзитобетон; в) газобетон

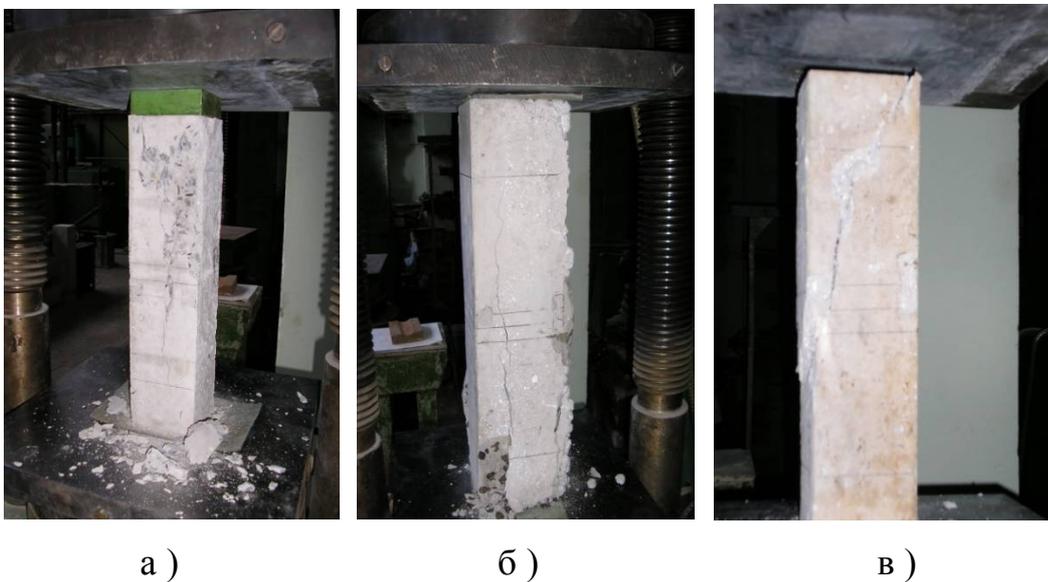


Рис. 3.26 Зразки призм після випробування: а) важкий бетон; б) газобетон; в) керамзитобетон

Також проводилося дослідження механічних характеристик сталей арматури $\varnothing 4$ класу Вр-1 плит серії 1, $\varnothing 5$ класу Вр-1 плит серії 2, $\varnothing 3$ та $\varnothing 4$

класу Вр-1, $\varnothing 8$ класу А500С плит серії 3. Для цього використовувалися стандартні зразки, виготовлені із арматури дослідних плит. Вид зразків після руйнування зображено на рис. 3.27.

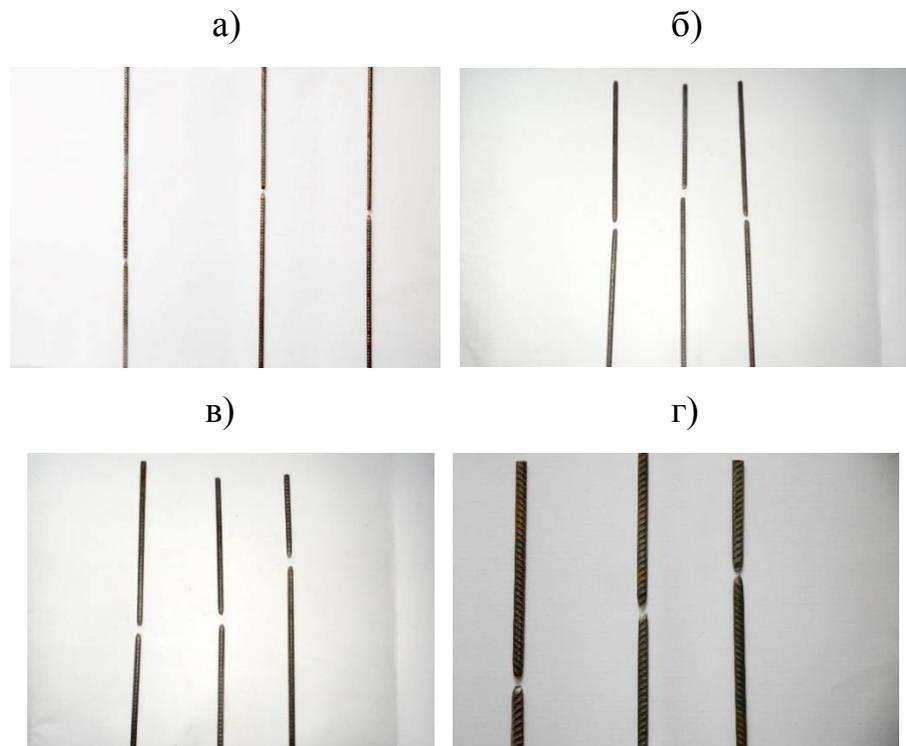


Рис. 3.27 Зразки арматури після випробування

а) $\varnothing 3$ класу Вр-1; б) $\varnothing 4$ класу Вр-1; в) $\varnothing 5$ класу Вр-1; г) $\varnothing 8$ класу А500С

Узагальнені характеристики фізико-механічних характеристик бетонів та арматури застосованих у відповідних плитах серій 1,2 та 3 подані у табл.Б1...Б3.

3.5 Висновки до розділу

1. Згідно з розробленими методиками проведено експериментальні дослідження трьох серій багатошарових залізобетонних плит на згин короткочасним рівномірно розподіленим навантаженням. Отримані результати несучої здатності, деформативності та тріщиностійкості цих плит, при роботі їх за балочною схемою опирання та при опиранні по чотирьох кутах;

2. Використана методика виготовлення залізобетонних багатошарових плит із середнім шаром з легкого бетону вкладеному по сирому нижньому шару

з важкого бетону забезпечила сумісну роботу усіх шарів протягом усього експерименту. Дослідні плити працювали як суцільні.

3. Досліджено роботу багатошарових плит перекриття серій 1 та 2. Руйнування у всіх плитах відбулося за першою групою граничних станів внаслідок текучості арматури. Плити серії 1 зруйнувалися при навантаженні 28,67...29,67 кН/м, а плити серії 2 при навантаженні 6,35...6,75 кН/м².

4. Досліджено роботу монококових керамзитобетонних плит перекриття серії 3. Втрата експлуатаційної придатності відбулася внаслідок досягнення ними гранично-допустимих прогинів при навантаженні 13,42...13,86 кН/м², а руйнування внаслідок досягнення текучості робочої арматури при навантаженні 14,96...15,37 кН/м²;

5. Конструкція монококових керамзитобетонних плит забезпечила цілісність плит при дії навантаження до руйнування. Характер руйнування плит був наближений до характеру руйнування суцільних плит;

6. В усіх дослідних плитах стиснута зона бетону знаходилась у верхньому шарі протягом усього експерименту.

РОЗДІЛ 4 АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ДОСЛІДНИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ

4.1 Загальні підходи до розрахунку плит згідно діючих норм

Отримані результати експериментальних досліджень багатошарових перекриттів викладені у розділі 3 пройшли детальний аналіз з метою знаходження методик розрахунку таких перекриттів, виходячи з наступних встановлених факторів:

- запропонована методика виготовлення багатошарових плит з використанням різних легких бетонів в ролі середнього шару забезпечила сумісну роботу усіх шарів до руйнування плит;
- вибрані товщини шарів бетону в плитах забезпечили те, що стиснута зона бетону у процесі експериментів постійно знаходилася у верхньому шарі з важкого бетону;
- багатошарові плити серій 1 та 2 зруйнувалися за першою групою граничних станів від текучості робочої розтягнутої арматури;
- монококові плити із керамзитобетону серії 3 до моменту руйнування працювали як суцільні плити без розшарувань та зруйнувалися за другою групою граничних станів від досягнення гранично-допустимих прогинів.

У діючі будівельних нормах [33,45] подано методику розрахунку залізобетонних конструкцій на основі нелінійної деформаційної моделі, із застосуванням реальної нелінійної діаграми “ $\sigma - \varepsilon$ ” для бетону та дволінійної для арматури.

Ця методика дозволяє виконувати розрахунки залізобетонних конструкцій із різною формою поперечного перерізу та з вільним розташуванням робочої арматури в перерізі. Блок-схема розрахунку зображена на рис.4.1.

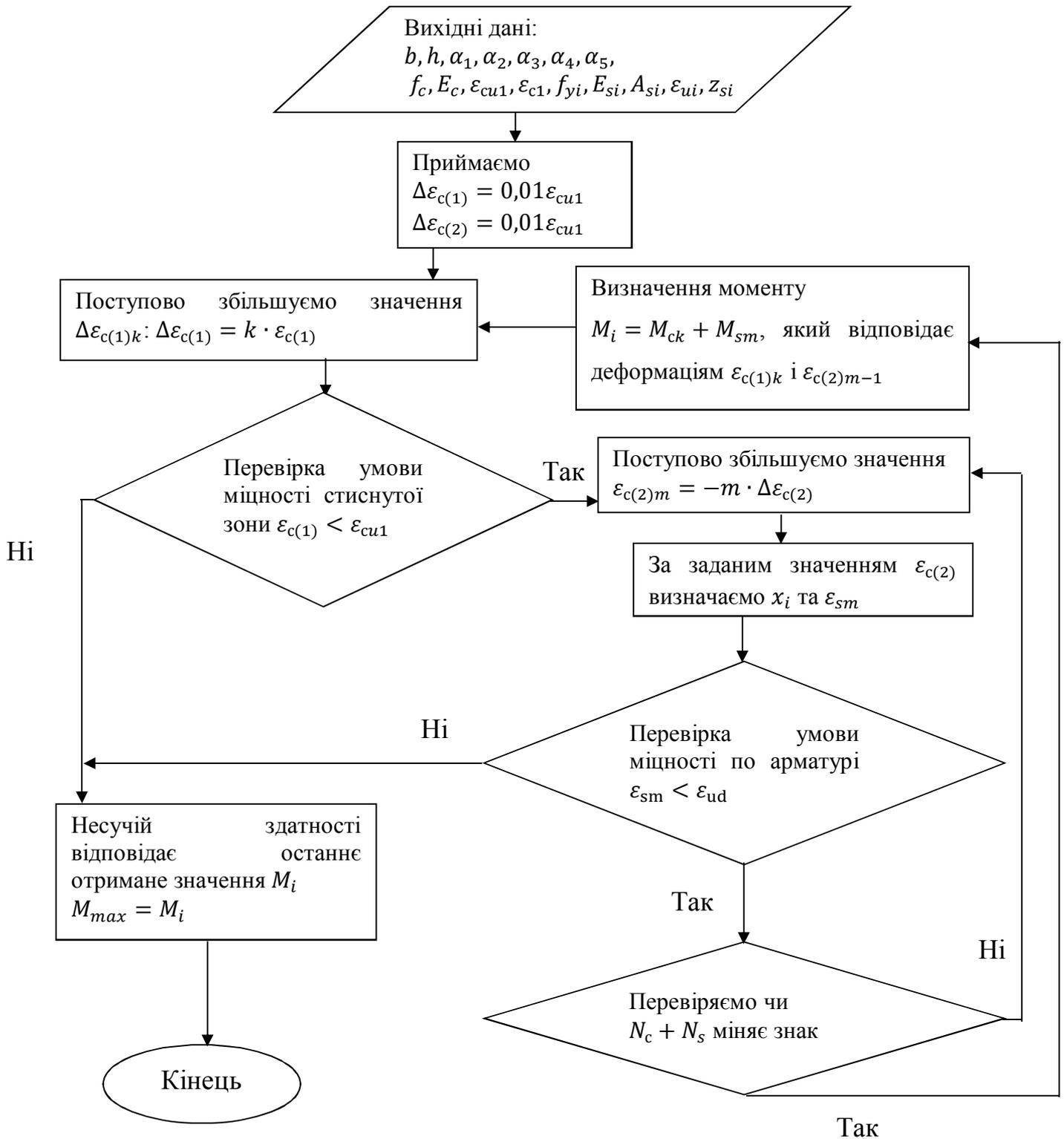


Рис. 4.1 Блок-схема розрахунку .

Розрахунок виконувався у програмі, яка розроблена у Харківському національному університеті міського господарства ім. О.М. Бекетова на кафедрі Будівельних конструкцій, згідно з [2]. Результати розрахунку за деформаційною методикою подано у додатку Г.

Підхід до розрахунку балочних плит серії 1.

При виконання розрахунку, в якому була використана нелінійна деформаційна методика, було використано наступні нормативні документи і літературні джерела – ДБН В.2.6-98:2009 [33] та ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [45]. На рис. 4.2 подано розрахункову схему балочної плити.

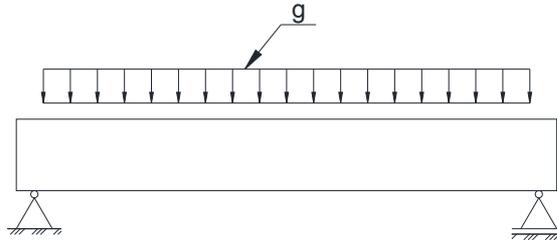


Рис. 4.2 Розрахункова схема балочної плити

За умов рівноваги внутрішніх зусиль та зовнішніх сил, в розрахунковому нормальному перерізі, проводилося визначення характеристик напружено-деформованого стану перерізу залізобетонної балочної багатошарової плити. Визначався розподіл напружень та деформацій з переміщеннями, при дії згинальних моментів. За основу прийняті такі положення:

- згідно лінійного закону приймали розподіл відносних деформацій бетону та арматури по висоті перерізу елемента, а також приймалася гіпотеза плоских перерізів;
- у вигляді реальних діаграм матеріалів “ $\sigma - \varepsilon$ ” (напруження – деформація) приймали зв’язок між відносними деформаціями та осьовими напруженнями в бетоні і арматурі;
- опір бетону нижньої розтягнутої зони не враховується у розрахунку.

Значення моментів було визначено як для другої форми рівноваги, враховуючи, що у прямокутному перерізі була зона розтягу згідно [45] за формулами:

$$\frac{bf_{ck}\varepsilon_{c1}}{\kappa} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} (\gamma)^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} = 0 \quad (4.1)$$

$$\frac{bf_{ck}(\varepsilon_{c1})^2}{\kappa^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} (\gamma)^{k+2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (X_1 - Z_{si}) = M \quad (4.2)$$

де $\varepsilon_{c(1)}$ – деформації бетону стисненої фібри перерізу; $\varepsilon_{c(2)}$ – осереднені деформації розтягнутої фібри бетону; f_{ck} – призмova міцність бетону на стиск;

a_k – коефіцієнти полінома; $\aleph = \frac{1}{r} = \frac{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)})}{r}$; $\gamma = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}}$; ε_{c1} – деформація при максимальних напруженнях в бетоні; X_1 – висота стисненої зони перерізу; $X = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\aleph}$; σ_{si} – напруження в арматурі; $\sigma_{si} = \varepsilon_{si} E_{si}$; ε_{si} – відносні деформації арматури; $\varepsilon_{si} = \aleph(X_1 - Z_{si})$; E_{si} – модуль пружності арматури; Z_{si} – відстань i -того стрижня або прошарку арматури від найбільш стиснутої грані перерізу; M – значення моменту; $\varepsilon_{c(1)}$ – на першому етапі ітераційного процесу приймається рівним $0,1\varepsilon_{cu1}$; ε_{cu1} – номінальні граничні деформації бетону.

Працюючи з рівняннями та проводячи ітерації визначали параметри напружено-деформованого стану у розрахунковому нормальному перерізі залізобетонного елемента. Розрахунок осереднених відносних деформацій бетону нижньої фібри виконувався поступово на кожному етапі ітерації, при попередньо заданих величинах деформацій верхньої фібри бетону, згідно вказівок [45].

Виконавши відповідні перетворення рівняння 4.1 набуває вигляду:

$$\frac{bf_{ck} h \varepsilon_{c1}}{(0,1\varepsilon_{cu1} - \varepsilon_{c(2)})} \left[\frac{a_1}{2} \left(\frac{0,1\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + \frac{a_2}{3} \left(\frac{0,1\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 + \frac{a_3}{4} \left(\frac{0,1\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + \frac{a_4}{5} \left(\frac{0,1\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 + \frac{a_5}{6} \left(\frac{0,1\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^6 \right] + 0,1\varepsilon_{cu1} E_s A_s - \frac{Z_s(0,1\varepsilon_{cu1} - \varepsilon_{c(2)}) E_s A_s}{h} = 0 \quad (4.3)$$

Після отримання достатньої точності в рівнянні 4.3 розрахунок припиняли і визначали несучу здатність елемента у вигляді значення внутрішнього згинального моменту, при заданих величинах деформацій, згідно з рівнянням 4.2, котре можна було записати у вигляді:

$$M = \frac{bf_{ck} h^2 \varepsilon_{c1}^2}{(0,1\varepsilon_{cu1} - \varepsilon_{c(2)})^2} \left[\frac{a_1}{3} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 + \frac{a_2}{4} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + \frac{a_3}{5} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 + \frac{a_4}{6} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^6 + \frac{a_5}{7} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^7 + \frac{\varepsilon_{c(1)}^2 h E_s A_s}{(\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)})} - \frac{Z_s^2 (\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)}) E_s A_s}{h} \right] \quad (4.4)$$

На наступних етапах збільшували відносні значення величини деформацій бетону верхньої фібри і розрахунок повторювався. При досягненні граничних деформацій знаходили внутрішній згинальний момент.

Руйнування дослідних плит відбувалося за рахунок того, що були досягнуті критичні напруження в розтягнутій арматурі у нормальному перерізі.

Після виконання розрахунку несучої здатності багатошарової балочної плити за деформаційною методикою було отримано значення відносних деформацій бетону і арматури по висоті плити та значення кривизни вигнутої осі балочного елемента \aleph .

Кривизна статично визначеного згинаного елемента, який працює за балковою схемою, може бути визначена через його прогин на кожному етапі завантаження дослідного зразка.

Використовуючи відомі формули будівельної механіки визначали прогини дослідних багатошарових плит перекриття, виконуючи підстановку у них відповідного значення кривизни \aleph .

Згідно вимог нормативних документів [46] прогини балочної плити перекриття f не повинні перевищувати гранично-допустимої величини f_u , що є однією з умов при виконанні розрахунків згинаних залізобетонних плит :

$$f \leq f_u \quad (4.5)$$

Прогини балочної плити визначалися за наступною формулою:

$$f_c = \aleph k_m l^2 = \aleph \left(\frac{5}{48} \right) l^2 = 0.104167 \cdot \aleph \cdot l^2 \quad (4.6)$$

де: l – проліт вільно опертої балочної плити; $\aleph = \frac{1}{r}$ – кривизна вигнутої осі в перерізі; k_m – коефіцієнт, що визначається за таблицею 5.5. діючих норм [45];

Допустима ширина розкриття тріщин для досліджуваної балочної плити перекриття w , згідно вимог діючих нормативних документів [34,46], не повинна перевищувати гранично-допустимих значень w_u , що також є умовою виконання розрахунку залізобетонних згинаних елементів :

$$w \leq w_u \quad (4.7)$$

Згідно вимог нормативних документів [33,45] розраховували ширину розкриття тріщин балочної плити, підставляючи у формули значення, які були

отримані при розрахунку несучої здатності за вищенаведеною деформаційною методикою. За наступною формулою розраховували ширину тріщини:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}), \quad (4.8)$$

де $s_{r,max}$ – максимальний крок тріщин

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,425k_1k_2 \frac{\varnothing}{\rho_{p,eff}} \quad (4.9)$$

$k_1 = 0,8$ – коефіцієнт, що враховує характеристики зчеплення арматури з бетоном; $k_2 = 0,5$ – коефіцієнт, що враховує розподіл деформацій; \varnothing – діаметр арматури; c – захисний шар бетону повздожньої робочої арматури;

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (4.10)$$

A_s – площа робочої арматури; $A_{c,eff}$ – фактична площа розтягнутого бетону, довкола арматури; ε_{sm} – усереднені деформації в арматурі; ε_{ctm} – середня деформація бетону між тріщинами.

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{\sigma_s - \frac{0,6f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}(1 + \alpha_e\rho_{p,eff})}{E_s} \geq \frac{0,6\sigma_s}{E_s} \quad (4.11)$$

σ_s – напруження у розтягненій арматурі в перерізі з тріщинами, яке отримується в результаті розрахунку перерізу з умов міцності; E_s – модуль пружності арматури; α_e – відношення E_s/E_{cm} ; E_{cm} – середнє значення початкового модуля пружності бетону; $f_{ct,eff}$ – середня величина міцності бетону на розтяг, яка характеризує момент часу в який очікується поява перших тріщин.

В цій роботі розглядається утворення тільки нормальних тріщин, врахувавши те, що всі дослідні зразки плит зруйнувалися по нормальному перерізу.

Підхід до розрахунку квадратних в плані плит серії 2

Перевірка несучої здатності квадратних суцільних та багатошарових плит, опертих на чотири кути, виконувалася у зоні дії максимальних згинальних моментів по периметру в т.К (рис. 4.3). Розрахунок виконувався для

крайньої смуги шириною 250 мм, за формулами 4.1 та 4.2, згідно норм [33,45]. Розрахункова схема плит серії 2 зображена на рис. 4.3.

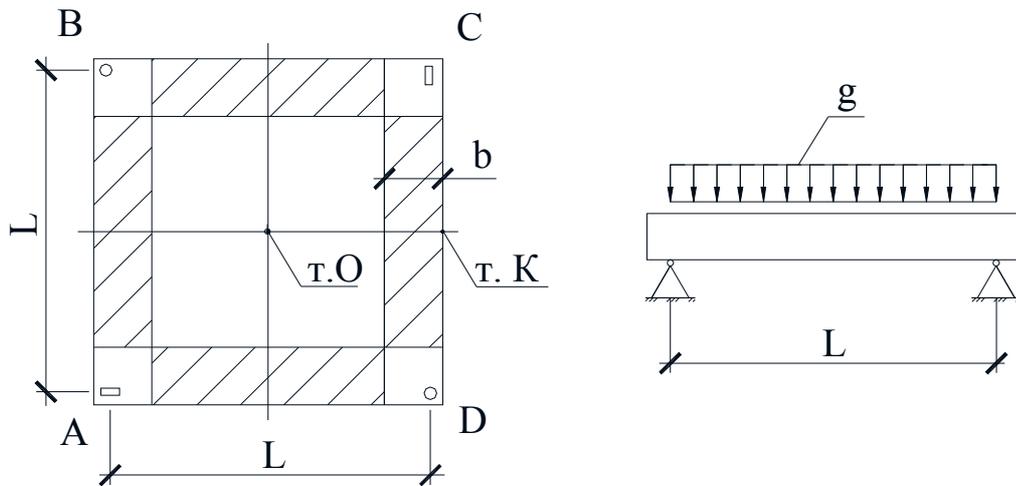


Рис. 4.3 Розрахункова схема плит серії 2

де g – навантаження в кН/м^2 ; L – прольот плити, b – ширина смуги;

Ширина смуги для аналізу й розрахунку визначалася із міркувань найбільших напружень у багатошаровій оболонці, враховуючи, що крайові моменти у т.К є найбільшими, згідно [16]. Розраховували переріз розмірами 250x100 (h), який армований двома стержнями арматури (у дослідних плитах серії 2 крок арматури 200 мм)

Підхід до розрахунку квадратних в плані плит серії 3

Для розрахунку несучої здатності плит серії 3 використані підходи діючих норм [33,45], як для таврового перерізу.

Приведення перерізу монококової керамзитобетонної плити до таврового перерізу виконувалося згідно рис. 4.4.

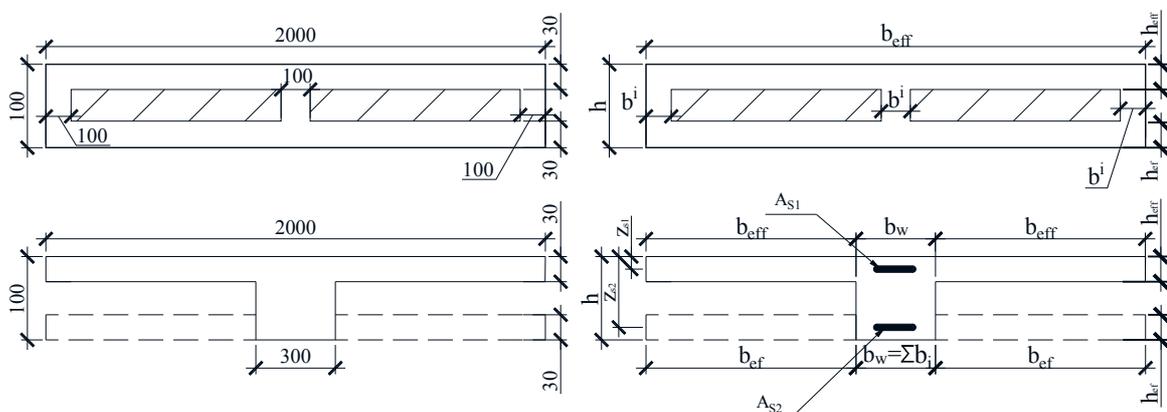


Рис. 4.4 Розрахункові перерізи для розрахунку плит серії 3

Визначення значення внутрішніх згинальних моментів виконувалося як для четвертої форми рівноваги таврового перерізу, згідно з діючими нормами [45], за формулами:

$$\frac{f_{ck}}{\aleph} \left[(b_w + b_{eff}) \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+1} \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} = 0 \quad (4.12)$$

$$\frac{f_{ck}}{\aleph^2} \left[(b_w + 2b_{eff}) \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+2} \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - \aleph Z_{si}}{\aleph} = M \quad (4.13)$$

де b_w – ширина стінки таврового перерізу; b_{eff} – ширина звисів верхньої полиці.

Після відповідних перетворень із урахуванням верхнього та нижнього армування рівняння 4.11 набуває вигляду:

$$\begin{aligned} & \frac{(b_w + 2b_{eff}) f_{ck} h \varepsilon_{c1}}{(0,1\varepsilon_{cu1} - \varepsilon_{c(2)})} \left[\frac{a_1}{2} \left(\frac{0,1\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + \frac{a_2}{3} \left(\frac{0,1\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 + \frac{a_3}{4} \left(\frac{0,1\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + \frac{a_4}{5} \left(\frac{0,1\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 + \right. \\ & \left. \frac{a_5}{6} \left(\frac{0,1\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^6 \right] + \left(0,1\varepsilon_{cu1} E_{s1} A_{s1} - \frac{Z_{s1}(0,1\varepsilon_{cu1} - \varepsilon_{c(2)}) E_{s1} A_{s1}}{h} \right) + \left(0,1\varepsilon_{cu1} E_{s2} A_{s2} - \right. \\ & \left. \frac{Z_{s2}(0,1\varepsilon_{cu1} - \varepsilon_{c(2)}) E_{s2} A_{s2}}{h} \right) = 0 \end{aligned} \quad (4.14)$$

Розрахунок припиняли при отриманні достатньої точності рівняння 4.14, на основі чого визначали значення згинального моменту, при заданих величинах деформацій, згідно рівняння 4.13, яке можна записати у такому вигляді:

$$\begin{aligned} M = & \frac{(b_w + 2b_{eff}) f_{ck} h^2 \varepsilon_{c1}^2}{(0,1\varepsilon_{cu1} - \varepsilon_{c(2)})^2} \left[\frac{a_1}{3} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 + \frac{a_2}{4} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + \frac{a_3}{5} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 + \frac{a_4}{6} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^6 + \right. \\ & \left. + \frac{a_5}{7} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^7 \right] + \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^2 h E_{s1} A_{s1}}{(\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)})} - \frac{Z_{s1}^2 (\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)}) E_{s1} A_{s1}}{h} \right) + \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^2 h E_{s2} A_{s2}}{(\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)})} - \right. \\ & \left. \frac{Z_{s2}^2 (\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)}) E_{s2} A_{s2}}{h} \right) \end{aligned} \quad (4.15)$$

При схемі опирання дослідної квадратної плити шарнірно на чотири кути, згідно [16], згинальні моменти по середині грані у т. К були більшими за значення моментів по центру плити у т.О (рис. 3.8), що відобразиться у формулах 4.16 та 4.17.

$$M_K^{\text{exp}} = 0,1604 \cdot g \cdot L^2 \quad (4.16)$$

$$M_o^{\text{exp}} = 0,1231 \cdot g \cdot L^2 \quad (4.17)$$

Визначення розрахункової величини критичного навантаження виконували як для більшого значення моменту у т.К на грані плити, згідно формули 4.18.

$$g = M_k^{\text{exp}} / (0,1604 \cdot L^2) \quad (4.18)$$

де g – розрахункова величина критичного навантаження; M_k^{exp} – значення згинальних моментів у т. К від дії навантаження; L – віддаль між опорами (проліт) плити.

4.2 Розрахунок залізобетонних багатошарових плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону серій 1 та 2 і монококових керамзитобетонних плит перекриття серії 3 у ПК “ЛПРА-САПР”.

Для розрахунку багатошарових плит та монококових керамзитобетонних плит було використано ПК “ЛПРА” [28].

Нелінійний процесор ПК “ЛПРА”, призначений для вирішення фізично і геометрично нелінійних задач кроковим методом, дозволив змодельовати методику виконання експерименту, порівняти експериментальні та розрахункові значення напружено-деформованого стану досліджуваного елемента на кожному етапі завантаження.

В основу розрахунку ПК “ЛПРА” було закладено метод кінцевих елементів [30].

Моделювання фізичної нелінійності матеріалів конструкцій проводилося за допомогою фізично нелінійних кінцевих елементів, які отримували інформацію із розвинутої бібліотеки законів деформування матеріалів (залежностей напруження-деформація). Бібліотека законів деформування дозволяла враховувати практично будь-які фізично-нелінійні властивості матеріалу.

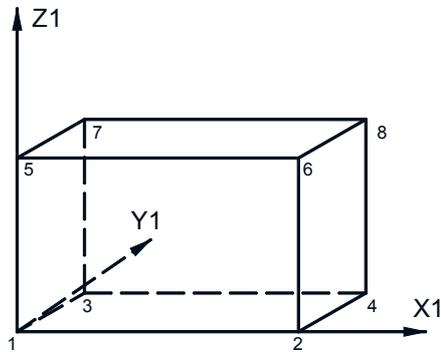
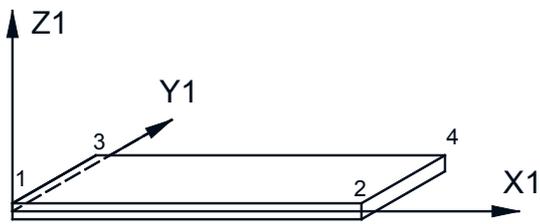
Відповідно за мету було поставлено розробити розрахункові моделі для багатошарових залізобетонних плит при різних розрахункових схемах, які

опиралися на дві опори за балочною схемою або за плитною схемою на чотири кути, а також розробити модель для монококової керамзитобетонної плити із використанням фізично нелінійних кінцевих елементів закладених у ПК “ЛІРА” та визначити за цими моделями напружено-деформований стан дослідних конструкцій.

Розрахункові моделі склалися із скінченних елементів (СЕ) та вузлів. Моделювання шарів проводилося за допомогою СЕ-241 та СЕ-231 (табл. 4.1). Жорсткість верхнього та нижнього шарів із важкого бетону задавалася за допомогою СЕ-241, який призначений для визначення напружено-деформованого стану прямокутних в плані оболонок.

Таблиця 4.1

Скінченні елементи використані в розрахункових моделях

№ КЕ	Назва КЕ	Признак схеми	Ступені свободи
231	Об’ємний елемент 	4 5	X, Y, Z
241	Прямокутний елемент оболонки 	5	X, Y, Z, UX, UY, UZ

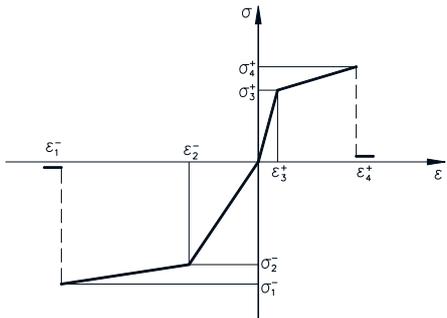
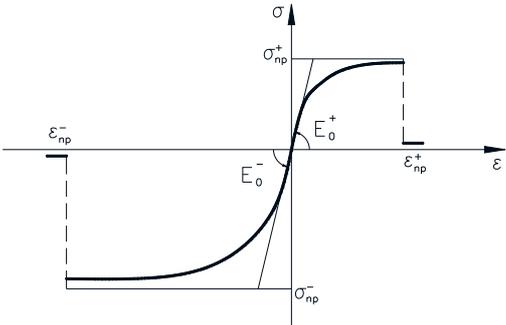
Оболонка розглядалася як біматеріальна система з ізотропних фізично-нелінійних матеріалів. Вузол скінченного елемента мав шість ступенів свободи. Жорсткість середнього шару багат шарових плит перекриття та жорсткість

ребер монококових керамзитобетонних плит перекриття моделювалася за допомогою SE-231, який призначався для вирішення просторових задач теорії пружності та для визначення напружено-деформованого стану просторових конструкцій в постановці фізично-нелінійної теорії пружності.

Для визначення нелінійної жорсткості використовувалася експотенційна залежність між напруженнями та деформаціями для врахування реальних характеристик бетону та закону ламаної типу “деформація-напруження” для арматури (табл. 4.2).

Таблиця 4.2

Закони деформування використані для фізично-нелінійного розрахунку

Вид залежності	Поле параметрів
<p data-bbox="188 869 735 969">Закон ламаної, типу “деформація-напруження”</p> 	<p data-bbox="868 875 1445 965">ε_i – деформація в проміжній точці; σ_i – напруження в проміжній точці.</p> <ul style="list-style-type: none"> - характеристики вітки стиску є від’ємними числами; - ділянки задаються зліва направо (стиск – розтяг); <p data-bbox="868 1173 1358 1211">Кількість і-точок необмежена. Обмеження: - горизонтальні ділянки не задавати.</p>
<p data-bbox="188 1328 679 1417">Експотенційна залежність для залізобетону</p> 	<p data-bbox="868 1328 1509 1417">E_0^- - початкове значення модуля Юнга на стиск;</p> <p data-bbox="868 1429 1358 1467">$\sigma_{пр}^-$ - граничний опір на стиск;</p> <p data-bbox="868 1478 1509 1574">$\varepsilon_{пр}^-$ - гранична деформація на стиск (від’ємне число);</p> <p data-bbox="868 1585 1509 1675">E_0^+ - початкове значення модуля Юнга на розтяг;</p> <p data-bbox="868 1686 1358 1724">$\sigma_{пр}^+$ - граничний опір на розтяг;</p> <p data-bbox="868 1736 1461 1780">$\varepsilon_{пр}^+$ - гранична деформація на розтяг.</p>

Жорсткість кожного шару задавалася окремо згідно з реальними фізико-механічними властивостями матеріалів бетону та арматури, що були отримані на експериментальних зразках матеріалів використаних для виготовлення дослідних плит.

Програмний комплекс дозволяв вирішувати фізично-нелінійні задачі із відтворенням поведінки залізобетонної конструкції під навантаженням з кроковим її завантаженням згідно з проведеними експериментами, що дало можливість поетапно співставити отримані розрахункові параметри з відповідними параметрами, отриманими у результаті експерименту.

Розрахункова модель плит серії 1 (рис. 4.5) складалася із 945-ти вузлів та із 896-ти скінченних елементів.

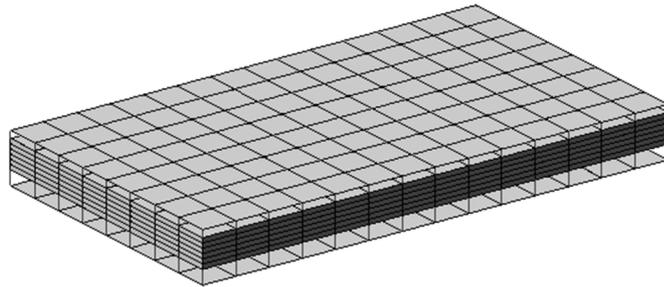


Рис. 4.5 Модель тришарової балочної багатошарової плити серії 1

Верхній та нижній шари моделювалися за допомогою 224-р'юх прямокутних елементів оболонки SE-241, розмірами у плані 50x50 мм і висотою 40 мм для нижнього шару та 20 мм для верхнього. Середній шар із керамзитобетону моделювався об'ємними скінченними елементами SE-231, яких було 672 штуки з розмірами у плані 50x50 мм і висотою 10 мм. Опирання виконувалося шарнірно як для балочної плити опертої на дві сторони. Розподіл напружень у об'ємних SE-231 по висоті перерізу в середньому шарі плити зображено на рис. 4.6. Розподіл напружень у нижньому та верхньому шарах (SE-241) подано на рис.Д.1 та рис.Д.2.

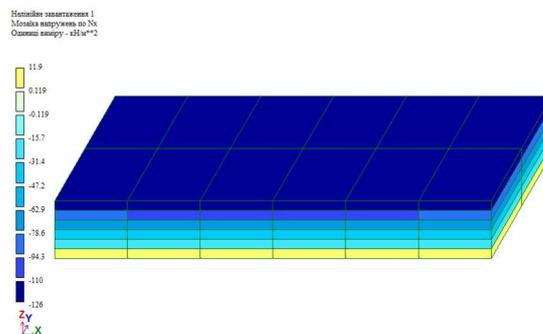


Рис. 4.6 Розподіл напружень N_x у характерному фрагменті багатошарової балочної плити в зоні дії згинального моменту

На рис. 4.7 зображено характер розвитку тріщин згідно виконаного розрахунку.

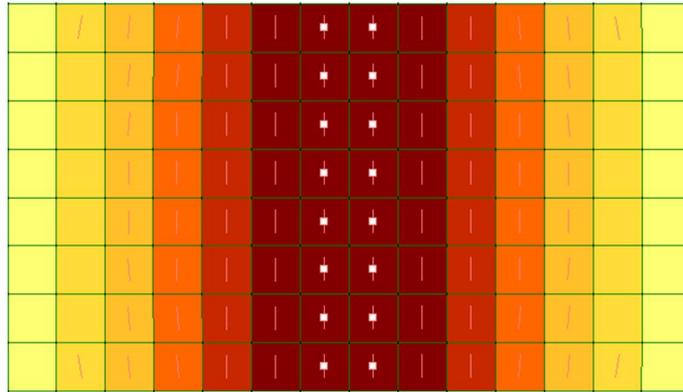


Рис. 4.7 Характер розвитку тріщин у нижньому шарі балочних багатошарових плит серії 1.

Розрахунок плит серії 2 виконувався на основі розрахункової моделі (рис. 4.8) яка складалася із 8405-ти вузлів та із 9600 скінченних елементів.

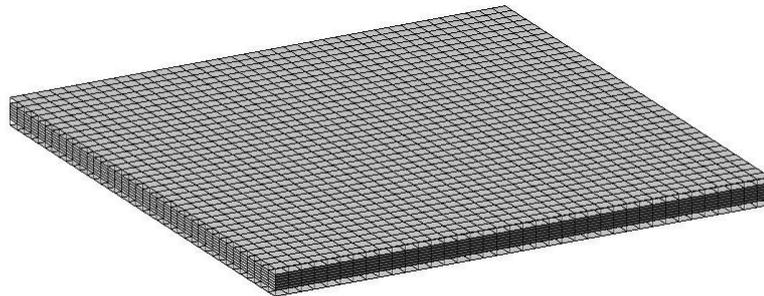


Рис. 4.8 Модель багатошарової плити серії 2

У верхньому та нижньому шарі разом 3200 прямокутних елементів оболонки СЕ-241 розмірами у плані 50х50 мм і висотою 30 мм. Середній шар із керамзитобетону моделювався з використанням 3200 об'ємних елементів СЕ-231, які мали розміри у плані 50х50 мм і висоту 10 мм. Опирання виконувалося шарнірним по чотирьох кутах. Розподіл напружень по висоті середнього шару плити у СЕ-231 в характерних точках К та О (рис. 3.8) зображено на рис. 4.9 та рис. 4.10. Напруження, які виникають у верхньому та нижньому шарах (СЕ-241) подано на рис.Д.3...Д.6.

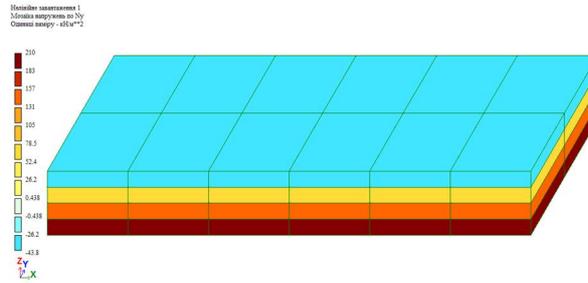


Рис. 4.9 Розподіл напружень N_u у характерному фрагменті багатошарової плити у зоні дії максимального моменту, у т.К (див. рис. 3.8).

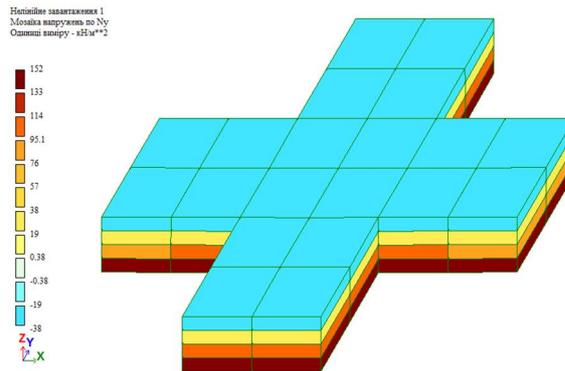


Рис. 4.10 Розподіл напружень N_u у характерному фрагменті багатошарової плити, характерній т.О (рис. 3.8)

Як видно із рис. 4.9 та рис. 4.10 розподіл напружень відповідає залежностям згідно [16], які описували розподіл моментів, а саме напруження в характерній точці т.К були більшими ніж у т.О.

Після виконання розрахунку отримано розрахунковий теоретичний характер розвитку тріщин, що показано на рис. 4.11.

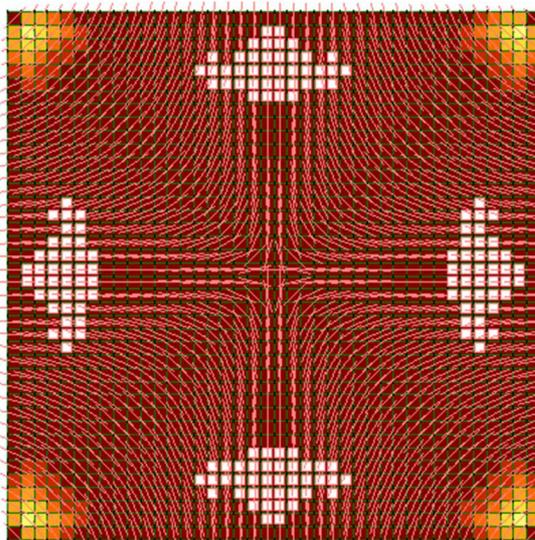


Рис. 4.11 Розвиток тріщин у нижньому шарі багатошарової плити серії 2.

Розрахункова модель серії 3 для монококових керамзитобетонних плит перекриття зображена на рис. 4.12.

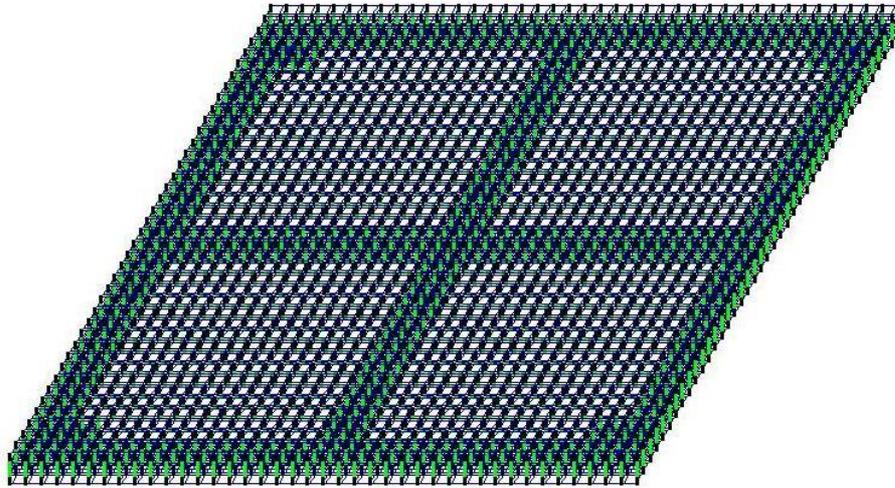


Рис. 4.12 Модель керамзитобетонної плити серії 3

Модель була виконана з допомогою 5381 вузла та з 5040 скінченних елементів. Верхня та нижня полиці виконувалися з використанням прямокутних елементів оболонки, а саме СЕ-241, розмірами у плані 50x50 мм і висотою 30 мм у кількості 3200 шт, а ребра плит моделювалися об'ємними елементами – СЕ-231 у кількості 1840 шт, розмірами у плані 50x50 мм і товщиною 10 мм. Розподіл напружень в ребрах плити у СЕ-231 в характерних точках К та О (рис. 3.8) зображено на рис. 4.13 та рис. 4.14. Повний розподіл напружень у ребрах (СЕ-231) та верхній та нижній полицях (СЕ-241) плити зображено на рис. Д7...Д12.

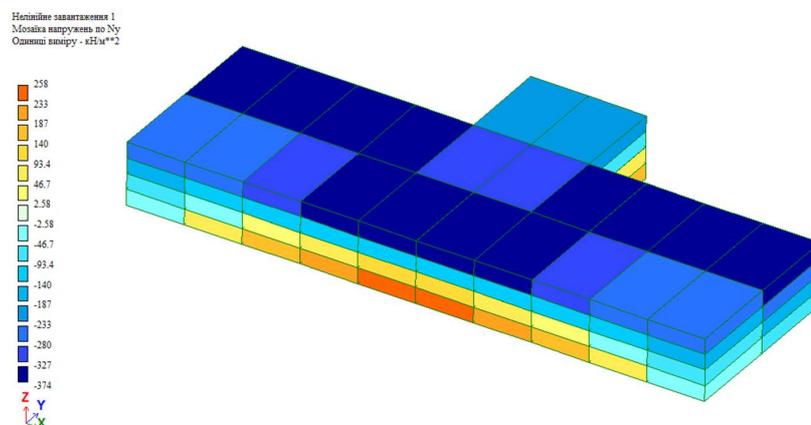


Рис. 4.13 Розподіл напружень Ny у характерному фрагменті монококової керамзитобетонної плити у зоні дії максимального моменту, у т.К (рис. 3.8).

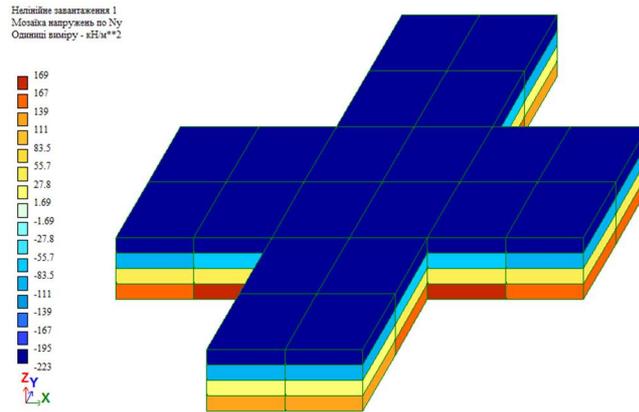


Рис. 4.14 Розподіл напружень N_y у характерному фрагменті монококової керамзитобетонної плити у т.О (рис. 3.8).

У результаті розрахунку отримано теоретичний характер розвитку тріщин у нижній зоні керамзитобетонної плити серії 3 із пустотоутворюючими вставками (рис. 4.15).

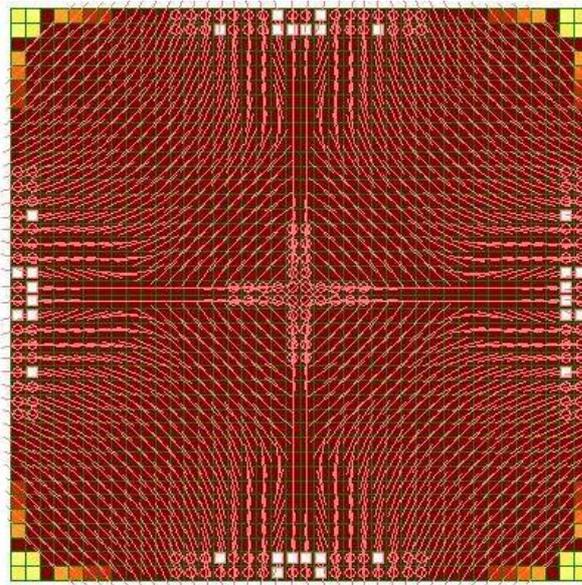


Рис. 4.15 Характер розвитку тріщин у нижній зоні монококової керамзитобетонної плити серії 3 на стадії руйнування.

Аналіз результатів розрахунку підтвердив, що руйнування балочних багатошарових плит серії 1 відбувалося внаслідок текучості робочої арматури за першою групою граничних станів, що збіглося з експериментальними дослідженнями.

При аналізі результатів розрахунку залізобетонних багатошарових плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону серії 2 та монококових

керамзитобетонних плит перекриття серії 3 підтверджено характер та порядок утворення тріщин у нижній зоні плит відповідно до експерименту.

Результати розрахунку згідно з ПК “ЛІРА”, які не увійшли в основну частину роботи подано у додатку Д.

4.3 Порівняльний аналіз результатів досліджень

У результаті проведених розрахунків багатошарових балочних плит за запропонованими методиками виконано порівняння експериментальних і теоретичних контрольованих параметрів.

При порівнянні величин експериментальних та розрахункових граничних навантажень в балочних багатошарових плитах серії 1 марок БП-1.1...БП-1.6 було отримано задовільну збіжність результатів (табл. 4.3). Відхилення складо 7-12%, згідно до ПК “ЛІРА” та 3-8%, згідно до діючих норм [33,45], в сторону завищення експериментальних величин у порівнянні з теоретичними. Такий факт підтверджує, що методика розрахунків дає можливість з достатньою точністю визначити несучу здатність дослідних багатошарових балочних плит.

Таблиця 4.3

Значення критичних навантажень для балочних плит серії 1

№	Марка	Величини навантажень			q_{cr}^{exp}/q_{cr1}	q_{cr}^{exp}/q_{cr2}
		Експериментальні	Розрахункові			
		q_{cr}^{exp} , кН/м	q_{cr1} , кН/м	q_{cr2} , кН/м		
1	БП-1.1	29.67	26.45	27.59	1,12	1,08
2	БП-1.2	29.47			1,11	1,07
3	БП-1.3	28.39			1,07	1,03
4	БП-1.4	29.21			1,10	1,06
5	БП-1.5	28.67			1,08	1,04
6	БП-1.6	29.21			1,10	1,06

де: q_{cr}^{exp} – навантаження при досягненні текучості арматури дослідного зразка; q_{cr1} – розрахункове значення навантаження при досягненні текучості арматури зразка, згідно з розрахунком в ПК “ЛІРА”; q_{cr2} – розрахункове значення руйнуючого навантаження, згідно з розрахунком за діючими національними нормами [33,45].

Графічне порівняння розрахункових та теоретичних значень прогинів балочних плит серії 1 по середині прольотів зображено на рис. 4.16...4.21.

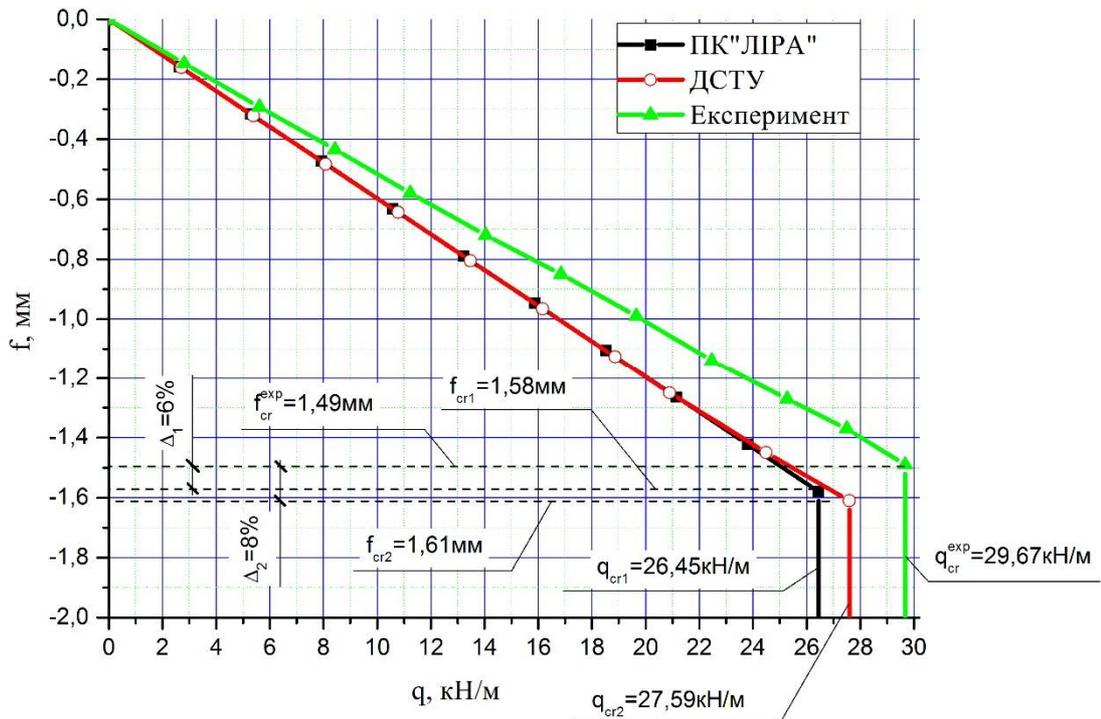


Рис. 4.16 Залежність “навантаження (q) – прогин (f)” плити БП-1.1

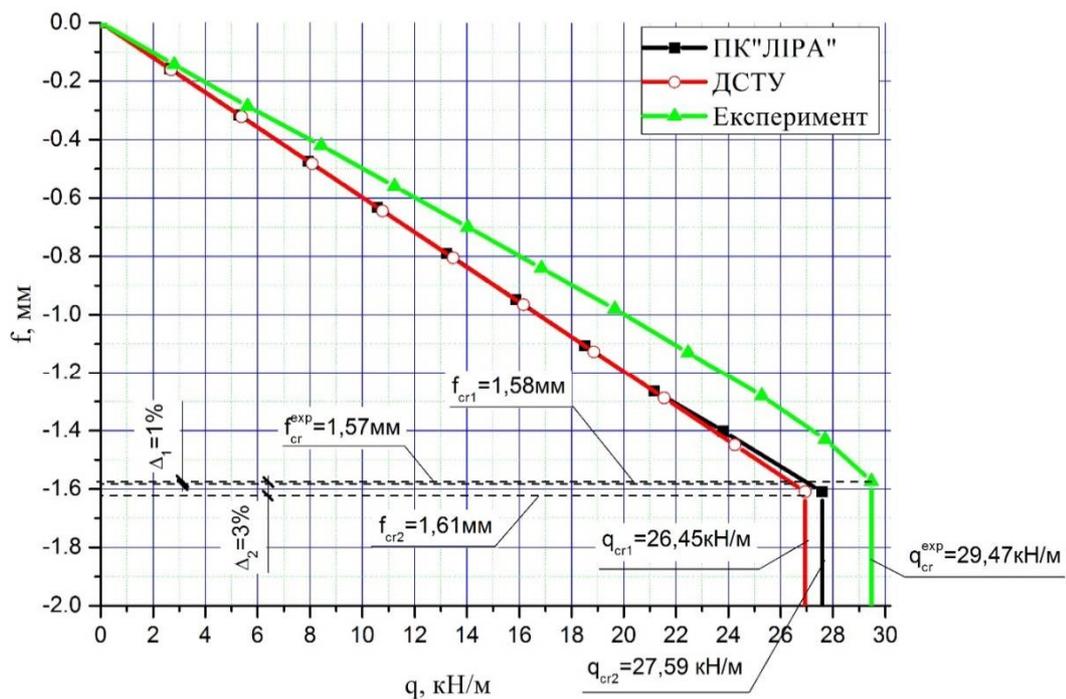
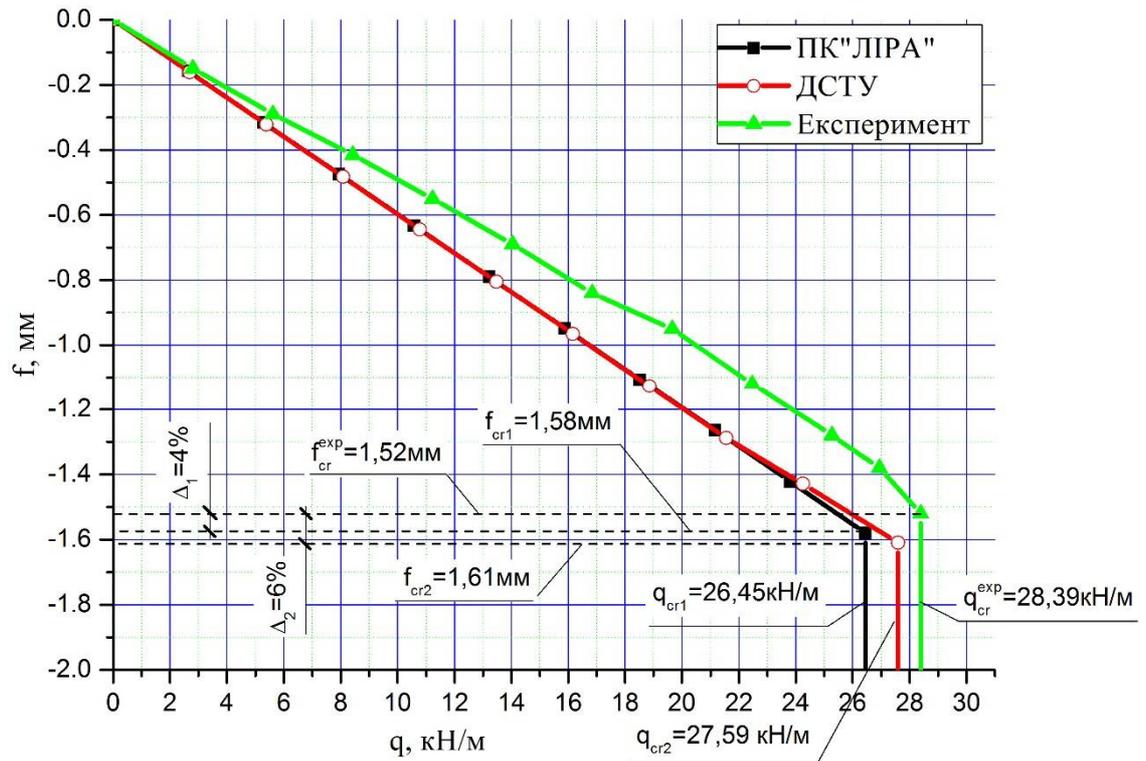
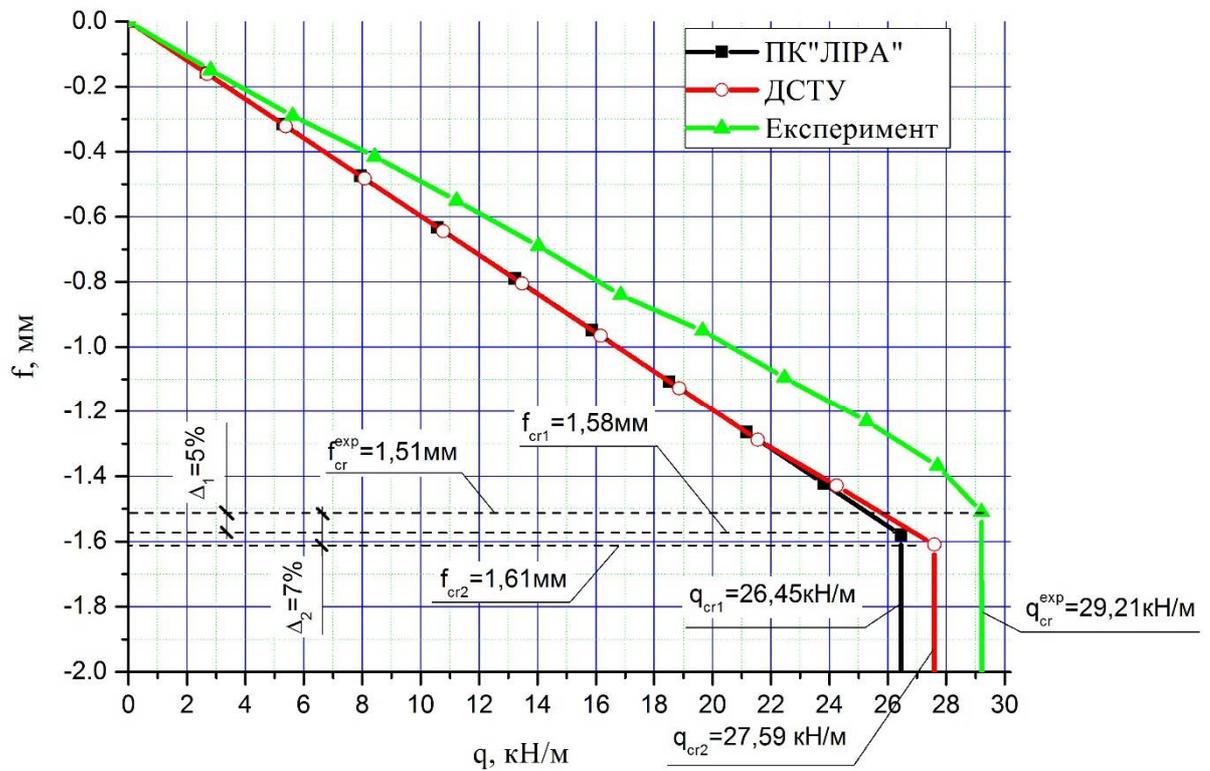
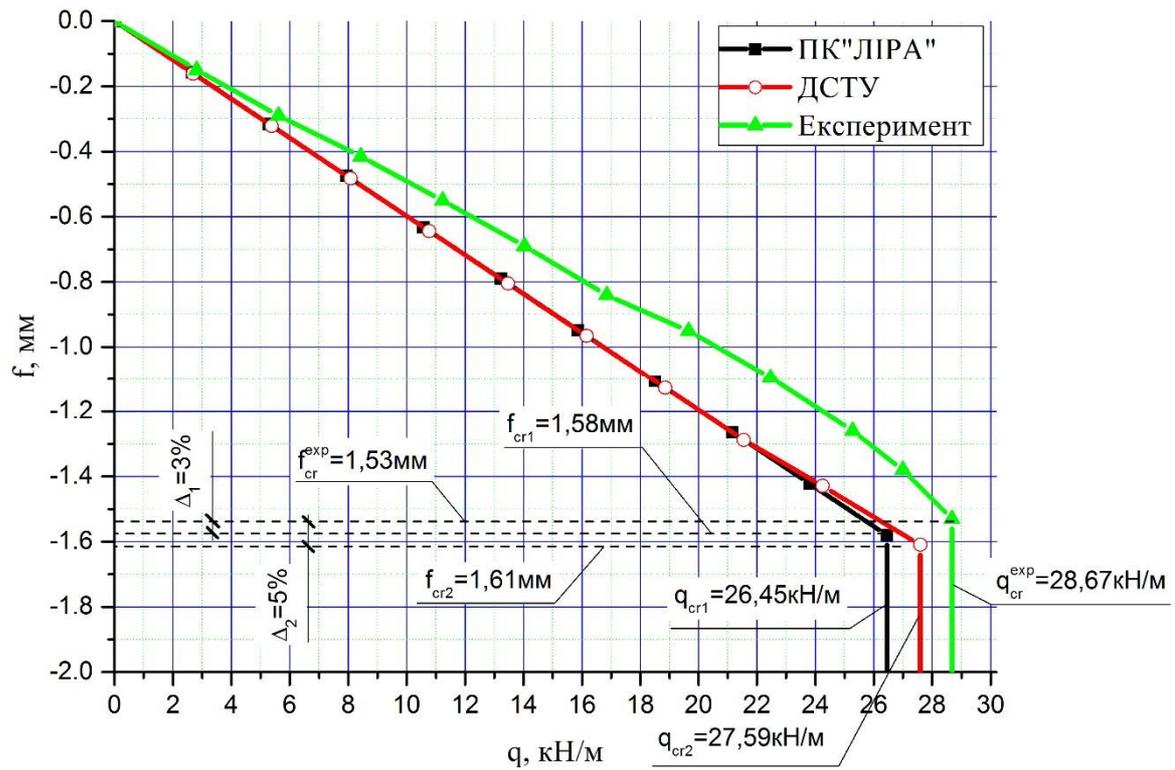
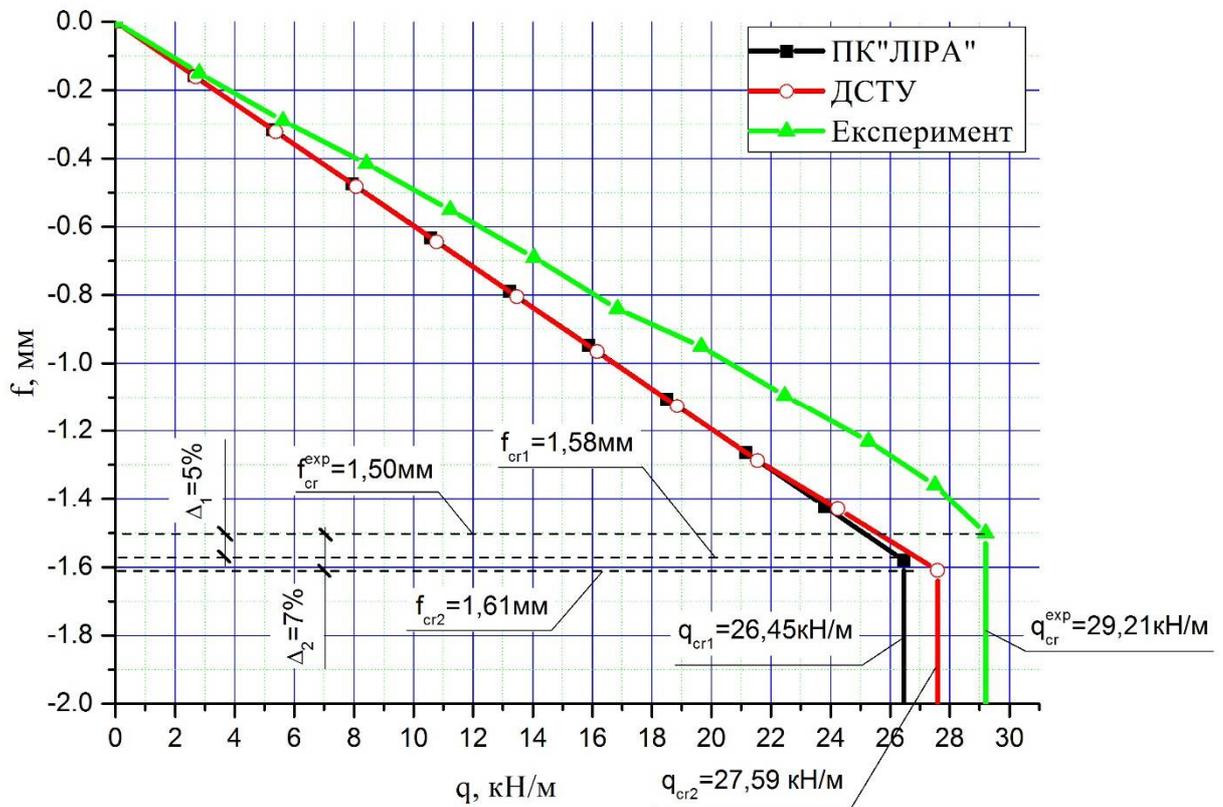


Рис. 4.17 Залежність “навантаження (q) – прогин (f)” плити БП-1.2

Рис. 4.18 Залежність “навантаження (q) – прогин (f)” плити БП-1.3Рис. 4.19 Залежність “навантаження (q) – прогин (f)” плити БП-1.4

Рис. 4.20 Залежність “навантаження (q) – прогин (f)” плити БП-1.5Рис. 4.21 Залежність “навантаження (q) – прогин (f)” плити БП-1.6

Експериментальні значення критичних прогинів плит f_{cr}^{exp} та розрахункові їх значення, отримані за деформативною методикою розрахунку та згідно ПК “ЛПРА” подані в табл. 4.4 (див. рис. 4.16-4.21).

Таблиця 4.4

Критичні прогини для балочних плит серії 1

№	Марка	Величина прогинів		f_{cr1}/f_{cr}^{exp}	f_{cr2}/f_{cr}^{exp}	
		f_{cr}^{exp} , мм	Розрахункові, мм			
			f_{cr1} , мм			f_{cr2} , мм
1	БП-1.1	1,49	1,58	1,61	1,06	
2	БП-1.2	1,57			1,01	
3	БП-1.3	1,52			1,04	
4	БП-1.4	1,51			1,05	
5	БП-1.5	1,53			1,03	
6	БП-1.6	1,50			1,05	

де: f_{cr}^{exp} – максимальний критичний прогин дослідного зразка при досягненні текучості арматури; f_{cr1} – розрахункове значення критичного прогину визначене згідно ПК“ЛПРА”; f_{cr2} – розрахункове значення критичного прогину визначене згідно діючих норм [33,45].

При порівнянні значень експериментальних та розрахункових величин прогинів багат шарових балочних плит серії 1 було отримано задовільну збіжність результатів. Відхилення експериментальних значень прогинів в сторону запасу склало 1 – 6 %, згідно з ПК “ЛПРА” та 3-8 %, згідно з ДСТУ [45], це підтвердило, що методика розрахунків дала можливість з достатньою точністю визначити прогини дослідних балочних плит.

Згідно з розрахунком за деформаційною моделлю, за діючими нормами [33,45] ширина розкриття тріщин на стадії досягненні текучості арматури становила $\omega_{cr1}^{exp} = 0,298$ мм, згідно з розрахунком виконаним із використанням ПК “ЛПРА” ширина розкриття тріщин становила $\omega_{cr1}^{exp} = 0,29$ мм. Порівнюючи ці результати з експериментальними даними, які склали на стадії досягненні текучості арматури $\omega_{cr1}^{exp} = 0,2 \dots 0,25$ мм (див. табл. 3.1), спостерігається задовільна збіжність.

Експериментальні навантаження, які відповідають критичному значенню та критичні навантаження згідно ПК “ЛІРА” наведені у табл. 4.5.

При порівнянні величин експериментальних та розрахункових величин граничних навантажень багат шарових плит серії 2 марок П-2.1...П-2.4 та суцільних залізобетонних плит марок П-2.5, П-2.6 було отримано задовільну збіжність результатів (табл. 4.3). Відхилення склало при використанні ПК “ЛІРА” – 4-11%, при розрахунку за діючими нормами [33,45] – 1-7% в сторону завищення експериментальних величин у порівнянні з теоретичними. Це підтвердило те, що методика розрахунків плит серії 2 дає можливість з достатньою точністю визначити величини критичних навантажень для дослідних плит серії 2.

Таблиця 4.5

Значення критичних навантажень для плит серії 2

№	Марка	Величини навантажень			q_{cr}^{exp}/q_{cr1}	q_{cr}^{exp}/q_{cr2}
		Експериментальні	Розрахункові			
		q_{cr}^{exp} , кН/м ²	q_{cr1} , кН/м ²	q_{cr2} , кН/м ²		
1	П-2.1	6,72	6,1	6,27	1,10	1,07
2	П-2.2	6,67			1,09	1,06
3	П-2.3	6,35	6,1	6,27	1,04	1,01
4	П-2.4	6,52			1,07	1,04
5	П- 2.5	6,75	6,25	6,53	1,11	1,04
6	П- 2.6	6,52			1,07	0,99

де: q_{cr}^{exp} – критичне навантаження при досягненні текучості арматури дослідного зразка; q_{cr1} – розрахункове значення критичного навантаження при досягненні текучості робочої арматури зразка, згідно з виконаним розрахунком в ПК “ЛІРА”; q_{cr2} – розрахункове значення критичного навантаження при досягненні текучості арматури зразка, згідно з розрахунком за діючими нормативними документами [33,45].

Графічне порівняння розрахункових та теоретичних значень прогинів для плит марок П-2.1..П-2.6 зображено на рис. 4.22...4.27. Для розрахунку прогинів у плитах серії 2 був використаний ПК “ЛІРА”.

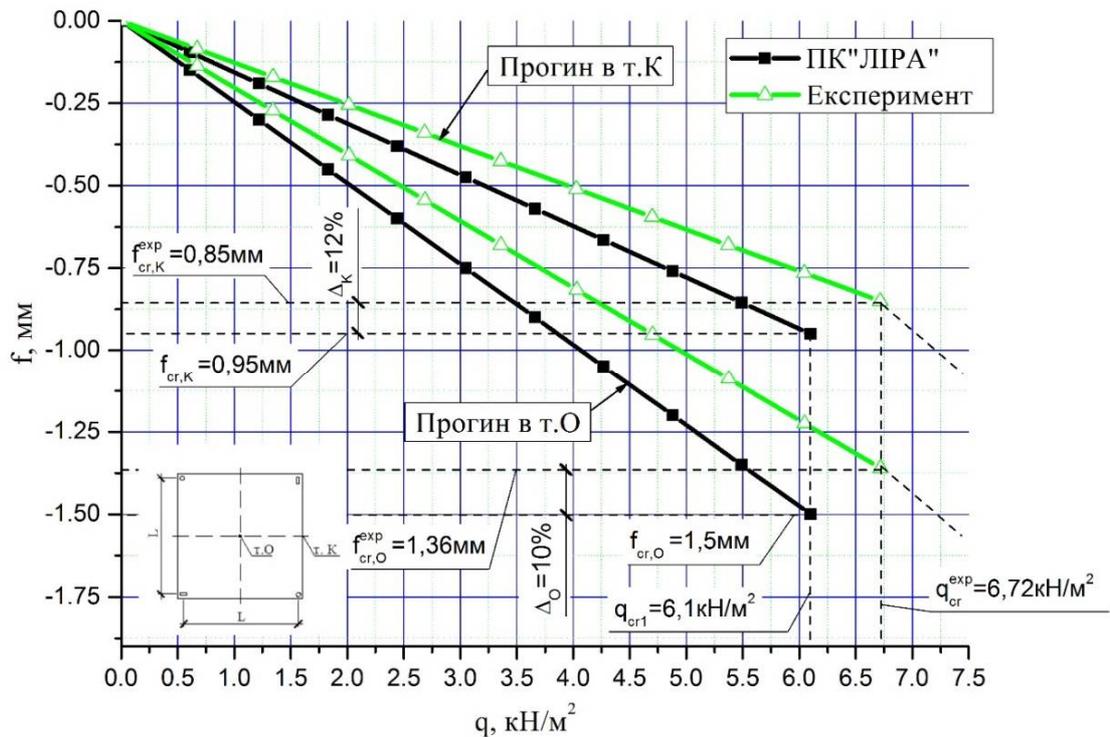


Рис. 4.22 Залежність “навантаження (q) – прогин (f)” плити П-2.1

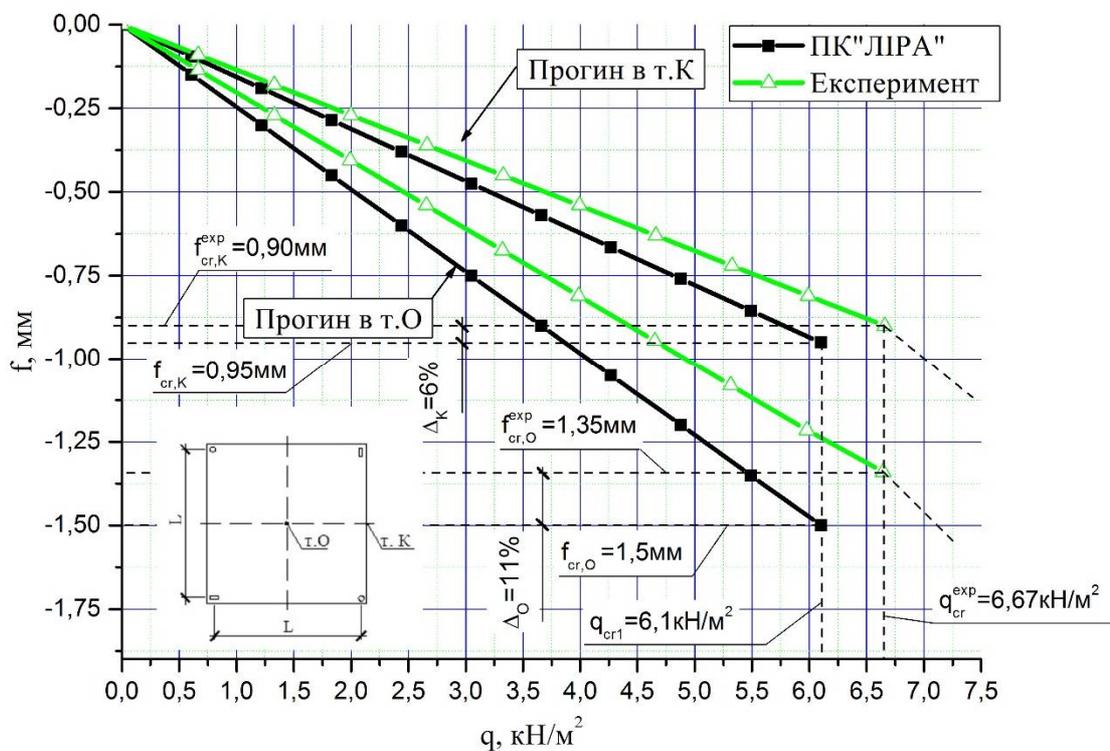
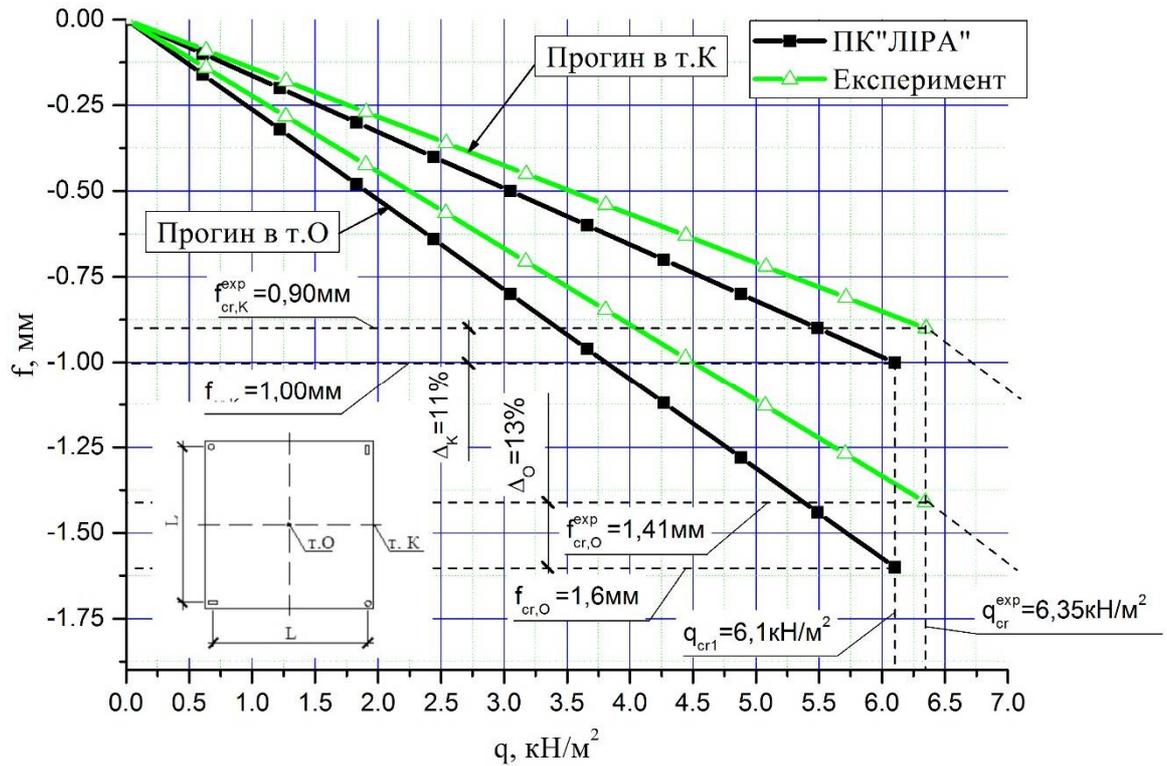
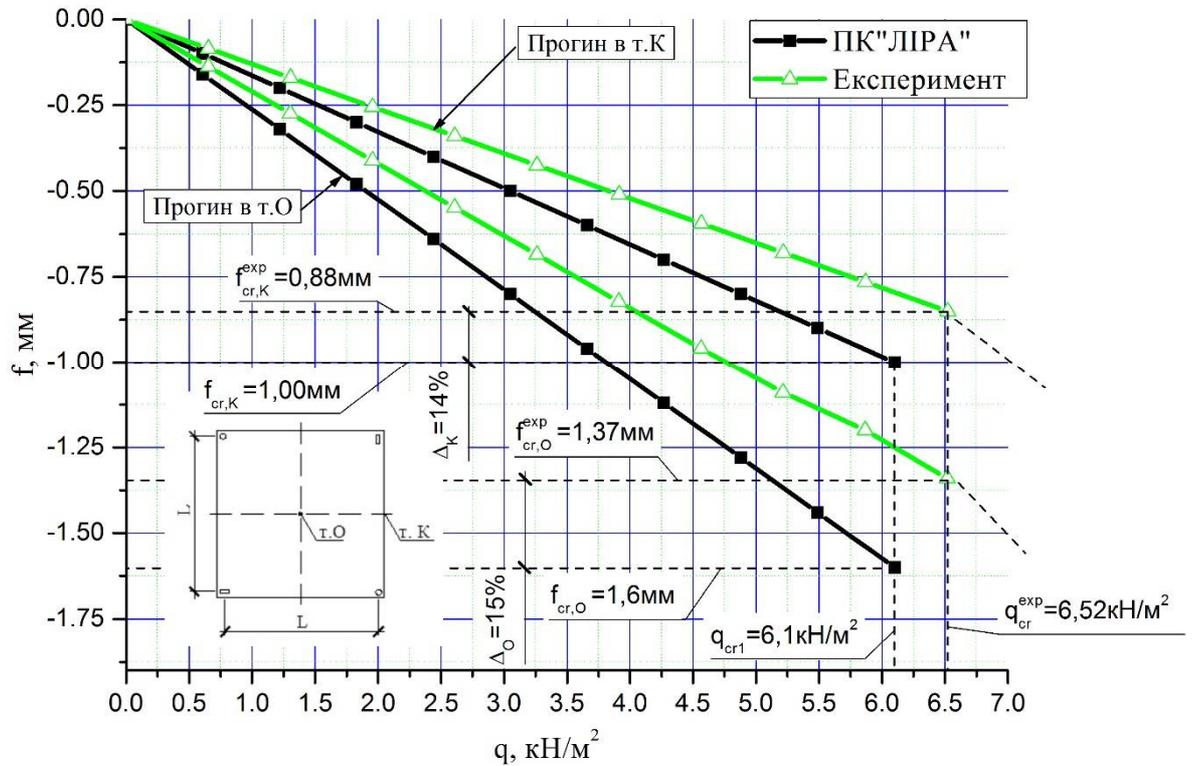


Рис. 4.23 Залежність “навантаження (q) – прогин (f)” плити П-2.2

Рис. 4.24 Залежність “навантаження (q) – прогин (f)” плити П-2.3Рис. 4.25 Залежність “навантаження (q) – прогин (f)” плити П-2.4

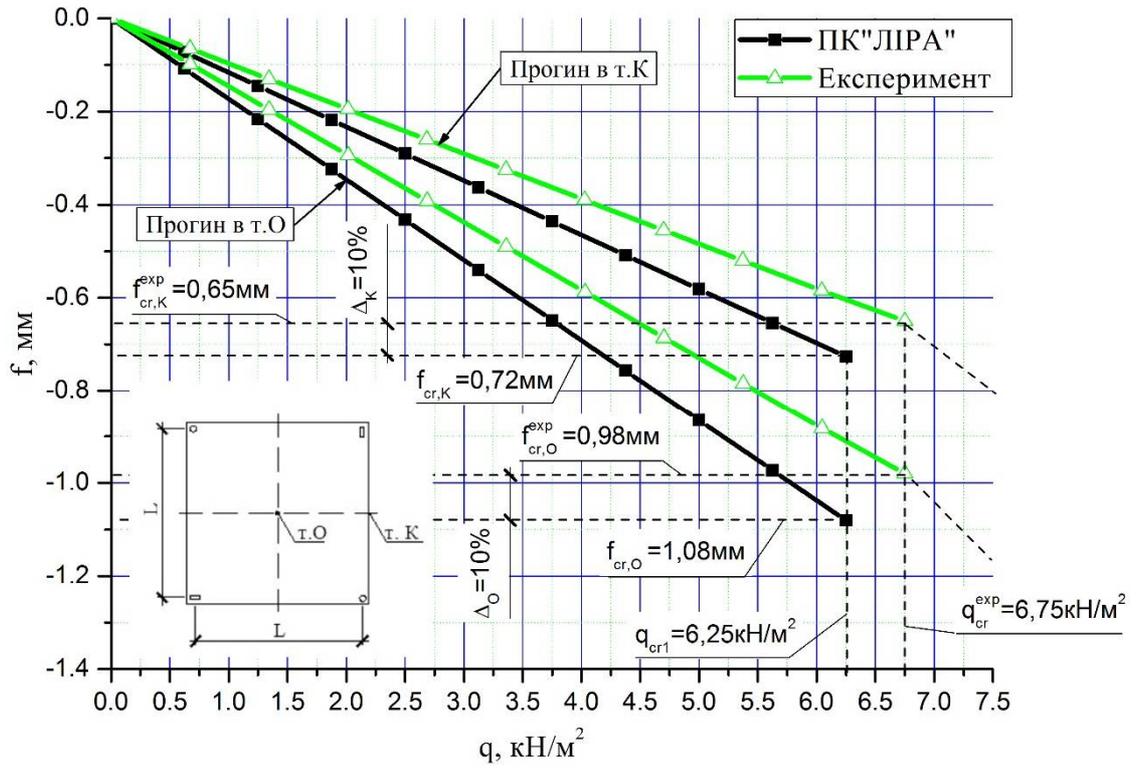


Рис. 4.26 Залежність “навантаження (q) – прогин (f)” плити П-2.5

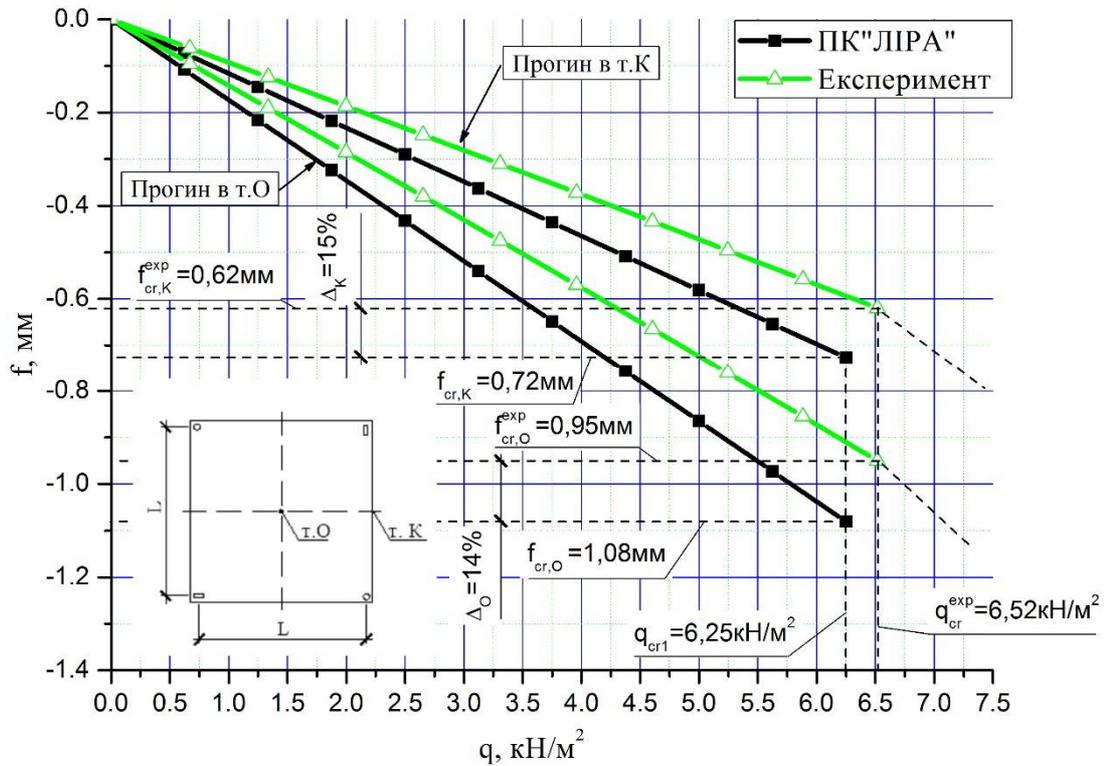


Рис. 4.27 Залежність “навантаження (q) – прогин (f)” плити П-2.6

У табл. 4.6 показано порівняння величини критичних розрахункових та експериментальних прогинів.

Таблиця 4.6

Критичні прогини для плит серії 2

№	Марка	Величина прогинів				f_{cr}/f_{cr}^{exp}	
		Експериментальні		Розрахункові			
		f_{cr}^{exp} , мм		f_{cr} , мм		т.К	т.О
		т. К	т. О	т. К	т. О		
1	П-2.1	0,85	1,36	0,95	1,5	1,12	1,10
2	П-2.2	0,90	1,35			1,06	1,11
3	П-2.3	0,90	1,41	1,0	1,6	1,11	1,13
4	П-2.4	0,88	1,37			1,14	1,15
5	П- 2.5	0,65	0,98	0,72	1,08	1,10	1,10
6	П- 2.6	0,62	0,95			1,15	1,14

де: f_{cr}^{exp} – максимальний критичний прогин дослідного зразка п досягненні текучості арматури; f_{cr} – розрахункове значення критичного прогину визначене згідно ПК“ЛПРА”.

Порівняння експериментальних і розрахункових величин критичних прогинів плит марок П-2.1, П-2.4 та залізобетонних плит марок П-2.5, П-2.6 опертих по чотирьох кутах показало, що використана методика розрахунку прогинів за допомогою ПК “ЛПРА” дала задовільну збіжність для всіх плит, а саме 6...15%.

Розрахункові значення ширини розкриття тріщин отримані за допомогою ПК“ЛПРА” становили близько $\omega_{cr1} = 0,3$ мм, які у порівнянні з експериментальними значеннями, що складали $\omega_{cr1}^{exp} = 0,25 \dots 0,3$ мм мали запас 14%.

Дослідні зразки монококових керамзитобетонних плит марок П-3.1, П-3.2 випробовували на згин короткочасним навантаженням до повного руйнування. Значення критичних та граничних навантажень наведено у табл. 4.7.

Значення критичних та граничних навантажень
плит марок П-3.1 , П-3.2

№	Марка	Величини навантажень							
		Експеримент	Розрахункове	q_{cr}^{exp} / q_{cr1}	Експеримент	Розрахункові		q_u^{exp} / q_{u1}	q_u^{exp} / q_{u2}
		q_{cr}^{exp} кН/м ²	q_{cr}		q_u^{exp} кН/м ²	q_{u1} , кН/м ²	q_{u2} , кН/м ²		
1	П-3.1	13,42	13,35	1,01	14,96	14,72	14,47	1,02	1,03
2	П-3.2	13,59		1,02	15,37			1,04	1,06

де: $q_{cr,0}^{exp}$ – критичне експериментальне навантаження при якому був досягнутий допустимий прогин в т.О, $q_{cr,0}$ – критичне розрахункове навантаження згідно з ПК “ЛІРА”, при якому був досягнутий допустимий прогин, q_u^{exp} – граничне навантаження при досягненні текучості робочої арматури у ребрі плити в т.К; q_{u1} – граничне розрахункове значення навантаження при досягненні текучості робочої арматури, згідно з розрахунком в ПК “ЛІРА”, q_{u2} – граничне розрахункове значення навантаження при досягненні текучості робочої арматури плити, згідно з розрахунком за діючими нормами [33,45].

Порівняння критичних експериментальних із розрахунковими навантаженнями, визначеними із використанням створених розрахункових моделей у ПК “ЛІРА-САПР”, для плит серії 3 показало збіжність до 2%. Порівнюючи величини граничних дослідних та теоретичних навантажень плит марок П-3.1...П-3.2 було отримано задовільну збіжність результатів. Відхилення складало 2- 4%, згідно з ПК“ЛІРА” та 3-6%, згідно з розрахунками за діючими нормами [33,45] в сторону завищення експериментальних величин у порівнянні з теоретичними. Це підтверджує те, що методика, згідно якої проведені розрахунки дає можливість з достатньою точністю визначити величини критичних навантажень.

Порівняння розрахункових та теоретичних прогинів дослідних монококових керамзитобетонних плит П-3.1..П-3.2 зображено у вигляді графіків на рис. 4.28...4.29.

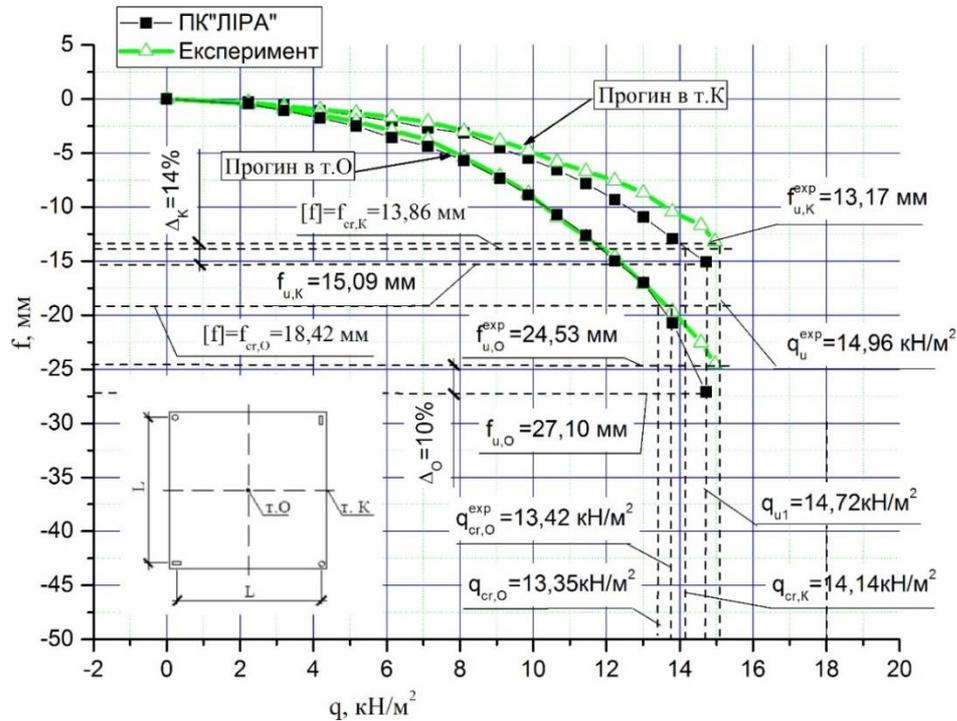


Рис. 4.28 Залежність “навантаження (q) – прогин (f)” плити П-3.1

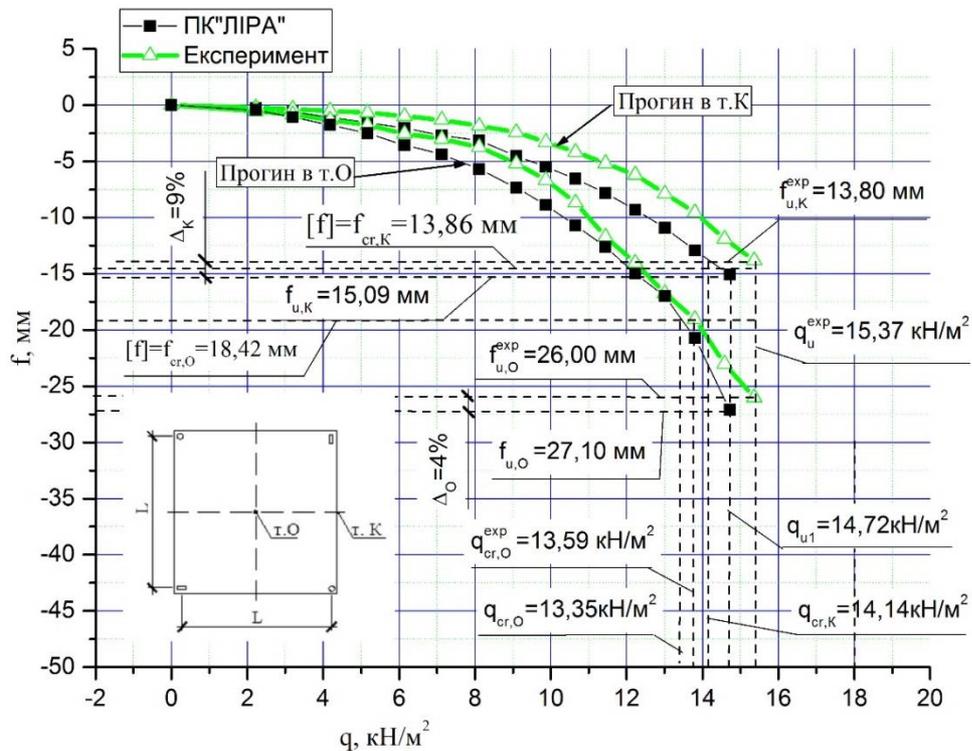


Рис. 4.29 Залежність “навантаження (q) – прогин (f)” плити П-3.2

Відповідно до норм ДСТУ [46] допустимий прогин у т.К становить $[f_{u,K}] = \frac{1}{130}L = 13,86$ мм, у т.О $[f_{u,O}] = \frac{1}{146}L = 18,42$ мм. Критичні прогини у т.О були досягнені при навантаженні $13,42$ кН/м² для плити П-3.1 та при навантаженні $13,59$ кН/м² для плити П-3.2, а у т.К допустимий прогин не був досягнутий.

У таблиці 4.8 показано порівняльні величини розрахункових та експериментальних величин.

Таблиця 4.8

Деформативність експериментальних монококових керамзитобетонних плит серії 3

№	Марка	Величина прогинів				f_u/f_u^{exp}	
		f_u^{exp} , мм		f_u , мм		т.О	т.К
		т. О	т. К	т. О	т. К		
1	П-3.1	24,53	13,17	27,10	15,09	1,10	1.14
2	П-3.2	26,00	13,80			1,04	1,09

де: f_u^{exp} – максимальний прогин дослідного зразка при досягненні межі текучості робочої арматури у т.К в ребрі плити; f_u – розрахункове значення прогину визначене згідно ПК“ЛІРА”.

При порівнянні величин експериментальних та розрахункових граничних прогинів для плит марок П-3.1...П-3.2 було отримано задовільну збіжність результатів. Відхилення склало 4 – 10% у т.О та 9 – 14% у т.К, згідно з ПК“ЛІРА”

4.4 Оцінка ефективності досліджуваних багат шарових та монококових керамзитобетонних плит перекриття

Визначення коефіцієнта ефективності K_{ef} із урахуванням потенціальної енергії деформації

В [90] наведено положення Г.В. Василькова – В.С. Шмуклера: для регульованих систем з постійним об’ємом матеріалу, числом зовнішніх і внутрішніх зв’язків під дією статичного зовнішнього навантаження – власної

ваги, потенціальна енергія деформації після перебудови досягає нижньої грані на раціональному поєднанні величини геометричних параметрів:

$$U = \inf_{\alpha} (\alpha_k), \quad k = 1, 2, \dots, \infty \quad (4.17)$$

де U – потенціальна енергія деформації, k – номер варіанта порівняння;

$\alpha \in M$, M – область допустимих значень зовнішніх геометричних параметрів.

Зовнішні параметри визначають опірність системи без зміни загального обсягу матеріалу.

Якщо виконується цей критерій, то, як правило, маса конструкції буде мінімальною, частота основного тону коливань буде максимальною, а жорсткість буде максимальною із мінімальними прогинами.

В [90] приведено узагальнення теореми Клайперона, у відповідності з яким робота зовнішніх сил є рівною подвійній потенціальній енергії деформації:

$$A = 2U \quad (4.18)$$

де A – робота зовнішніх сил на викликаних ними деформаціях.

Таким чином замість (4.17) запишемо:

$$A \rightarrow \inf A \quad (4.19)$$

Дане рівняння справедливе для раціональних систем.

Методом скінченних елементів у ПК "ЛІРА-САПР" із використанням створених розрахункових моделей визначалося поле переміщень (рис. 4.30) $W = W(x, y)$; x, y – координати декартової системи.

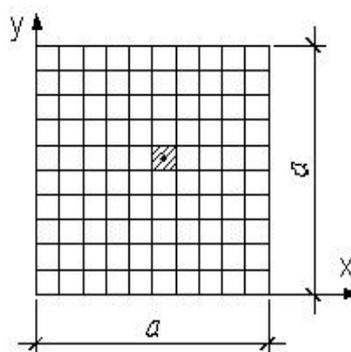


Рис. 4.30 Скінченно-елементна модель розглядуваної плити a – сторона пластини (плити); $a = \text{const}$; $h_x = h_y$ – розмір скінченного елемента (СЕ)

Визначалося навантаження від власної ваги $q_{(x,y)} = \frac{G}{a^2}, G = const$

Визначали роботу зовнішніх сил:

$$A = \frac{G}{a^2} \int_0^a \int_0^a W(x,y) dx dy \quad (4.20)$$

Замінювали наближено (4.20) на вираз:

$$A = h^2 \delta_{red} \gamma \sum_1^N W_i \quad (4.21)$$

де h – ширина СЕ, δ_{red} – приведена товщина плити, γ – об'ємна вага.

Несуча здатність M , об'єм бетону V , умови опирання на чотири кути та розміри у плані плит приймалися однаковими для всіх зразків..

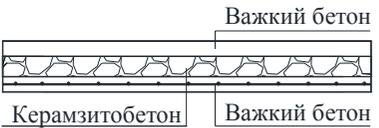
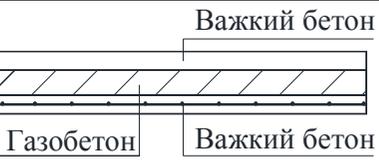
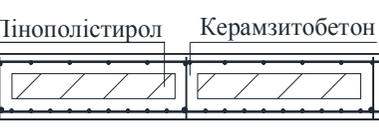
При визначенні коефіцієнту ефективності K_{ef} за еталон було прийнято залізобетонну суцільну плиту перекриття, для якої коефіцієнт K_{ef} приймався за одиницю. Значення коефіцієнта ефективності для усіх інших марок плит визначалося відношенням параметру A еталонних плит, який характеризує роботу зовнішніх сил, до значення цього параметру для інших плит.

Результати визначення коефіцієнта K_{ef} досліджуваних плит для двох випадків, а саме для квадратних плит з несучою здатністю $M=3,44$ кНхм та $M=8,4$ кНхм наведені у табл. 4.9...4.10 відповідно. Значення коефіцієнта ефективності для усіх інших марок плит визначалося відношенням параметру A еталонних плит до значення параметру A для інших плит.

Крім цього був проведений модальний аналіз власних коливань всіх плит обумовлених у табл. 4.9...4.10. Варто відмітити, що частота власних коливань f у монококових керамзитобетонних плитах була найбільшою, що свідчить про ефективність конструкції у порівнянні з іншими розглянутими плитами, при їх однакових умовах опирання, несучій здатності, витраті бетону та розмірами у плані. Результати модального аналізу розглянутих плит подано у додатку Д (табл. Д.1...Д.12), а графічне порівняння форм власних коливань зображено у табл. 4.9

Таблиця 4.9

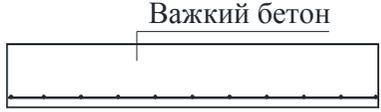
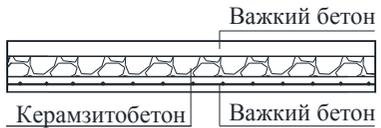
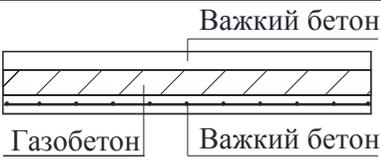
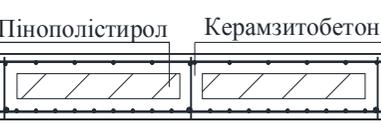
Визначення коефіцієнта ефективності K_{ef} квадратних плит із несучою здатністю $M=3,44$ кН*м

№ п/п	$a \times b$, м	Поперечний переріз	Товщина плит $\delta_{ред}$, м	Об'єм бетон у V , m^3	Несуча здатність M , кН*м	Процент армування μ , %	Коефіцієнт армування, $K_{арм} = t^*(1+\mu)$	Вага m , т	Переміщення плит від власної ваги $\sum W_i$, $m \cdot 10^{-3}$	Робота зовнішніх сил A , $t^* \cdot m$	Коефіцієнт ефективності K_{ef}	Частота коливань f , Гц	Період коливань T , с
1	2,0×2,0		0,1	0,4	3,44	0,1108	0,11	0,96	0,233	0,224	1	40,25	0,025
2			0,1										
3			0,1										
4			0,13										

Характеристики плит залізобетонної суцільної та багатошарових плит визначені експериментальним шляхом при випробуванні плит серії 2, а характеристики монококової керамзитобетонної плити отримані у результаті виконаних розрахунків. За результатами наведених розрахунків плит з несучою здатністю $M=3,44$ кНхм можна встановити, що коефіцієнт ефективності знаходиться у діапазоні $K_{ef} = 1,53 \dots 2,5$.

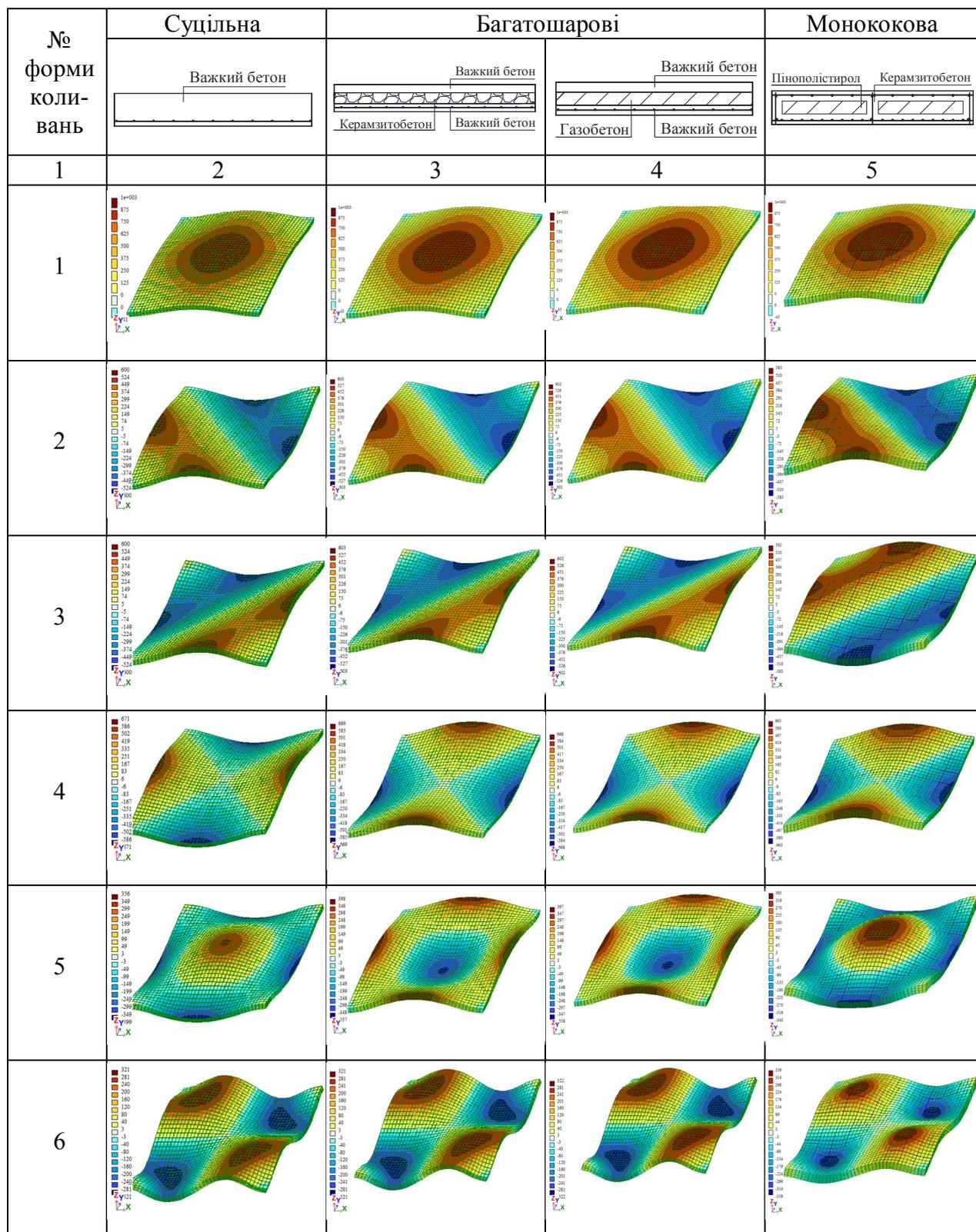
Таблиця 4.10

Визначення коефіцієнта ефективності K_{ef} квадратних плит із несучою здатністю $M=7,90 \text{ кН*м}$

№ п/п	$a \times b, \text{ м}$	Поперечний переріз	Товщина плит $\delta_{red}, \text{ м}$	Об'єм бетону $V, \text{ м}^3$	Несуча здатність $M, \text{ кН*м}$	Процент армування $\mu, \%$	Коефіцієнт армування, $K_{арм}=t*(1+\mu)$	Вага $m, \text{ т}$	Переміщення плит від власної ваги $\sum^N W_i, \text{ м}^3 \cdot 10^{-3}$	Робота зовнішніх сил $A, \text{ т*м}$	Коефіцієнт ефективності K_{ef}	Частота коливань $f, \text{ Гц}$	Період коливань $T, \text{ с}$
1	2,0×2,0		0,71	0,285	8,4	0,163	0,0825	0,682	0,37	0,25	1	40,1	0,025
2			0,71										
3			0,71										
4			0,1										

Характеристики плит монококової керамзитобетонної плити визначені експериментальним шляхом при випробуванні плит серії 3, а характеристики залізобетонної суцільної та багатошарових плит отримані у результаті виконаних розрахунків. Проводячи аналіз теоретичного дослідження плит з несучою здатністю $M=8,4 \text{ кНхм}$ видно, що коефіцієнт ефективності знаходиться у межах $K_{ef}=1,4 \dots 2,1$.

Форми власних коливань



У таблиці зображено графічне порівняння форм власних коливань для суцільних залізобетонних, багат шарових та монококових керамзитобетонних плит перекриття.

Інженерний підхід до визначення коефіцієнта ефективності

Для усіх варіантів розглянутих плит перекриття визначався коефіцієнт ефективності K_{ef} , за допомогою якого можна порівняти різні конструктивні рішення перекриттів через навантаження, які характеризують досягнення межі несучої здатності та їх власну вагу.

При забезпеченні однакових умов опирання та однакової товщині плити перекриття основним параметром, який впливав на несучу здатність була витрата арматурної сталі. Тому було визначено величину B , яка розраховувалася як відношення критичного навантаження до витрати арматури конструкції плити.

$$B = \frac{q}{Q} \quad (4.19)$$

де q – зовнішнє навантаження у кГс/м^2 , Q – витрата арматури [кг].

Параметр B являвся об'єднуючим для плит із різними критичними навантаженнями та процентами армування, але однакових за розмірами та схемами опирання.

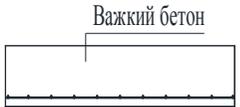
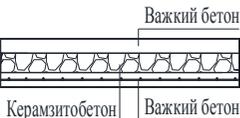
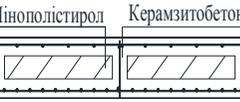
Для врахування власної ваги конструкції з метою визначення її впливу на коефіцієнт ефективності K_{ef} , було введено параметр P , який визначався за рівнянням:

$$P = \frac{G}{B} \quad (4.20)$$

Де G – власна вага плити [кг].

При визначенні коефіцієнта ефективності K_{ef} за еталон було прийнято – залізобетонну суцільну плиту, таких самих розмірів як багат шарові та керамзитобетонні плити із пустотоутворюючими вставками, для якої коефіцієнт ефективності K_{ef} приймався за одиницю. Результати теоретичного визначення коефіцієнта ефективності K_{ef} досліджуваних плит перекриття наведені у табл. 4.12 та 4.13. Значення коефіцієнта ефективності для усіх інших марок плит визначалося відношенням параметру P еталонних плит до значення параметру P для інших плит.

Визначення коефіцієнта ефективності K_{ef} балочних плит серії 1.

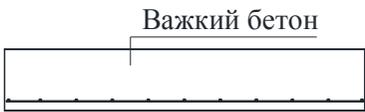
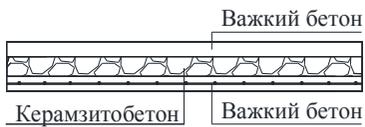
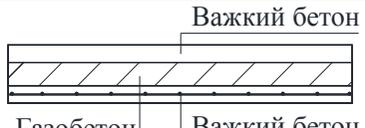
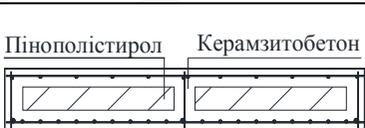
№ п/п	Розміри плит $a \times b \times h$, м	Поперечний переріз	Вага плити G , кг	Витрата арматури A , кг	Критичне навантаження, q^* , кГс/м^2	$V=q/A$	$P=G/V$	K_{ef}
1	0,8 x 0,4x0,1		76,8	0,6	2966	4943,33	0,0155	1
2			58,88				0,012	1,29
3			53,76				0,0109	1,42
4			28,16				0,8	3707,5

*– критичне навантаження для зручності розрахунку подано в кГс/м^2

Характеристики багатошарової керамзитобетонної плити визначені експериментальним шляхом, а всіх інших плит на основі розрахунків. За результатами наведених порівнянь видно, що коефіцієнт ефективності K_{ef} у балочних плитах знаходиться у діапазоні 1,29...2,03. Найбільший коефіцієнт ефективності $K_{ef}=2,03$ у монококових балочних керамзитобетонних плитах перекриття.

Таблиця 4.13

Визначення коефіцієнта ефективності K_{ef} квадратних плит серій 2 та 3.

№ п/п	Марка плит	Розміри плит $a \times b \times h$, м	Поперечний переріз	Вага плити G , кг	Витрата арматури, Q , кг	Критичне навантаження, q^{**} , кГс/м^2	$V=q/Q$	$P=G/V$	K_{ef}
1	П-2.5; П-2.6	2,0x 2,0x0,1		964	6,7	676,5	100,97	9,5	1,00
2	П-2.1; П-2.2			771,5	6,7	682,5	101,87	7,57	1,25
3	П-2.3; П-2.4			709,5	6,7	656	97,91	7,24	1,31
4	П-3.1; П-3.2			507,5	10,69	1228,5	114,92	4,42	2,15

** – критичне навантаження для зручності розрахунку подано в кГс/м^2

Характеристики плит залізобетонної суцільної та багатошарових плит визначені експериментальним шляхом при випробуванні плит серії 2, а характеристики монококової керамзитобетонної плити отримані у результаті виконаних розрахунків. За результатами наведених порівнянь можна встановити, що коефіцієнт ефективності K_{ef} знаходиться у діапазоні 1,25...2,15 з чого видно, що монококові керамзитобетонні є найбільш ефективними.

4.5 Пропозиції щодо проектування та виготовлення багатошарових плит перекриття із середнім шаром з легких бетонів керамзитобетону і газобетону та монококових керамзитобетонних плит перекриття.

Виконані експериментальні та теоретичні дослідження дали можливість створити наступні рекомендації щодо проектування та виготовлення багатошарових плит перекриття із середнім шаром з легких бетонів керамзитобетону і газобетону та монококових керамзитобетонних плит перекриття:

1) виготовлення залізобетонних багатошарових плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону виконувати методом вкладання на сирий бетон з перервами, які не перевищують період схоплювання бетону, що дозволяє забезпечити зчеплення шарів між собою і створює суцільний шаровий залізобетонний елемент;

2) багатошарові залізобетонні плити перекриття з середнім шаром з легкого бетону необхідно розраховувати з врахуванням необхідності забезпечення сумісної роботи різних шарів бетону між собою як звичайних суцільних залізобетонних плит, при умові, що стиснута зона розрахункового перерізу буде знаходитися у стиснутій зоні плити на протязі усього часу експлуатації;

3) перевірку несучої здатності балочних багатошарових плит перекриття рекомендуємо виконувати як для звичайного згинаючого елемента, згідно з діючими нормативними документами [33,45] за деформаційною методикою, при умові, що стиснута зона бетону знаходиться у верхньому шарі плити. Товщину верхнього шару плити приймати мінімальною – 20 мм;

4) спрощену перевірку несучої здатності у суцільних та багатошарових плитах перекриття виконувати у характерних смугах в зоні дії максимальних згинальних моментів по контуру плити, яка опирається на чотири кути;

5) при застосуванні монококових керамзитобетонних плит перекриття

для досягнення достатньої міцності керамзитобетон необхідно виготовляти із керамзитового гравію марки не нижче М600 та з використанням марки цементу не нижче М500. У ролі пустотоутворюючих вставок можна використовувати пінополістирольні плити;

6) товщину верхньої та нижньої полиці монококової керамзитобетонної плити перекриття необхідно приймати з умови забезпечення рекомендованих захисних шарів арматури як для звичайних конструкцій та умови знаходження стиснутої зони бетону у верхній полиці плити протягом усього часу експлуатації;

7) розрахунок залізобетонних багатошарових плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону та монококових керамзитобетонних плит перекриття, враховуючи складність їх роботи, рекомендуємо виконувати з урахуванням фізичної не лінійності матеріалів та за допомогою програмних комплексів типу ПК “ЛІРА”;

8) Підбір виду та конструкції плит перекриття необхідно виконувати виходячи з умови їх ефективності з врахуванням максимального значення коефіцієнта ефективності K_{ef} , розрахованого за наведеним в роботі інженерним підходом або з урахуванням потенціальної енергії деформації.

4.6 Впровадження результатів дослідження

Конструкція багатошарового перекриття була використана при варіантному проектуванні перекриття багатоквартирного житлового будинку з вбудованими нежитловими приміщеннями та підземним паркінгом в м.Вінниця.

Запропонована методика моделювання та розрахунку міцності та деформативності конструкції перекриття була використана при розрахунку перекриття адміністративно-побутового корпусу, допоміжних приміщень та їдальні концерну “Кінескоп” під бізнес-центр за адресою м.Львів, вул.Садова,2а.

При варіантному проектуванні багатофункціонального житлового комплексу з громадською функцією на території в.ч. 9507 на вул.В.Великого,10 (для військовослужбовців) з підземним паркінгом зі знесенням існуючих нежитлових будівель (будинки № “Б1” та “Б2” на генплані) та при визначенні ефективності конструкцій перекриття були використані наукові розробки Вознюка Леоніда Івановича, а саме конструкції полегшених плит перекриття із пустотоутворюючими вставками, які увійшли в дисертаційну роботу “Несуча здатність та деформативність багат шарових плит перекриття”, що дозволило зменшити навантаження на фундаментну плиту будівель на 20%.

4.7 Висновки до розділу

1. Сформовані нелінійні моделі для розрахунку багат шарових балочних плит з середнім шаром з легкого бетону, квадратних багат шарових плит з середнім шаром з легкого бетону та монококових керамзитобетонних плит, при їх опиранні на чотири кути, з використанням скінченних елементів №231 та №241 у ПК “ЛІРА-САПР”.

2. Аналіз результатів експериментальних досліджень несучої здатності та прогинів багат шарових балочних плит показав, що запропонована методика розрахунку за деформативною моделлю задовільно узгоджуються з експериментальними даними. Розбіжність між експериментальними та розрахунковими результатами склала 7...12% за критичним навантаженням і 1...6% за прогинами.

3. Аналіз результатів досліджень багат шарових плит перекриття, при схемі опирання на чотири кути показав, що запропонована методика розрахунку з використанням ПК“ЛІРА” задовільно узгоджувалася з результатами експериментів. Розбіжність склала 4...11 % за критичними навантаженнями і 6...15% за прогинами.

4. Аналіз результатів досліджень монококових керамзитобетонних плит перекриття показав, що запропонована методика їх розрахунку з

використанням ПК “ЛІРА” задовільно узгоджувалася з експериментальними даними. Розбіжність при порівнянні експериментальних та розрахункових критичних та граничних навантажень склала 1...6 %, а при порівнянні прогинів 4...14%.

5. Запропоновано виконувати оцінку несучої здатності суцільних та багатошарових плит перекриття, при схемі опирання на чотири кути, з використанням нелінійної деформаційної моделі як для смуг у зоні дії максимальних згинальних моментів та отримано задовільну збіжність результатів у порівнянні з розрахунком у межах 1...7%.

6. Для вибору ефективного типу конструкції плит перекриття запропоновано використовувати коефіцієнт ефективності K_{ef} . Визначено, що за коефіцієнтом ефективності K_{ef} , у порівнянні із класичною залізобетонною, найбільш ефективною є керамзитобетонна монококова плита із коефіцієнтом ефективності $K_{ef}=2,1$.

7. Розроблені рекомендації щодо проектування та виготовлення багатошарових плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону та монококвих керамзитобетонних плит перекриття.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Розроблено принципи конструювання та виготовлення складних багатошарових і монококових плит перекриття, з використанням ефективних матеріалів.

2. Сформовані 3D скінченно-елементні моделі багатошарових залізобетонних та монококових керамзитобетонних плит перекриття з використанням фізично-нелінійних скінченних елементів оболонки №241 та об'ємних елементів №231, які відображали реальні фізико-механічні характеристики матеріалів. Розроблені чисельні моделі придатні для застосування у реальному проектуванні розглянутих типів перекриття.

3. У результаті використання створених розрахункових моделей проведено аналіз напружено-деформованого стану та виконано оцінку несучої здатності багатошарових залізобетонних та монококових керамзитобетонних плит перекриття. Варто відмітити, що при їх однаковій несучій здатності та однакових умовах опирання, під дією статичного навантаження від власної ваги, частота основного тону коливань монококової плити є більшою у порівнянні із багатошаровою на 20...32%, а прогини є меншими на 26...35%, що свідчить про підвищену жорсткість монококової керамзитобетонної плити.

4. Розроблено та досліджено багатошарові залізобетонні плити перекриття із середнім шаром з легкого бетону (газобетон та керамзитобетон) на які отримано патени України №100525 та №100552. Відповідно до запропонованого у роботі коефіцієнту ефективності K_{ef} їх ефективність у 1,4...1,6 рази є більшою від класичних суцільних залізобетонних плит із важкого бетону.

5. Розроблено ефективну конструкцію монококової плити перекриття із керамзитобетону. За коефіцієнтом ефективності K_{ef} її ефективність у 2,1 рази є більшою від класичних суцільних залізобетонних плит із важкого бетону та у 1,3...1,5 разів від розроблених у даній роботі багатошарових залізобетонних плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону.

6. Отримані у процесі експерименту результати мають задовільну збіжність у порівнянні із даними теоретичного моделювання, що підтверджує можливість використання запропонованих скінченно-елементних моделей у реальному проектуванні. Реалізована експериментальна верифікація отриманих теоретичних результатів. Розбіжність між експериментальними та теоретичними результатами складала: для плит серії 1 - 3...8%, для плит серії 2 - 4...15%, для плит серії 3 - 2...14%.

7. Створена інженерна методика розрахунку розглянутих багатошарових залізобетонних та монококових керамзитобетонних плит перекриття. Порівняння результатів експериментальних досліджень із цією методикою дало задовільну збіжність результатів з точністю до 8%.

8. Розроблені пропозиції з проектування полегшених залізобетонних багатошарових і монококових керамзитобетонних плит перекриття, які впроваджені в реальному проектуванні і будівництві.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Акрамов Х.А. Прочность, жесткость и трещиностойкость изгибаемых железобетонных трехслойных конструкций. Автореферат дис. докт. техн. наук. – Ташкент, 2002. – 38 с.
2. Бабаєв В. М. 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 (Eurocode 2) / В. М. Бабаєв, А. М. Бамбура, О. М. Пустовойтова та ін // за ред. В. С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.
3. Бабич Е.М. Конструкции из легких бетонов на пористых заполнителях. – К.: Выща школа. Головное изд-во, 1988. -208 с.
4. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учебник для вузов: ил. Репринтное переиздание ООО «БАСТЕТ», 2009 г. С. 397
5. Бамбура А.М. Основні положення національних нормативних документів ДБН В.2.6.-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6-156:2010 щодо проектування бетонних та залізобетонних конструкцій / А.М. Бамбура, О.Б. Гур-ківський, М.С. Безбожна, О.В. Дорогова, І.Р. Сазонова // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне, 2011. – Вип. 22. – С.187 – 195.
6. Бамбура, А. М. Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону : автореф. дис. ... доктора техн. наук : 05.23.01 / Бамбура Андрій Миколайович; Харківський державний технічний університет будівництва та архітектури – Харків, 2006. – 44 с. Барашиков А.Я., Журавский О.Д., Сморгалов Д.В. Экспериментальные исследования двухслойных плит // Ресурсосберегающие материалы, конструкции, здания и сооружения: Сборник наук. работ - Вип.12 – Ровно: НУВГП, 2004. – С. 109-114.
7. Барашиков А.Я., Журавский О.Д., Сморгалов Д.В. Экспериментальные исследования двухслойных плит // Ресурсосберегающие

материалы, конструкции, здания и сооружения: Сборник науч. работ - Вып.12 – Ровно: НУВГП, 2004. – С. 109-114.

8. Барашиков А.Я. Методика розрахунку залізобетонних конструкцій за деформаційною моделлю згідно з проектом нових норм України / А.Я. Барашиков // Сучасне промислове та цивільне будівництво. – 2005. – Т. 1. № 1. – С. 13–18.

9. Болдар О.Л. Тришарова збірно-монолітна конструкція купольних покриттів будівель і споруд. Автореферат дис. канд. техн. наук. – Київ, 2003. – 20 с.

10. Бондаренко В. М. Железобетонные и каменные конструкции / В. М. Бондаренко, Д. Г. Суворкин // М.: Высшая школа, 1987 – 384 с.

11. Бліхарський, З. Я Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених при дії навантаження, з врахуванням вимог нових норм проектування / З. Я Бліхарський., Р. Є. Хміль, Д. І. Дубіжанський. // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник “Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону” – Вып. 78: В 2-х кн.: Книга 1. – Київ, ДП НДІБК, 2013. – С. 307–314.

12. Бліхарський З.Я. Розрахунок і конструювання нормальних та похилих перерізів залізобетонних елементів / З.Я. Бліхарський, І. І. Кархут, Р.Ф. Струк // Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2014, 144 с.

13. Бугаевский С. А. Метод возведения каркасных систем нового типа / С. А. Бугаевский // Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. - 2012. - Вып. 58. - С. 78-84. - Режим доступа: http://nbuv.gov.ua/UJRN/vhad_2012_58_15.

14. Бугаевский С.А. Применение самоуплотняющегося бетона в технологии устройства облегченные железобетонных перекрытий // Вестник ХНАДУ, вып. 69. – Харьков: ХНАДУ, 2015. – С. 79-90.

15. Бугаевский С.А., Никулин В.Б. Применение самоуплотняющегося бетона в технологии устройства железобетонных перекрытий // Материалы Междунар. научно-практической конференции “Эффективные технологические

решения в строительстве с использованием бетонов нового поколения”, Харьков, ХНУСА, 2015. – С. 115-121.

16. Вайнберг Д.В., Вайнберг Е.Д. Расчет пластин.– К.: Будивельник, 1970. -434 с.

17. Вознюк Л.І. Випробування керамзитобетонних плит перекриття із ефективними вставками / Л.І. Вознюк, Б.Г. Демчина, Ю. Собчак-Пястка // Вісник Львівського національного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2016. – № 17. – С. 109-117.

18. Вознюк Л.И. Результаты исследования трехслойных плит перекрытия на изгиб / Л.И. Вознюк, Б.Г. Демчина, Д.И.Дубижанский // Вестник Брестского государственного технического университета: Строительство и архитектура. – 2015. – № 1(91). – С. 28-32.

19. Вознюк Л.І. Дослідження трьохшарових балочних плит на згин / Л.І.Вознюк, Б.Г.Демчина, Д.І. Дубіжанський // Вісник Національного університету водного господарства та природокористування. – 2014. – № 4(68). – С. 232-238.

20. Вознюк Л.І. Проектування і дослідження багатошарових конструкцій / Л.І.Вознюк, І.З.Рутковська // Сборник научных трудов “Строительство, материаловедение, машиностроение”. - Дн-вск, ПГАСА. – 2007. – №628. – С. 100-104.

21. Гензерський, Ю.В. Особливості напружено-деформованого стану великопрогонових конструкцій з врахуванням нелінійної роботи : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Гензерський Юрій Валерійович ; Національний авіаційний університет. – Київ, 2013. – 21 с.

22. Городецкий А. С. Информационные технологии расчёта и проектирования строительных конструкций : учеб. пособие / А. С. Городецкий, В. С. Шмуклер, А. В. Бондарев. // Киев ; Харьков : НТУ “ХПИ”, 2003. – 889 с

23. Городецкий А.С., Батрак Л.Г., Городецкий Д.А., Лазнюк М.В., Юсипенко С.В. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона. – К: Факт. 2004, – 105с.

24. Городецкий А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – М. : АСВ, 2009. – 394 с.

25. Городецкий А.С. Компьютерное моделирование процесса нагружения железобетонных конструкций. Сборник научных трудов Луганского национального университета, серия “Технические науки” N49/52. – Л.: Издательство “ЛНАУ”, 2004, с. 3-10.

26. Городецкий А. С. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона. Проблемы, опыт, возможные решения и рекомендации, компьютерные модели, информационные технологии / [Городецкий А. С., Батрак Л. Г., Городецкий Д. А., Лазнюк М. В., Юсипенко С.В.]. – К. : Факт, 2004. – 106 с.

27. Городецкий Д.А., Барабаш М.С., Водопьянов Р.Ю., Титок В.П., Артамонова А.Е. Под редакцией академика РААСН Городецкого А.С / Программный комплекс ЛИРА-САПР 2013. Учебное пособие // Москва, 2013, – 376 с.

28. Городецкий А. С. Программный комплекс “ЛИРА” новые возможности для проектирования высотных зданий / [А. С. Городецкий, В. Е. Боговис, Ю. В. Гензерский, Ю. Д. Гераймович, Д. В. Марченко] // Нові технології в будівництві : наук.-техн. зб. – 2010. –№ 2 (20). – С. 38–44.

29. Городецкий А. С. Учет нелинейной работы железобетона в инженерных расчетах. Режим “инженерная нелинейность” в ПК ЛИРА-САПР / А. С. Городецкий, М. С. Барабаш // Містобудування та територіальне планування. - 2016. - Вип. 61. - С. 19-26.

30. Городецкий А. С. Численная реализация метода конечных элементов / А. С. Городецкий // Сопротивление материалов и теория сооружений ; вып. 20. – К. : Будівельник, 1972. – С. 75–87.

31. Голышев А. Б. К разработке прикладной теории расчета железобетонных конструкций / А. Б. Голышев, В. Я. Бачинский // Бетон и железобетон. – 1985. – №6. С. 16-18.

32. Глушаков Н.И. Многослойные панели перекрытия, особенности поведения под нагрузкой, проблемы расчета / Н.И. Глушаков, П.А. Литовченко // Сборник научных трудов. Строительство и техногенная безопасность. – Симферополь, 2007. – №19-20. – С. 27-31.

33. ДБН В.2.6-98: 2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 72 с.

34. ДБН В.1.1-12: 2014. Будівництво в сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 110 с.

35. Демчина Б.Г. Вогнестійкість одно- і багатошарових просторових будівель // Автореф. дис. д-ра техн. наук. – Харків, 2003.

36. Демчина, Б.Г. Дослідження збірно-монолітних залізобетонних плит перекрытия з використанням пінобетону / Б.Г. Демчина, О.Я. Литвиняк, О.В. Давидюк // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – Вип.74: в 2-х книгах. Книга 1. – Київ: ДП НДІБК, 2011. – С.160 – 166.

37. Демчина Б.Г. Особливості розрахунку багатошарових плит перекрытия на ПК "ЛИРА" / Б.Г. Демчина, Л.І.Вознюк, І.З.Рутковська // Журнал “Сучасне промислове та цивільне будівництво”. – 2009/ -- Том 5, №4. – С. 179-184.

38. Демчина Б.Г. Результаты экспериментальных исследований збірно-монолітних залізобетонних плит перекрытия із використанням пінобетону / Б.Г. Демчина, О.Я. Литвиняк, О.В. Янко // Современные строительные конструкции из металла та древесины: сб. науч. трудов. – Одесса: ОГАСА, 2012. – №16: в 2-х частях. Часть 1. – С. 78 – 83.

39. Демчина Б.Г. Работа на згин коротких збірно-монолітних залізобетонних плит перекрытия з використанням пінобетону / Б.Г. Демчина, О.Я. Литвиняк // Збірник наукових праць Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка – Серія: Галузеве машинобудування, будівництво – 2012 – № 5(35). – С. 66 – 71.

40. Демчина Х.Б. Дослідження пінобетонних плит армованих фіброю на продавлювання / Х.Б.Демчина, О.Я. Литвиняк // Науковий вісник будівництва 55: зб. наук. праць. - Харків, 2009. - с. 103-109.

41. Демчина Х. Б. Міцність та деформативність пінобетонних плит на продавлювання штампом : дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук : 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди / Х. Б. Демчина // Міністерство освіти і науки України, Національний університет “Львівська політехніка”. – Львів, 2016. – 220 с.

42. Димитренко Ю.И., Губарева Е.А., Яковлев Д.О. Расчет многослойных пластин на основе асимметрической теории осреднения. //Электронное учебное издание. – М: МГТУ им.БАУМАНА, 2013. – 27 с.

43. ДСТУ Б В.2.7-217:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона. – К. Мінрегіонбуд України, 2010 – 16 с.

44. ДСТУ Б В.2.7-45:2010. Будівельні матеріали. Бетони ніздрюваті. Технічні умови – [Чинний з 01.11.2010].– К.: Держкоммістобудування України, 1997. – 31с.

45. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.

46. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини і переміщення. Правила проектування. – К. : Мінрегіонбуд України, 2006. – 10 с.

47. ДСТУ 2953-94. Сталь арматурна. Методи випробуванням згинанням і розгинанням.: – [Чинний з 1996-01-01]-К.: Мінрегіонбуд України, 1997. - 20с. – (Національний стандарт України).

48. Дубіжанський Д. І. Теоретичне визначення міцності залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження за інженерною методикою / Д. І. Дубіжанський, Р. Є. Хміль, З. Я. Бліхарський // Теорія і практика будівництва : [збірник наукових праць] / відповідальний редактор

3. Я. Бліхарський. – Львів : Видавництво Львівської політехніки, 2012. – С. 70–74.

49. Євстаф'єв В.І. Полегшені багат шарові перекриття для архітектурно-будівельних систем з широким кроком несучих конструкцій. Автореферат дис. канд. техн. наук. – Київ, 2004. – 20 с.

50. Жолдыбаев Ш.С., Зырянов В.С. Трехслойные плиты перекрытий с малопрочным средним слоем // Жилищное строительство, 1993, N: 6.-С.21-22.

51. Кархут І. І. Напружено-деформований стан тришарових плит – аналогів конструктивної системи EVG-3D / І. І. Кархут, Ю. А. Іленков // Ресурсоекономні матеріали, їх властивості та технології виготовлення – 2011. – Випуск 22 – С. 352-360.

52. Клованич С.Ф. Компьютерное моделирование процесса деформирования пространственных железобетонных конструкций с трещинами// Вестник Одесского национального морского ун-ва, вып.8, Одесса, 2002. – С.88-95.

53. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных расчетах пространственных железобетонных конструкций / Клованич С.Ф., Безушко Д.И. – Одесса: изд-во ОНМУ, 2009. – 89 с.

54. Кобелев В.Н., Коварский П.М., Тимофеев С.И. Расчет трехслойных конструкций. – М. : Машиностроение, 1984. – 304 с.

55. Литвиняк О. Я. Міцність і деформативність збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням пінобетону : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / О. Я. Литвиняк // Нац. ун-т "Львів. політехніка". - Львів, 2015. – 20.

56. Литвиняк О.Я. Дослідження на згин при монтажі та експлуатації збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням пінобетону / О.Я. Литвиняк // Науковий вісник будівництва: збірник наукових праць Харківського національного університету будівництва та архітектури – 2012. – №69 – С. 153-160.

57. Литвиняк О.Я. Забезпечення несучої здатності коротких збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття із використанням безавтоклавного пінобетону / О.Я. Литвиняк, Б.Г. Демчина // Вісник Національного університету “Львівська політехніка”. – Сер.: Теорія і практика будівництва. – Львів : Вид-во НУ “Львівська політехніка”. – 2013. – № 755. – С. 227-230.

58. Литвиняк О. Я. Міцність і деформативність збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням пінобетону : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / О. Я. Литвиняк // Нац. ун-т “Львів. Політехніка”. - Львів, 2015. – 20.

59. Майборода В.Ф., Карпюк В.М. Трехслойные железобетонные конструкции. – К.: Будивельник, 1990. – 144 с.

60. Максименко В.П. Применение нелинейного шагового процессора «Лири-Степ» для оценки реального состояния сооружений // Будівельні конструкції. – 2001. –вып.54. – С.439-446.

61. Мельник І. В. Використання ефективних вставок у монолітних і збірно-монолітних перекриттях при реконструкції будівлі оздоровчого відділення санаторію / І. В. Мельник, В. М. Сорохтей // Теорія і практика будівництва : [зб. наук. пр.] відп. ред. З. Я. Бліхарський. — Л. : Вид-во “Львів. Політехніка”, 2010. — С. 114-119. — (Вісник Нац. ун-т “Львів. Політехніка” ; № 664). — Бібліогр.: 8 назв.

62. Мельник І. В. Випробування фрагментів монолітного плоского залізобетонного перекриття з однонаправленим розташуванням пінополістирольних вставок / В. М. Сорохтей, Т. В. Приставський, Н. Б. Давидовський, В. О. Крет // Вісник Нац. ун-ту “Львівська політехніка “Теорія і практика будівництва. – Львів, 2012. – № 742. – С. 131–138.

63. Мельник І. В. Порівняльні експериментальні дослідження фрагментів монолітного перекриття з трубчастими вставками і суцільного перекриття / І. В. Мельник, В. М. Сорохтей, Т. В. Приставський, О. С. Бачкай, Р. І. Грушка, П. С. Барщик // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – Рівне, 2014. – Вип. 29. – С. 259–265.

64. Мельник І. В. Монолітні плоскі залізобетонні перекриття з пінополістирольними вставками / І. В. Мельник, В. М. Сорохтей, О.О. Кузик // Вісн. Львів. терит. від-ня Акад. буд-ва України. — 2010. — № 5/10. — С. 146-153..

65. Микитенко, С. М. Практичні методи розрахунку міцності залізобетонних елементів на основі нелінійної деформаційної моделі / С. М. Микитенко // Збірник наукових праць: “Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди”. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 24. – С.192–199.

66. Оглобля А.И. Напряженно-деформированное состояние и устойчивость трехслойных конструкций с учетом расслоений : дис...д-ра техн. наук: 05.23.17 / Оглобля Александр Иванович ; Киевский технический ун-т строительства и архитектуры. - К., 1994. - 255 л.

67. Павліков, А. М. Застосування нелінійної деформаційної моделі в інженерних розрахунках міцності залізобетонних елементів / А. М. Павліков, О. В. Бойко// Збірник наукових праць: “Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди”. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 23. – С. 355-363.

68. Пат. № 100525 UA, МПК E04B 5/08; E04B 5/23 , Перекриття будинку / Вознюк Л.І., Рутковська І.З., Демчина Б.Г.; заявник і патентовласник Національний університет “Львівська політехніка” - опубл. 27.07.2015 бюл. № 14/2015

69. Пат. № 100552 UA, МПК E04B 5/61; E04B 5/02, Залізобетонна шарова плита перекриття будинку / Вознюк Л.І., Демчина Б.Г. // заявник і патентовласник Національний університет “Львівська політехніка” - опубл. 27.07.2015 бюл. № 14/2015.

70. Пат. № 10955 UA, МПК6 E04B 1/18; E04B 1/20, Каркасний будинок “Ікар” / Шмуклер В. С., Шмуклер І. В. – опубл. 25.12.96, бюл. № 4/1996.

71. Пат. № 4638 UA, МПК5 E04B 1/20, E04H 1/00, Каркасно-панельний будинок “Рампа” / Шмуклер В. С. – опубл. 28.12.94, бюл. № 7-1/1994.

72. Пат. № 69346 UA, МПК9 E04C 2/00; E04B 5/00; E04G 21/00, Спосіб улаштування залізобетонного перекриття полегшеного типу / Шмуклер В. С., Помазан М. Д. – опубл. 25.04.12, бюл. № 8/2012.

73. Пат. № 89464 UA, 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. - опубл. 25.04.2014, бюл. №8/2014.

74. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови (ISO 6935-2:1991, NEQ) : ДСТУ 3760:2006 – [Чинний від 2007-10-01] – К.: Держспоживстандарт України, 2007. – 28 с. – (Національний стандарт України).

75. Пискунов В.Г., Вериженко В.Е. линейные и нелинейные задачи расчета слоистых конструкций. – К.: Будівельник, 1986. – 176 с.

76. Роговий С. І. Проблеми дослідження і реалізації діаграм стану бетону в теорії розрахунку залізобетонних конструкцій / С. І. Роговий // Зб. наук. праць: Будівельні конструкції. Кн. 1. – К.: НДІБК, 2003. – вип. 59. – С.137-142.

77. Рудаков К. Н. UGS Femap 9.3. Геометрическое и конечно-элементное моделирование конструкций / К. Н. Рудаков. – К., 2009. – 296 с.

78. Рутковська І.З. Виготовлення та випробування тришарових плоских панелей перекриття розміром 2x2 м / І.З. Рутковська, Л.І. Вознюк // Науково-технічний збірник “Містобудування та територіальне планування” – 2013. – Вип. 48. – С.384-389.

79. Рутковська І.З. Експериментальні дослідження тришарових конструкцій / І.З.Рутковська, З.М. Рутковський, Л.І. Вознюк, А.Б.Марущак // Вісник Національного університету “Львівська політехніка”. – 2008. – №627. – С. 179-182.

80. Рутковська І.З. Методика дослідження тришарових конструкцій / І.З.Рутковська, Л.І. Вознюк // Вісник Донбаської національної академії

будівництва і архітектури “Баштові спорди: матеріали, конструкції, технології”. – 2007. – Вип. 6(68). – С.88-92.

81. Сегерлинд Л. Применение метода конечных элементов / Сегерлинд Л. — М. : Мир, 1979.—392 с

82. Тимошенко С.П. Пластинки и оболочки / С.П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер – М.: Физматгиз, 1963. – 636 с.

83. Тимошенко С.П. – Теория упругости. /Тимошенко С.П. “Наука”, М., 1975г., 620 с.

84. Тур, В. В. К оценке ошибок моделирования в расчетах прочности нормальных сечений железобетонных конструкций при использовании различных диаграмм деформирования для бетона / В. В. Тур, Т. М. Пецольт, Д. Н. Лазовский, Н. А. Рак // Актуальные проблемы расчета зданий, конструкций и их частей: теория и практика: мат. междунар. науч.-техн. конф. (Минск, 21-22 марта 2002 г.). – Минск : УП "Технопринт", 2002. – С. 130-135.

85. Усиление железобетонных конструкций. (Пособие П1-98 к СНиП 2.03.01-84*). – Минск: Минстрой Республики Беларусь, 1998.– 189с. Харламов С.Л., Пирадов К.А., Дорин В.В. Расчет двухслойных железобетонных изгибаемых элементов методами механики разрушения. –М: ООО ”ПАЛЕЯ-МИШИН”, 2001. – 144 с.

86. Чемодуров В.Т. Теория расчета трехслойной пластины // В.Т. Чемодуров, А.Г. Попов // Международная конференция "Ресурсоэкономные материалы, конструкции, строения и сооружения" Сб. трудов. — Ровно, 2011. — Вып. 22. — С. 544—551.

87. Чемодуров В.Т. – Моделирование систем. /Чемодуров В.Т. ВМА, Л., 1981г., 180 с.

88. Чемодуров В.Т., Канцеров П.М. – Расчет многослойной пластины с приведенной жесткостью. /Чемодуров В.Т., Канцеров П.М.// Строительство и техногенная безопасность, Напкс, Симферополь, 2012г., 8 с.

89. Штамм К., Витте Х. Многослойные конструкции. Пер. с нем. Т.Н.Орешкиной. – М.: Стройиздат. 1983. – 300 с.

90. Шмуклер В.С. Каркасные системы облегченного типа / В.С. Шмуклер, Ю.А. Климов, Н.П. Бурак. // – Харьков: Золотые страницы, 2008. – 336 с.

91. Шмуклер В.С., Бугаевский С.А., Никулин В.Б., Ямковая Т.И. Влияние качественного и количественного состава компонентов бетона на технологические свойства самоуплотняющейся бетонной смеси // Збірник наукових праць, вип. 31. – Рівне, 2015. – С. 168-175.

92. Шмуклер В.С., Бугаевский С.А., Никулин В.Б., Ямковая Т.И. Применение самоуплотняющихся бетонов для строительства и ремонта железобетонных конструкций // Збірник наукових праць «Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві», вип. 3. – Луцьк: ЛНТУ, 2015. – С. 251-260.

93. Шмуклер В. С. Система "Монофант" для возведения монолитных железобетонных каркасов / В. С. Шмуклер, С. А. Бугаевский, В. Б. Никулин // Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. –2015. – Вып.71. – С.70-84. – Режим доступа: http://nbuv.gov.ua/UJRN/vhad_2015_71_14.

94. Шмуклер В. С. Метод интегральных градиентов в оптимизационных задачах САПР / Шмуклер В. С. // Системы автоматизированного проектирования. – К. : Будівельник, 1989. – Вып. 6. – С. 56 – 62.

95. Шмуклер В. С. Учёт нелинейных особенностей деформирования в теории конструкций / В. С. Шмуклер, А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров // Науковий вісник будівництва держ. техн. ун-т буд-ва та архіт. – Харків : ХДТУБА ХОТВ АБУ, 2007. – Вип. 43.

96. Шмуклер В.С. Учет полной диаграммы "σ-ε" в алгоритме расчета железобетонных конструкций / В. С. Шмуклер, И. Я. Лучковский // Зб. наук. праць: Будівельні конструкції. Кн. 1. – К.: НДІБК, 2003. – вип. 59. – С.143-150.

97. AirDeck System. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.airdeck.com/>.

98. Ahmed K. Noor. Computational Models for Sandwich Panels and Shells. / Ahmed K. Noor, W. Scott Burton and Charles W. Bert. // Applied Mechanics Reviews, Volume 49, Issue 3. – p.p. 155-199.
99. 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), 22-25 July 2012, Karlsruhe, Germany / Edited by Harald S. Müller, Michael Haist, Fernando Acosta. – Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, 2012. – pp. 85-90.
100. Al Kashif, M.; Mooty, M.A.; Fahmy, E.; Zeid, M.A.; Haroun, M. Nonlinear Modeling and Analysis of AAC in-filled Sandwich Panels for out of Plane Loads. *World Acad. Sci. Eng. Technol.* **2012**, *64*, 542–546.
101. Babaev V. Analysis of Stress-Strain State of Spherical Roof Shell / V. Babaev, V. Shmukler, S. Feiruscha, S. Grebenchuk, L. Gaponova, O. Kalmykov // ZANCO Journal of Pure and Applied Sciences - #28 (2), 2016; S. 42-49.
102. Barbero E.J. Finite Element Analysis of Composite Materials/ E.J.Barbero. – Boca Raton: CRC Press, Taylor & Francis Group, 2008. – 331 p.
103. Bashur F.K., Darwin D. Nonlinear model for reinforced concrete slabs// Journal of structural division.-ASCE, 1978. - Vol. 104.-P. 157-170.
104. Benayoune A., Samad A.A.A., Trikha D.N., Abang Ali A.A., Ellinna S. H.M., Flexural behavior of precast concrete sandwich composite panel – experimental and theoretical investigations, *Constr. Build. Mater.* 22 (2008) 580–592.
105. Bozzo L. The Santa Fe II Tower. A central core, tall, slender building in Mexico / L. Bozzo // *Concrete international* – September 2014. – Vol. 36 No. 9. - S.51-54.
106. Bush T.D., Wu Z., Flexural analysis of prestressed concrete sandwich panels with truss connectors, *PCI J.* 43 (5) (1998) 76– 86.
107. BubbleDeck System. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.bubbledeck-uk.com/>.

108. BubbleDeck Report from AEC Consulting Engineers Ltd. / Professor M.P. Nielsen - The Technical University of Denmark, 1993
109. BubbleDeck Report from A+U Research Institute /Professor Kleinmann - the Eindhoven University of Technology / the Netherlands, 1999
110. Chang T.Y., Taniguchi H., Chen W.-F. Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Panels // J. Stuct. Eng. (USA). – 1987. – v. 113. - № 1. – P. 122 – 140.
111. Carbonari A. Numerical and experimental analyses of PCM containing sandwich panels for prefabricated walls. / A. Carbonari, M. De Grassi, C. Di Perna, P. Principi // Energy and Buildings, Volume 38, Issue 5, May 2006. – p.p. 472–483.
112. Cobiax System. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.cobiax.com/startseite>
113. DALIFORM group. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://ru.daliform.com/prodotti/categorie.php>
114. Daniel Ronald Joseph J., Prabakar J., P. Alagusundaramoorthy, Experimental and numerical study on flexural behavior of precast light-weight concrete sandwich panels, Int. J. Res. Eng. Technol. 4 (13) (2015) 463–467.
115. Davis J.M. ECCS/CIB Joint Committee on Sandwich Constructions: Recent European Recommendations on Design and Testing. /Davis, J.M. Hassinen, P. Heselius, L. Misiek, T. Oxford, BS, 2010. – 11 p.
116. Dotroppe J.C., Schnobrich W.C., Pecknold, D.A. Layered Finite Element Procedure for Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Slabs// ABSE, 1992.- Vol. 33-11.
117. Einea A., Salmon D.C., Fogarasi G.J., Culp T.D, Tadros M.K., State-of-the-art precast concrete sandwich panels, PCI J. 36 (6) (1991) 78–98.
118. El Zareef M. A.M. “Conceptual and structural Design of buildings made of lightweight and Infra – Lightweight concrete”/ PhD Thesis, Berlin, Germany: Technical University Berlin, 2010. - 119 p.
119. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. EN 1992 -1.1 : General Rules and Rules for buildings . Brussels : CEN, 2004. – 226 p.

120. Fenner R.T. *Finite Elements Methods for Engineers* / R.T. Fenner. – London: Imperial College Press, 1996. – 171 p.
121. Foraboschi, P. Three-layered plate: Elasticity solution. *Compos. Part B Eng.* 2014, *60*, 764–776.
122. Foraboschi, P. Layered plate with discontinuous connection: Exact mathematical model. *Compos. Part B Eng.* **2013**, *47*, 365–378.
123. Franklin H.A. *Non-Linear Analysis of Reinforced Concrete Frames and Panels*. - Division of Structural Engineering and Structural Mechanics : University of California. - Berkeley, 1970.-140p.
124. Frenzel, M.: Numerical simulation of single-span lightweight concrete sandwich slabs. In: Müller, H. S.; Haist, M.; Acosta, F. (Eds.): *Proceedings of the 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, Karlsruhe Institute of Technology (KIT), 22.–25.07.2012, Karlsruhe, Germany. KIT Scientific Publishing, Karlsruhe, 2012, S. 309–315.
125. Frenzel, M.; Kahnt, A.: Ökobilanzielle Betrachtung von leichten Sandwichelemente aus Beton. In: Breitenbücher, R.; Mark, P. (Hrsg.): *Beiträge zur 1. DAfStb-Jahrestagung mit 54. Forschungskolloquium in Bochum*, 07.–08.11.2013, Ruhr-Universität Bochum, 2013, S. 23–28 .
126. Frenzel, M.; Curbach, M.: Deckentragwerke aus geschichteten Betonen – leicht und effizient. In: Scheerer, S.; Curbach, M. (Hrsg.): *Leicht Bauen mit Beton – Forschung im Schwerpunktprogramm 1542, Förderphase 1*, Dresden: Eigenverlag TU Dresden, 2014, S. 70–81 – <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:bsz:14-qucosa-171629> .
127. Frenzel, M.; Eger, T.; Curbach, M.: Numerical investigation of two-way layered lightweight concrete slabs. In: KIVI (Hrsg.): *Future Visions – Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium 2015*, 17.–20.8.2015 in Amsterdam (the Netherlands), paper No. IASS2015-521562, 12 S., ISBN (Electronic): 978-90-5363-042-6, 08/2015 (published on USB stick).

128. Frenzel, M.; Curbach, M.: Tragverhalten von geschichteten Deckenelementen aus Normal- und Porenleichtbeton. *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (2016) 12, S. 828–839.
129. Gara F, Ragni L., Roia D., Dezi L., Experimental tests and numerical analysis of floor sandwich panels, *Eng. Struct.* 36 (2012) 258–260.
130. Gara, F.; Ragni, L.; Roia, D.; Dezi, L. Experimental behaviour and numerical analysis of floor sandwich panels. *Eng. Struct.* **2012**, 36, 258–269.
131. German Test Certificate Number P-SAC 02/IV-065 according to DIN 4102-2 concerning BubbleDeck® slabs, 2001.
132. Harding P. BubbleDeck – Advanced Structure Engineering / P.Harding // *Cornerstone* 30. – 2004. – Autumn. – P. 15–16.
133. Hartl H., Handel C. 3D finite element modeling of reinforced concrete structures//Graz Univ. of Technol. : Inst. Of Structural Concrete. - Austria, 2000. - P.1-10
134. Hoff N.J. Bending and Buckling of Rectangular Sandwich Plates / N.J. Hoff// J. NASA TN, 1950. – pp. 22-25.
135. Kivrak. S. An economic perspective of advantages of using lightweight concrete in construction / S. Kivrak, M. Tuncan, M. I. Onur, G. Arslan, O. Arioiz // 31st Conference on OUR WORLD IN CONCRETE & STRUCTURES: 16 – 17 August 2006, Singapore.
136. Lai T. Structural behavior of BubbleDeck slabs and their application to lightweight bridge decks / T. Lai, J. J. Connor, D. Veneziano // Massachusetts Institute of Technology; June 2010.
137. Mota M. Voided Slabs. Then and now / M. Mota // *Concrete international*. – 2010. – Vol. 32, No. 10. – P. 41–45.
138. Pantelides C.P., Surapaneni R., Reaveley L.D., Structural performance of hybrid GFRP/ Steel concrete sandwich panels, *J. Compos. Constr.* 12 (5) (2008) 570–576.
139. Pfeifer D.W., Hanson J.A., Precast concrete wall panels: flexural stiffness of sandwich panels, *ACI Spec. Publ.* 11 (1965) 67–86.

140. Pfeffer, K.: “Untersuchung zum Biege- und Durchstanztragverhalten von zweiachsigen Hohlkörperdecken”. Fortschritt-Berichte VDI, VDI-Verlag, Düsseldorf 2002.
141. Schnellenbach-Held M. BubbleDeck - New Ways in Concrete Building / S. Ehmman, K. Pfeffer // Technische Universität Darmstadt, DACON Volume 13, 1998.
142. Schnellenbach-Held, M., Pfeffer, K.: “Tragverhalten zweiachsiger Hohlkörperdecken, Beton- und Stahlbetonbau” 96 [9], 573-578 (2001).
143. Schnellenbach-Held M. Puncing behavior of biaxial hollow slabs / M. Schnellenbach-Held, K. Pfeffer // Cement & Concrete Composites №24 – S. 551-556.
144. Seijo F. Building pressure tests of fiber-reinforced foam-based lightweight concrete precast wall panels / F. Seijo // Theses for the Degree of master of science in civil engineering. – The University of Texas and Arlington, August 2008.
145. Shams, A., Hegger, J. & Horstmann, M., 2014. An analytical model for sandwich panels made of textile-reinforced concrete. Construction and Building Materials, 2014, 64, pp.451–459. [Электронный ресурс] - Режим доступа: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061814003420>.
146. Shams, A., Horstmann, M. & Hegger, J., Experimental investigations on Textile-Reinforced Concrete (TRC) sandwich sections. Composite Structures, 118, 2014, pp.643–653. [Электронный ресурс] - Режим доступа: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0263822314003791/>.
147. Shmukler V.S. About One Possibility of Compromise-Criterion Construction in Structure Parameter Rationalization / V. S. Shmukler // Concrete durability: achievement and enhancement : proceedings of the international conference, Dundee (Scotland), 8–9 July 2008. – Dundee (Scotland), 2008.
148. Shmukler V.S. Evolutionist approach in rationalization of building structures / V. S. Shmukler // ISEC-03. Third International structural Engineering and construction Conference, Shunan (Japan), 2005. – Shunan (Japan), 2005.

149. Shmukler V.S. Mode matching technique in the form of over determined contour collocations for the solution of the elasticity theory problem / V. S. Shmukler, I. L. Verbitskii // Twenty sixty world conference on Boundary elements and other mesh reduction methods. – United Kingdom : Wessex Institute of Technology, 2004. – * . – (International series on advances in boundary elements, Vol. 19).

150. Shmukler V.S. Nonlinear Analysis of Flexural Reinforced Concrete Structures strength / V. Shmukler, I. Luchkovsky // IABS symposium, Shanghai (China), 2004. – Shanghai (China), 2004. – Vol. 88.

151. Sohel, K. M. A., & Richard Liew, J. Y. (2011). Steel-Concrete-Steel sandwich slabs with lightweight core - Static performance. *Engineering Structures*, 33(3), 981-992, 2011. [Электронный ресурс] - Режим доступа: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029610004918?via%3Dihub>.

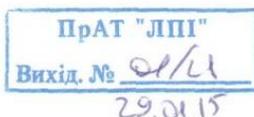
152. Zienkiewicz O.C. The Finite Element Method. Fifth edition. v.2. Solid Mechanics. – Butterworth-Heinmann, 2000. – 459 p.

Додаток А. Акти про впровадження



Львівський
проектний
інститут

ПрАТ "Львівський проектний інститут"
вул. Володимира Великого 52, м. Львів, 79053, Україна
тел.: (032) 263-35-55, факс: (032) 241-79-80
e-mail: info@lpi.com.ua, office@lpi.com.ua
www.lpi.com.ua



Акт

впровадження результатів НДР

Запропонована Вознюком Леонідом Івановичем методика розрахунку міцності та деформативності конструкції багатошарового перекриття, яка ввійшла в дисертаційну роботу „Міцність, деформативність та тріщиностійкість багатошарових плит перекриття” на здобуття вченого ступеня кандидата технічних наук була використана при розрахунку перекриття адміністративно-побутового корпусу, допоміжних приміщень та їдальні концерну «Кінескоп» під бізнес-центр за адресою м.Львів, вул.Садова, 2а.

Технічний директор



Дубленич С.О.

ПП "КБ КОНСТРУКТИВ"
79008, Львівська обл.,
м. Львів, вул.Лисенка, 17/11

Акт
впровадження результатів НДР

Запропонована Вознюком Леонідом Івановичем конструкція багат шарового перекриття, яка ввійшла в дисертаційну роботу „Міцність, деформативність та тріщиностійкість багат шарових плит перекриття” на здобуття вченого ступеня кандидата технічних наук була використана при варіантному проектуванні перекриття багатоквартирного житлового будинку з вбудованими нежитловими приміщеннями та підземним паркінгом в м.Вінниця.

Директор



Боровий Р.В.

12.02.2014 р.

Вих.. № __06__

Від 29.05.2017р.

Акт

впровадження результатів НДР

При варіантному проектуванні багатофункціонального житлового комплексу з громадською функцією на території в.ч. 9507 на вул.В.Великого,10 (для військовослужбовців) з підземним паркінгом зі знесенням існуючих нежитлових будівель (будинки № «Б1» та «Б2» на генплані) та при визначенні ефективності конструкцій перекриття були використані наукові розробки Вознюка Леоніда Івановича, а саме конструкції полегшених плит перекриття із пустотоутворюючими вставками, які увійшли в дисертаційну роботу "Несуча здатність та деформативність багатошарових плит перекриття", що дозволило зменшити навантаження на фундаментну плиту на 20%.

ГАП ТзОВ «Зелемін»



Наталя Зінчук

**Додаток Б. Фізико-механічні характеристики
матеріалів**

Таблиця Б.1

**Фізико-механічні характеристики бетонів та арматури
в експериментальних плитах серії 1**

Серія	№ п/п	Шифр плит	Переріз плит $b \times h$ м	Бетон						Арматура Вр-1		
				Нижній та верхній шари з важкого бетону			Середній шар з легкого бетону			Границя текучості f_y , МПа	Границя міцності σ_u , МПа	Модуль пружності $E_s \times 10^{-5}$, МПа
				Призмova міцність $f_{c,prism}$, МПа	Міцність на розтяг $f_{ct,prism}$, МПа	Модуль деформацій $E_c \times 10^{-4}$, ГПа	Призмova міцність $f_{c,prism}$, МПа	Міцність на розтяг $f_{ct,prism}$, МПа	Модуль деформацій $E_c \times 10^{-4}$, ГПа			
1	1	БП-1.1	0,4x0,1	22,12	1.8	31,1	9,2	0,65	7,5	405	490	1,7
	2	БП-1.2	0,4x0,1									
	3	БП-1.3	0,4x0,1									
	4	БП-1.4	0,4x0,1									
	5	БП-1.5	0,4x0,1									
	6	БП-1.6	0,4x0,1									

Таблиця Б.2

**Фізико-механічні характеристики бетонів та арматури в
експериментальних плитах серії 2**

Серія	№ п/п плити	Шифр плит	Переріз плит $b \times h$ м	Бетон									Арматура Вр-1		
				Нижній та верхній шари з важкого бетону			Середній шар з легкого			Важкий бетон суцільних плит			Границя текучості f_y , МПа	Границя міцності σ_u , МПа	Модуль пружності $E_s \times 10^{-5}$, МПа
				Призмova міцність $f_{c,prism}$, МПа	Міцність на розтяг $f_{ct,prism}$, МПа	Модуль деформацій $E_c \times 10^{-4}$, ГПа	Призмova міцність $f_{c,prism}$, МПа	Міцність на розтяг, $f_{ct,prism}$ МПа	Модуль деформацій $E_c \times 10^{-4}$, ГПа	Призмova міцність $f_{c,prism}$, МПа	Міцність на розтяг, $f_{ct,prism}$ МПа	Модуль деформацій $E_c \times 10^{-4}$, ГПа			
2	1	П-2.1	2,0x0,1	22,35	1.8	31,1	9,2	0.65	8,1	-	-	-	402	492	1,7
	2	П-2.2	2,0x0,1												
	3	П-2.3	2,0x0,1	23,10	1.8	32,2	5,2	0,55	6,4	-	-	-	420	504	
	4	П-2.4	2,0x0,1												
	5	П-2.5	2,0x0,1	-	-	-	-	-	-	22,61	1.8	31,2	420	504	
	6	П-2.6	2,0x0,1												

**Фізико-механічні характеристики бетонів та арматури в
експериментальних плитах серії 3**

Серія	№ п/п пли- ти	Шифр плит	Переріз плит $b \times h$ м	Керамзитобетон			Арматура								
				Призмova міцність $f_{c,prism}$, МПа	Міцність на розтяг $f_{ct,prism}$, МПа	Модуль деформацій $E_c \times 10^{-4}$, ГПа	A500C			Bp-1 (Ø3)			Bp-1 (Ø4)		
							Границя текучості, f_y , МПа	Границя міцності, σ_u , МПа	Модуль пружності, $E_s \times 10^{-5}$, МПа	Границя текучості f_y , МПа	Границя міцності σ_u , МПа	Модуль пружності $E_s \times 10^{-5}$, МПа	Границя текучості f_y , МПа	Границя міцності σ_u , МПа	Модуль пружності $E_s \times 10^{-5}$, МПа
3	1	П-3.1	2,0x0,1	21,0 1	0,95	18,5	628	733	2,0	390	472	1,7	384	462	1,7
	2	П-3.2	2,0x0,1												

**Додаток В. Результати випробувань
багатошарових та суцільних плит перекриття
серій 1 та 2**

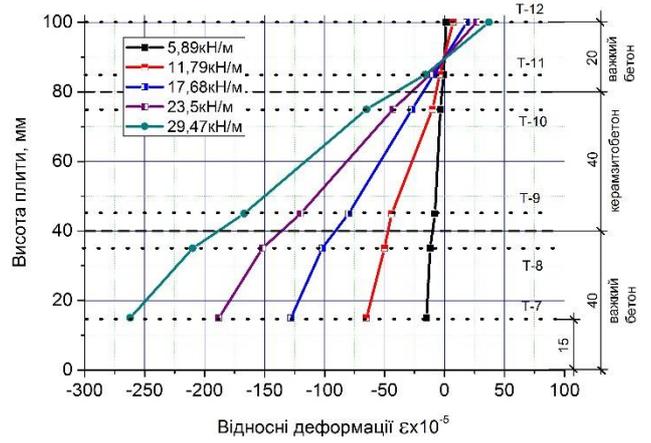
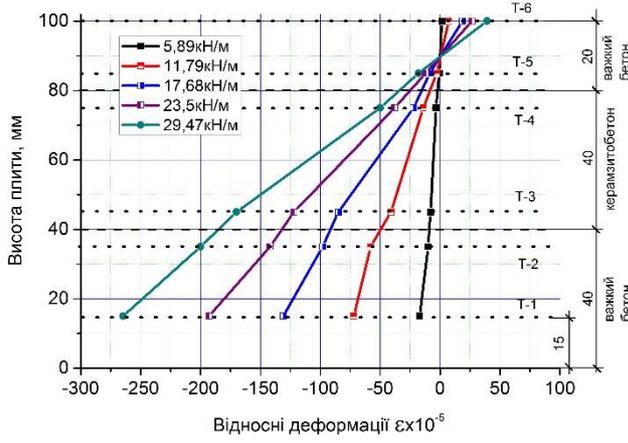


Рис. В.1 Відносні деформації на гранях плити БП-1.2 в середині прольоту

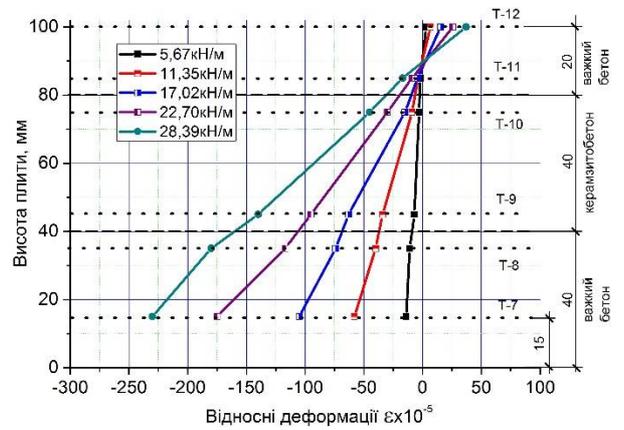
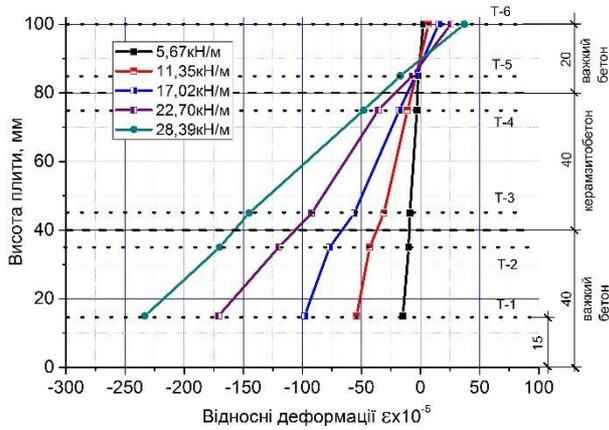


Рис. В.2 Відносні деформації на гранях плити БП-1.3 в середині прольоту

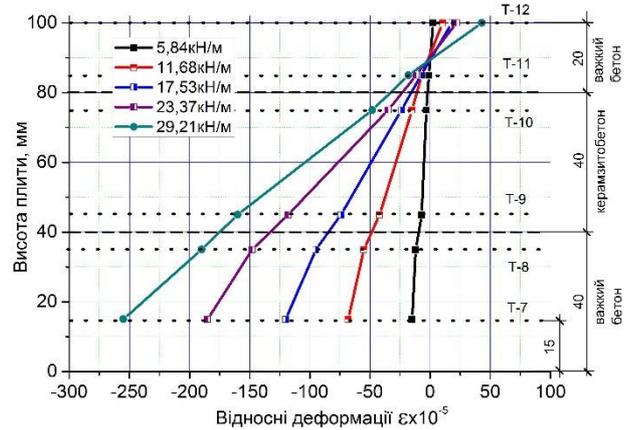
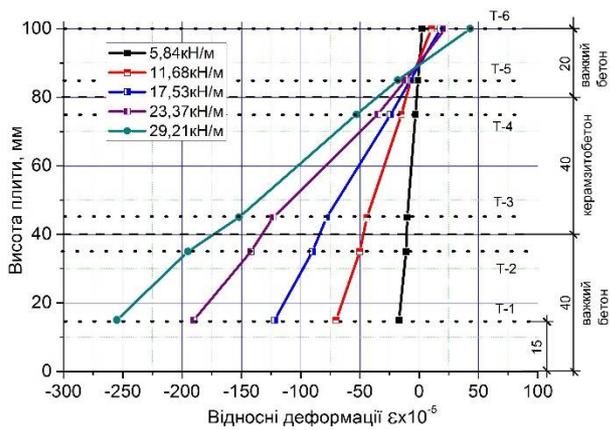


Рис. В.3 Відносні деформації на гранях плити БП-1.4 в середині прольоту

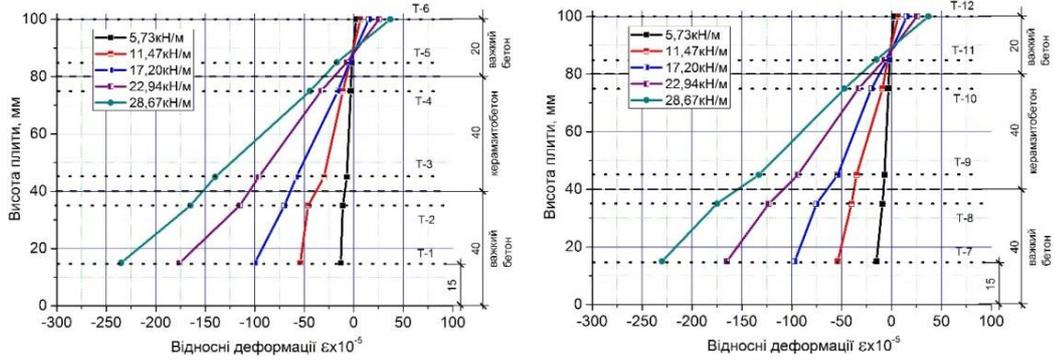


Рис. В.4 Відносні деформації на гранях плити БП-1.5 в середині прольоту

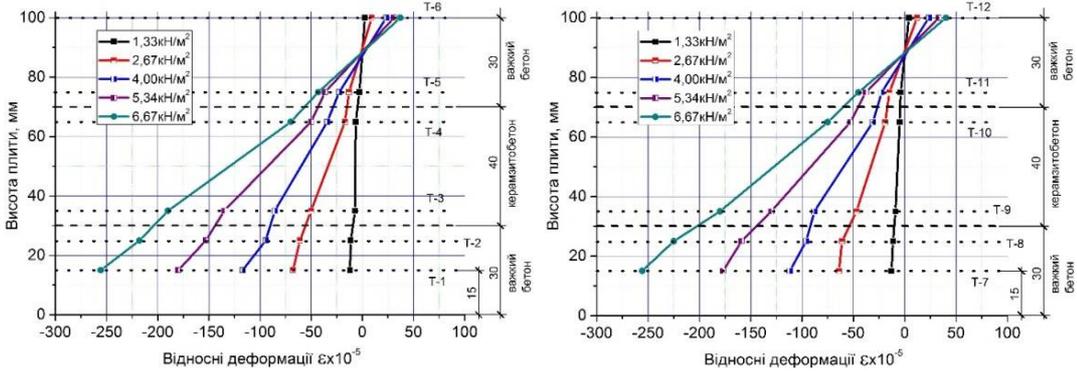


Рис. В.5 Відносні деформації на гранях плити П-2.2 в середині прольоту

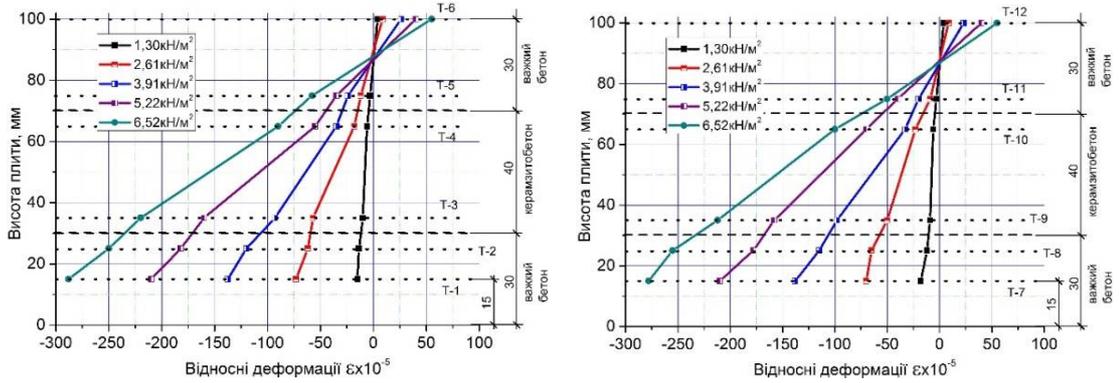


Рис. В.6 Відносні деформації на гранях плити П-2.4 в середині прольоту

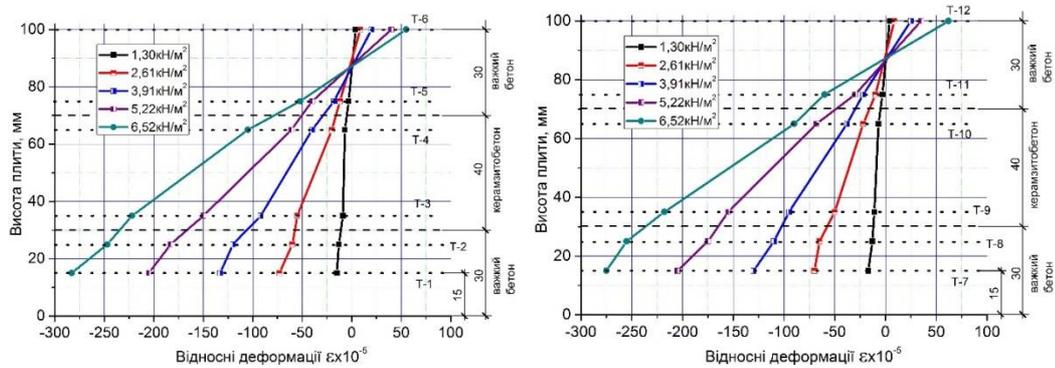


Рис. В.7 Відносні деформації на гранях плити П-2.6 в середині прольоту

**Додаток Г. Результати розрахунку за деформаційною
методикою**

Розрахунки плит прямокутного перерізу серії 1



Рис. Г.1 Геометричні розміри перерізу

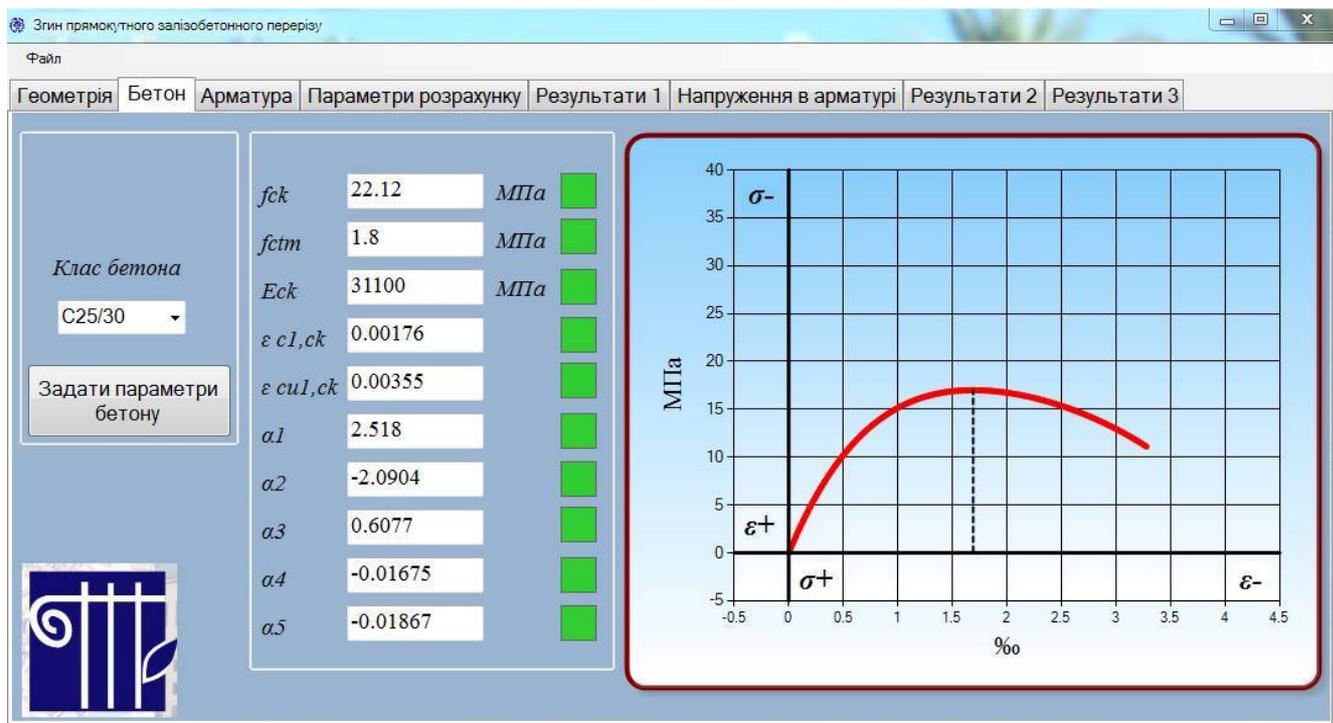


Рис. Г.2 Характеристики бетону

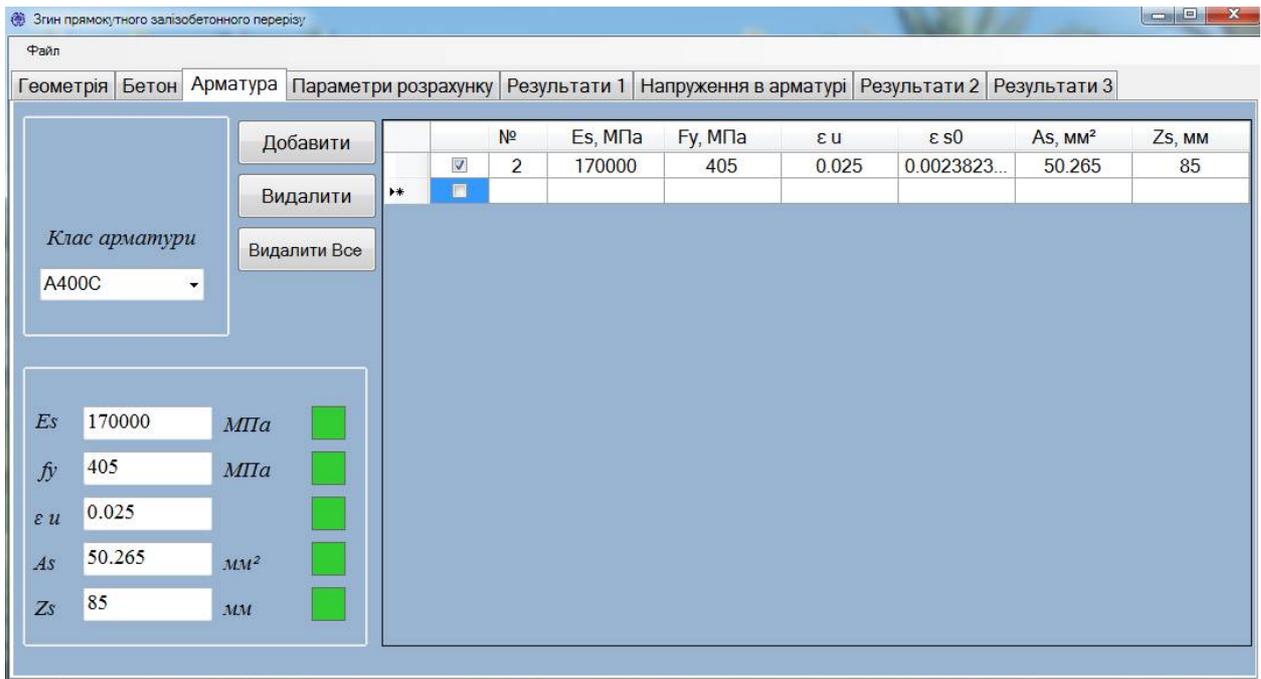


Рис. Г.3 Характеристики арматури

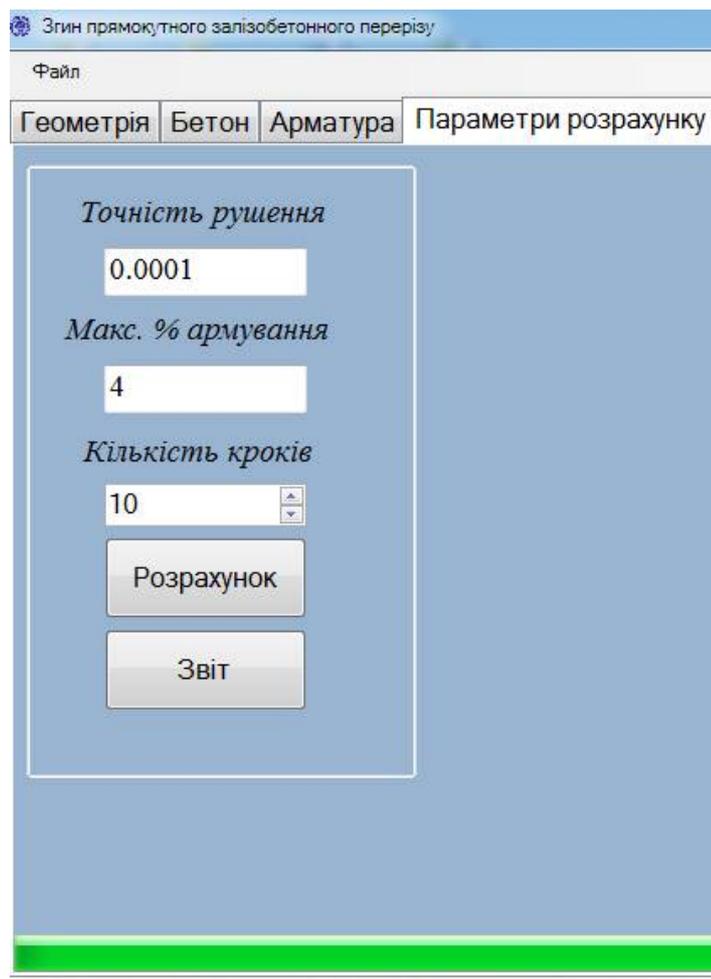


Рис. Г.4 Параметри розрахунку

Згин прямокутного залізобетонного перерізу									
Файл									
Геометрія	Бетон	Арматура	Параметри розрахунку	Результати 1	Напруження в арматурі	Результати 2	Результати		
#	ε c(1) ‰	ε c(2) ‰	M (кН*м)	X1 (мм)	1) κ/м	Точність рішення	Кількість кроків	Error	
0	0	0	0	0	0	0	0	OK!	
1	0.164	-1.3189	0.7613	11.0593	0.01483	9.74E-05	69	OK!	
2	0.328	-2.55	1.4676	11.3967	0.02878	7.5E-05	112	OK!	
3	0.492	-4.9079	1.6654	9.1113	0.054	-1.75E-05	192	OK!	
4	0.656	-8.3517	1.6776	7.2827	0.09008	4.05E-05	289	OK!	
5	0.82	-12.3942	1.6847	6.2054	0.13214	9E-05	415	OK!	
6	0.984	-16.8926	1.6892	5.5044	0.17877	9.59E-05	536	OK!	
7	1.148	-21.7262	1.6922	5.0188	0.22874	2.74E-05	691	OK!	
8	1.312	-24.9608	1.6962	4.9938	0.26273	1420.2762...	761	OK!	
9	1.476	-28.0768	1.6996	4.9945	0.29553	2709.5086...	856	OK!	
**									

Рис. Г.5 Результати розрахунку плит Серії 1.

Визначення розрахункового навантаження для плит серії 1:

$$M = \frac{q}{8} l^2; q = \frac{8M}{l} = \frac{8 \cdot 1,69}{0,7^2} = 27,59 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Розрахунки плит серії2

Плити марок П-2.1...П-2.4

Згин прямокутного залізобетонного перерізу

Файл

Геометрія Бетон Арматура Параметри розрахунку

Геометрія

H 100 мм

B 250 мм

a 15 мм

Рис. Г.6 Геометричні розміри перерізу

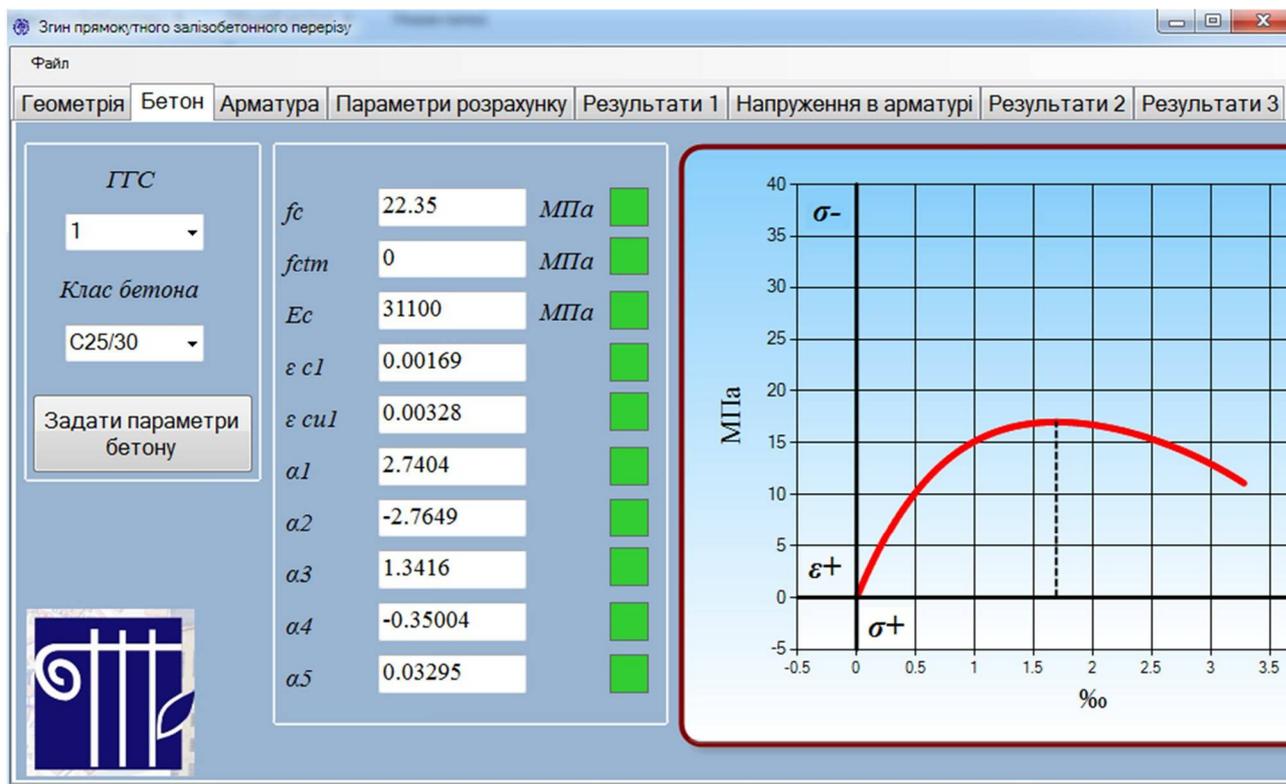


Рис. Г.7 Характеристики бетону

	№	E_s , МПа	F_y , МПа	ϵ_u	ϵ_{s0}	A_s , мм ²	
▶	<input checked="" type="checkbox"/>	1	170000	402	0.025	0.0023647...	26.9
*	<input type="checkbox"/>						

Рис. Г.8 Характеристики арматури

Згин прямокутного залізобетонного перерізу									
Файл									
Геометрія	Бетон	Арматура	Параметри розрахунку	Результати 1	Напруження в арматурі	Результати 2	Результати 3		
#	ε c(1) ‰	ε c(2) ‰	M (кН*м)	X1 (мм)	1) λ/м	Точність рішення	Кількість кроків	Error	
0	0	0	0	0	0	0	0	OK!	
1	0.328	-2.7656	0.8562	10.6026	0.03094	-8.7E-06	110	OK!	
2	0.656	-9.9423	0.8954	6.1897	0.10598	-4.6E-06	326	OK!	
3	0.984	-18.7288	0.9016	4.9917	0.19713	724.35615...	571	OK!	
4	1.312	-24.9608	0.9074	4.9938	0.26273	2797.2007...	761	OK!	
5	1.64	-31.1928	0.0459	4.995	0.32833	15091.560...	951	Сбой расчета	
6	1.968	-37.4248	0.048	4.9958	0.39393	16104.069...	1141	Сбой расчета	
7	2.296	-43.6568	0.0489	4.9964	0.45953	16741.380...	1331	Сбой расчета	
8	2.624	-49.8888	0.0488	4.9969	0.52513	17068.821...	1521	Сбой расчета	
9	2.952	-56.1208	0.0478	4.9972	0.59073	17128.050...	1711	Сбой расчета	
10	3.28	-62.3528	0.0459	4.9975	0.65633	16940.914...	1901	Сбой расчета	

Рис. Г.9 Результати розрахунку плит П-2.1...П-2.4 серії 2.

Визначення розрахункового навантаження для плит П-2.1...П-2.4 серії 1: Згідно з розрахунком несуча здантість смуги шириною $b=0,25$ м – $0,907$ кН*м. Враховуючи, що плита опирається на чотири кути, то максимальне значення моменту визначалося згідно з [16]: $M = 0,1604 q L^2$, де q – інтенсивність навантаження у кН/м^2 , M – згинальний момент на одиницю довжини у кН*м/м , $M=0,907/0,25=3,63\text{кН*м/м}$, L – розрахунковий проліт.
 $q = M/(0,1604*L^2) = 3,63/(0,1604*1,9^2) = 6,27 \text{кН/м}^2$.

Плити марок П-2.5, П-2.6

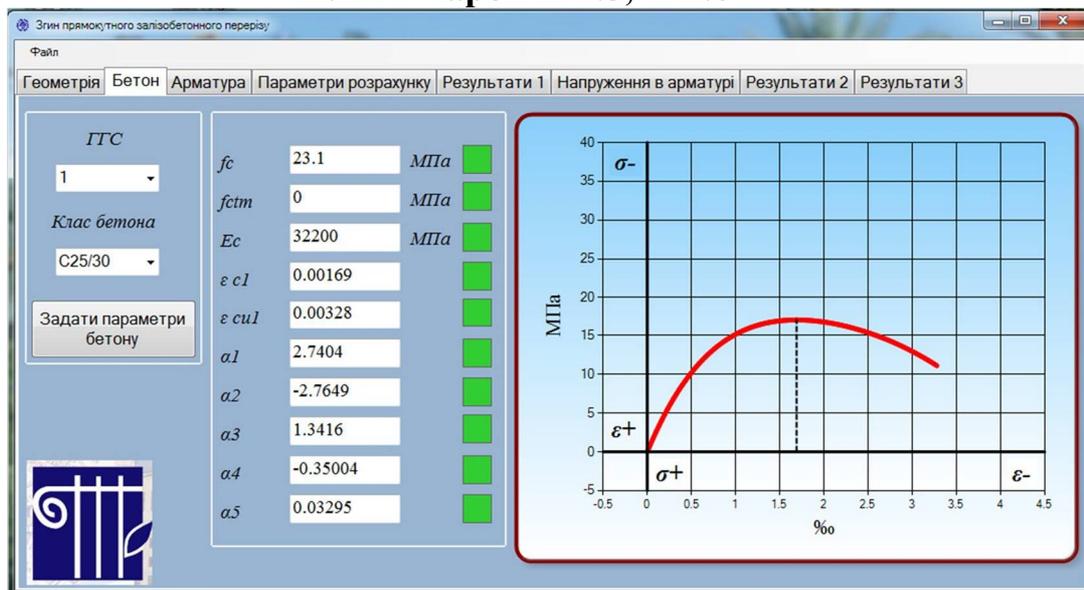


Рис. Г.10 Характеристики бетону

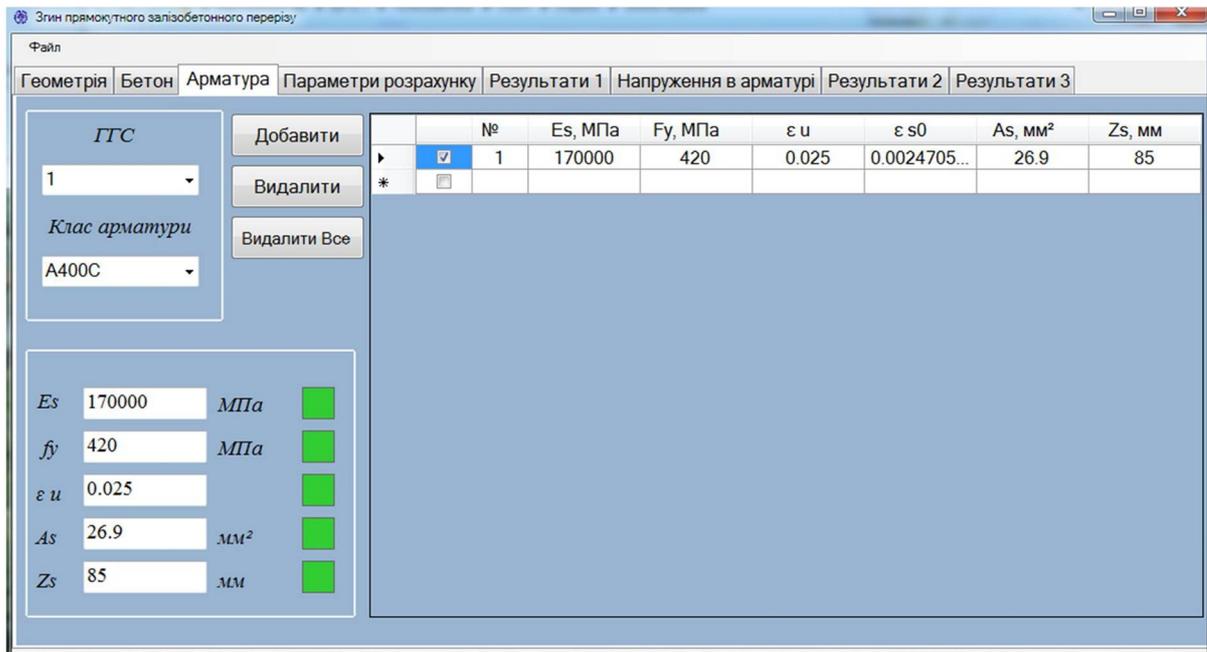


Рис. Г.11 Характеристики арматури

#	ε c(1) ‰	ε c(2) ‰	M (кН*м)	X1 (мм)	l) λ/м	Точність рішення	Кількість кроків	Error
0	0	0	0	0	0	0	0	OK!
1	0.328	-2.7656	0.8562	10.6026	0.03094	-8.7E-06	110	OK!
2	0.656	-9.4881	0.9343	6.4668	0.10144	2.13E-05	309	OK!
3	0.984	-18.7288	0.9404	4.9917	0.19713	240.15615...	571	OK!
4	1.312	-24.9608	0.9461	4.9938	0.26273	2313.0007...	761	OK!
5	1.64	-31.1928	0.0459	4.995	0.32833	15091.560...	951	Сбой расчета
6	1.968	-37.4248	0.048	4.9958	0.39393	16104.069...	1141	Сбой расчета
7	2.296	-43.6568	0.0489	4.9964	0.45953	16741.380...	1331	Сбой расчета
8	2.624	-49.8888	0.0488	4.9969	0.52513	17068.821...	1521	Сбой расчета
9	2.952	-56.1208	0.0478	4.9972	0.59073	17128.050...	1711	Сбой расчета
10	3.28	-62.3528	0.0459	4.9975	0.65633	16940.914...	1901	Сбой расчета

Рис. Г12 Результати розрахунку плит П-2.5, П-2.6 серії 2.

Визначення розрахункового навантаження для дослідних плит П-2.5, П-2.6 серії 2: Згідно з розрахунком несуча здантість смуги шириною $b=0,25$ м – $0,946$ кН*м, $M=0,946/0,25=3,78$ кН*м/м.

Враховуючи, що плита опирається на чотири кути, то максимальне значення моменту визначалося згідно з [16]: $M = 0,1604 q L^2$, де q – інтенсивність навантаження у кН/м², M – згинальний момент на одиницю довщини у кН*м/м, $M=0,946/0,25=3,78$ кН*м/м; L – розрахунковий проліт.
 $q = M/(0,1604*L^2) = 3,78/(0,1604*1,9^2)=6,53$ кН/м².

Розрахунки плит серії 3

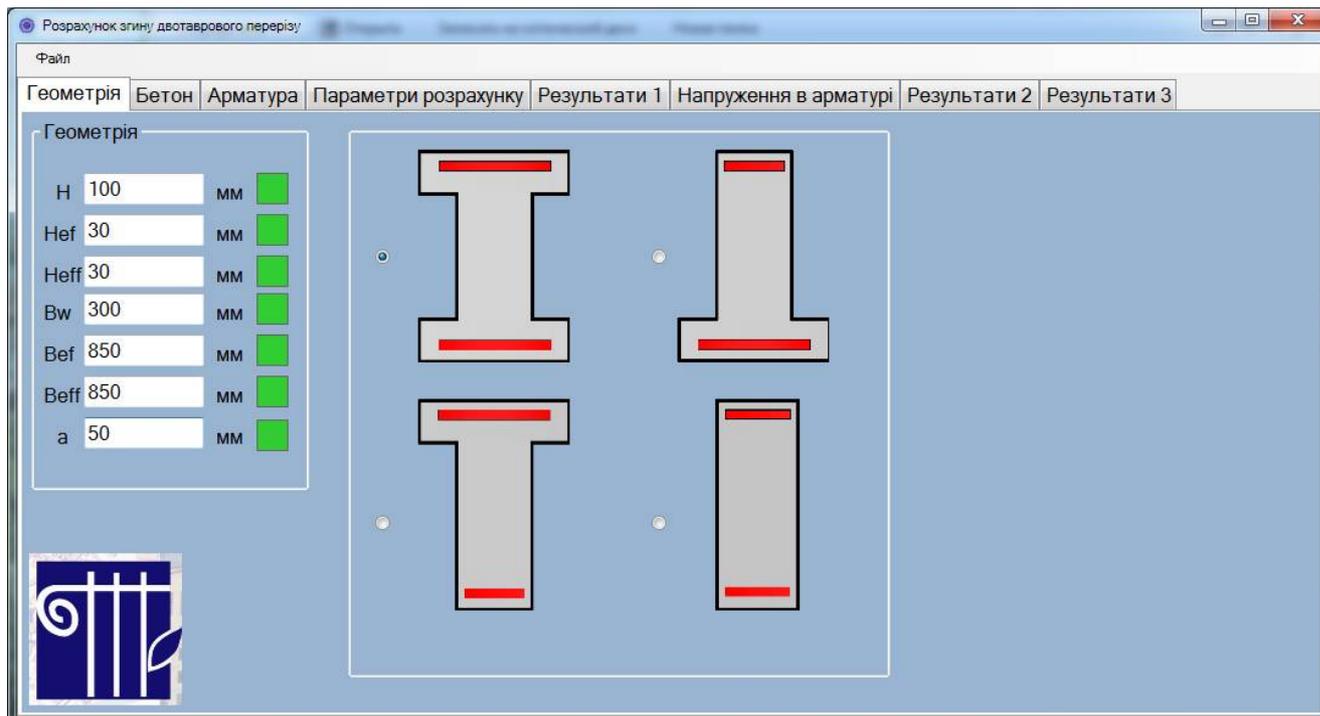


Рис. Г.13 Геометричні розміри перерізу

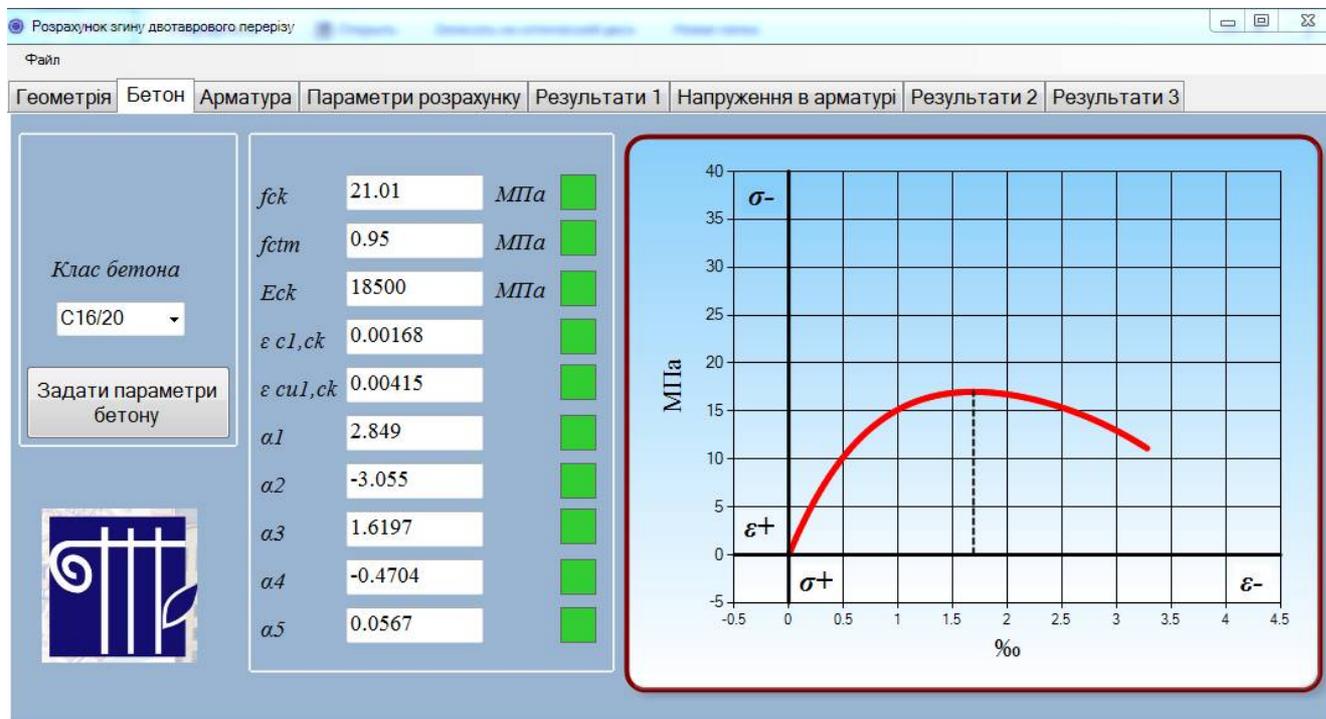


Рис. Г.14 Характеристики бетону

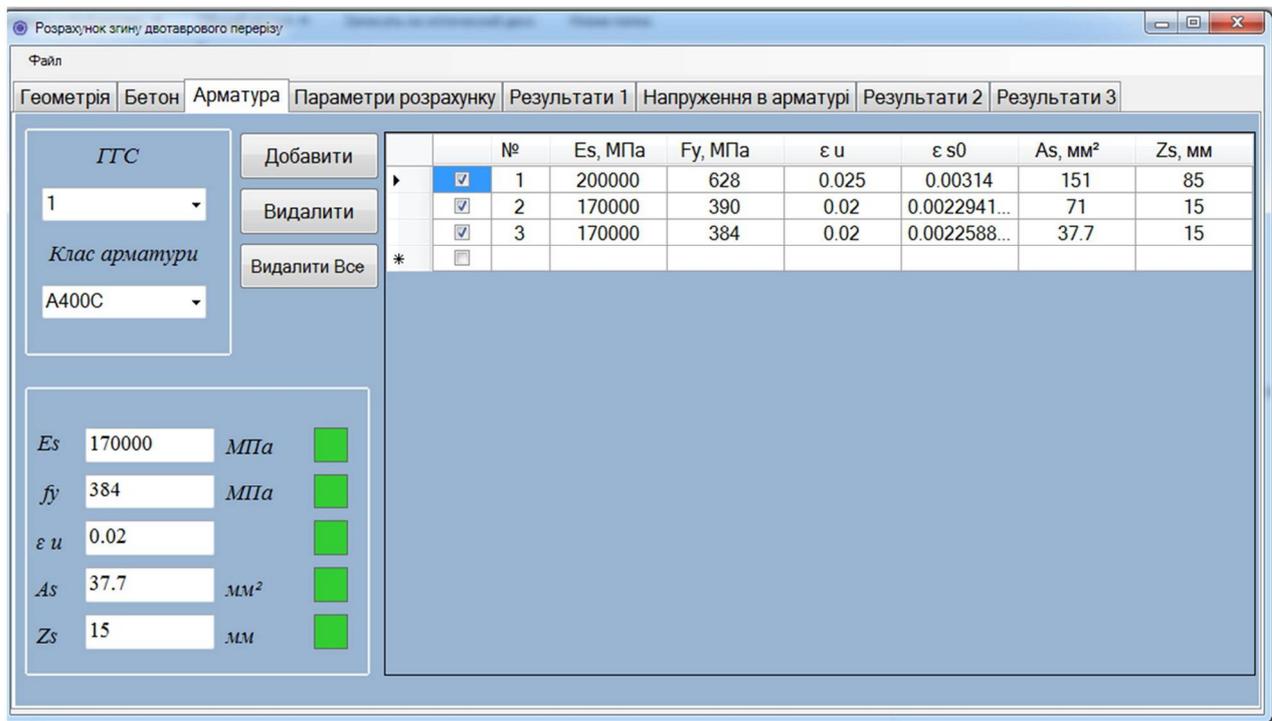


Рис. Г.15 Характеристики арматури

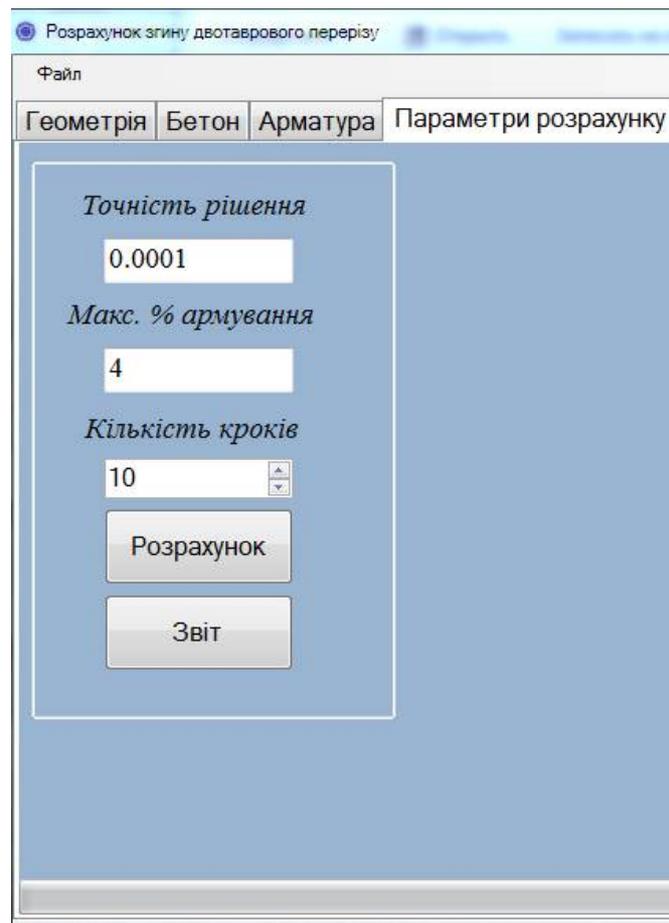


Рис. Г.16 Параметри розрахунку

Розрахунок згину двотаврового перерізу															
Файл															
Геометрія		Бетон		Арматура		Параметри розрахунку		Результати 1		Напруження в арматурі		Результати 2		Результати 3	
#	Eps c(1) %	Eps c(2) %	M (kN*m)	X1 (mm)	1) λ/m	Convergence	Count	Error							
0	0	0	0	0	0	0	0	OK!							
1	0.328	-2.9919	6.1821	9.8797	0.0332	-3.63E-05	139	OK!							
2	0.656	-7.9485	7.9473	7.6239	0.08604	7E-06	268	OK!							
3	0.984	-14.304	8.1419	6.4364	0.15288	-6.16E-05	479	OK!							
4	1.312	-20.5129	8.3055	6.0115	0.21825	-6.86E-05	659	OK!							
5	1.64	-27.2953	8.3894	5.6678	0.28935	2.54E-05	874	OK!							
6	1.968	-37.392	0.8062	4.9958	0.39393	86665.755...	1141	Сбой расчета							
7	2.296	-43.624	0.8132	4.9964	0.45953	91764.242...	1331	Сбой расчета							
8	2.624	-49.856	0.8121	4.9969	0.52513	94383.768...	1521	Сбой расчета							
9	2.952	-56.088	0.8039	4.9972	0.59073	94857.602...	1711	Сбой расчета							
10	3.28	-62.32	0.7891	4.9975	0.65633	93360.513...	1901	Сбой расчета							
*															

Рис. Г.17 Результати розрахунку плит Серії 3

Визначення розрахункового навантаження для плит П-3.1, П-3,2 серії 3:
Згідно з розрахунком несуча здантість $M=8,39$ кН*м.

Враховуючи, що плита опирається на чотири кути, то максимальне значення моменту визначалося згідно з [16]: $M = 0,1604 q L^2$, де q – рівномірно-розподілене навантаження у кН/м², M – згинальний момент на одиницю довщини у кН*м/м, L – розрахунковий проліт.

$$q = M/(0,1604 * L^2) = 8,38/(0,1604 * 1,9^2) = 14,47 \text{ кН/м}^2.$$

Додаток Д. Результати розрахунку у ПК “ЛІРА-САІР”

Нелінійне завантаження 1
Мозаїка напружень по Nx
Одиниці виміру - кН/м**2

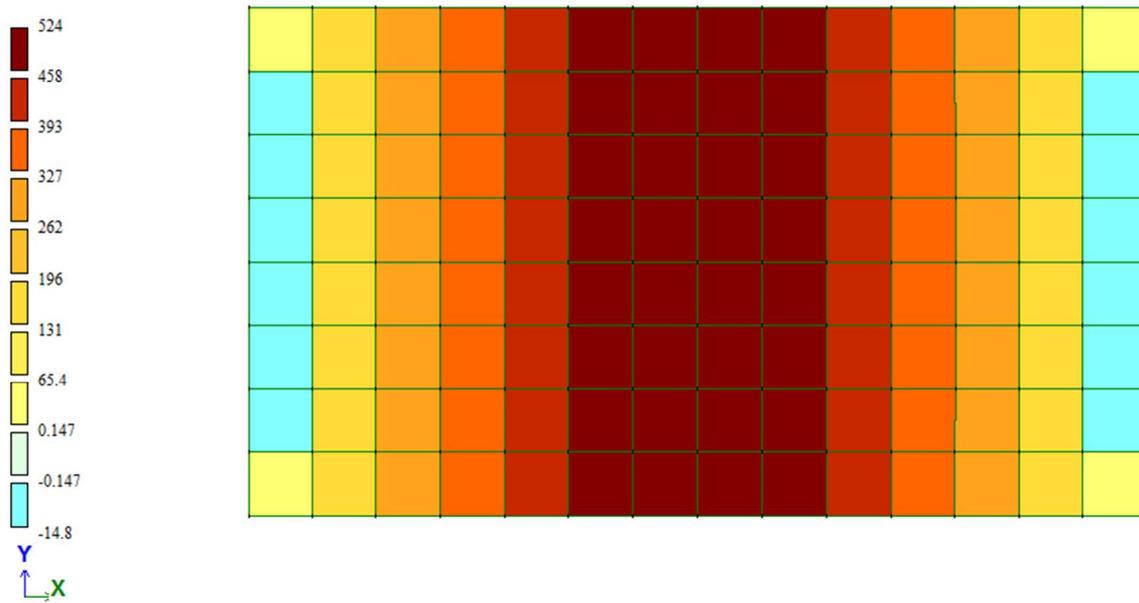


Рис. Д.1 Розподіл напружень Nx у нижньому шарі балочної плити

Нелінійне завантаження 1
Мозаїка напружень по Nx
Одиниці виміру - кН/м**2

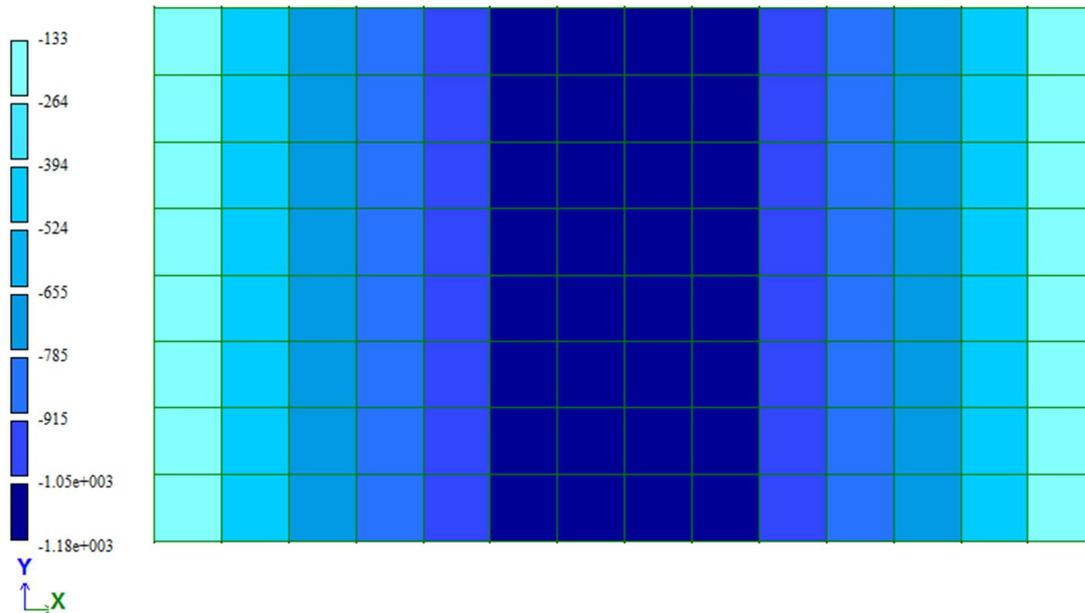


Рис. Д.2 Розподіл напружень Nx у верхньому шарі балочної плити

Нелінійне завантаження 1
Мозаїка напружень по Nx
Одиниці виміру - кН/м**2

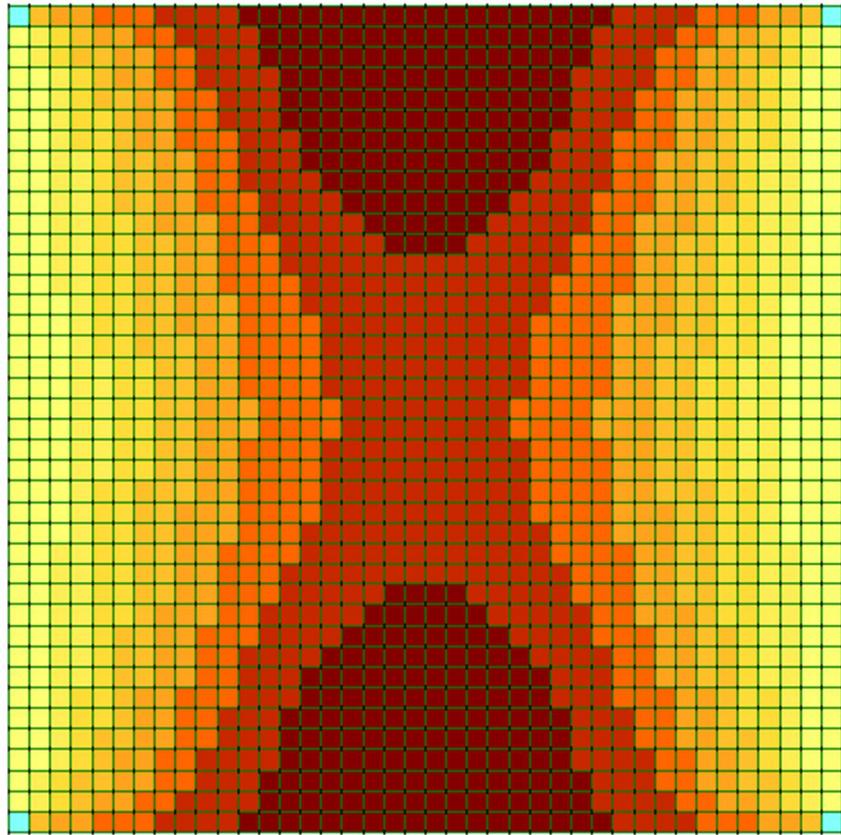
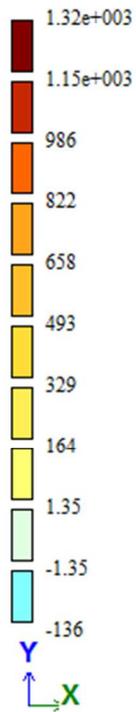


Рис. Д.3 Розподіл напружень N_x у нижньому шарі багат шарової плити

Нелінійне завантаження 1
Мозаїка напружень по Ny
Одиниці виміру - кН/м**2

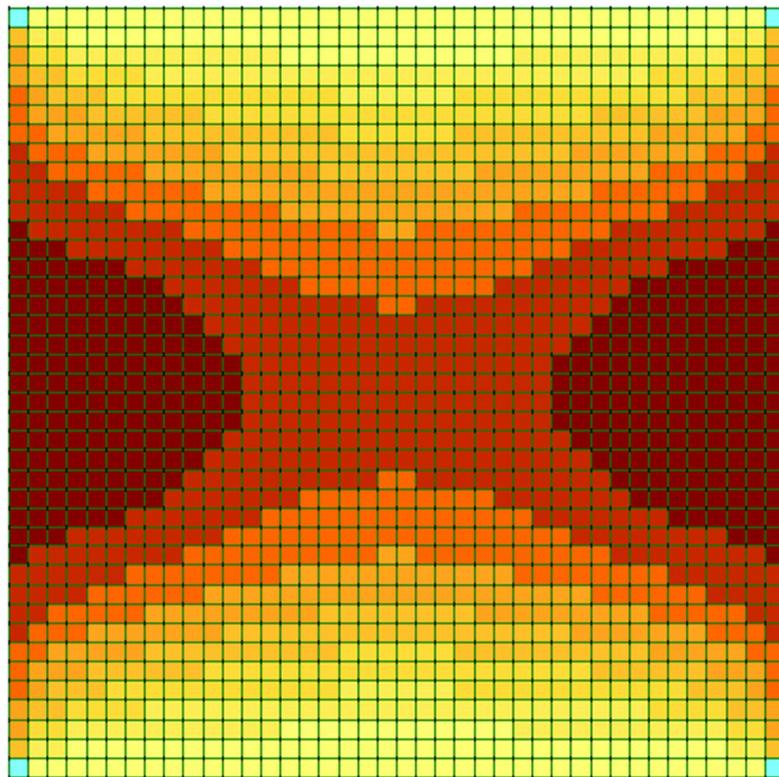
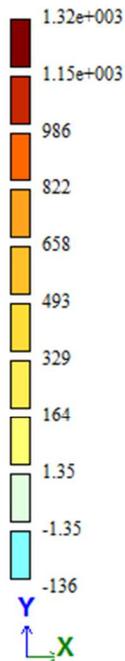


Рис. Д.4 Розподіл напружень N_y у нижньому шарі багат шарової плити

Нелінійне завантаження 1
Мозаїка напружень по Nx
Одиниці виміру - кН/м**2

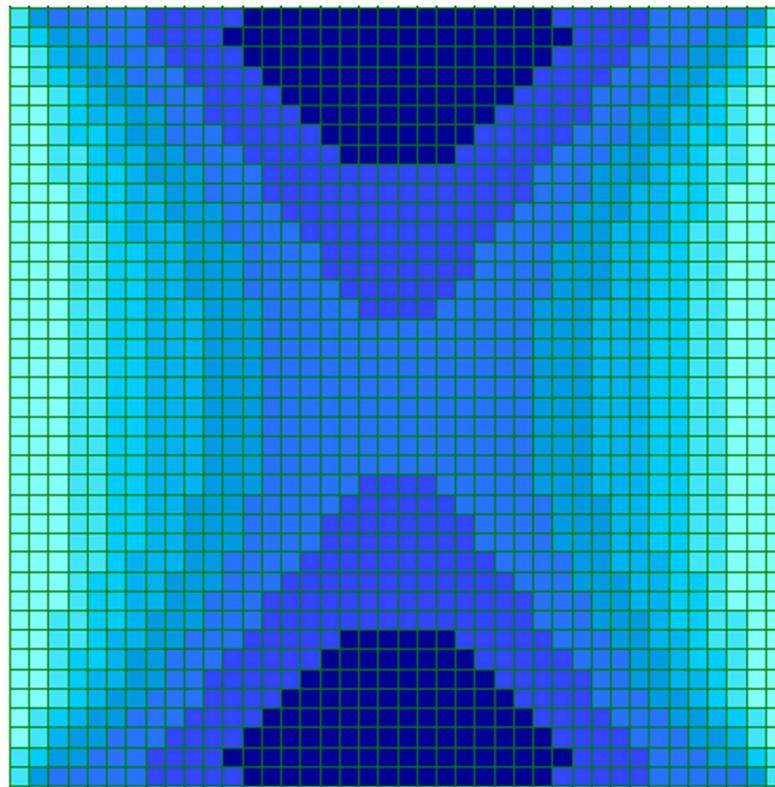
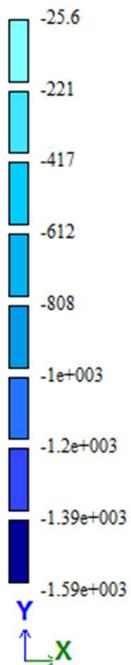


Рис. Д.5 Розподіл напружень N_x у верхньому шарі багат шарової плити

Нелінійне завантаження 1
Мозаїка напружень по Ny
Одиниці виміру - кН/м**2

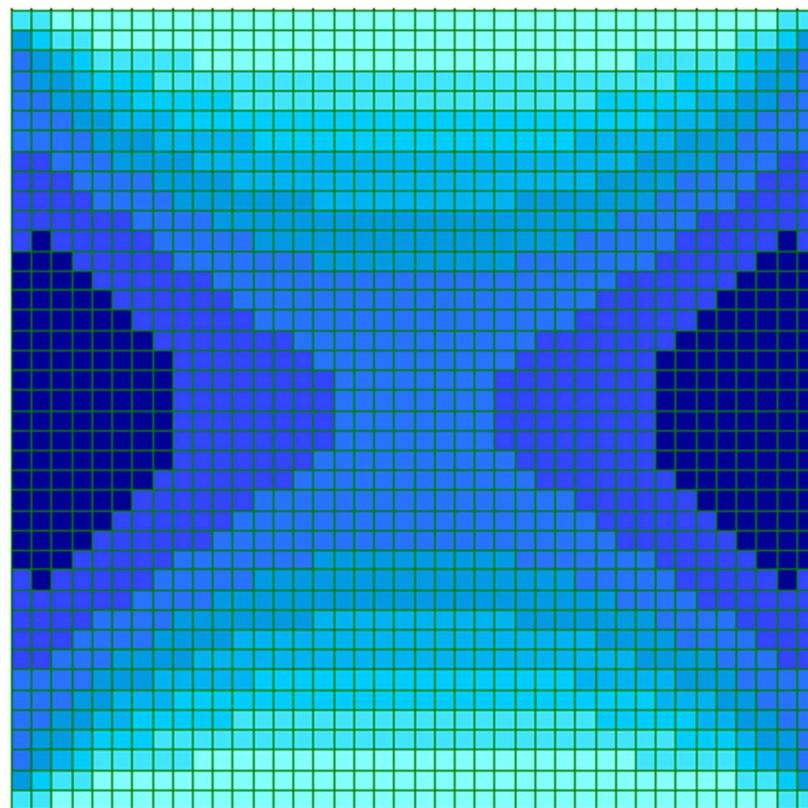
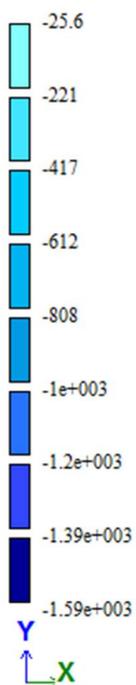


Рис. Д.6 Розподіл напружень N_y у верхньому шарі багат шарової плити

Результати розрахунку плит серії 2

Нелінійне завантаження 1
 Мозаїка напружень по N_x
 Одиниці виміру - кН/м^2

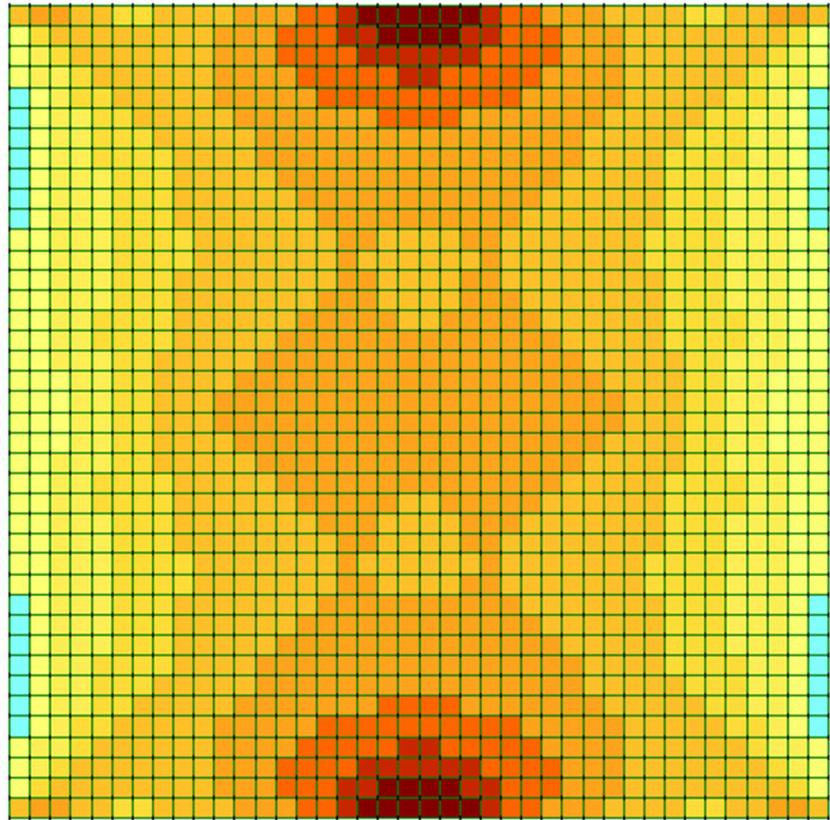


Рис. Д.7 Розподіл напружень N_x у нижній грані плити серії 3

Нелінійне завантаження 1
 Мозаїка напружень по N_y
 Одиниці виміру - кН/м^2

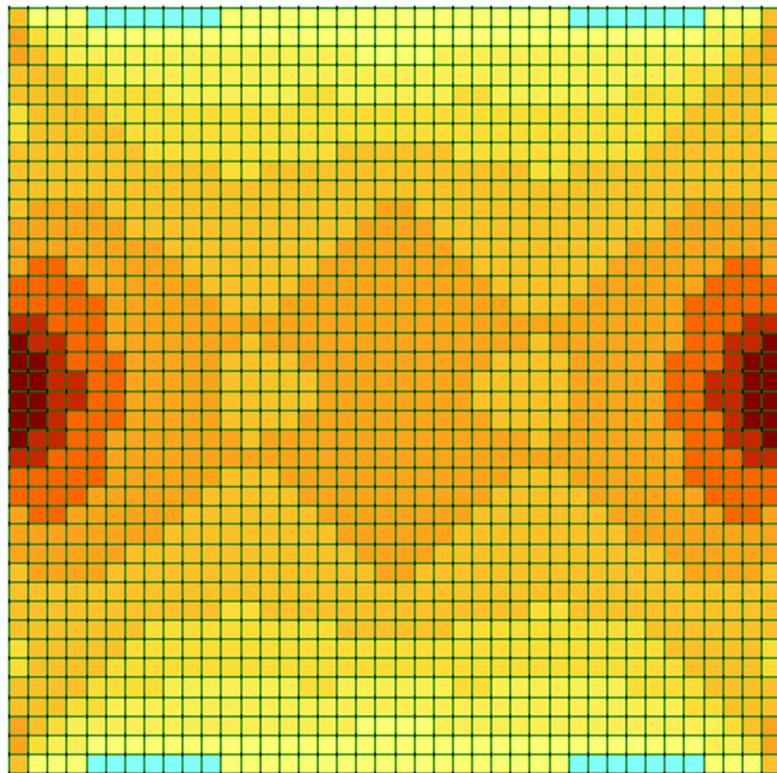


Рис. Д.8 Розподіл напружень N_y у нижній грані плити серії 3

Нелінійне завантаження 1
Мозаїка напружень по N_x
Одиниці виміру - кН/м^2

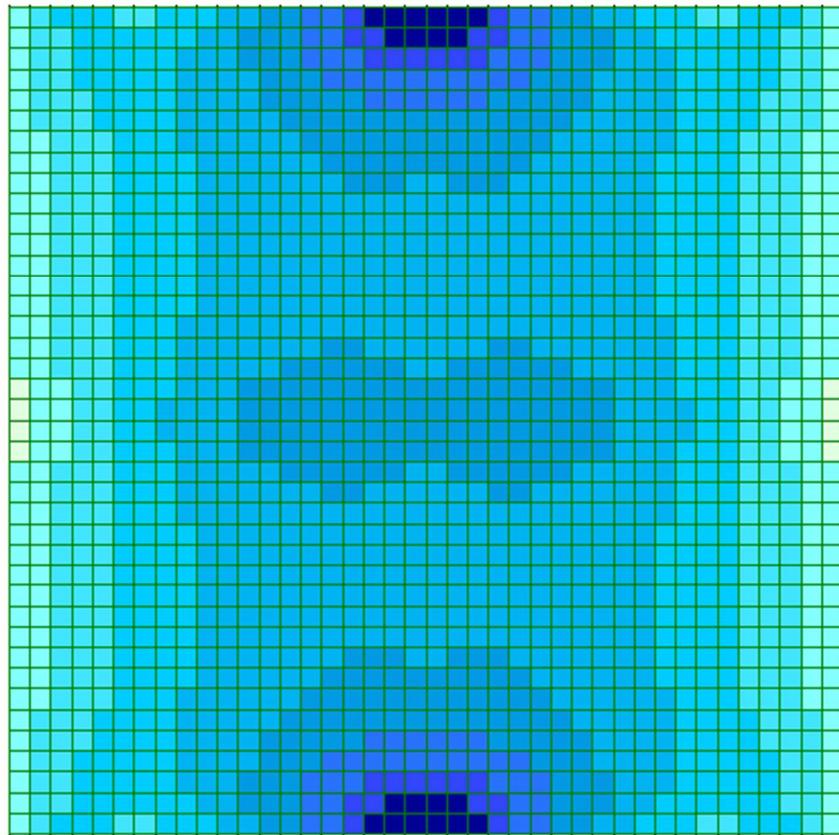
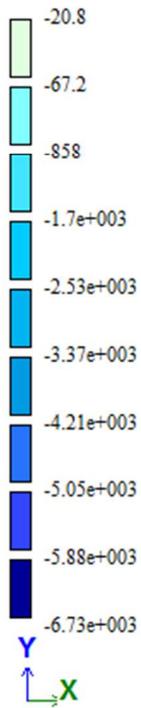


Рис. Д.9 Розподіл напружень N_x у верхній грані плити серії 3

Нелінійне завантаження 1
Мозаїка напружень по N_y
Одиниці виміру - кН/м^2

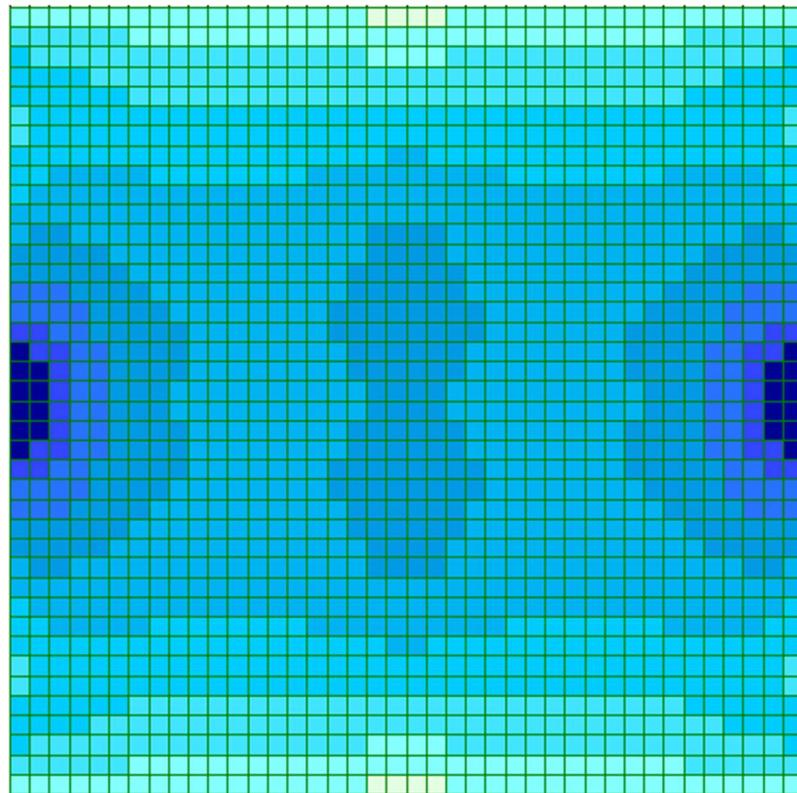


Рис. Д.10 Розподіл напружень N_y у верхній грані плити серії 3

Нелінійне завантаження 1
Мозаїка напружень по N_x
Одиниці виміру - кН/м^2

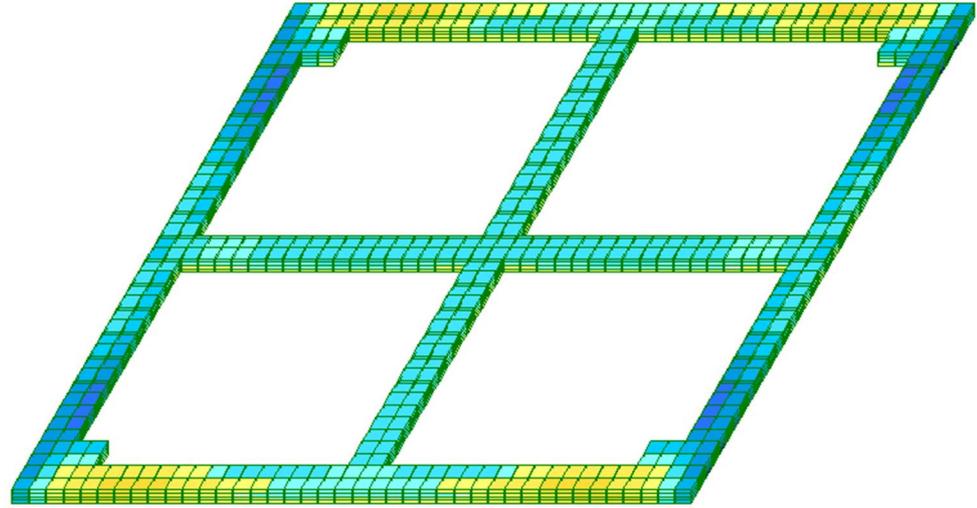
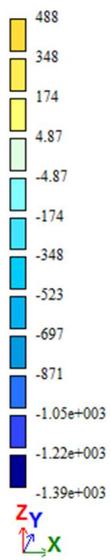


Рис. Д.11 Розподіл напружень N_x у ребрах плити серії 3

Нелінійне завантаження 1
Мозаїка напружень по N_y
Одиниці виміру - кН/м^2

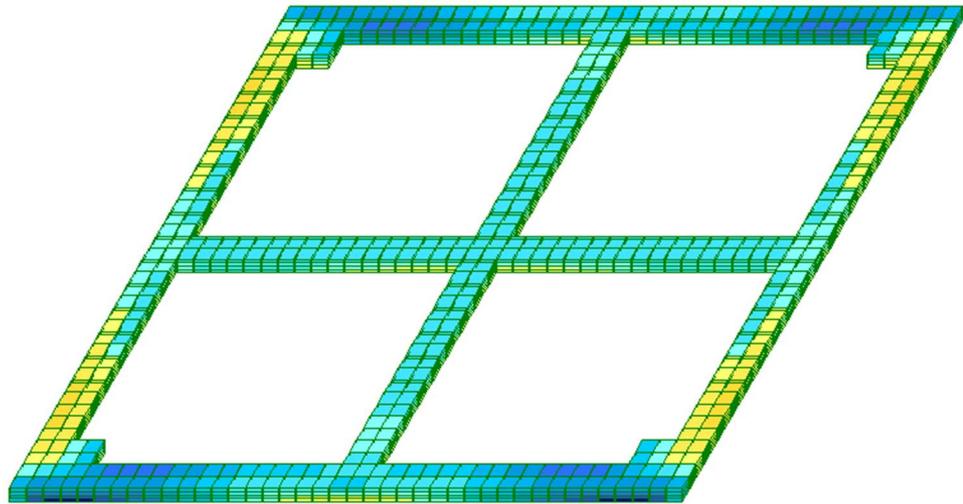
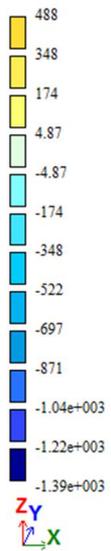


Рис. Д.12 Розподіл напружень N_y у ребрах плити серії 3

Плити із несучою здатністю 3,44 кН·м (серія 2)

Таблиця Д.1

Залізобетонна суцільна плита

ВЛАСНІ ЗНАЧЕННЯ, ЧАСТОТИ, ПЕРІОДИ КОЛИВАНЬ, ЗАВАНТАЖЕННЯ 2

:N	: ВЛАСН.	: Ч А С Т О Т И		: ПЕРІОДИ	: КОЕФІЦІЄНТ	: МОДАЛЬНА	
: П/П:	: ЗНАЧЕННЯ	:-----		:-----	: РОЗПОДІЛУ	: МАСА	:-----
:	:	: РАД/С	: ГЦ	: С	:	: В %	:-----
1	0.003957	252.74	40.25	0.0248	0.295772	29.6	29.6
2	0.001998	500.60	79.71	0.0125	-0.032802	0.4	30.0
3	0.001998	500.60	79.71	0.0125	-0.000493	0.0	30.0
4	0.001642	609.03	96.98	0.0103	0.000000	0.0	30.0
5	0.000899	1112.06	177.08	0.0056	0.386950	50.7	80.6
6	0.000899	1112.06	177.08	0.0056	-0.012521	0.1	80.7

Таблиця Д.2

Багатошарова плита із середнім шаром з керамзитобетону

ВЛАСНІ ЗНАЧЕННЯ, ЧАСТОТИ, ПЕРІОДИ КОЛИВАНЬ, ЗАВАНТАЖЕННЯ 2

:N	: ВЛАСН.	: Ч А С Т О Т И		: ПЕРІОДИ	: КОЕФІЦІЄНТ	: МОДАЛЬНА	
: П/П:	: ЗНАЧЕННЯ	:-----		:-----	: РОЗПОДІЛУ	: МАСА	:-----
:	:	: РАД/С	: ГЦ	: С	:	: В %	:-----
1	0.003618	276.41	44.02	0.0227	0.264989	29.6	29.6
2	0.001825	547.98	87.26	0.0115	0.030584	0.4	30.0
3	0.001825	547.98	87.26	0.0115	0.000246	0.0	30.0
4	0.001498	667.46	106.28	0.0094	0.000000	0.0	30.0
5	0.000832	1201.55	191.33	0.0052	0.351604	52.2	82.2
6	0.000832	1201.55	191.33	0.0052	-0.011916	0.1	82.3

Таблиця Д.3

Багатошарова плита із середнім шаром з газобетону

ВЛАСНІ ЗНАЧЕННЯ, ЧАСТОТИ, ПЕРІОДИ КОЛИВАНЬ, ЗАВАНТАЖЕННЯ 2

:N	: ВЛАСН.	: Ч А С Т О Т И		: ПЕРІОДИ	: КОЕФІЦІЄНТ	: МОДАЛЬНА	
: П/П:	: ЗНАЧЕННЯ	:-----		:-----	: РОЗПОДІЛУ	: МАСА	:-----
:	:	: РАД/С	: ГЦ	: С	:	: В %	:-----
1	0.002958	338.04	53.83	0.0186	0.253839	29.6	29.6
2	0.001487	672.50	107.09	0.0093	0.015148	0.1	29.8
3	0.001487	672.50	107.09	0.0093	0.014958	0.1	29.9
4	0.001192	839.08	133.61	0.0075	-0.000000	0.0	29.9
5	0.000673	1485.55	236.55	0.0042	0.334753	51.6	81.4
6	0.000673	1485.55	236.55	0.0042	-0.013304	0.1	81.5

Таблиця Д.4

Монококова керамзитобетонна плита

ВЛАСНІ ЗНАЧЕННЯ, ЧАСТОТИ, ПЕРІОДИ КОЛИВАНЬ, ЗАВАНТАЖЕННЯ 2

:N	: ВЛАСН.	: Ч А С Т О Т И		: ПЕРІОДИ	: КОЕФІЦІЄНТ	: МОДАЛЬНА	
: П/П:	: ЗНАЧЕННЯ	:-----		:-----	: РОЗПОДІЛУ	: МАСА	:-----
:	:	: РАД/С	: ГЦ	: С	:	: В %	:-----
1	0.002873	348.05	55.42	0.0180	0.232771	28.1	28.1
2	0.001476	677.55	107.89	0.0093	-0.020124	0.2	28.3
3	0.001476	677.55	107.89	0.0093	-0.011126	0.1	28.3
4	0.001325	754.49	120.14	0.0083	-0.000000	0.0	28.3
5	0.000827	1208.91	192.50	0.0052	0.322414	53.9	82.2
6	0.000827	1208.91	192.50	0.0052	-0.033468	0.6	82.8

Плити із несучою здатністю 8,4 кН·м (серія 3)

Таблиця Д.5

Залізобетонна суцільна плита

ВЛАСНІ ЗНАЧЕННЯ, ЧАСТОТИ, ПЕРІОДИ КОЛИВАНЬ, ЗАВАНТАЖЕННЯ 2_

:N	: ВЛАСН.	: Ч А С Т О Т И		: ПЕРІОДИ	: КОЕФІЦІЄНТ	: МОДАЛЬНА	
:П/П:	: ЗНАЧЕННЯ	:-----:		:-----:	: РОЗПОДІЛУ	: МАСА	
:	:	: РАД/С	: ГЦ	: С	:	: В %	:
1	0.003970	251.88	40.11	0.0249	0.241842	27.8	27.8
2	0.002132	469.00	74.68	0.0134	-0.011466	0.1	27.9
3	0.002132	469.00	74.68	0.0134	-0.000070	0.0	27.9
4	0.001786	559.81	89.14	0.0112	-0.000000	0.0	27.9
5	0.001030	970.84	154.59	0.0065	-0.070810	2.4	30.3
6	0.000923	1083.62	172.55	0.0058	-0.000000	0.0	30.3

Таблиця Д.6

Багатошарова плита із середнім шаром з керамзитобетону

ВЛАСНІ ЗНАЧЕННЯ, ЧАСТОТИ, ПЕРІОДИ КОЛИВАНЬ, ЗАВАНТАЖЕННЯ 2_

:N	: ВЛАСН.	: Ч А С Т О Т И		: ПЕРІОДИ	: КОЕФІЦІЄНТ	: МОДАЛЬНА	
:П/П:	: ЗНАЧЕННЯ	:-----:		:-----:	: РОЗПОДІЛУ	: МАСА	
:	:	: РАД/С	: ГЦ	: С	:	: В %	:
1	0.003657	273.45	43.54	0.0230	0.222687	27.9	27.9
2	0.001961	510.05	81.22	0.0123	-0.011087	0.1	27.9
3	0.001961	510.05	81.22	0.0123	-0.000451	0.0	27.9
4	0.001649	606.54	96.58	0.0104	0.000000	0.0	27.9
5	0.000942	1061.78	169.07	0.0059	0.064865	2.4	30.3
6	0.000849	1178.48	187.66	0.0053	0.000000	0.0	30.3

Таблиця Д.7

Багатошарова плита із середнім шаром з газобетону

ВЛАСНІ ЗНАЧЕННЯ, ЧАСТОТИ, ПЕРІОДИ КОЛИВАНЬ, ЗАВАНТАЖЕННЯ 2_

:N	: ВЛАСН.	: Ч А С Т О Т И		: ПЕРІОДИ	: КОЕФІЦІЄНТ	: МОДАЛЬНА	
:П/П:	: ЗНАЧЕННЯ	:-----:		:-----:	: РОЗПОДІЛУ	: МАСА	
:	:	: РАД/С	: ГЦ	: С	:	: В %	:
1	0.003613	276.77	44.07	0.0227	0.215444	27.9	27.9
2	0.001934	517.07	82.34	0.0121	-0.011070	0.1	28.0
3	0.001934	517.07	82.34	0.0121	-0.000379	0.0	28.0
4	0.001629	613.85	97.75	0.0102	0.000000	0.0	28.0
5	0.000924	1082.35	172.35	0.0058	0.062387	2.3	30.3
6	0.000837	1194.72	190.24	0.0053	0.000000	0.0	30.3

Таблиця Д.8

Монококова керамзитобетонна плита

ВЛАСНІ ЗНАЧЕННЯ, ЧАСТОТИ, ПЕРІОДИ КОЛИВАНЬ, ЗАВАНТАЖЕННЯ 2_

:N	: ВЛАСН.	: Ч А С Т О Т И		: ПЕРІОДИ	: КОЕФІЦІЄНТ	: МОДАЛЬНА	
:П/П:	: ЗНАЧЕННЯ	:-----:		:-----:	: РОЗПОДІЛУ	: МАСА	
:	:	: РАД/С	: ГЦ	: С	:	: В %	:
1	0.003012	332.00	52.87	0.0189	0.195492	26.0	26.0
2	0.001571	636.73	101.39	0.0099	-0.009475	0.1	26.1
3	0.001571	636.73	101.39	0.0099	0.000296	0.0	26.1
4	0.001411	708.70	112.85	0.0089	0.000000	0.0	26.1
5	0.000821	1218.28	193.99	0.0052	-0.073031	3.6	29.7
6	0.000739	1352.44	215.36	0.0046	0.000002	0.0	29.7

**Додаток Е. Список публікацій за темою
дисертації та відомості про апробацію
результатів дисертації**

Список публікацій здобувача

Статті у наукових фахових виданнях України:

1. Вознюк Л.І. Проектування і дослідження багат шарових конструкцій / Л.І.Вознюк, І.З.Рутковська // Сборник научных трудов “Строительство, материаловедение, машиностроение”. – Дн-вск, ПГАСА. – 2007. – №628. – С. 100-104. *(Особистий внесок автора: виготовлення дослідних зразків, розробка методики випроувань).*
2. Рутковська І.З. Методика дослідження тришарових конструкцій / І.З.Рутковська, Л.І. Вознюк // Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури “Баштові споруди: матеріали, конструкції, технології”. – 2007. – Вип. 6(68). – С.88-92. *(Особистий внесок автора: огляд літератури, дослідження багат шарових конструкцій при їх опиранні за балочною схемою).*
3. Рутковська І.З. Експериментальні дослідження тришарових конструкцій / І.З.Рутковська, З.М. Рутковський, Л.І. Вознюк, А.Б.Марущак // Вісник Національного університету “Львівська політехніка”. – 2008. – №627. – С. 179-182. *(Особистий внесок автора: підготовка експериментального стенду, аналіз отриманих результатів).*
4. Демчина Б.Г. Особливості розрахунку багат шарових плит перекриття на ПК "ЛІРА" / Б.Г. Демчина, Л.І.Вознюк, І.З.Рутковська // Журнал “Сучасне промислове та цивільне будівництво”. – Макіївка: ДонНАБА – 2009. - Том 5, №4. – С. 179-184. *(Особистий внесок автора: формування 3D скінченно-елементних нелінійних моделей плит перекриття в середовищі програмного комплексу «ЛІРА-САПР»).*
5. Рутковська І.З. Виготовлення та випробування тришарових плоских панелей перекриття розміром 2x2 м / І.З. Рутковська, Л.І. Вознюк // Науково-технічний збірник “Містобудування та територіальне планування”. – Київ: КНУБА – 2013. – Вип. 48. – С.384-389. *(Особистий внесок автора: розробка проектних рішень багат шарових плит перекриття при їх опиранні на чотири кути та виконання експериментальних досліджень).*

6. Вознюк Л.І. Дослідження трьохшарових балочних плит на згин / Л.І.Вознюк, Б.Г.Демчина, Д.І. Дубіжанський // Вісник Національного університету водного господарства та природокористування. – Рівне: НУВГП – 2014. – № 4(68). – С. 232-238. *(Особистий внесок автора: аналіз чисельних даних на основі проведеного розрахунку, який враховував нелінійні властивості матеріалів плит).*

7. Вознюк Л.І. Випробування керамзитобетонних плит перекриття із ефективними вставками / Л.І. Вознюк, Б.Г. Демчина, Ю. Собчак-Пястка // Вісник Львівського національного аграрного університету: архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2016. – № 17. – С. 109-117. *(Особистий внесок автора: розробка ефективної конструкції керамзитобетонної плити перекриття із пористоутворюючими вставками монококового типу та виконання її експериментального дослідження).*

Стаття у науковому періодичному виданні іншої держави:

8. Вознюк Л.И. Результаты исследования трехслойных плит перекрытия на изгиб / Л.И. Вознюк, Б.Г. Демчина, Д.И.Дубижанский // Вестник Брестского государственного технического университета: Строительство и архитектура. – 2015. – № 1(91). – С. 28-32. *(Особистий внесок автора: реалізація експериментальної верифікації отриманих результатів, аналіз напружено-деформованого стану та виконання оцінки несучої здатності).*

Патенти:

9. Пат. № 100525 UA, МПК E04B 5/08; E04B 5/23, Переkritтя будинку / Вознюк Л.І., Рутковська І.З., Демчина Б.Г.; заявник і патентовласник НУ «Львівська політехніка» - опубл. 27.07.2015 бюл. № 14/2015. *(Особистий внесок автора: запропоновано конструктивне рішення переkritтя будинку).*

10. Пат. № 100552 UA, МПК E04B 5/61; E04B 5/02, Залізобетонна шарова плита переkritтя будинку / Вознюк Л.І., Демчина Б.Г. // заявник і патентовласник НУ «Львівська політехніка» - опубл. 27.07.2015 бюл. №14/2015. *(Особистий внесок автора: патентний пошук, проектування багат шарової плити переkritтя).*

Апробація результатів дисертації. Результати дисертаційної роботи представлені та обговорені на VI-й міжнародній науково-практичній конференції “Баштові споруди: матеріали, конструкції, технології” (Макіївка, 2007 рр.), на Всеукраїнській науково-практичній конференції “Сучасні проблеми та перспективи розвитку житлово-комунального господарства України” (Запоріжжя, 2013 р.), на XVII-му міжнародному науково-практичному форумі "Теорія і практика розвитку агропромислового комплексу та сільських територій" (Дубляни, 2016 р.), на семінарах кафедри “Будівельні конструкції та мости” Національного університету “Львівська політехніка” (2007 – 2017 рр.).