

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЛЬВІВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА»
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

СОРОХТЕЙ ВАСИЛЬ МИХАЙЛОВИЧ

УДК 624.012.4

ДИСЕРТАЦІЯ

**МІЦНІСТЬ І ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ПЛОСКИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
МОНОЛІТНИХ ПЕРЕКРИТТІВ З ОДНОНАПРЯМЛЕНИМИ ВСТАВКАМИ**

05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди»

19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня кандидати технічних наук

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

_____ **В.М. Сорохтей**

Науковий керівник Мельник Ігор Володимирович, кандидат технічних наук,
доцент

Львів – 2020

АНОТАЦІЯ

Сорохтей В.М. Міцність і деформативність плоских залізобетонних монолітних перекриттів з однонапрямленими вставками. - Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

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», Львів, 2020.

Основний зміст дисертаційної роботи.

Дисертаційна робота присвячена актуальним питанням експериментально-теоретичних досліджень перекриттів з ефективними вставками, пов'язаних з суттєвою економією бетону та арматури при їх виготовленні. Проведені випробування натурального перекриття з однонапрямленими вставками та його фрагментів, здійснено дослідно-промислову апробацію та визначено техніко-економічну ефективність застосування таких перекриттів при будівництві монолітних залізобетонних каркасів житлових, адміністративних та промислових споруд.

У результаті проведення комплексу теоретичних і експериментальних досліджень отримані наступні наукові результати:

- отримано нові експериментальні дані щодо міцності та деформативності плитних фрагментів перекриття з однонапрямленими вставками;
- отримані нові експериментальні дані щодо деформативності перекриття значних розмірів в плані з однонапрямленими вставками;
- вперше встановлено особливості роботи перекриття з однонапрямленими вставками в поздовжньому і поперечному напрямках;
- розроблені пропозиції щодо розрахунку міцності та деформативності монолітних залізобетонних перекриттів з однонапрямленими вставками.

Результати роботи були використані при будівництві нових і реконструкції існуючих житлових будівель будівельною компанією: ТЗОВ «Добробуд» будівлі 2-під'їздного житлового будинку по вул. Білогірській в м.

Тернополі, будівництво будівлі багатоквартирного житлового будинку №4 по вул. Білогірській в м. Тернополі, ТзОВ Інвестиційно-будівельна компанія «Житло України» при будівництві будівництво будівлі 5-поверхового житлового будинку №1 третьої черги житлово-молодіжного комплексу по вул. Роксоляни у м. Львові.

Ключові слова: монолітні плоскі залізобетонні перекриття, вставки, деформаційна модель, розрахунок несучої здатності, експериментальні дослідження, двотаврові перерізи.

ABSTRACT

Sorokhtei V.M. Strength and deformability of flat reinforced concrete monolithic floors with unidirectional inserts. - Qualifying scientific work on the rights of the manuscript.

The dissertation on competition of a scientific degree of the candidate of technical sciences (PhD) on a specialty 05.23.01 "Building constructions, buildings and constructions" (19 - Architecture and construction). - Lviv Polytechnic National University, Lviv, 2020.

The main content of the dissertation.

The dissertation is devoted to topical issues of developing propositions for the calculation of structural support with unidirectional inserts and obtaining new firmness and deformability characteristics in order to improve the method of calculation of ferroconcrete monolithic structural support with unidirectional insets. The program of testings of structural support and its fragments is developed, experimental-industrial approbation is actualized and technical-economic efficiency of application of such structural support in construction of monolithic ferroconcrete frameworks of residential, administrative and industrial buildings is defined.

The main content of the dissertation.

The dissertation work is devoted to actual questions of experimental-theoretical researches of overlappings with effective inserts connected with essential economy of

concrete and armature at their manufacturing. Construction of monolithic reinforced concrete frames of residential, administrative and industrial buildings.

As a result of a set of theoretical and experimental studies, the following scientific results were obtained:

- new experimental data on the strength and deformability of slab fragments of the floor with unidirectional inserts;
- new experimental data on the deformability of the floor of significant size in terms of unidirectional inserts;
- for the first time features of work of overlapping with unidirectional inserts in the longitudinal and cross directions are established;
- developed proposals for calculating the strength and deformability of monolithic reinforced concrete floors with unidirectional inserts.

The results of the work were used in the construction of new and reconstruction of existing residential buildings by a construction company: LLC "Dobrobud" building of a 2-storey residential building on the street. Belogorskaya in Ternopil, construction of an apartment building №4 on the street. Belogorskaya in Ternopil, LLC Investment and Construction Company "Housing of Ukraine" during construction construction of a 5-storey residential building №1 third phase of housing and youth complex on the street. Roksolyany in the city of Lviv.

Key words: monolithic flat reinforced concrete floors, inserts, deformation model, bearing capacity calculation, experimental researches, I-beam sections.

Список публікацій здобувача:

У наукових періодичних виданнях інших держав та у виданнях України, які включено до міжнародних наукометричних баз:

1. Мельник І.В. Экспериментальные исследования деформативности фрагментов монолитного плоского железобетонного перекрытия с пенополистирольными вкладышами / Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставский

Т.В.// Вестник Белорусско-Российского университета. 2015. № 4. С. 103–112, (ISSN 2077-8481).

2. Мельник І.В. Моделирование работы фрагментов монолитных пустотелых плитных железобетонных конструкций в программном комплексе «Ли́ра» / Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставский Т.В., Партута В.П. // Вестник Белорусско-Российского университета. 2019. № 3. С. 139–146, (ISSN 2077-8481).

У фахових виданнях України:

3. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Партута В. П. Техніко-економічна ефективність монолітних залізобетонних перекриттів з вставками / Ресурсоекономічні матеріали, конструкції та споруди : зб. наук. праць. - Рівне : Волинські обереги. - 2018. - Вип. 36. - С. 142-150.

4. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Конструювання плоских монолітних залізобетонних перекриттів з використанням ефективних вставок різних форм. Вісник НУ «Львівська політехніка «Теорія і практика будівництва №655, Львів, 2009 с.190-199

5. Мельник І. В., Демчина Б. Г., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Петейчук М. В. Випробування на вогнестійкість фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з пінополістирольними вставками. Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. 2013. Вип. 78, книга 1. С. 362–370.

6. Мельник І. В., Сорохтей В. М. Експериментальні дослідження і використання на практиці плоских монолітних залізобетонних перекриттів з ефективними вставками. Вісник Донбаської національної академії будівництва та архітектури. 2011. Вип. 2011-4 (90). С. 121–129.

7. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Лундяк В. С., Крет В. О. Залізобетонне монолітне перекриття з порожниноутворюючими вставками і металевим профнастилом. Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2011. Вип. 22. С. 427–432.

8. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Пелех А. Б., Приставський Т. В. Використання ефективних вставок в плоских монолітних залізобетонних перекриттях південно-східної частини стадіону по вул. Стрийська–Кільцева у м.

Львові. Будівельні конструкції. Міжвідомчий наук.-техн. зб. 2011. Вип. 74, книга 2. С. 97–105.

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

10. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Грушка Р. І., Барщик П. С. Експериментальні дослідження деформативності фрагментів монолітного перекриття з трубчастими вставками і суцільного перекриття. Вісник Нац. ун-ту «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2015. № 823. С. 236–243.

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

Тези та матеріали конференцій:

12. Сьома наукова-технічна конференція «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» в м. Рівне (27-29 вересня 2011р.);

13. Всеукраїнський міжвузівський науковий семінар «Залізобетон минулого, сучасності і майбутнього» в м. Львів (14-15 травня 2015р); Міжнародна науково-технічна конференція «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» в м. Полтава (18-20 жовтня 2017р.);

14. Дев'ята наукова-технічна конференція «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» в м. Рівне (16-18 жовтня 2018 р.).

Додатково відображають наукові результати дисертації:

15. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В. Плоскі залізобетонні конструкції з ефективними вставками. Монографія. Львів, Видавництво Львівської політехніки, 2018.

ЗМІСТ

ВСТУП	9
РОЗДІЛ 1. СТАН ПИТАННЯ ТА ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕНЬ.	14
1.1. Конструкції збірних та збірно-монолітних перекриттів.	14
1.2. Конструкції монолітних залізобетонних перекриттів.	27
1.3. Монолітні плоскі перекриття з вставками	33
1.4. Дослідження і методи розрахунку збірно-монолітних і монолітних залізобетонних перекриттів.	41
1.5. Висновки та задачі досліджень.	47
РОЗДІЛ 2. ПРОГРАМИ І МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ.	49
2.1. Програма експериментальних досліджень.	49
2.2. Конструкція, виготовлення і методика експериментальних досліджень дослідних зразків ДЗ-1, ДЗ-2, ДЗ-3.	51
2.3. Конструкція, виготовлення і методика експериментальних досліджень фрагментів ПФ-1, ПФ-2.	59
2.4. Конструкція, виготовлення і методика досліджень експериментального натурального перекриття з однонапрямленими пінополістирольними вставками.	71
2.5. Висновки	82
РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ	83
3.1. Міцність, деформативність і тріщиностійкість дослідних зразків ДЗ-1, ДЗ-2, ДЗ-3.	83
3.2. Міцність, деформативність і тріщиностійкість фрагментів перекриття ПФ-1 та ПФ-2.	92
3.3. Результати натурних випробувань монолітного перекриття розмірами в плані 7,6×12,1м.	100
3.4. Висновки	102
РОЗДІЛ 4. ПРОПОЗИЦІЇ ЩОДО РОЗРАХУНКУ ПЛОСКИХ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТІВ З ОДНОНАПРЯМЛЕНИМИ ВСТАВКАМИ.	104
4.1. Експериментальна перевірка деформативності дослідних зразків, визначеної за програмним комплексом «Ліра САПР».	104
4.2. Пропозиції щодо загального статичного розрахунку перекриттів з однонапрямленим розташуванням вставок.	117
4.3. Рекомендації щодо розрахунку міцності перекриттів з однонапрямленим розташуванням вставок.	120
4.4. Оцінка несучої здатності при моделюванні в ПК «Ліра САПР»	126
4.5. Висновки.	130

РОЗДІЛ 5. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНА ЕФЕКТИВНІСТЬ ПЛОСКИХ МОНОЛІТНИХ ПЕРЕКРИТТІВ З ВСТАВКАМИ. ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ.	132
5.1. Порівняння техніко-економічної ефективності залізобетонних перекриттів різного типу	132
5.2. Техніко-економічні показники запроектованих перекриттів з вставками	135
5.3. Впровадження результатів досліджень.	138
5.4 Висновки.	143
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	144
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	146
ДОДАТКИ.....	159
Додаток А. Ізополя дослідних зразків	159
Додаток Б. Довідка про впровадження	184
Додаток В. Акт про впровадження	185
Додаток Г. Довідка про впровадження	186
Додаток Д. Список публікацій здобувача	187

ВСТУП.

У сучасному будівництві залізобетонні перекриття є основною міжповерховою конструкцією в будівлях різного призначення. Широке застосування визначається їх високими експлуатаційними властивостями - довговічністю, міцністю, жорсткістю, гігієнічністю, вогнестійкістю.

На долю залізобетонного перекриття припадає біля 60...70% всіх конструктивних елементів каркасу багатоповерхових будівель. Залізобетонні перекриття широко використовують також при малоповерховому і в індивідуальному будівництві. Тому їх оптимізація, спрямована на пошук економічних конструктивних рішень, є досить важливим завданням, особливо зараз, коли у зв'язку з енергетичними і екологічними проблемами особливо актуальними стали питання зменшення матеріало- і енергозатрат при виготовленні і монтажі залізобетонних виробів.

У силу традиційно переважаючого проектування і виготовлення збірних елементів монолітні перекриття використовують значно рідше, хоча вони мають немало конструктивних, технологічних та експлуатаційних переваг. Однією з основних причин, що обмежували використання монолітного залізобетону в плоских перекриттях, є його значна маса. Якщо в збірних перекриттях вплив цього чинника зменшувався за рахунок улаштування порожнин, то в монолітних плоских перекриттях дотепер це було неможливим або досягалося поєднанням плоскої плити з головними і другорядними балками чи улаштуванням часторебристого перекриття з проміжними вставками між ними.

В останні роки стрімко зростає улаштування монолітних залізобетонних конструкцій різного призначення, особливо монолітних плоских перекриттів.

Порівняно із збірними залізобетонними перекриттями окремим позитивним фактором монолітних перекриттів є можливість їх використання у будівлях складної конфігурації в плані, зокрема при реконструкції будівель старої забудови і зведенні сучасних будівель складних архітектурних форм.

Проте у багатьох випадках, особливо для житлових будівель, найбільш доцільним є саме плоске перекриття. Незалежно від обрисів монолітних залізобетонних перекриттів важливим питанням є зменшення їх власної ваги такого перекриття з одночасною економією матеріалів. Цього можна досягти улаштуванням порожнин (замкнутих внутрішніх контурів) з використанням ефективних вставок.

Принципові конструктивно-технологічні вирішення плоских монолітних перекриттів з вставками обґрунтовані в роботах Мельника І.В.[62,63] Їх суть полягає в тому, що при виготовленні перекриттів у їх тілі залишають вставки з дешевих матеріалів. Маючи малу порівняно з цільними плитами, власну вагу і суттєво економію бетону, перекриття з вставками зберігають переваги, властиві традиційним плоским монолітним перекриттям.

Не зважаючи на все більше розповсюдження монолітних плоских перекриттів з вставками на Україні і закордоном, їх дослідження є поодинокими і не відображають особливостей напружено-деформованого стану. Разом з тим їх використання пов'язане з все важливішими проблемами енерго- і ресурсозбереження. Тому подальші дослідження і використання на практиці таких перекриттів є актуальною проблемою.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.

Тема дисертаційної роботи відповідає науково-технічній політиці держави у сфері енерго- та ресурсозбереження згідно з Законом України про енергозбереження № 74/94-ВР.

Робота відповідає пріоритним напрямкам кафедри автомобільних доріг та мостів і галузевої науково-дослідної лабораторії з оптимізації, дослідження і проектування конструкцій будівель і споруд (ГНДЛ-112 НУ «Львівська політехніка») і використана при виконанні госпдоговірних тем №№ 0331, 0347, 0178, 0153, 0466, 0503, 0463 (державні реєстраційні номери 0110U005032, 0110U006966, 01008U004268, 0108U004267)

Мета і задачі дослідження. Метою даної дисертаційної роботи є:

- отримання нових експериментальних даних напружено-деформованого стану плоских залізобетонних монолітних перекриттів з однонаправленими вставками за результатами випробувань натурального перекриття та його фрагментів;
- розробка пропозицій щодо розрахунку перекриттів з однонаправленими вставками.

Для досягнення мети в роботі поставлені такі задачі:

- експериментально дослідити міцність, жорсткість та тріщиностійкість фрагментів монолітного перекриття з однонаправленими вставками;
- порівнянням теоретичних і експериментальних даних проаналізувати точність розрахунку фрагментів перекриттів існуючими програмними комплексами;
- експериментально дослідити жорсткість натурального монолітного перекриття з вставками значних розмірів в плані;
- розробити пропозиції щодо розрахунку міцності та деформативності монолітних залізобетонних перекриттів з однонаправленими вставками;
- впровадити результати досліджень у практику проектування і будівництва.

Об'єкти дослідження: натурне монолітне залізобетонне перекриття з однонаправленими вставками та його фрагменти.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан монолітного залізобетонного перекриття з однонаправленими вставками.

Методи дослідження – аналіз літературних джерел, експериментальні випробування дослідних зразків та натурального перекриття, числові методи досліджень.

Наукова новизна отриманих результатів.

- отримано нові експериментальні дані щодо міцності та деформативності плитних фрагментів перекриття з однонапрямленими вставками;
- вперше встановлено особливості роботи перекриття з однонапрямленими вставками в поздовжньому і поперечному напрямках перекриття;
- отримані нові експериментальні дані щодо деформативності перекриття значних розмірів в плані з однонапрямленими вставками;
- розроблені пропозиції щодо розрахунку міцності та деформативності монолітних залізобетонних перекриттів з однонапрямленими вставками.

Практичне значення одержаних результатів. Отримані в дисертації результати можуть бути використані при розрахунку і конструюванні монолітних залізобетонних перекриттів з однонапрямленими вставками, застосування яких суттєво зменшує витрату бетону і власну вагу перекриттів.

Особистий внесок здобувача:

- проведені експериментальні дослідження фрагментів плит з однонапрямленими вставками та натурального перекриття;
- опрацьовані і проаналізовані результати експериментальних досліджень;
- проведені чисельне моделювання роботи дослідних фрагментів плит та натурального перекриттів;
- розроблені пропозиції щодо розрахунку міцності та деформативності монолітних залізобетонних плит з однонапрямленими вставками.

Апробація результатів дослідження.

Результати експериментально-теоретичних досліджень доповідалась і обговорювалась на 3 науково-технічних конференціях.

Публікації. Основні наукові результати за темою дисертаційної роботи опубліковані у 12 наукових працях, у тому числі: в монографії, у 9-х статтях у спеціалізованих фахових виданнях, внесених до переліку ВАК України в 2-х статтях у періодичному виданні інших держав.

РОЗДІЛ 1

СТАН ПИТАННЯ ТА ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕНЬ

1.1. Конструкції збірних та збірно-монолітних перекриттів

Найбільш масовими і показовим в контексті оптимізації плитних конструкцій перекриття є збірні багатопустотні плити. Їх широке застосування визначається високою міцністю і жорсткістю за незначної висоти перерізу, невеликої приведеної товщини, достатньої звукоізоляції, високої рівня заводської готовності, гладкою стелею та іншими чинниками.

В перекриттях будівель використовуються плити серій 1.041, 1.141, 1.020, ИИ-04 та ін. Довжина плит від 2,4 до 9 м. Існують також плити довжиною 12 м, при цьому висота їх січення складає 300 мм.

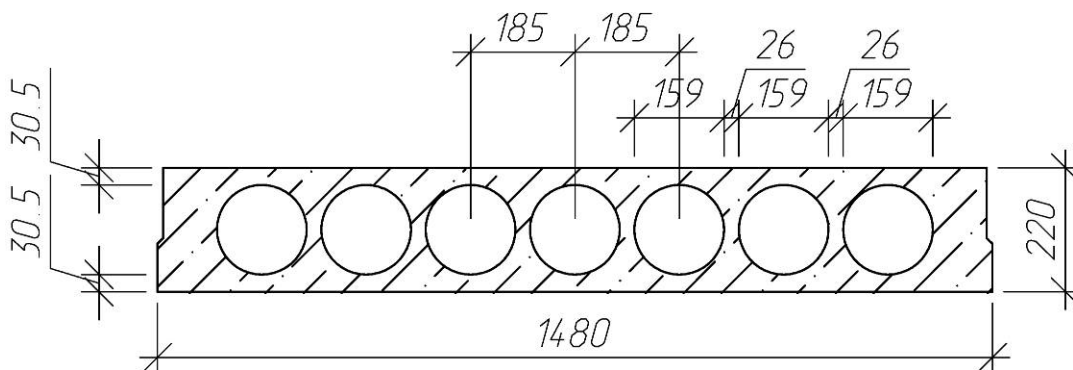


Рис. 1.1. Переріз типової збірної пустотної плити
(на прикладі плити номінальною шириною 1,5м).

В багатопустотних плитах в основному застосовують круглі порожнини - діаметром 159мм. Для збільшення порожнистості розроблені також конструкції плит з іншими формами порожнин (рис. 1.2).

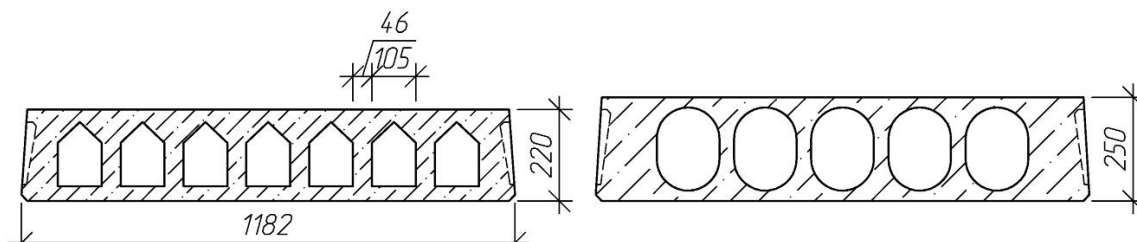


Рис. 1.2. Поперечні перерізи збірних панелей:

Високо індустріальними є пустотні плити, що виготовляються методом безперервного формування. На довгих стендах можуть виготовлятися панелі шириною від 0.6 до 3.6 м висотою 120-300 мм. При цьому панелі можуть мати відмінні від круглих січення. З відомих зарубіжних розробок це панелі "MaxRoth" (рис. 1.3), "Sripol" (рис. 1.4), панелі висотою 300мм (рис. 1.5), панелі "Dunaspan" (рис. 1.6), панелі "Patek" і панелі "Span-Deck" (рис. 1.8).

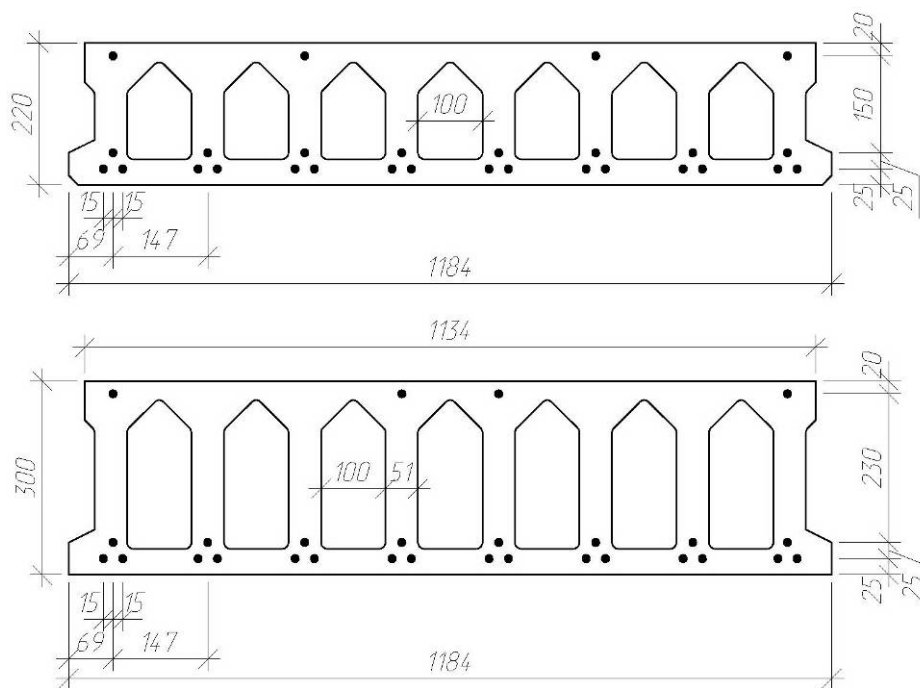


Рис. 1.3. Поперечний переріз панелей "MaxRoth".

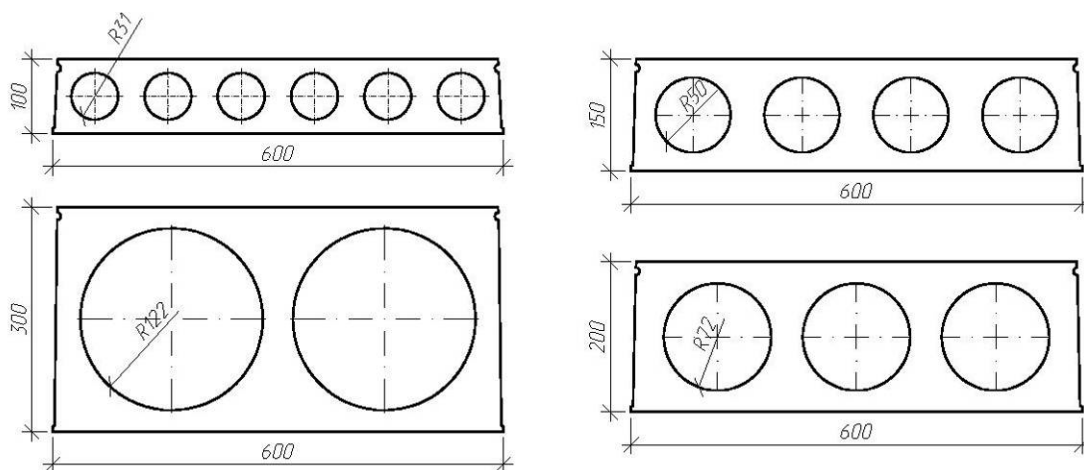


Рис. 1.4. Поперечний переріз панелей "Sripol".

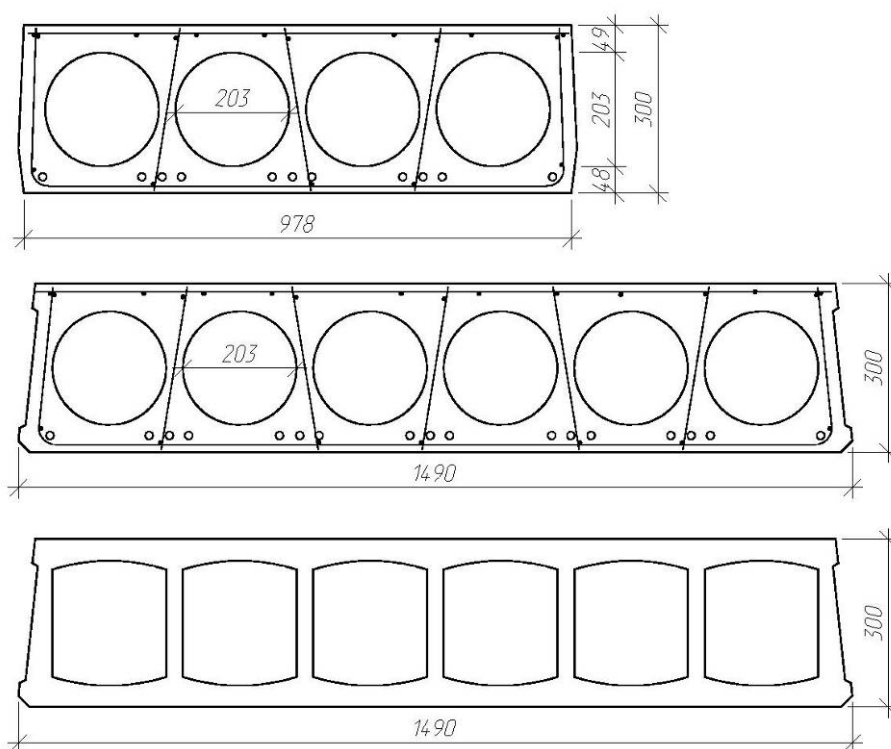


Рис. 1.5. Поперечний переріз панелей висотою 300 мм.

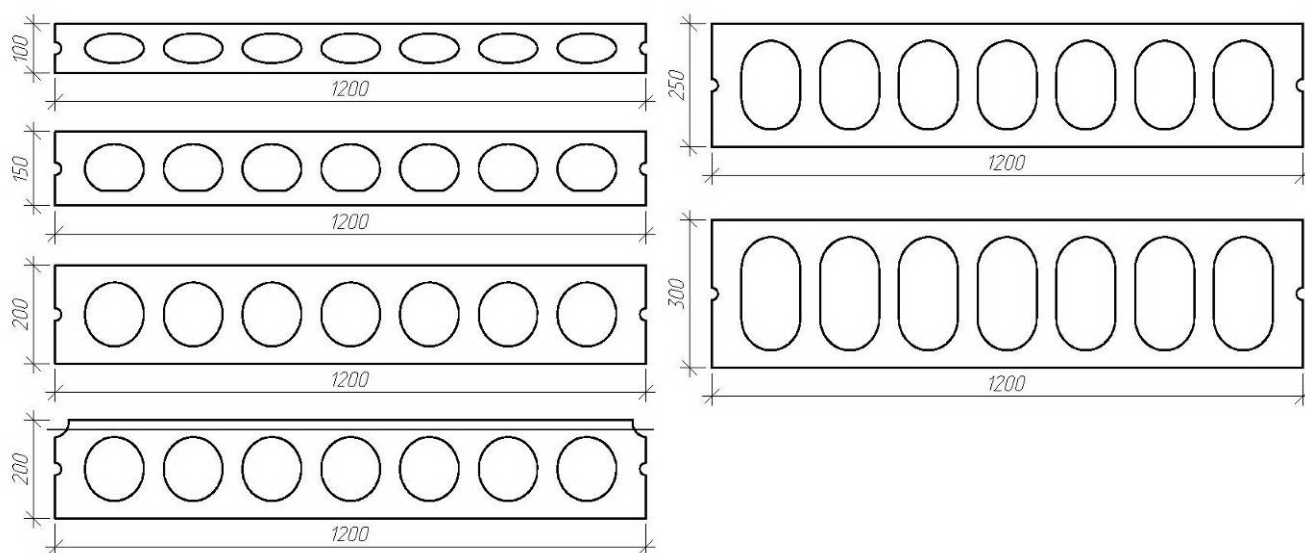


Рис. 1.6. Поперечний переріз панелей "DynaSpan"

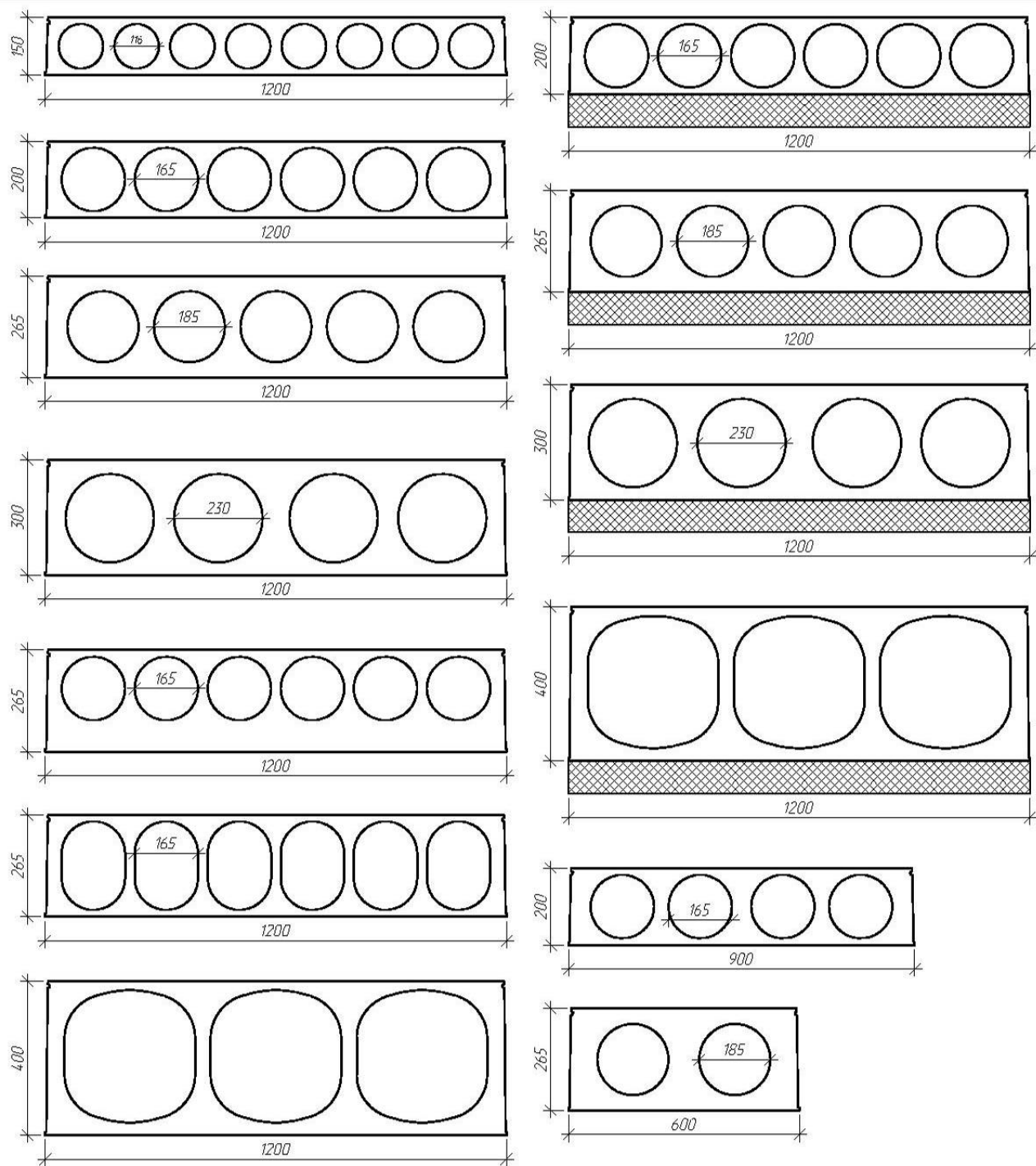


Рис. 1.7. Поперечний переріз панелей "Partek".

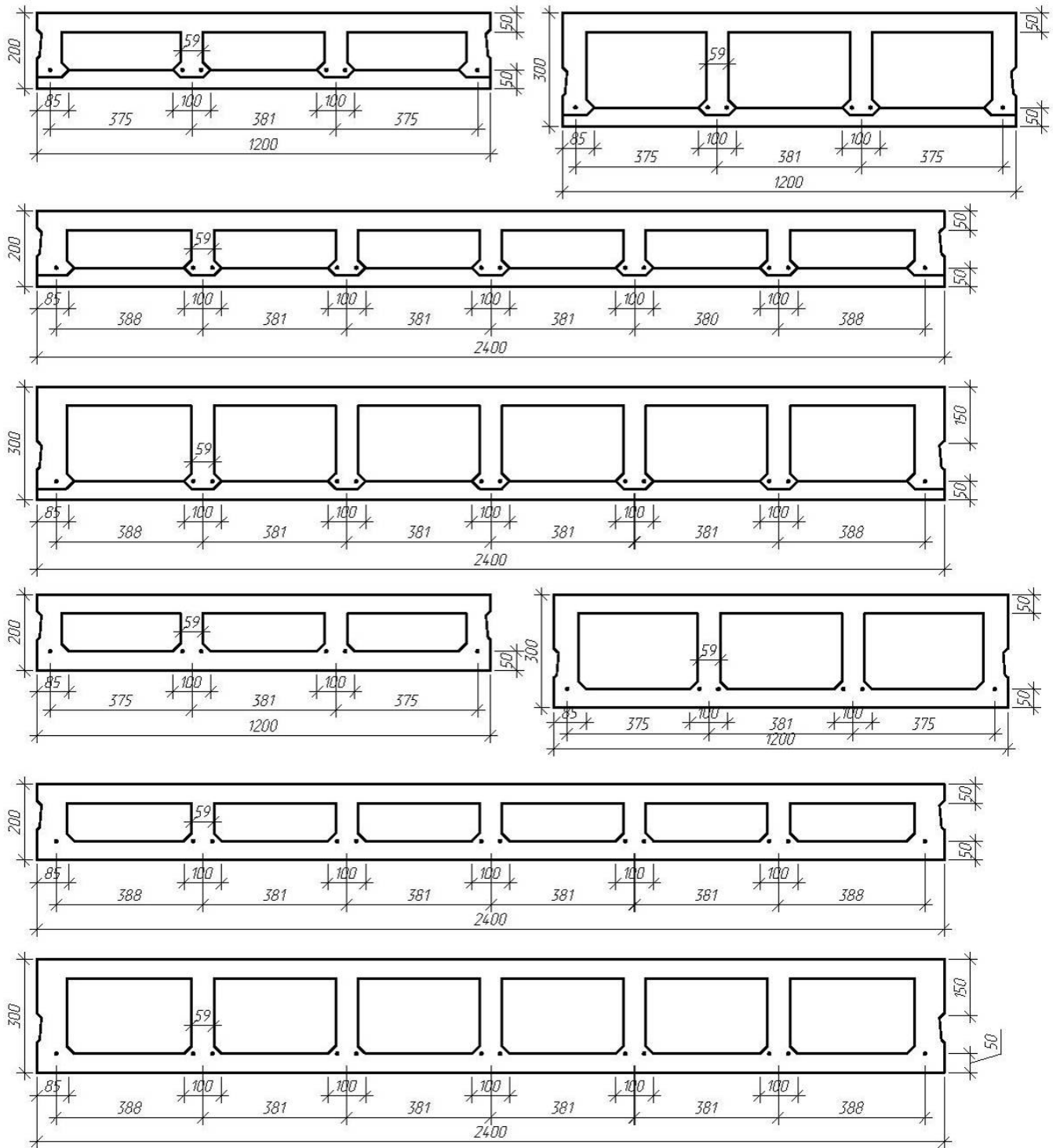


Рис. 1.8. Поперечный перерез панелей "Span-Deck".

Окрім порожнистих плит з різними формами порожнин, розроблені і використовуються також ребристі плити, як з ребрами вниз, так і з ребрами вгору. Порівняно з порожнистими плитами вони мають меншу загальну витрату бетону (приведена товщина 8 см порівняно з приведеною товщиною 10÷12 см в порожнистих плитах за приблизно однакової витрати арматури). Конструкція типової плити з ребрами вниз подано на рис. 1.9.

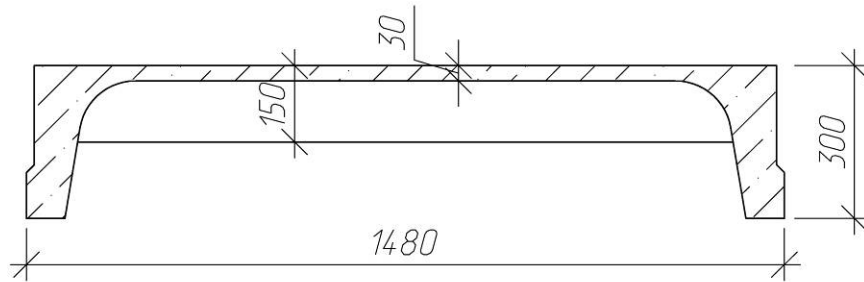


Рис. 1.9. Переріз типової П- подібної плити.

Збірні ребристі плити застосовуються в основному в перекриттях промислових будівель. Ребристі збірні плити мають широкий спектр розмірів в плані, перерізів та навантажень. Ребристі плити можуть мати з два або три поздовжніх ребра, а також поперечні ребра.

Розрахункові навантаження на плити також змінюються в дуже широкому діапазоні - від 0.5-0.7 кПа до 25-45 кПа. В деяких серіях типових креслень плит навантаження даються не лише рівномірно розподілене навантаження на полицю, але і погонні навантаження на одне ребро. В такому випадку ребро розраховується без врахування роботи сусіднього не завантаженого ребра.

Об'єднання збірних плит в просторовий диск здійснюється з допомогою замонолічування швів між ними або зваркою закладних деталей. З цією метою на бокових поверхнях збірних плит влаштовуються різного роду шпонки: круглі, поздовжні, відкриті і таке ін.

Круглі замкнуті шпонки добре передають як вертикальні так і горизонтальні зусилля з плити на плиту. Повздовжня шпонка на боковій поверхні плити забезпечує надійну передачу вертикальних зусиль взаємодії плит, але недостатньо

надійно працює на горизонтальні навантаження. Відкриті вертикальні шпонки добре сприймають горизонтальні навантаження, але менш надійно працюють на дію вертикальних навантажень.

Рибисті плити типу П з'єднуються між собою шпонками. Рибисті плити типу Т та ТТ об'єднуються шляхом зварювання металевих накладок до закладних деталей з кутників, встановлених в консольних звисах полицок вздовж швів. Шви обмонолічуються дрібнозернистим бетоном.

Окрім серійних конструкцій збірних дисків перекриттів, розроблені конструктивні рішення перекриттів з більшою сіткою колон - до 6×9 м з застосуванням пустотних плит, з сіткою 6×12 м з ребристими плитами типу ТТ прольотом 12 м. Поєднання мало- та великопрогінної сітки здійснюється за рахунок уніфікації вузла обпирання різних плит на ригелі, для чого в плиті типу ТТ влаштовується підрізка на опорах ребер, а висота опорного поперечного ребра приймається рівною висоті пустотної плити. Наявність підрізків в плитах перекриття дозволяє зменшити будівельну висоту перекриття, покриття та загальну висоту будівлі, що в свою чергу впливає на зміну показників по колонах, стінах, перегородках та сходах, опалення та вентиляції. Однак використання підрізки викликає складнощі в розрахунку та виготовленні опорних зон плит.

Для покращення інтер'єрів приміщень, відмови від дорогих підвісних стель розроблені перекриття з гладкими стелями без виступаючих ригелів (рис. 1.10).

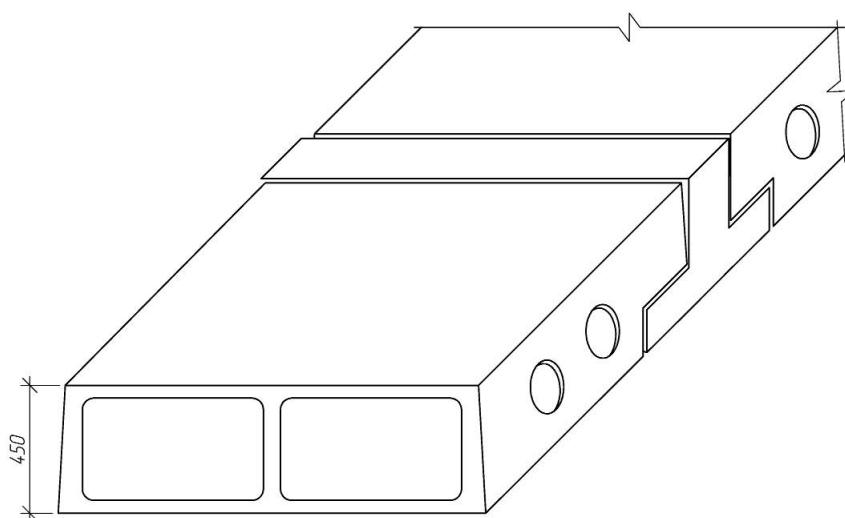


Рис. 1.10 Схема перекриття з гладкою стелею.

Прогресивними збірними перекриттями є збірні перекриття архітектурно-будівельних систем "РАМПА" для проектування та зведення п'яти-шестиповерхових жилих будинків, готельних комплексів та інших об'єктів житлово-громадського призначення [107].

Основою архітектурно-будівельної системи "РАМПА" є каталог збірних залізобетонних виробів, з яких можна вибудувати значну кількість варіантів їх поєднання в просторовій композиції. До цих елементів відносяться двотаврові ригелі та облежені панелі перекриття. Ригелі розташовуються в будівлі в двох напрямках, що при об'єднанні з плитами мають значну загальну жорсткість перекриттів.

Сприйняття горизонтальних та вертикальних навантажень в системі "РАМПА" здійснюється комплексно та каркас працює як просторова в'язева пластинчасто-стержнева система.

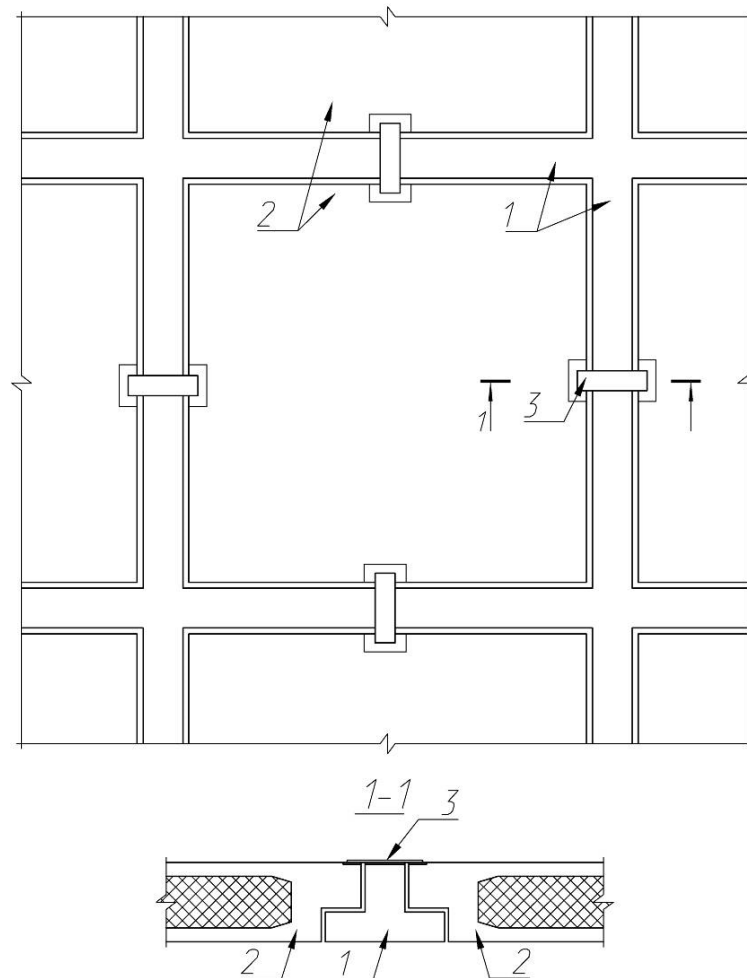


Рис. 1.11. Конструкція перекриття системи "РАМПІА": 1 – ригелі; 2 – панелі перекриття; 3 – металеві накладки.

Ряд технологічних та економічних переваг в порівнянні з повністю попередньо напруженими конструкціями перекриттів мають комбіновані попередньо напружені конструкції, суть яких полягає в зональному розміщенні власне попередньо напруженого залізобетону в робочому перерізі елемента, переважно в розтягнутій зоні, саме в тому місці, де він функціонально є необхідним. Решта частин комбінованого елемента 11% виконується з ненапруженого залізобетону (рис. 1.12).

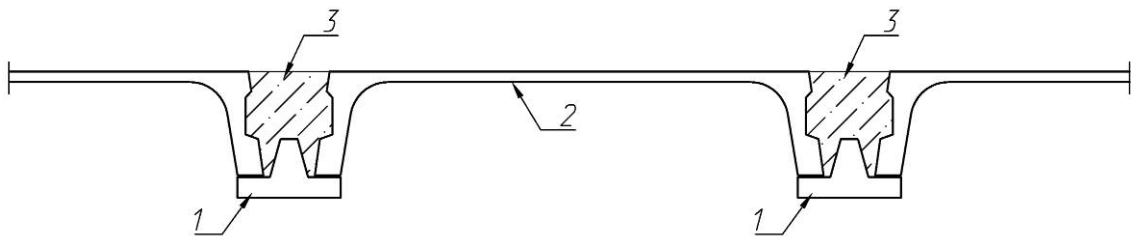


Рис. 1.12. Комбіноване перекриття конструкції НДБК. 1 - елемент; 2 - ненапружена плита; 3 - монолітний бетон

Заслугове на увагу архітектурно-будівельна система багатопверхових споруд «Аркас» (серія Б.1.020.1-7) збірно-монолітного перекриття розроблена БелНИИС [83]. Каркас є відносно простим (див. рис. 1.13), адже складається лише з двох типів виробів: традиційних багатопустотних плит та колон, що поєднані на місці монолітним залізобетоном несучих та в'язевих ригелів, схованих в площині перекриття. При чому диск перекриття може бути виконаний як з попереднім напруженням несучих монолітних ригелів в умовах будмайданчика, так і без нього.

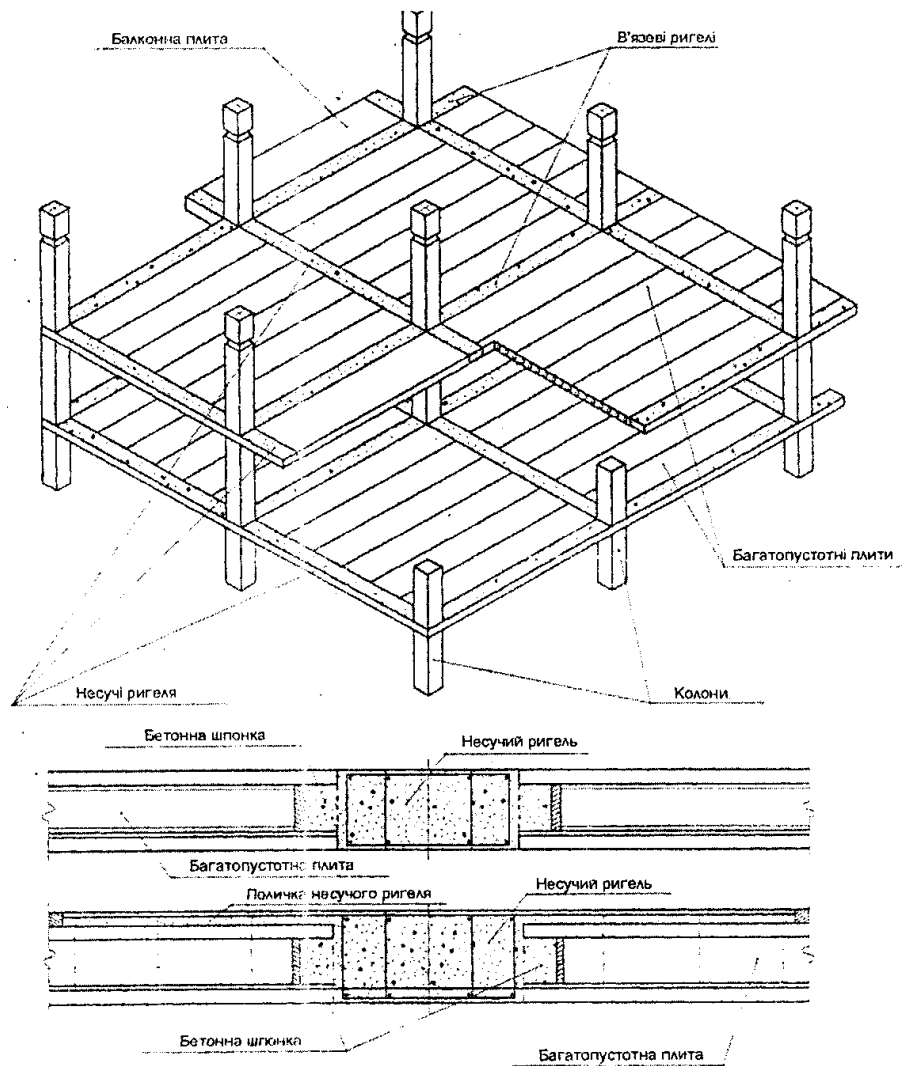
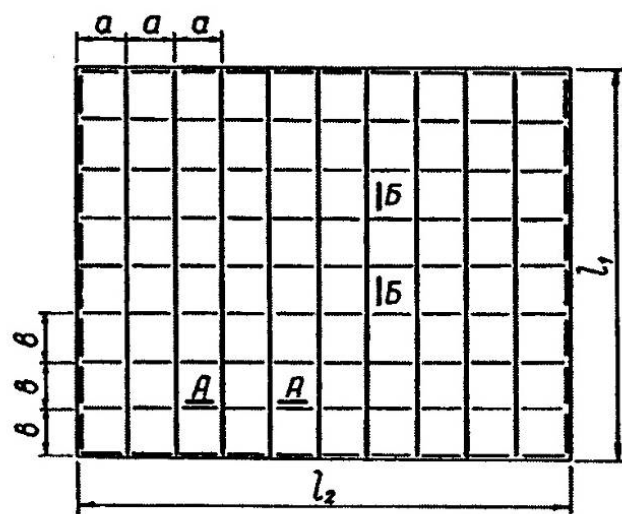
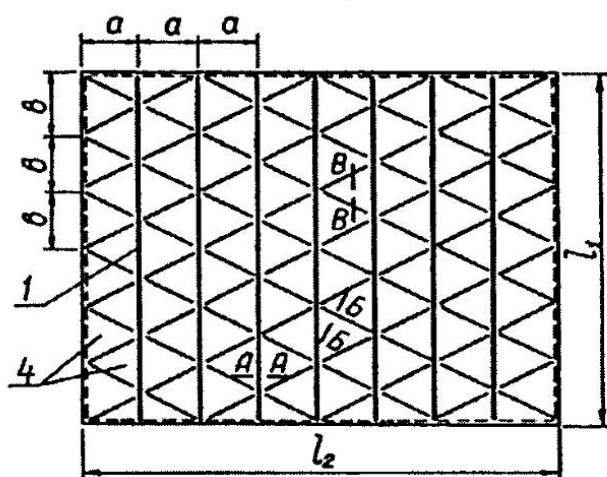


Рис. 1.13. Архітектурно-будівельної системи багатопверхових споруд «Аркас».

Вагомий внесок у розвиток збірно-монолітних систем перекриттів вніс професор Гнідець Б.Г. який розробив системи збірно-монолітних перекриттів кесонного типу. Основною особливістю таких перекриттів є застосування попередньо напружених, збірних балкових і ребристих плит різної форми. Збірно-монолітні кесонні перекриття виконуються з двох окремих збірних залізобетонних елементів: залізобетонних балок із звичайної або попередньо напруженої арматурою і ребристих плит прямокутної або трикутної форми в плані, які після монтажу об'єднують в одну систему додатковим замонолічуванням зверху [25,26,27]. Ці конструктивно-технологічні системи розроблені як для простих так і складніших у плані перекриттів (рис. 1.14, 1.15).

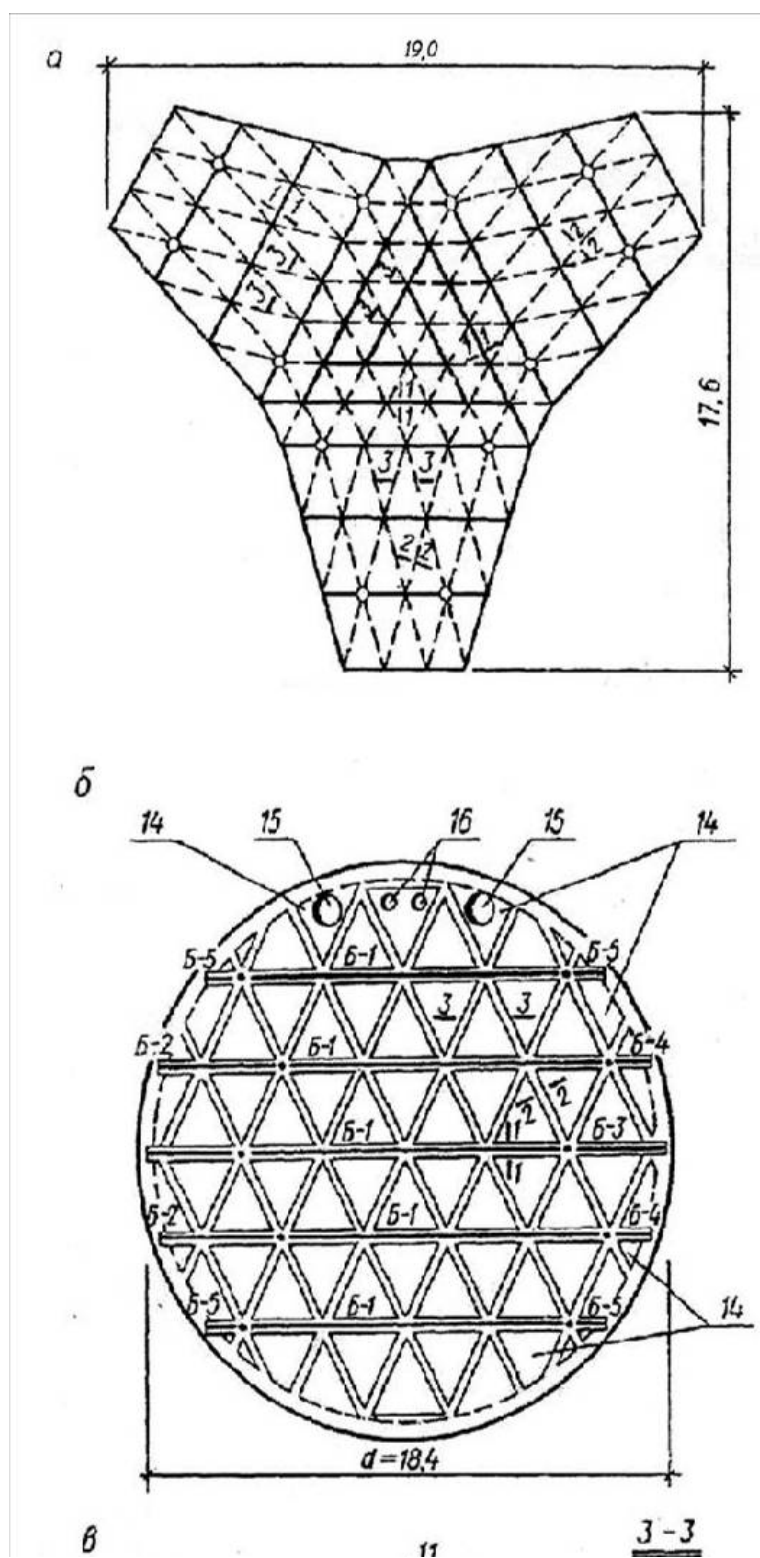


а)



б)

Рис. 1.14. Збірно монолітні кесонні перекриття: а – з прямокутними кесонами;
б – з трикутними кесонами.



1.15. Збірно-монолітні кесонні перекриття непрямокутних розмірів в плані системи проф. Гнідця Б.Г.

Широкого розповсюдження в останні десятиліття набули збірно-монолітні перекриття, в яких на полиці таврових балок з відкритим каркасом укладають пустотні блоки з послідуочим замоноліченням зверху.

Конструкція такого збірно-монолітного перекриття на прикладі системи типу "TERIVA" подана на рис. 1.16. Перевагами цього перекриття є:

- простий метод виконання перекриття без використання складних монтажних пристосувань;
- використання продукції однаково, як в малих виробничих приміщеннях, так і на великих підприємствах;
- невеликі капіталовкладення в виробництво;
- можливість виконання перекриттів різних прольотів.

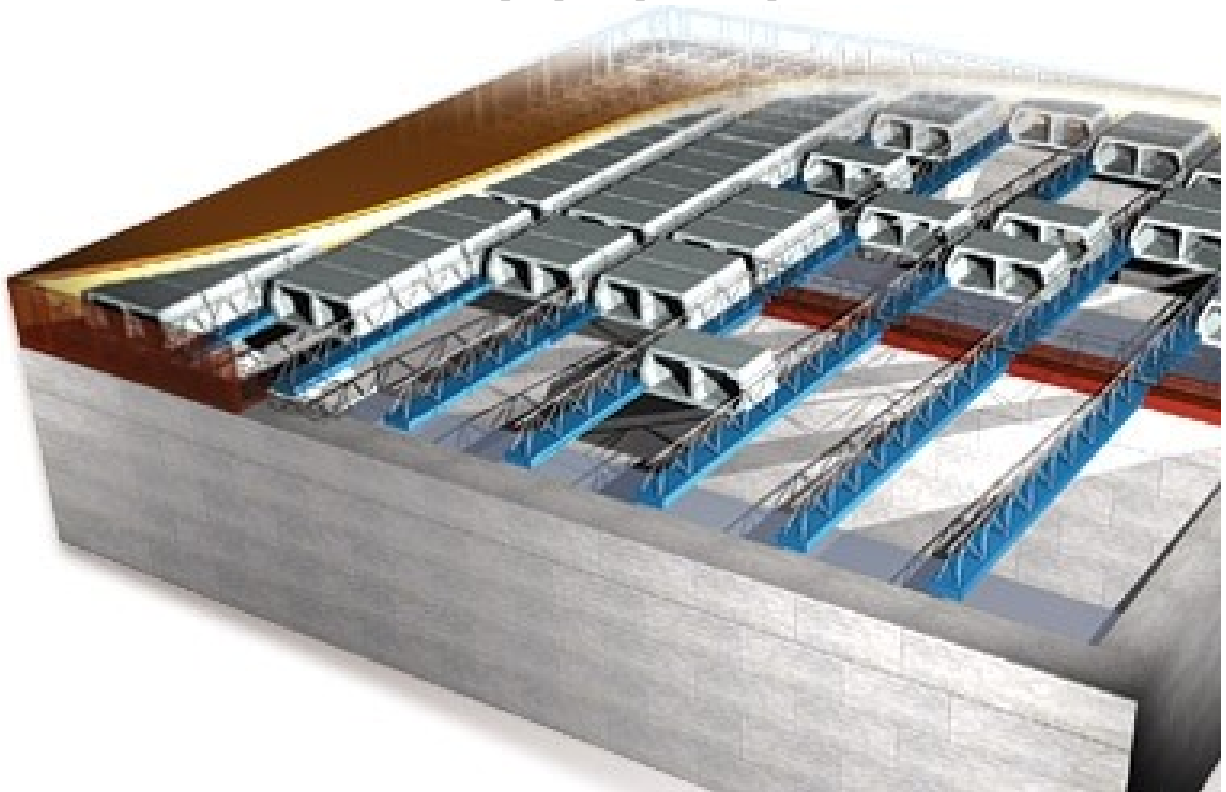


Рис. 1.16. Загальний вигляд збірно-монолітного перекриття " TERIVA ".

Очевидним недоліком того типу перекриття є робота в одному напрямку. Крім цього практика показує, що необхідно строго дотримуватися технологічних вимог - оскільки під час бетонування бувають випадки випадання окремих блоків перекриття, що фактично унеможлиблює застосування вібраторів.

До збірно-монолітних слід відносити також окремі конструктивно-технологічні рішення фірми "Sobiax" [120].

1.2. Конструкції монолітних залізобетонних перекриттів.

Згідно з прийнятою класифікацією розрізняють такі типи монолітних залізобетонних перекриттів [82]:

- ребристі з балковими плитами;
- часторебристі;
- ребристі з плитами, обпертими по контуру;
- безбалкові перекриття.

До монолітних відносять також перекриття з профільованими металевим настилом.

Монолітні ребристі перекриття з балковими плитами виконуються в вигляді системи головних та другорядних балок та суцільної плити. При цьому головні балки приймаються прольотом 5-8 м, другорядні 4-7 м. Крок другорядних балок, одночасно рівний прольоту плити, приймається в межах 1,8-2,8 м.

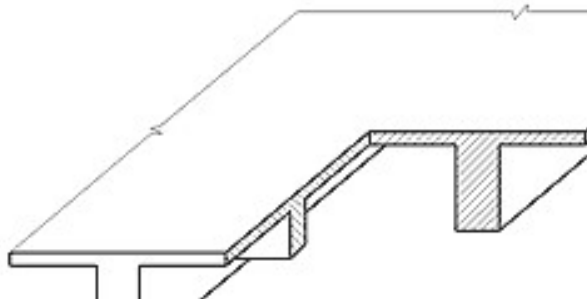


Рис. 1.16. Фрагмент монолітного ребристого перекриття з балковими плитами

Часто застосовуються монолітні ребристі перекриття з балками в одному напрямку. При цьому плита опирається безпосередньо на головні балки.

Вибір напрямків головних та другорядних балок, їх кроків та прольотів, а також січень проводиться з технологічних, економічних та конструктивних міркувань.

Монолітні часторебристі перекриття

Монолітні часторебристі перекриття за статичною схемою роботи є аналогічними до звичайних балкових перекриттів. Характерна їх відмінність – часте розташування ребер-балок, які формуються не з використанням звичайної

опалубки, а з використанням ящиків або вставок з об'єднаних порожнистих блоків з різних матеріалів або об'єднаної (розрідженої) опалубки.

За конструктивною схемою роботи розрізняють часторебристі перекриття двох типів:

- з ребрами одного напрямку;
- з ребрами в двох напрямках (кесонні).

У часторебристих перекриттях з однонаправленим розташуванням балок відстань між балками не перевищує 70–80 см. Ширина перерізу балок 6–12 см, висота перерізу – залежно від прольоту, який може сягати 7 м. Товщина плити – не менше ніж 3–4 см (рис. 1.17).

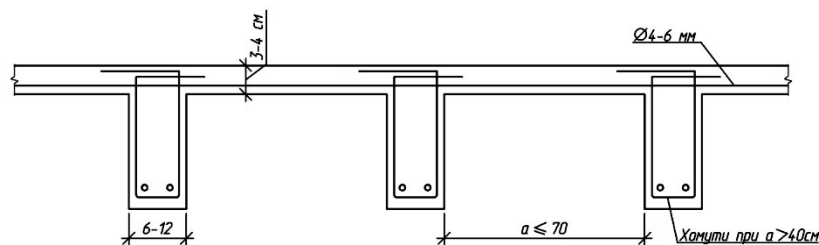


Рис. 1.17. Схема часторебристого перекриття з ребрами одного напрямку

Для формування монолітного часторебристого перекриття використовували легкі бетонні вставки з місцевих матеріалів (черепашника, туфу тощо) (рис. 1.18, а, б). Зокрема, ці матеріали є доволі розповсюдженими в Україні.

Для кращого зв'язку з бетоном замоноличування бокові поверхні улаштовують шершавими або рубчастими. Конструкцій керамічних пустотілих заповнювачів напрацьовано немало; одні з них подано на рис. 1.18, в.

Доволі часто в разі влаштування часторебристих перекриттів використовували дерев'яні ящики, які зверху і з боків покривали руберойдом. Для кращого кріплення ящиків доцільно улаштувати скоси (нахили) бокових поверхонь (рис. 1.18, г). До ящиків кріпили камішіт, соломіт та ін. для подальшого тинькування знизу.

Незалежно від типу і форми вставок товщину залізобетонної плити слід приймати не меншою ніж 4–5 см.

Часторебристі перекриття з порожнистими вставками замкнутих форм мають значний тепловий опір і звукоізоляцію та гладку стелю. Тому їх найчастіше використовували для житлових і громадських будівель. Для забезпечення надійності часторебристих перекриттів з однонапрямленим розташуванням балок з конструктивних міркувань доцільно улаштувати в них проміжні поперечні балки (діафрагми) з кроком $\sim 2,5\text{--}3$ м.

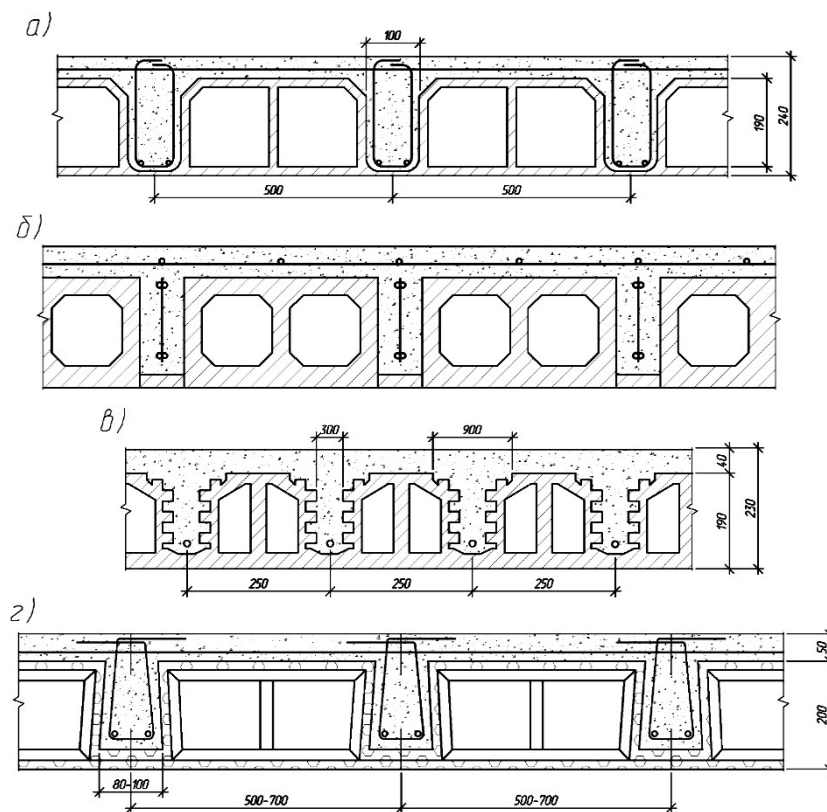


Рис. 1.18. Види часторебристих перекриттів із вставками

У часторебристих перекриттях з ребрами в двох напрямках використовують вставки, аналогічні до розглянутих вище, найчастіше з легкобетонних або керамічних каменів. Одне з таких конструктивних вирішень, подане на рис. 1.19. Суцільні квадратні вставки на всю висоту перерізу розміром від 40×40 см до 50×50 см, ширина ребер – 6–10 см.

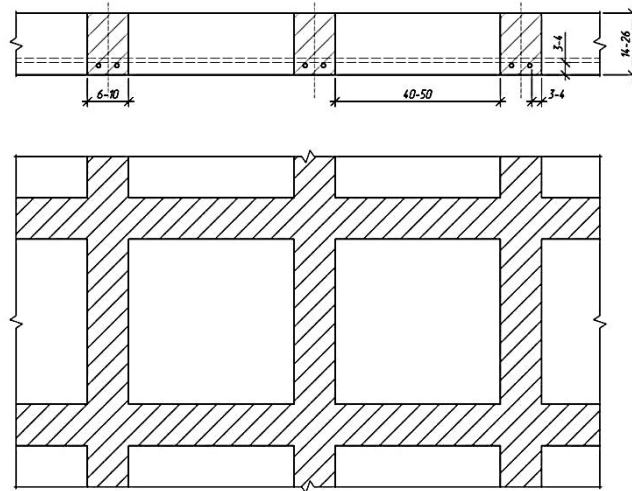


Рис. 1.19. Кесонне часторебристе перекриття без верхньої плити

За кордоном розроблено опалубку системи SKYRAIL, яка дає змогу з використанням знімних коритоподібних пластмасових вставок створювати часторебристі монолітні перекриття загальною висотою 16–20–24 см за кроку балок 60 см і плитою між ними товщиною 4–5 см [82].

Ребристі перекриття з плитами, обпертими по контуру

Основними конструктивними елементами таких перекриттів є перехресні балки в обох напрямках, які обпираються, як правило, на стіни або на проміжні колони і крайні колони з контурними балками (рис. 1.20).

Зазвичай ширина і висота перерізу балок обох напрямків є однаковими. Проліт – до 4–6 м.

На балки в обидвох напрямках обпираються плити як верхні конструктивні елементи ребристого перекриття. Тому такі перекриття ще називають ребристими монолітними перекриттями, обпертими по контуру. Для забезпечення роботи плит в обох напрямках рекомендується співвідношення сторін комірки $l_1/l_2 < 1,5-2$.

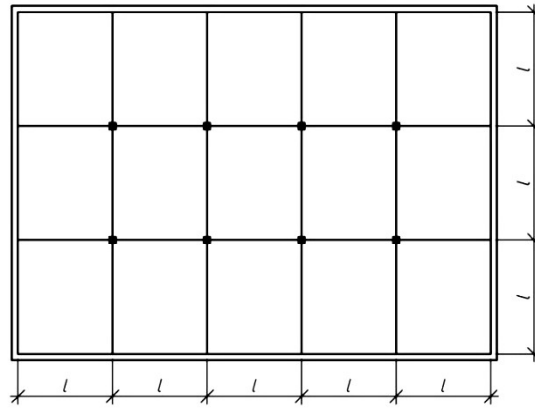


Рис. 1.20. Загальна конструктивна схема ребристих перекриттів з плитами, обпертими по контуру

Товщина плити залежить від співвідношення сторін l_1/l_2 , величини навантаження і знаходяться в межах від 8 до 15 см.

Безбалкові монолітні перекриття.

У монолітних перекриттях цього виду немає проміжних чи контурних балок.

На початках використання залізобетону в перекриттях суцільна по всій площі плита обпиралася на колони, які у верхній частині колони мають розширення у всі боки (капітелі). Вперше таке конструктивне вирішення перекриття з поступово потовщеними у верхній частині колонами запропонував у 1906 р. інженер Турнер (США). За формою верхньої частини колони його ще називали «грибоподібним» (рис. 1.21).

Широке використання перекриття з капітелями знайшли у холодильних і складських приміщеннях харчової промисловості [35, 204].

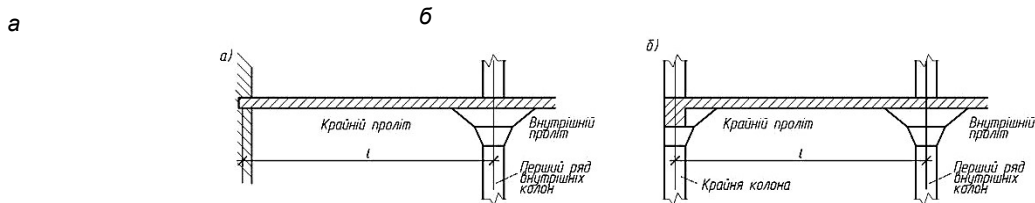


Рис. 1.21. Безбалкове перекриття

Улаштування капітелей є доцільним насамперед з конструктивних міркувань, оскільки дає змогу:

- зменшити розрахунковий проліт плити і рівномірніше розподілити моменти по її ширині;
- збільшити міцність безбалкової плити на продавлювання по периметру капітелі;
- збільшити жорсткість з'єднання безбалкової плити з колоною.

З цих самих міркувань поверх капітелі часто влаштовували надкапітельні плити.

Крім цього, капітелі додають архітектурної виразності приміщенням. Вони можуть бути різних форм і мають конфігурацію зрізаної піраміди або двох зістикованих пірамід, криволінійні обриси, додаткову верхню (надкапітельну) плиту тощо. Приміщення з безбалковими перекриттями є просторішими і вільнішими, вони краще освітлюються. Зменшується також загальна висота перекриття, а відтак всього поверху і будинку. Перекриття без балок краще вентилується, зменшується загальна площа поверхонь, що важливо під час ремонту.

В останні роки під час зведення житлових, адміністративних та інших будівель усе ширше використовують монолітні плоскі безбалкові безкапітельні перекриття, зокрема за нерегулярного розташування колон, стін-пілонів в обидвох напрямках.

У разі регулярного розташування колон можна створювати попереднє напруження в одному або двох напрямках перекриттів, що доцільно за значних (до 12–18 м) прольотах і дає змогу меншою мірою розвивати висоту перекриття порівняно з перекриттями із звичайною ненапруженою арматурою.

Окремої уваги заслуговують увагу монолітні кесонні перекриття, яке є ребристою конструкцією з взаємно перпендикулярними балками однакових геометричних розмірів з однаковими, як правило розмірами комірок між балками.



Рис. 1.22. Загальний вигляд монолітного кесонного перекриття в процесі виготовлення.

До окремого класу монолітних перекриттів відносяться перекриття по профільованому настилу.

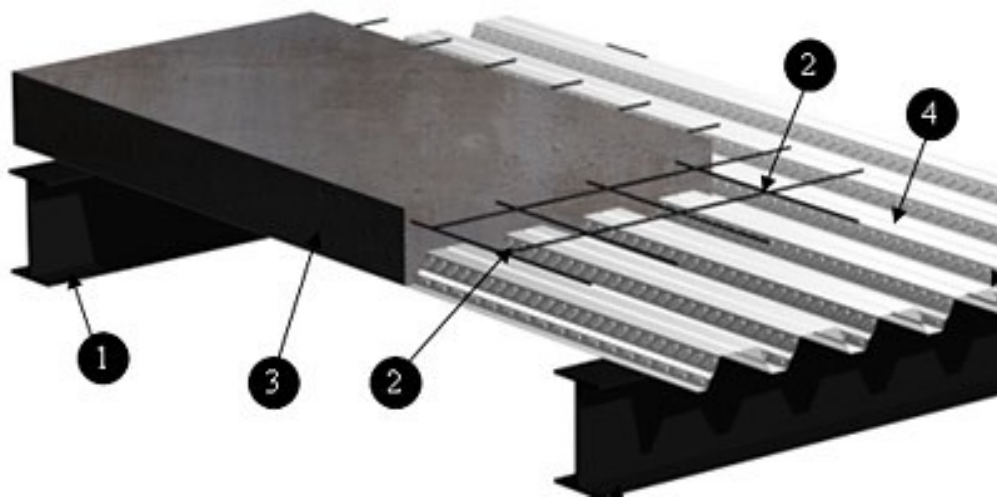


Рис. 1.23. Монолітне перекриття по профільованому настилу: 1 – балка перекриття; 2 – арматура; 3 – бетон; 4 – профнастил ; 5 – шуруп (гвинт).

1.3. Монолітні плоскі перекриття з вставками.

Механіка роботи згинальних та позакентрово стиснених конструкцій показує, що в повній мірі матеріал конструкції використовується лише в найбільш віддалених від нейтральної осі місцях. Отже, в околі нейтральної осі матеріал працює неефективно. Цей недолік ще більше проявляється коли матеріал має

велику власну вагу, а також, необхідно додати, і ціну. Це добре можна продемонструвати при розгляді двох балок: дерев'яної та металевої. Деревина має порівняно малу питому вагу, а специфіка виготовлення спричиняє використання суцільних балок прямокутного чи іншого сичення. Сталь же, навпаки, має велику власну вагу, тому використовуються переважно лише високоефективні сичення, де властивості матеріалу використовуються в повній мірі - двотаври, швелери та ін.

Залізобетон має середні між сталлю та деревиною властивості. Значна питома вага його $\sim 2500 \text{ кг/м}^3$ (що є приблизно в 5 раз більше питомої ваги деревини) спричиняє низьку ефективність застосування суцільних масивних конструкцій.

В роботі інженера Ежи Нечая ще в 1933р. було описано методику розрахунку та улаштування перекриттів спрямовані на об'легшення перекриття, а отже і економію при будівництві. В праці польського інженера було описані різні типи перекриттів з використанням бетону як основного конструкційного матеріалу, починаючи від монолітних перекриттів з проміжними металевими балками, закінчуючи світлопропускними перекриттями з використанням скляних вставок. Найбільш цікавими з перекриттів були: «скринькове» перекриття (в якості порожнино утворювача були використані збиті з дерева коробки та розташовані на опалубці таким чином щоб утворити проміжні ребра. Аналогічними є ребристими перекриття з цегляними та бетонними (з легкого бетону) вставками. Також це скло-бетонні перекриття - залізобетонні плити (з проміжними металевими балками) в які перед бетонуванням улаштовували скляні елементи, щоб приміщенням які знаходяться під перекриттям забезпечити доступ світла. Такі перекриття використовували для перекривання підвалів та інш., які розташовані під тротуарами, для освітлення приміщень під терасами, для освітлення сходових кліток.

Існує кілька основних способів вдосконалення конструктивних форм залізобетонних перекриттів, це: використання ребристих конструкцій кесонних, часторебристих та порожниноутворення.

Ефективність застосування порожниноутворення доведена масовістю використання багатопустотних плит. В переважній більшості - це попередньо напружені елементи, в яких порожниноутворювачі після ущільнення бетонної суміші витягується.

З літературних джерел відомі різні способи об'легшення монолітних залізобетонних перекриттів. Вони були запропоновані з самого початку масового використання залізобетону.

В роботах Мельника І.В. у 90-х роках ХХ ст. був проведений комплексний аналіз та обґрунтовані переваги і конструктивно-технологічні особливості монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій з ефективними вставками. В цих роботах були викладені основні принципи та схеми конструювання монолітних плоских плит перекриттів з порожниноутворювальними вставками різних форм і схем розташування [62,63,66,67,68].

В найпростішому варіанті порожнини улаштовані за рахунок трубчастих (однонаправлених) елементів, розташованих в одному (коротшому) напрямі в середній частині перерізу (рис. 1.24). Можливе також зблоковане розташування кількох труб, сумарна ширина яких визначає відстань між проміжними ребрами і приймається на підставі загального розрахунку конструкції перекриття з врахуванням умов стійкості стиснутої зони бетону, що зазнає двовісного стиску.

Ще більшої економії бетону і, відповідно, зменшення маси перекриття можна досягти за рахунок вставок з більш розвинутими формами поперечного перерізу: квадратним або прямокутним. Проте при значній ширині порожнин необхідно армувати бетон над нею. Більш раціональним в цьому відношенні є склепінчасте вирішення верхньої поверхні вставки без армування верхньої частини плити (рис. 1.25). Конфігурацію і геометричні параметри таких вставок необхідно приймати на підставі експериментально-теоретичних досліджень.

При використанні квадратних або прямокутних у плані вставок можна шляхом внутрішнього формоутворення отримати монолітну об'легшену залізобетонну конструкцію з розташуванням ребер-балок в обидвох напрямках.

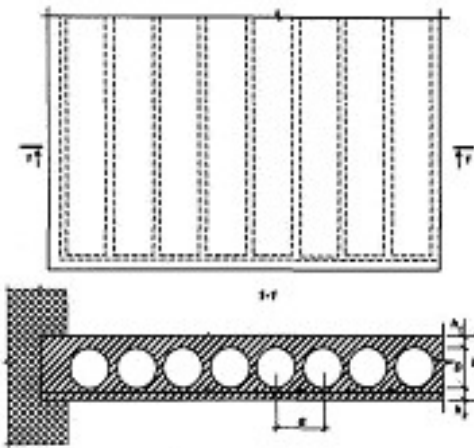


Рис 1.24 Конструкція перекриття з круглими трубчастими вставками

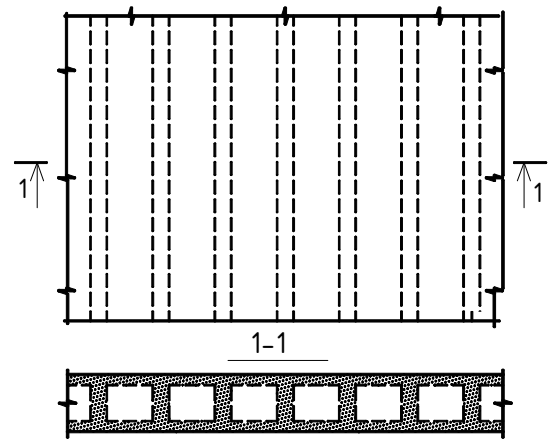


Рис.1.25. Конструкція перекриття з трубчастими вставками прямокутних форм

В принципі можливі вставки інших форм та їх комбіноване розташування в перерізі та плані плити.

Очевидно, що внутрішня порожниноутворююча конфігурація для залізобетонної плити залежить від форми вставок. Тому найбільш оптимальні в конструктивному відношенні обриси (наприклад з верхнім склепінням) потребують попереднього виготовлення вставок такої складної конфігурації.

Найбільш доступними для виготовлення дослідних зразків плит є вставки круглих або прямокутних форм. Саме з такими вставками проведені перші експериментальні дослідження фрагментів залізобетонних плит і виготовлене натурне експериментальне перекриття значних розмірів, опис яких подано нижче.

Трубчасті вставки можуть бути у перерізі круглими або квадратними чи прямокутними (рис.1.24, 1.25). У конструктивному відношенні верхній обрис вставок доцільно улаштовувати склепінчастим (рис.1.27). Це стосується і окремо розташованих у плані вставок, верхній обрис яких матиме двоопуклу кривизну.

Подане на рис.1.24...1.28 розташування вставок є схематичним. Точне розташування вставок залежить від загального статичного розрахунку перекриття і приймається з врахуванням розрахункових значень моментів і поперечних сил, меншої несучої спроможності похилих перерізів вздовж порожнин тощо.

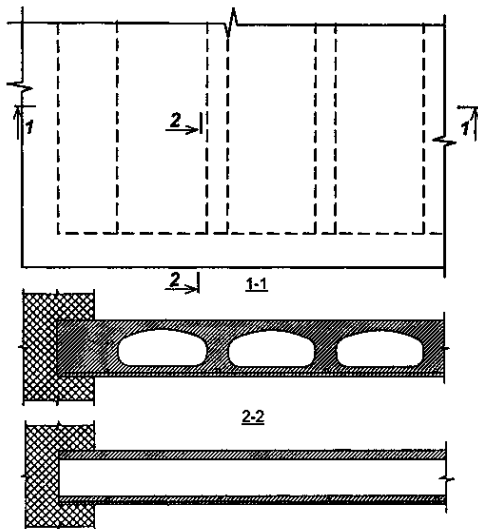


Рис. 1.26 Конструкція перекриття з трубчастими вставками розвинутої форми

Можливі варіанти використання вставок в перекриттях складної конфігурації подані на рис. 1.28.

При трапецієподібному плануванні приміщень та їх значній протяжності доцільно використати трубчасті вставки, розташовані у короткому напрямі (рис. 1.28а). За приблизно однакових розмірів у плані більш доцільним у конструктивному відношенні є дискретне розташування квадратних або прямокутних в плані вставок відповідно до роботи перекриття в обидвох напрямках (рис. 1.28б).

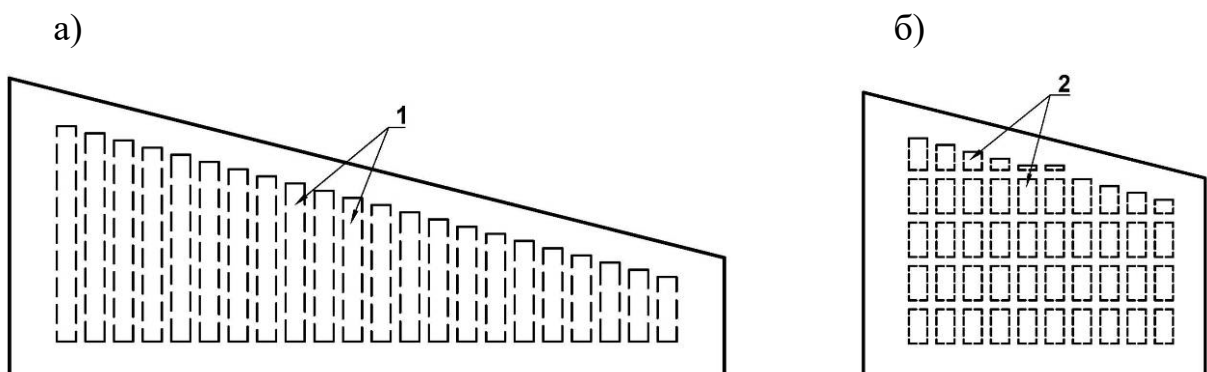


Рис. 1.28. Розташування вставок у трапецієподібних в плані перекриттях:

1 – трубчасті вставки; 2 – квадратні або прямокутні вставки.

Розташування вставок у перекриттях з криволінійними обрисами залежатиме від загальної конфігурації приміщення і співвідношення сторін. Так, для перекриття на рис. 6 доцільно використовувати трубчасті вставки, що розташовані у короткому напрямі. За незначної різниці розмірів сторін перекриття в плані тип і розташування вставок може бути аналогічним до рішення, поданого на рис. 1.29б.

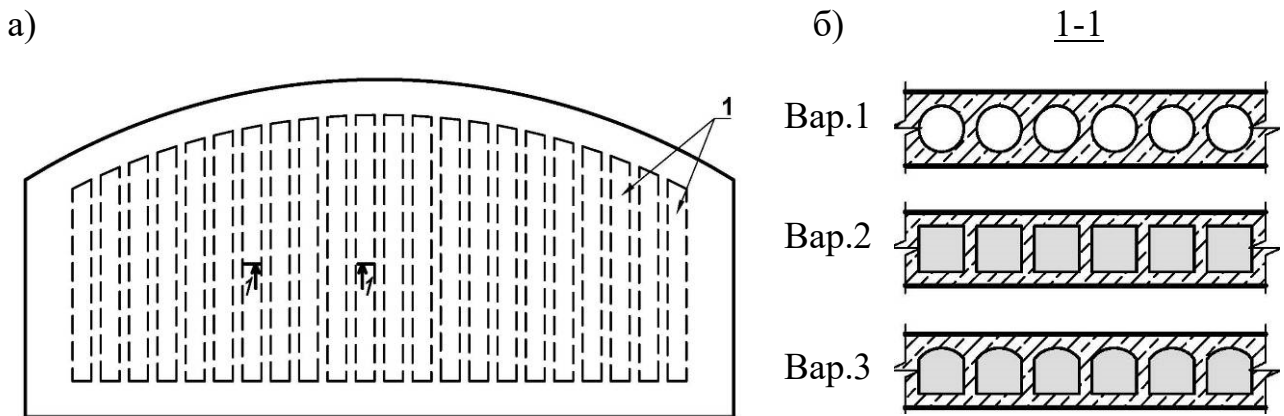


Рис. 1.29. Розташування вставок у перекриттях з криволінійними обрисами в плані (а) і форми перерізів (б) вставок; 1 – трубчасті вставки.

В круглих у плані перекриттях більш доцільно передбачати секторні вставки, які можуть бути як безперервними лише з проміжними радіальними балками (рис. 1.30а), так і дискретними з додатковими дуговими балками (рис. 1.30б). Секторне розташування вставок особливо доцільне при наявності центральної опори перекриття.

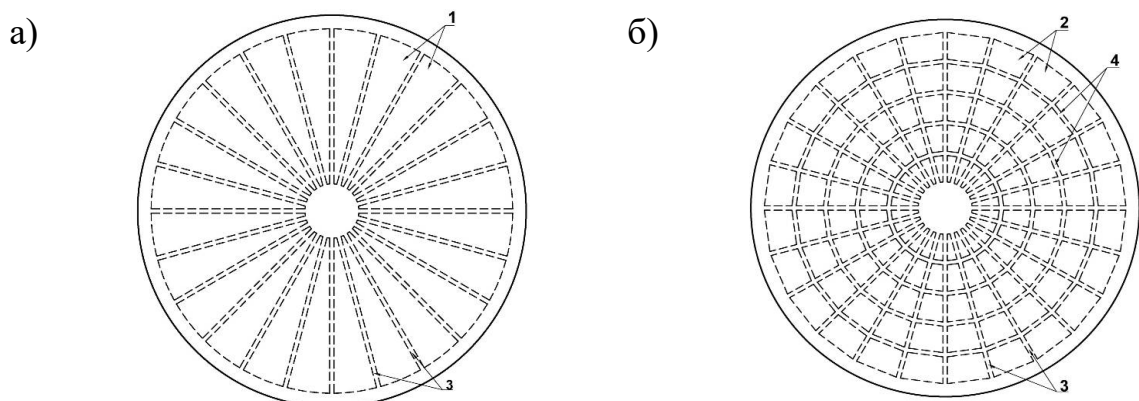


Рис. 1.30. Розташування вставок у круглих в плані перекриттях: 1 – секторні безперервні вставки; 2 – секторні дискретні вставки; 3 – радіальні балки – ребра; 4 – дугові балки – ребра.

Зарубіжний досвід улаштування монолітних перекриттів з вставками.

Дослідження та впровадження системи двовісних порожнистих перекриттів було проведено фірмою SOBIAХ (Німеччина). Головна перевага двовісних порожнистих плит, порівняно з суцільними плитами (або порожнисті плити в одному напрямі), - істотне збільшення несучої спроможності. В той же час, вони мають значну несучу здатність і жорсткість. У порівнянні з порожнистими плитами з передачею навантаження тільки в одному напрямі, в двовісній порожнистій плиті навантаження сприймаються в будь-якому напрямі.



Рис. 1.31 Загальний вигляд на улаштування перекриття з вставками сферичної форми систем SOBIAХ.

Це дає велику гнучкість у виборі конфігурації несучих конструктивних елементів. Плитні системи цього типу можуть перекривати значні прольоти. Принцип проектування цих плит заснований на виготовлених в промисловості сферичних порожнистих пластмасових тіл, які поєднуються з формою просторових арматурних каркасів. Ці модулі арматурних каркасів розміщуються на нижніх, несучих стержнях, або на місці (чисте монолітне бетонне рішення). Верхні несучі стержні потім розміщуються на довершення готових модулів арматурних каркасів. Порожнисті тіла влаштовані з метою економії матеріалу, не потрібного для конструкцій. За останні роки було використано ряд досліджень конструктивної поведінки двовісних порожнистих плит.

IGLU був інноваційною модульною одиницею під час будівництва, для створення порожнин в фундаментних плитах і перекриттів для цивільних та промислових будівель та будівель, що реконструюються. Модулі легко придатні для швидкого створення платформи, здатної витримувати людську вагу і на якому шар бетону може бути покладений.

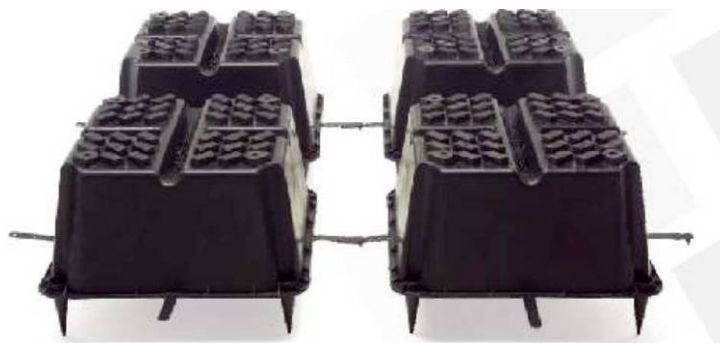


Рис. 1.32. Порожниноутворювачі – модулі IGLU.



Рис. 1.33. Загальний вигляд на улаштування перекриття з вставками сферичної форми систем IGLU.

Швидкість і простота улаштування - головні характеристики системи, у якій використовують тільки модулі IGLU' і бетон. Порожини роблять можливою установку технічних комунікацій в середині перекриття (електрика, телефон, вода, і т.п.). Більш того, IGLU' створює цільну порожнину з бар'єром оборотного повітря нижнього поверху, яке, забезпечує розсіювання газу, звільненого від землі (рис. 1.34). Модулі IGLU' виготовляють з суміші пластмасових матеріалів, сировина яких отримана з високоміцних матеріалів вторинної переробки; вони неотруйні і не псуються і не втрачають свої характеристики через певний час (рис. 1.32...1.34).



Рис. 1.34. Системи вентиляваних перекриттів

1.4. Дослідження і методи розрахунку збірно-монолітних і монолітних залізобетонних перекриттів.

Експериментальні дослідження збірних перекриттів показали, що смугове навантаження перекриття може перевищувати навантаження для окремої балочної плити. Показано також, що руйнування може відбутися від розсування плит. В результаті досліджень В.Н. Байкова було рекомендовано улаштувати шпонки замкнутої форми [9].

На основі експериментальних досліджень було запропоновано підвищувати несучу спроможність збірних перекриттів шляхом опирання крайніх плит не тільки по торцям, а й довгими сторонами.

В експериментах Р.Л. Айвазова, а також в експериментах Т.Н. Азізова [1,2] було показано, що крайні плити збірного настилу при завантаженні середніх можуть відриватися від опори, що понижує їх несучу спроможність.

В досліджах А.С. Семченкова [97] досліджувався вплив форми перечного січення плит при смуговому завантаженні. В цих роботах було досліджено також вплив податливості контура, тобто прогину торцевих ригелів, на сумісну роботу плит одна з одною.

В експериментах проведених під керівництвом Т.Н. Азізова, було сказано, що використання пустотних плит з відкритими шпонками є неефективним з точки зору просторової роботи перекриття. Разом з тим монолітна підлога навіть товщиною 40 мм покращує просторову роботу перекриття з плит з відкритими шпонками [2].

Великий обсяг експериментальних досліджень просторової роботи збірних перекриттів з пустотних плит проведені В.Г. Крамарем. На основі цих експериментів, а також розрахунково теоретичного аналізу було зроблено висновок, що можна відмовитись від встановлення нижньої поперечної зварної арматурної сітки в типових багатопустотних плитах шириною 1, 1.2, 1.5 м серії 1.141-1, ИИ-04-4, запроектованих під розрахункове корисне навантаження до 8 кН/м включно.

А.С. Семченков [97] встановив, що жорсткість та міцність плити, завантаженої в складі диску перекриття, значно вище, ніж випробуваної за балочною схемою і те, що неврахування просторової роботи йде в запас міцності. Однак пізніше він експериментально показав, що в перекриттях з пустотних плит безопалубочного формування під великі навантаження (10 кПа та вище) необхідно знижувати допустиму величину уніфікованих навантажень, щоби виключити можливість крихкого руйнування в результаті утворення похилих та поздовжніх тріщин та зрізу стиснених полицок поздовжніх січень.

Просторова робота монолітного ребристого перекриття ідентична роботі збірного перекриття з плит типу Т і ТТ, а також збірних пролітних будов мостів з таврових балок з жорстким кріпленням їх полицок одна з одною.

В працях Ахматова М.А., Белкиєва М.Ю. [7] досліджується вплив форм поперечного перерізу на деформативність згинаних елементів. З досліджень видно, що форма поперечного перерізу значно впливає на деформативність

згинаного елемента та тріщиноутворення. Більша деформативність спостерігається в перерізах прямокутного перерізу та таврового з полічками зверху, менша – таврового перерізу з полічками знизу. За результатами досліджень перерізів різної форми була спроба вплинути на формоутворення та вибір поперечного перерізу монолітної залізобетонної плити перекриття з ефективними вставками.

Теоретичні дослідження роботи монолітного ненапруженого великопрольотного тришарового перекриття для цивільних будинків з заповненням середнього шару вставками порожниноутворювачами присвячені роботі Євстаф'єва В.І. [40]. Розглядався варіант теорії конструктивно-ортотропної пластини, орієнтованої на розрахунок за міцністю МКЕ складеної залізобетонної пластини і варіант методу Гвоздева-Корольова визначення прогинів залізобетонних плит, обпертих по контуру, при короткочасному навантаженні.

Для монолітних плоских перекриттів з порожнинами можна використати теорії тришарових пластин, відомі ще з 30-х років ХХ ст.. Вони базуються на рівняннях теорії однорідних пластин за умови пружної роботи і наявності жорстких зв'язків між нижніми і верхніми шарами (виконання гіпотези С. Тимошенко). Порівняно з однорідними пластинами, для багатшарових пластин у розрахунках оперують не циліндрична, а приведена жорсткість, яка враховує різницю пружності окремих шарів.

Автори розробки конструктивно-будівельної системи «РАМПА» та «ИКАР» для їх розрахунку використовують кінцево-елементну модель, оскільки її робота є близькою до роботи коробчастих настилів. Дискретні елементи коробчастої плити (ребра, нижній та верхній шари в кінцевому елементі анізотропної оболонки задані числовою матрицею).

З літературних джерел відомі також методи розрахунку залізобетонних пластин з врахуванням тріщиноутворення в бетоні. Крилов С.М. на підставі аналізу експериментальних досліджень Баха і Трафа показали, що для залізобетонних пластин рівняння згину ортотропної пластини є дійсним лише до

утворених тріщин. Після їх виникнення фактичні прогини є значно більшими від обчислених за теорією повзучості.

Байков В.М. і Владіміров С.П. пропонували розглядати ортотропну плиту як анізотропну з врахуванням утворення взаємоперпендикулярних тріщин. При цьому згинна жорсткість визначається за теорією Мурашова і приймається умовно постійною по всій плиті [10].

Для розрахунку монолітних плит можна використати методику, розроблену професором Квашею В.Г. для просторового розрахунку прогонових будов мостів [46,47].

Можливість широкого використання ЕОМ при розрахунку залізобетонних конструкцій, особливо просторових систем, до яких відносять монолітні перекриття спонукали до розробки і розвитку числових методів, зокрема методу кінцевих елементів. В них в більшій мірі можна врахувати вплив на НДС фактори тріщиностійкості і повзучості бетону.

В цьому контексті слід виділити роботи Карпенка М.І. [45] і [23]. Карпенко М.І. розробив теорію деформування залізобетону з тріщинами, яку можна використовувати для просторових конструкцій, у т.ч. для тонких плит [43]. В деформаційній теорії пластичності бетону і залізобетону, розробленій Генієвим [24], зв'язок між інтенсивністю дотичних напружень та інтенсивністю деформацій зсуву є основною фізичною залежністю.

Ці дві теорії деформування були реалізовані в різних програмних комплексах, які дозволяють розраховувати залізобетонні конструкції, у т.ч. перекриття як в лінійній, так і в нелінійній постановці задачі (ЛИРА, SCAD та ін). Серед сучасних програм, які можна використати для розрахунку монолітних залізобетонних перекриттів слід виділити ANSYS і NASTRAN та інші.

Євстаф'єв запропонував розрахунок міцності перекриття виконувати за два етапи: на 1-му етапі за результатами статичного розрахунку на ЕОМ визначаються зусилля M_x , M_y , Q_x , Q_y , на 2-му виконується перевірка міцності місцевих перерізів [38].

Одним з можливих варіантів при статичному розрахунку на ЕОМ є введення в програмний комплекс циліндричних жорсткостей і модуля зсуву в обидвох напрямках перекриття, розрахункові схеми і залежності для обчислення яких подані нижче (1.35).

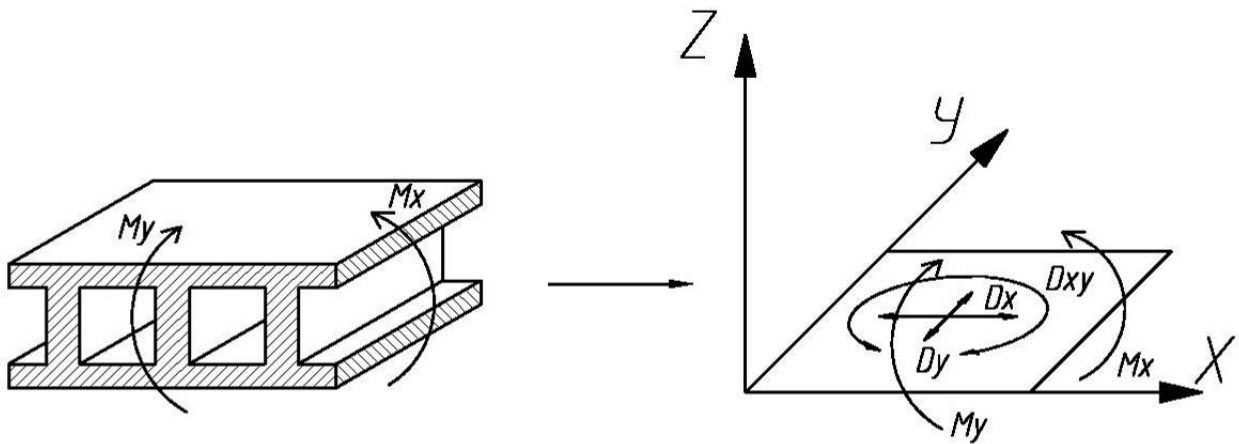


Рис. 1.35. Приведення перекриття до однорідної, ортотропної пластини.

Циліндрична жорсткість в обидвох напрямках.

$$D_x = \frac{E_{red,x} \cdot h^3}{12(1-\mu^2)} = \frac{1}{b_{f,x}(1-\mu^2)} E_b \cdot I_{red,x}$$

$$D_y = \frac{E_{red,y} \cdot h^3}{12(1-\mu^2)} = \frac{1}{b_{f,y}(1-\mu^2)} E_b \cdot I_{red,y},$$

де $I_{red,x}, I_{red,y}$ - приведені моменти інерції розрахункових перерізів по осях X, Y ;

b_x, b_y - ширина розрахункових перерізів по осях X, Y ;

E_b - початковий модуль пружності бетону.

Момент інерції перерізу:

$$I_{red} = \Sigma I_j = \Sigma \int_{A_j} x^2 dA,$$

де I_j - момент інерції елемента розрахункового перерізу j відносно нульової лінії;

A_j - площа елемента j .

Відстань до нульової лінії від верхньої грані перерізу (рис. 1.36):

$$X = \frac{\sum_{j=1}^4 A_j z_j + \sum_{j=5}^6 \alpha_j A_j z_j}{\sum_{j=1}^4 A_j + \sum_{j=5}^6 \alpha_j A_j}$$

де α – коефіцієнт приведення модуля пружності арматури до модуля пружності бетону.

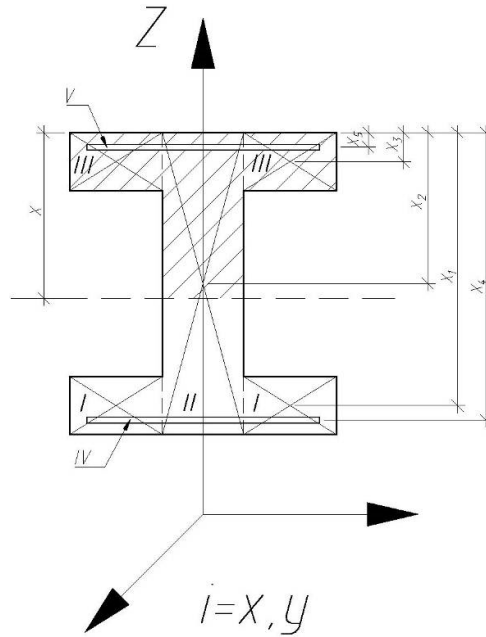


Рис. 1.36. До визначення висоти нульової лінії X.

Розрахункові перерізи в напрямках X, Y є різними (рис. 1.37.)

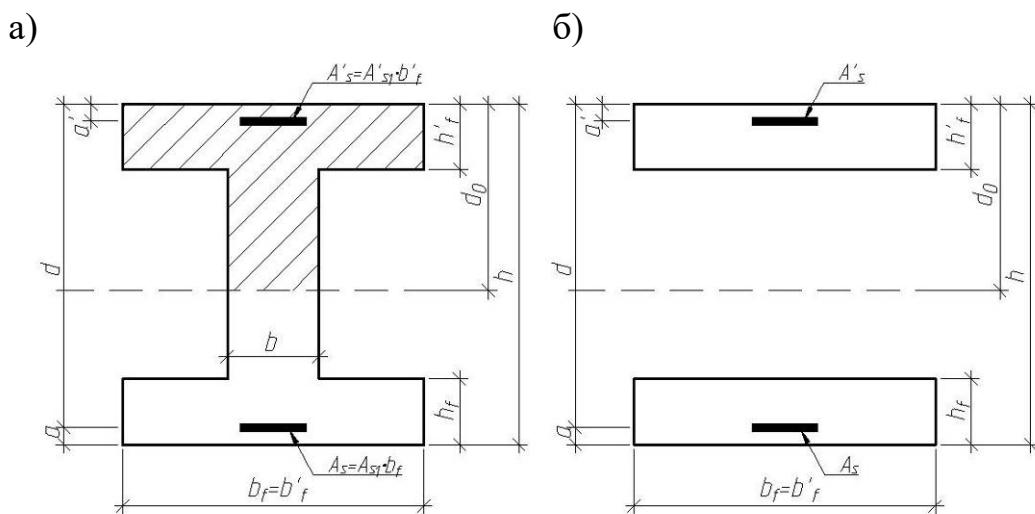


Рис. 1.37. Розрахункові перерізи в напрямках X, Y.

1.5. Висновки та задачі досліджень

З огляду і аналізу поданого вище матеріалу можна зробити висновок, що незалежно від типу збірних, збірно-монолітних і монолітних перекриттів, оптимізація їх конструкції досягається, як правило, двома способами:

- улаштуванням відкритих порожнин з використанням ребер;
- улаштуванням замкнутих порожнин, використовуючи порожниноутворюючі вставки.

До вставок, які забезпечують найбільшу порожнистість монолітних залізобетонних перекриттів, відносяться трубчасті (однонаправлені) вставки різних форм (квадратні, прямокутні, круглі).

Не зважаючи на все ширше використання монолітних плоских перекриттів з вставками, експериментальних і теоретичних досліджень таких перекриттів проведено мало.

Виходячи з цього, у роботі була поставлена мета: дослідити роботу фрагментів монолітного перекриття з однонаправленими (трубчастими) вставками та розробити пропозиції що до розрахунку їх міцності і деформативності. Для досягнення поставленої мети в роботі поставлені такі задачі:

1. Розробити програму та методику експериментальних і теоретичних досліджень монолітного плоского залізобетонного перекриття та його фрагментів з однонаправленим розташуванням пінополістирольних вставок.
2. Виконати експериментальні дослідження міцності, жорсткості і тріщиностійкості фрагментів монолітного перекриття з однонаправленими розташуванням вставок та натурне випробування перекриття значних розмірів в плані.
3. Виявити особливості роботи монолітного перекриття з однонаправленим розташуванням вставок.

4. Запропонувати методику розрахунку міцності і деформативності монолітних плоских перекриттів з однонапрямленими вставками.
5. Перевірити ефективність перекриттів з однонапрямленими вставками шляхом впровадження результатів досліджень.

РОЗДІЛ 2

ПРОГРАМА І МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

2.1. Програма експериментальних досліджень.

Програма експериментальних досліджень передбачала виготовлення і випробування статичним навантаженням двох серій дослідних зразків, які є фрагментами порожнистих перекриттів і натурального перекриття значних розмірів в плані (табл. 2.1).

Основний об'єкт експериментальних досліджень – натурне монолітне плоске перекриття, загальні розміри якого в плані визначали відстані між несучими поздовжніми і поперечними стінами – 7.6×12.1 м.

Дослідні зразки серії I мали однакові загальні (габаритні) розміри $(0,18(h) \times 0,395(b) \times 2,05(l))$ м але різну конструкцію.

Зразок ДЗ-1 як еталонний – суцільного перерізу.

Зразок ДЗ-2 виготовлений з поздовжнім розташуванням вставок, зразок ДЗ-3 – з поперечним розташуванням вставок перерізом 10×10 см.

Всі дослідні зразки серії I випробувані двома зосередженими силами за схемою чистого згину.

Два дослідні зразки серії II з поздовжнім і поперечним розташуванням вставок мали більші габаритні розміри $(0,26(h) \times 0,53(b) \times 6,2(l))$ і являли собою фрагменти натурального перекриття НП-1 у взаємно перпендикулярних напрямках.

Крім цього, було виготовлено 12 бетонних призм та 12 бетонних кубів (при виготовленні зразків ДЗ-1, ДЗ-2, ДЗ-3), 9 бетонних призм та 12 бетонних кубів (при виготовленні фрагментів ПФ-1, ПФ-2) та 6 бетонних призм та 9 бетонних кубів (при виготовленні натурального перекриття НП-1) для визначення фізико-механічних характеристик бетону.

Табл. 2.1

Програма експериментальних досліджень.

Серія	Марка (умовне позначення)	Загальна характеристика	Кількість, шт.	Мета досліджень
I	ДЗ-1	Дослідний зразок 2.05×0.335×0.18м суцільного перерізу	1	Дослідження міцності, жорсткості, тріщиностійкості при випробуванні двома зосередженими силами за схемою чистого згину з доведенням до руйнування
	ДЗ-2	Дослідний зразок 2.05×0.335×0.18м з поздовжнім розташуванням пінополістирольних вставок перерізом 10×10см	1	
	ДЗ-3	Дослідний зразок 2.05×0.335×0.18м з поперечним розташуванням пінополістирольних вставок перерізом 10×10см	1	
II	ПФ-1	Фрагмент монолітного залізобетонного перекриття 6.2×0.53×0.26м з поздовжнім розташуванням пінополістирольних вставок	1	Дослідження міцності, жорсткості, тріщиностійкості при випробуванні рівномірно розподіленим навантаженням з доведенням до руйнування
	ПФ-2	Фрагмент монолітного залізобетонного перекриття 6.2×0.53×0.26м з поперечним розташуванням пінополістирольних вставок	1	
	НП-1	Натурне монолітне залізобетонне перекриття загальними розмірами в плані 7.6×12.1 м з пінополістирольними вставками	1	Дослідження міцності, жорсткості, тріщиностійкості при випробуванні рівномірно розподіленими навантаженням (без доведення до руйнування).

2.2. Конструкція, виготовлення і методика експериментальних досліджень дослідних зразків ДЗ-1, ДЗ-2, ДЗ-3.

Для експериментального дослідження було виготовлено три дослідні зразки, які в принципі моделюють конструкцію фрагментів плити. Довжина зразків – 2,05м, ширина зразків – 0,335 м, висота перерізу – 0,18 м.

При виготовленні дослідних зразків було використано інвентарну заводську опалубку (форму) для виготовлення пустотних плит, з додатковою дерев'яною опалубкою, оскільки висота зразків менша від висоти інвентарної опалубки, це дозволило виготовити декілька зразків одночасно. Зразки було виготовлено довжиною 2050 мм, шириною 335 мм і висотою 180 мм. У зразках поздовжньою робочою арматурою діаметром 12мм класу А500С була стержнева арматура з кроком стержнів 145 мм та поперечна арматура з кроком 500 мм класу А400С. З'єднання арматури у арматурній сітці виконувалось контактним зварюванням. Конструкція цільного зразка подана на рис. 2.1.

Для заміру деформацій робочої арматури приварено по 10 коротунів у кожному дослідному зразку з базою 200 мм для подальшого кріпленням приладів для вимірювання деформацій.

У якості вставок в дослідних зразках ДЗ-2, ДЗ-3 використовувався пінополістирол з розміром поперечного перерізу – 100×100 мм (рис. 2.2 та 2.3).

Роботи з бетонування дослідних зразків відбувалися у цеху №2 ДП МОУ «Львівській завод збірних конструкцій». У попередньо підготовлені й змащені металеві форми вкладалась та закріплювалась дерев'яна опалубка, потім вкладались арматурні сітки та закріплювались до дерев'яної опалубки, щоб запобігти всплиття каркасу, в подальшому на арматурні сітки розташовувались та фіксувались пінополістирольні вставки. В одному відсіку вставки вкладали у повздовжньому напрямі, в іншому – у поперечному напрямі (рис.2.4.) та надійно фіксувались у проектне положення, також був один відсік без вставок для виготовлення дослідного зразка суцільного перерізу. Склад важкого бетону:

прийнято Ц:П:Щ=1:1,24:2,82 при водоцементному відношенні В/Ц=0,35. Прийнято цемент марки М400 Здолбунівського цементного заводу. Використано кварцовий пісок Ясинецького кар'єру без домішок з модулем крупності $M_c=2,08$, щебінь – гранітний фракції 5...20 мм.

Паралельно проводилась підготовка металевих форм для виготовлення бетонних кубів розмірами 100×100×100 мм, 150×150×150 мм та бетонних призм розмірами 100×100×400 мм, 150×150×600 мм. Бетонну суміш вкладали безпосередньо у форми. Ущільнення бетонної суміші проводилось на вібростолі. Набір міцності відбувався при природньому тужавінні.

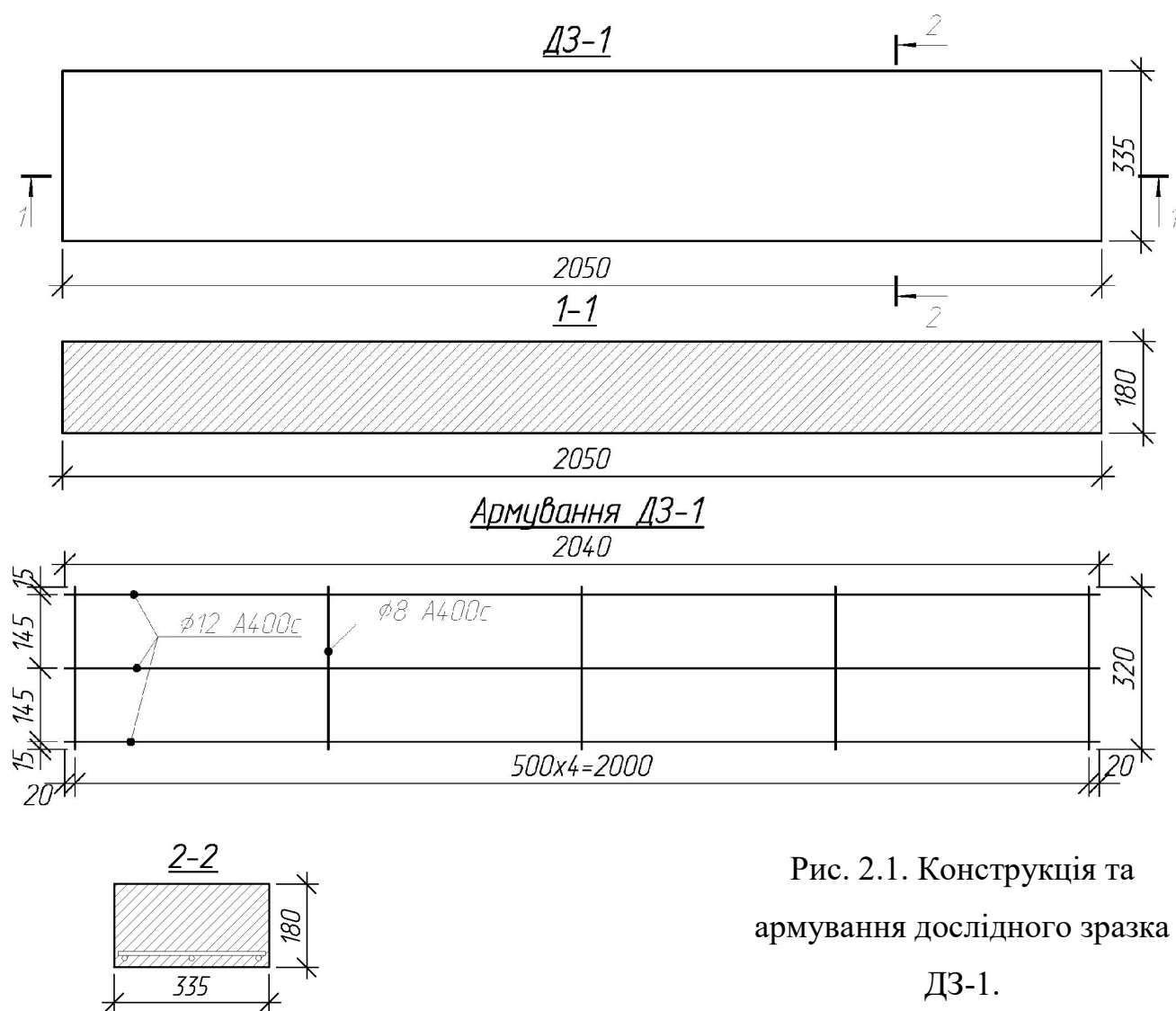


Рис. 2.1. Конструкція та армування дослідного зразка ДЗ-1.

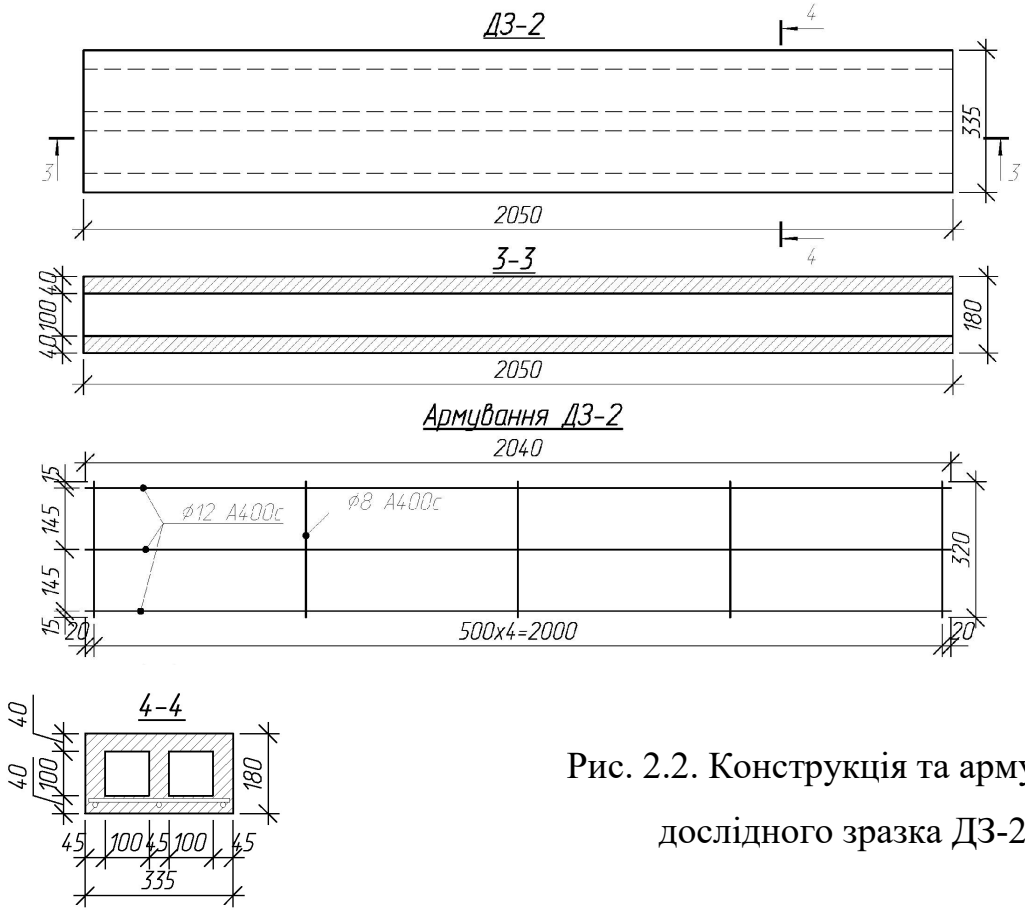


Рис. 2.2. Конструкція та армування дослідного зразка ДЗ-2.

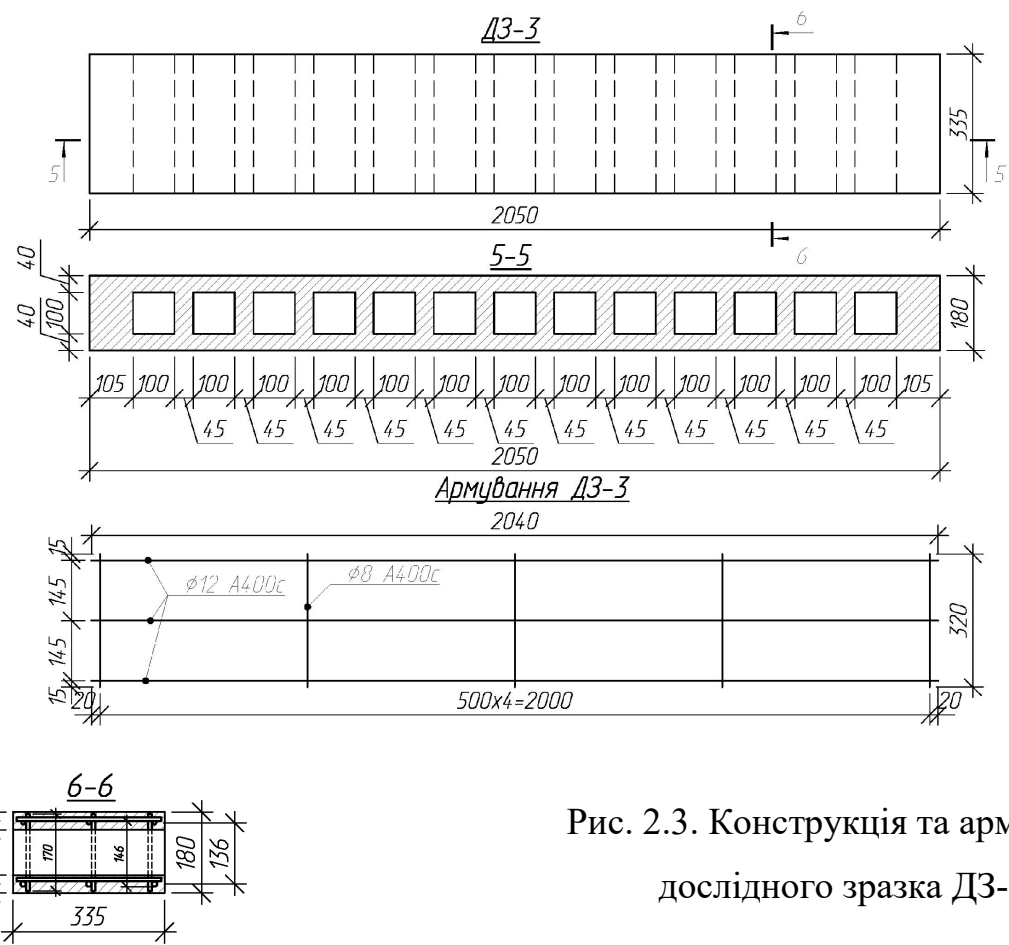


Рис. 2.3. Конструкція та армування дослідного зразка ДЗ-3.



Рис. 2.4. Загальний вигляд виготовлення дослідних зразків серії І

Міцнісні і деформативні властивості матеріалів.

Визначення механічних характеристик сталі стержневої арматури проведено на стандартних зразках, виготовлених безпосередньо з арматурних стержнів згідно ДСТУ 3760-2006. Випробування зразків виконано на розривній машині ГМС-50 з одночасним записом діаграми розтягу.

Випробування на розтяг дали такі фактичні фізико-механічні характеристики робочої арматури: межа текучості $\sigma_y = 539$ МПа, межа міцності $\sigma_u = 629$ МПа, відносне видовження 11 %, що відповідає арматурній сталі марки А500С за ДСТУ.

Міцність бетону на стиск визначали випробування кубів з ребром 150 та 100 мм. Призмову міцність і початковий модуль пружності визначали на призмах розмірами 150×150×600 мм. Зразки, необхідні для визначення характеристик бетону, виготовляли з того ж замісу, що і основні дослідні зразки зразки.

Куби і призми випробували на гідравлічному пресі марки П-125. Згідно з отриманими результатами, фактична міцність бетону перед випробуванням за результатами випробувань стандартних кубів становила 27-31 МПа, призмова міцність 20,9 МПа, модуль деформації бетону 26530 МПа.

Методика проведення експериментальних досліджень.

Для визначення характеристик міцності та деформативності та тріщиностійкості дослідних зразків було проведено їх випробування на силовому стенді.

Випробування проводили після 28 діб з моменту бетонування. Завантаження дослідних зразків відбувалось поетапно за допомогою гідравлічного домкрату, з витримкою після кожної ступені 30 хв.

Статична схема випробувань для всіх дослідних зразків була однаковою – за схемою двох симетрично прикладених зосереджених сил F з однаковою зоною чистого згину довжиною 1015 мм. На рис. 2.5 вона подана на прикладі дослідного фрагмента з поперечним розташуванням вставок. Відстань між зосередженими силами F була такою, щоб для дослідного фрагмента ДЗ-3 сили F були прикладені над вертикальними ребрами.

Навантаження створювали гідравлічним домкратом і контролювали попередньо протарованим коловим динамометром.

Для заміру деформацій по висоті перерізу нормальних перерізів і на приопорних ділянках дослідних фрагментів, а також загальних вертикальних переміщень (прогинів) і місцевих деформацій використовували індикатори механічної дії.

Прогини зразків вимірювали за допомогою прогиномірів Аістова з ціною поділки 0,01 мм (рис. 2.5). Прогиноміри кріпили на спеціальній металевій рамці, яка на опорах закріплювались до експериментального зразка.

Деформації бетону, внутрішньої арматури заміряли індикаторами годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм (0,002 мм) на базі ≈ 200 мм. По висоті прилади були розташовані таким чином, щоб побудувати графіки розподілу деформацій по висоті: верхня грань балки (стиск); бічна грань (стиск); на рівні центра ваги внутрішньої сталевий арматури (розтяг).

Для заміру деформацій арматури індикатори годинникового типу фіксували на спеціальних тримачах, які були приварені до бетонування зразків до арматурних стержнів каркасу з базою 200 мм (рис. 2.5).

Під час випробовувань проводили спостереження за тріщиноутворенням та розвитком тріщин. Утворення тріщин визначали візуально за допомогою мікроскопа МПБ-3. За допомогою мікроскопа замірювали і ширину розкриття тріщин. Відліки за приладами, а також фіксацію розвитку тріщин проводили після кожного етапу навантаження і заносили в журнал випробувань.

Прийнята методика випробувань дозволила отримати величини деформацій безпосередньо на бетоні та арматурі, а також визначити прогини по довжині фрагменту плити.

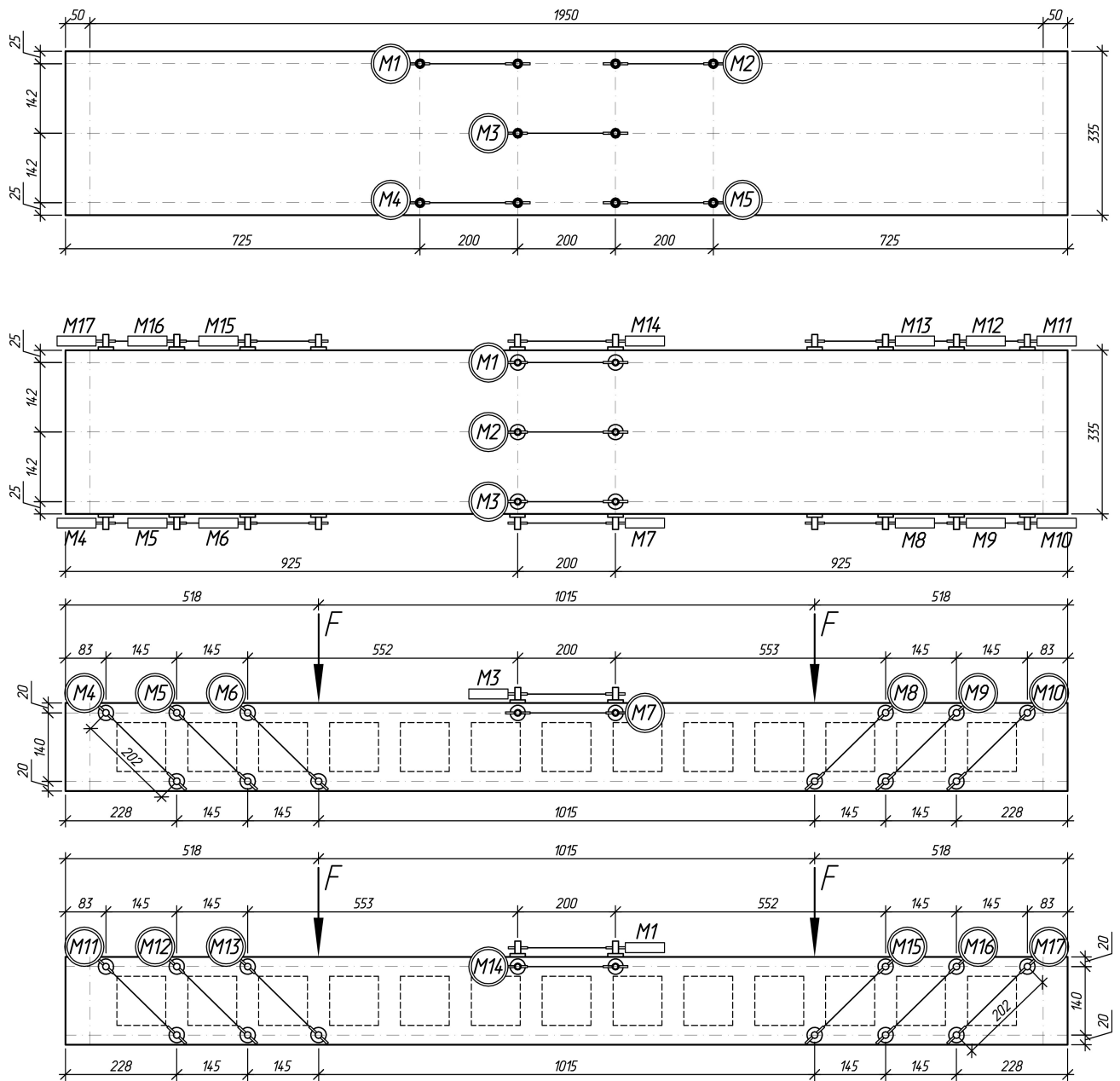


Рис. 2.5. Схема розташування приладів при випробовуванні: а – на нижній грані для заміру деформацій арматури; б – на верхній грані; в,г – на бічних; д – для заміру прогинів: М1...М17 - індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,001 (0,002) мм; І-1...І-10 – прогиноміри (індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,1 мм).

Загальні вигляди випробування дослідних зразків плит ДЗ-1, ДЗ-2, ДЗ-3 подані на рис. 2.6 ... 2.8.



Рис. 2.6. Загальний вигляд випробувань зразка ДЗ-1



Рис. 2.7. Загальний вигляд випробувань зразка ДЗ-2



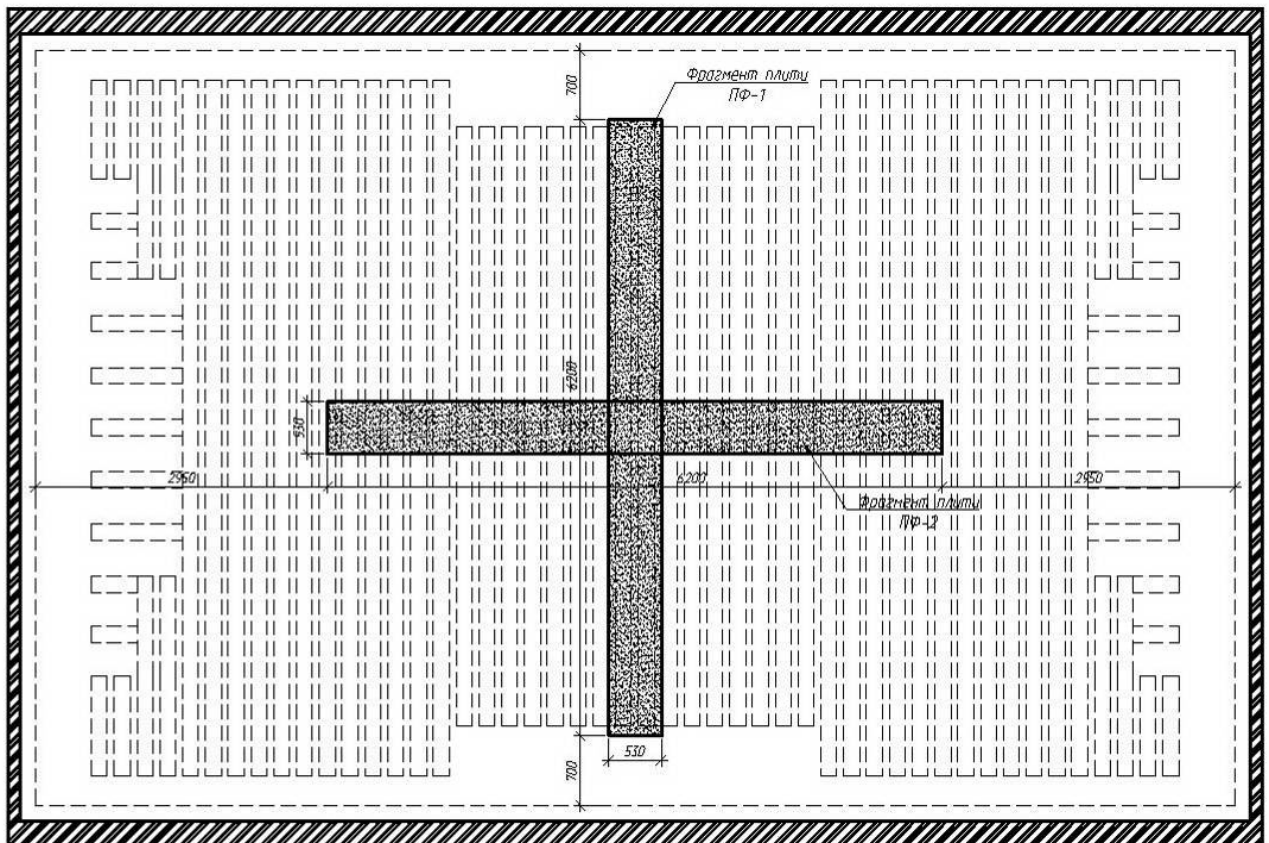
Рис. 2.8. Загальний вигляд випробувань зразка ДЗ-3

2.3. Конструкція, виготовлення і методика експериментальних досліджень фрагментів ПФ-1, ПФ-2.

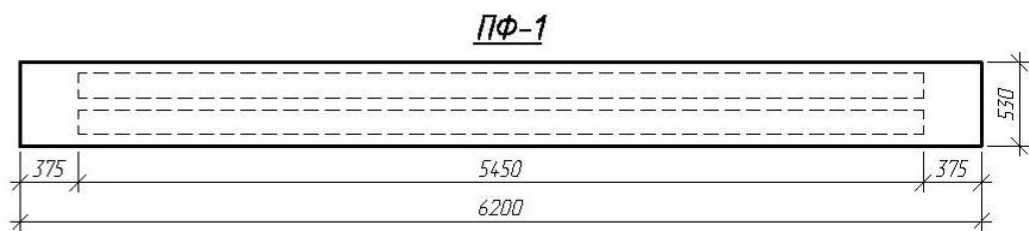
Для експериментального дослідження було виготовлено два дослідні зразки, які являють собою фрагменти плити, умовно вирізаних з прямокутного у плані перекриття (рис. 2.9). Довжина фрагментів 6,2 м, ширина – 0,53 м, висота перерізу – 0,26 м.

При виготовленні експериментальних зразків було використано інвентарну заводську металеву (форму), з додатковими дерев'яними бортами, що дозволило виготовити два зразки одночасно. Довжина зразків 6200 мм, ширина 530 мм і висота 260 мм. В обидвох зразках поздовжньою робочою арматурою була стержнева арматура Ø12 класу А500С з кроком стержнів 100 мм та поперечна арматура з кроком 600 мм класу А500С. З'єднання арматури у арматурній сітці виконувалось контактним зварюванням.

a)



б)



в)

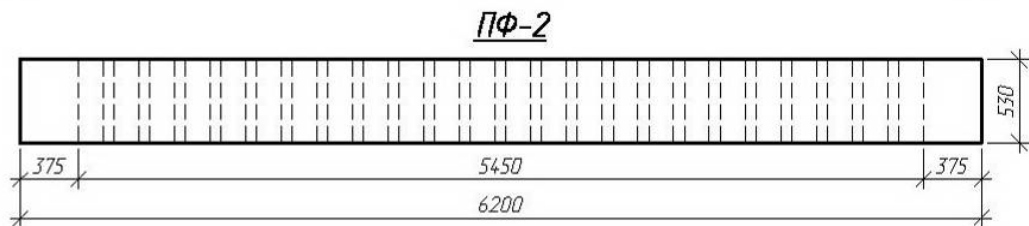


Рис. 2.9. Вихідна конструкція перекриття (а) та конструкція фрагментів плит ПФ-1 (б) та ПФ-2 (в).

Для заміру деформацій робочої арматури приварено по 30 коротунів у кожному експериментальному зрізку з базою вимірювання 200 мм для кріплення приладів.

На рис. 2.10 і 2.11. показано армування та розташування вставок в перерізах дослідних зразків. Арматурні стержні у двох зразках розташовано однаково – по 5 стержнів у робочому напрямку, довжиною 6160 мм. У якості вставок використовувався пінополістирол з розмірами поперечного перерізу – 160×160 мм.

Бетонувалися дослідні зразки у цеху №2 ДП МОУ «Львівській завод збірних конструкцій». У попередньо підготовлені й змащені металеві форми вкладалась та закріплювалась дерев'яна опалубка, потім вкладались арматурні сітки та закріплювались до дерев'яної опалубки, щоб запобігти всплиттю каркасу, після чого на арматурні сітки укладалися та фіксувалися пінополістирольні вставки у проектне положення. В одному відсіку вставки владали у повздовжньому напрямі, в іншому – у поперечному напрямі (рис.2.12). Склад важного бетону: портландцемент марки М400, пісок середньої крупності, щебневий заповнювач фракції 5-20 мм. Паралельно проводилась підготовка металевих форм для виготовлення бетонних кубів розмірами 100×100×100 мм, 150×150×150 мм та бетонних призм розмірами 150×150×600 мм.

Бетонну суміш подавали безпосередньо у форми. Ущільнення бетонної суміші проводилось на вібростолі. Для прискорення тужавіння бетону дослідні зразки разом з кубами і призмами поміщали в пропарювальну камеру.



Рис. 2.10. Конструкція та армування фрагменту плити ПФ-1.



Рис. 2.11. Конструкція та армування фрагменту плити ПФ-2.

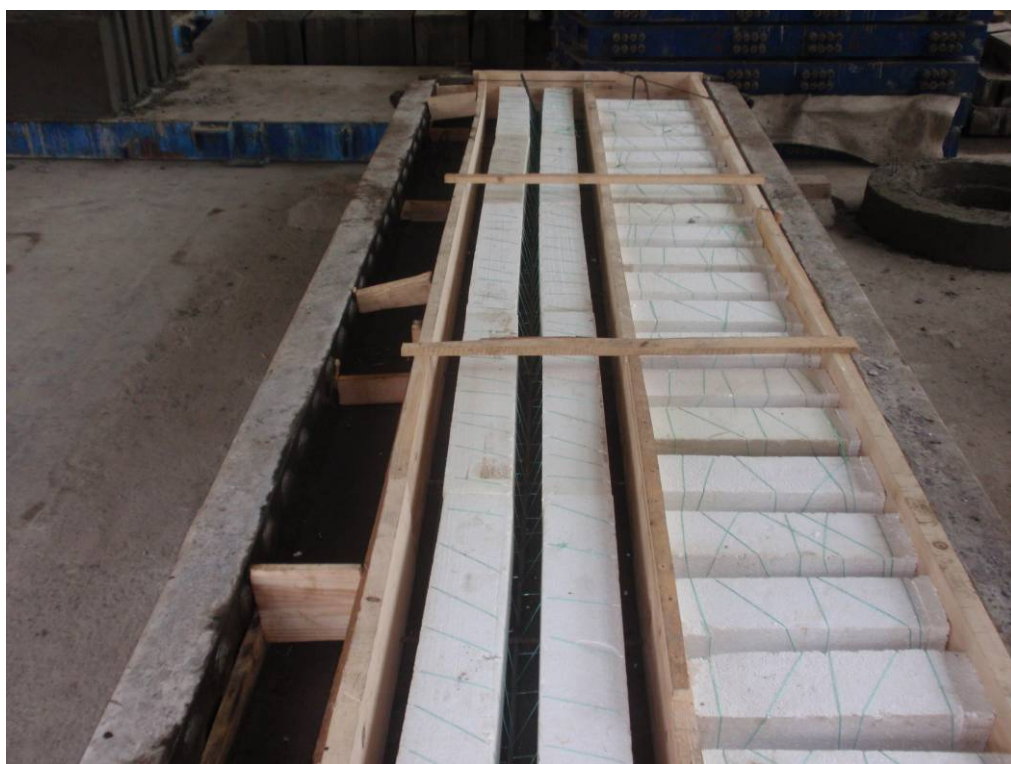


Рис. 2.12. Загальний вигляд виготовлення експериментальних зразків фрагментів плити ПФ-1, ПФ-2.

Міцнісні і деформативні властивості матеріалів.

Визначення механічних характеристик сталі стержневої арматури проведено на стандартних зразках, виготовлених безпосередньо з арматурних стержнів. Випробування зразків виконано на розривній машині ГМС-50 з одночасним записом діаграми розтягу. Згідно з отриманими результатами, межа текучості $\sigma_y=553$ МПа, міцність (тимчасовий опір) $\sigma_y=663$ МПа, видовження $\delta = 14,1\%$, що відповідає арматурній сталі марки А500С за ДСТУ. Міцність бетону на стиск визначали випробування кубів з ребром 150 та 100 мм. Призмову міцність і початковий модуль пружності визначали на призмах розмірами 150×150×600 мм. Зразки необхідні для визначення характеристик бетону виготовляли з того ж замісу, що і основні дослідні зразки. Склад бетону прийнято Ц:П:Щ=1:1,24:2,82 при водоцементному відношенні В/Ц=0,35. Прийнято цемент марки М400 Здолбунівського цементного заводу. Використано кварцовий пісок Ясинецького кар'єру без домішок з модулем крупності $M_c=2,08$, щебінь – гранітний фракції 5...20 мм. За результатами випробувань на стиск згідно з вимогами нормативних документів, визначені фізико – механічні характеристики бетону (табл. 2.2.)

Таблиця 2.2.

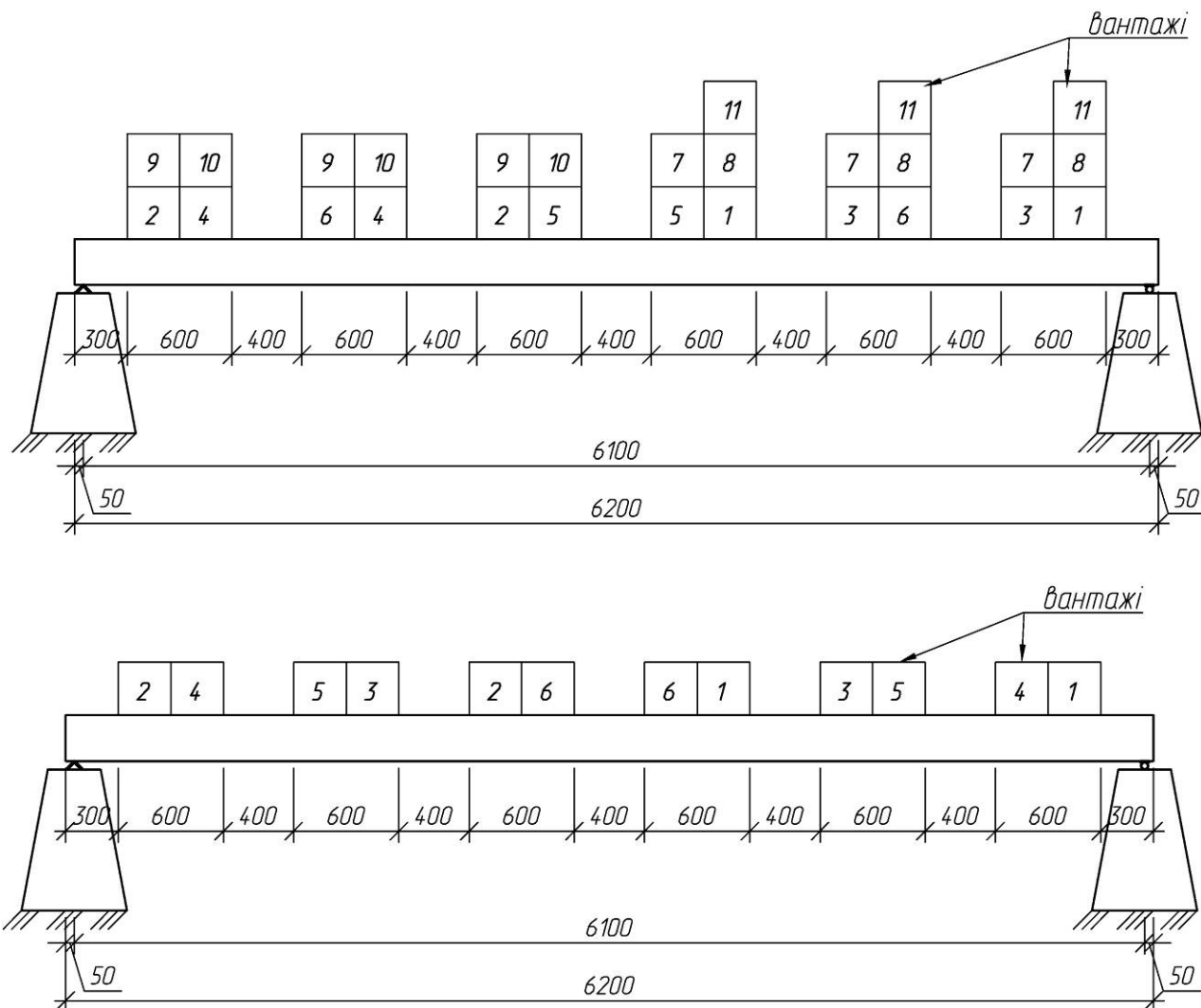
Фізико-механічні характеристики матеріалів

Серія	Марка	Розміри зразка $l \times b \times h$, см	Кількість	Бетон			Сталева поздовжня робоча арматура				
				Призмova міцність $f_{c,prism}$, МПа	Кубова міцність $f_{c,cube}$, МПа	Початковий модуль пружності $E_{c,k} \times 10^{-3}$, МПа	Площа перерізу см ² (Øмм)		Межа текучості σ_y , МПа	Межа міцності σ_u , МПа	Модуль пружності $E_s \times 10^{-5}$, МПа
							розтягнута	стиснута			
1	3	4	2	5	6	7	8	9	10	11	12
I	ДЗ-1	205×33,5×18	1	20,9	29	26,53	3,39 (3Ø12)	-	539	629	2,1
	ДЗ-2		1								
	ДЗ-3		1								
II	ПФ-1	620×53×26	1	26,1	29,1	32,1	5,65 5Ø12	-	553	663	2,1
	ПФ-2		1								
	НП-1	1210×760×26	1	22,2	24,2	27,8	5,65 /мп	-	465	655	2,1

Методика проведення експериментальних досліджень.

Для визначення характеристик міцності, деформативності та тріщиностійкості експериментальних зразків було проведено їх випробування на силовому стенді ДП МОУ «Львівській завод збірних конструкцій».

Випробування проводили після 28 діб з моменту бетонування. Завантаження фрагментів плити відбувалось поетапно бетонними вантажами по 300 кг, з витримкою після кожної ступені 30 хв: з них 10 хв. – до знімання показів приладів і 20 хв. – під час знімання показів. Прикладання навантаження відбувалось за допомогою бетонних блоків, які подавались за допомогою крану. При випробуванні зразків були заплановані симетричні і несиметричні схеми завантаження (рис. 2.13).



2.13. Схема завантаження експериментальних зразків фрагментів плити ПФ-1, ПФ-2 (номерама вказано етапи завантаження)

Прогини зразків вимірювали за допомогою прогиномірів Аістова з ціною поділки 0,01 мм (рис. 2.14). Прогиноміри кріпили на спеціальних поперечних металевих рамки, які закріплювались до експериментального зразка.

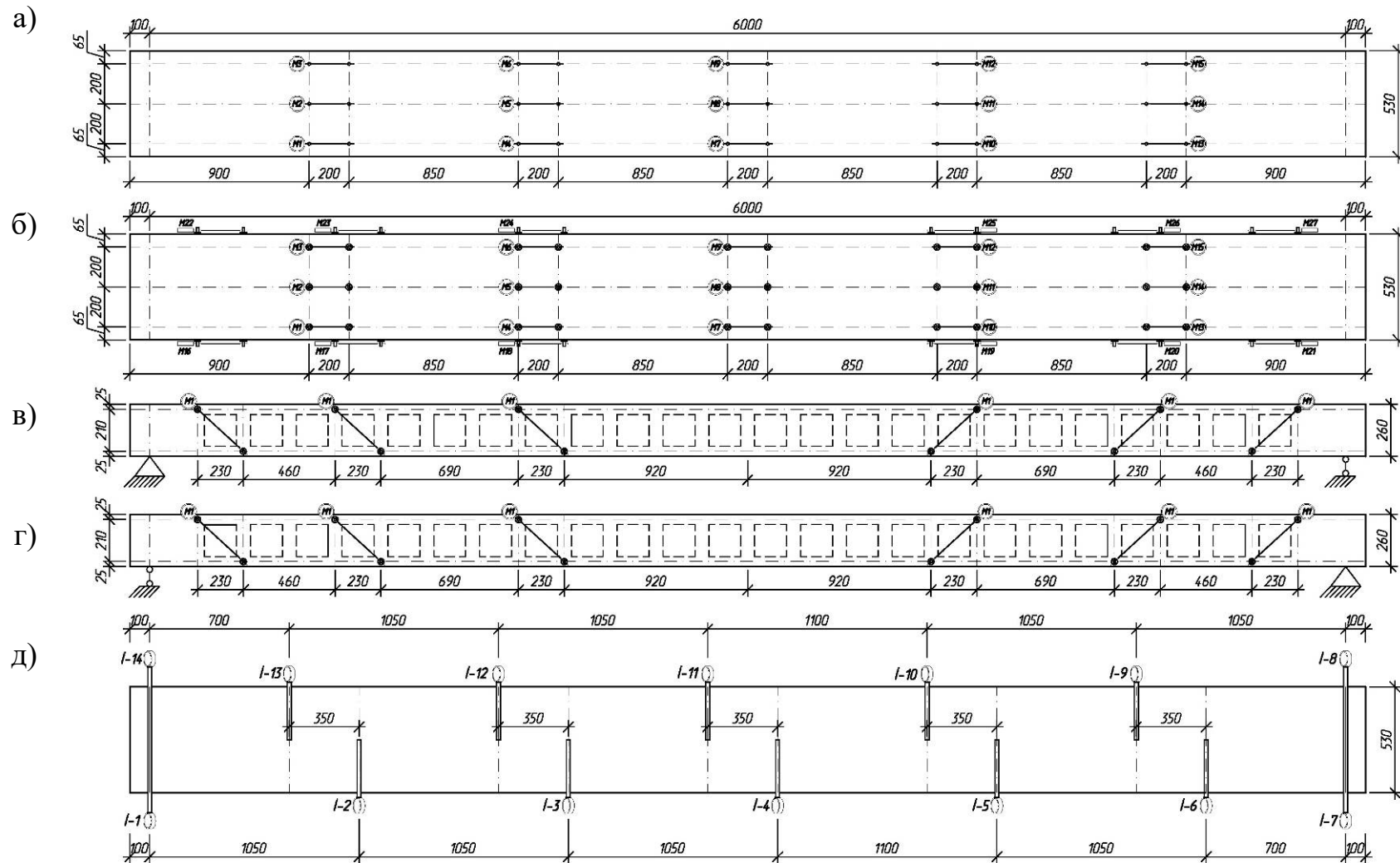


Рис. 2.14. Схема розташування приладів зразків серії II при випробовуванні: а – на нижній грані для заміру деформацій арматури; б – на верхній грані; в, г – на бічних; д – для заміру прогинів: М1...М27 - індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,001 (0,002) мм; І-1...І-14 – прогиноміри (індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,1 мм).

Деформації бетону, внутрішньої арматури індикаторами годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм (0,002 мм) на базі ≈ 200 мм. По висоті прилади були розташовані таким чином, щоб побудувати графіки розподілу деформацій по висоті: верхня грань балки (стиск); бічна грань (стиск); на рівні центра ваги внутрішньої сталеві арматури (розтяг).

Для заміру деформацій арматури індикатори годинникового типу фіксували на спеціальних тримачах, які були приварені до бетонування зразків до арматурних стержнів каркасу з базою 200 мм (рис. 2.14).

Під час випробовувань проводили спостереження за тріщиноутворенням та розвитком тріщин. Утворення тріщин визначали візуально за допомогою мікроскопа МПБ-3. За допомогою мікроскопа замірювали і ширину розкриття тріщин. Відліки за приладами, а також фіксацію розвитку тріщин проводили після кожного етапу навантаження і заносили в журнал випробувань.

Прийнята методика випробувань дозволила отримати величини деформацій безпосередньо на бетоні та арматурі, а також визначити прогини по довжині фрагменту плити.

Загальні вигляди випробування плит ПФ-1, ПФ-2 подано на рис. 2.15.

а)



б)



Рис. 2.15. Загальний вигляд підготовлених до випробувань експериментальних зразків плит на згин та розташованими вимірювальними приладами:

а – ПФ-1; б – ПФ-2.

2.4. Конструкція, виготовлення і методика досліджень експериментального натурального перекриття з однонапрямленими пінополістирольними вставками.

При реконструкції колишньої промислової будівлі під торгово-готельний комплекс виникла потреба в заміні старого дерев'яного перекриття горищного поверху з колонами в середній частині на більш капітальне без проміжних опор з надбудовою повноцінного поверху. З огляду на нерівномірне осідання в процесі довготривалої експлуатації і пошкодження мурованих стін, розташованих по периметру, було запропоноване монолітне залізобетонне перекриття, диск якого зв'язує між собою всі стіни. Загальне конструктивне рішення цього перекриття подано на рис. 2.16.

Конструювання перекриття прийняте на підставі статичних розрахунків, виконаних на ЕОМ. Загальна висота перерізу $h = 260$ мм прийнята насамперед з умов жорсткості за результатами попереднього (варіантного) розрахунку на ЕОМ (рис.2.17, 2.8). В середній основній частині перерізу вставки з пінополістиролу розмірами перерізу 160×160 мм розташовані в поперечному напрямі з відстанню між ними в плані 70 мм. В результаті у цьому напрямі маємо часторебристу конструкцію, в якій почергово розташовані вертикальні ребра і вставки (переріз А-А).

В поздовжньому напрямі конструкція перекриття, на відміну від поперечного, є неоднорідною: в межах ширини вставок маємо переріз з верхньою і нижньою полицями товщиною 50 мм, між вставками - суцільний залізобетонний переріз (переріз Б-Б).

При проектуванні плити використали наявну у замовника арматуру $\varnothing 12$ класу А400С, розташовану в основному у нижній зоні плити як в поперечному, так і в поздовжньому напрямках (рис. 2.19).

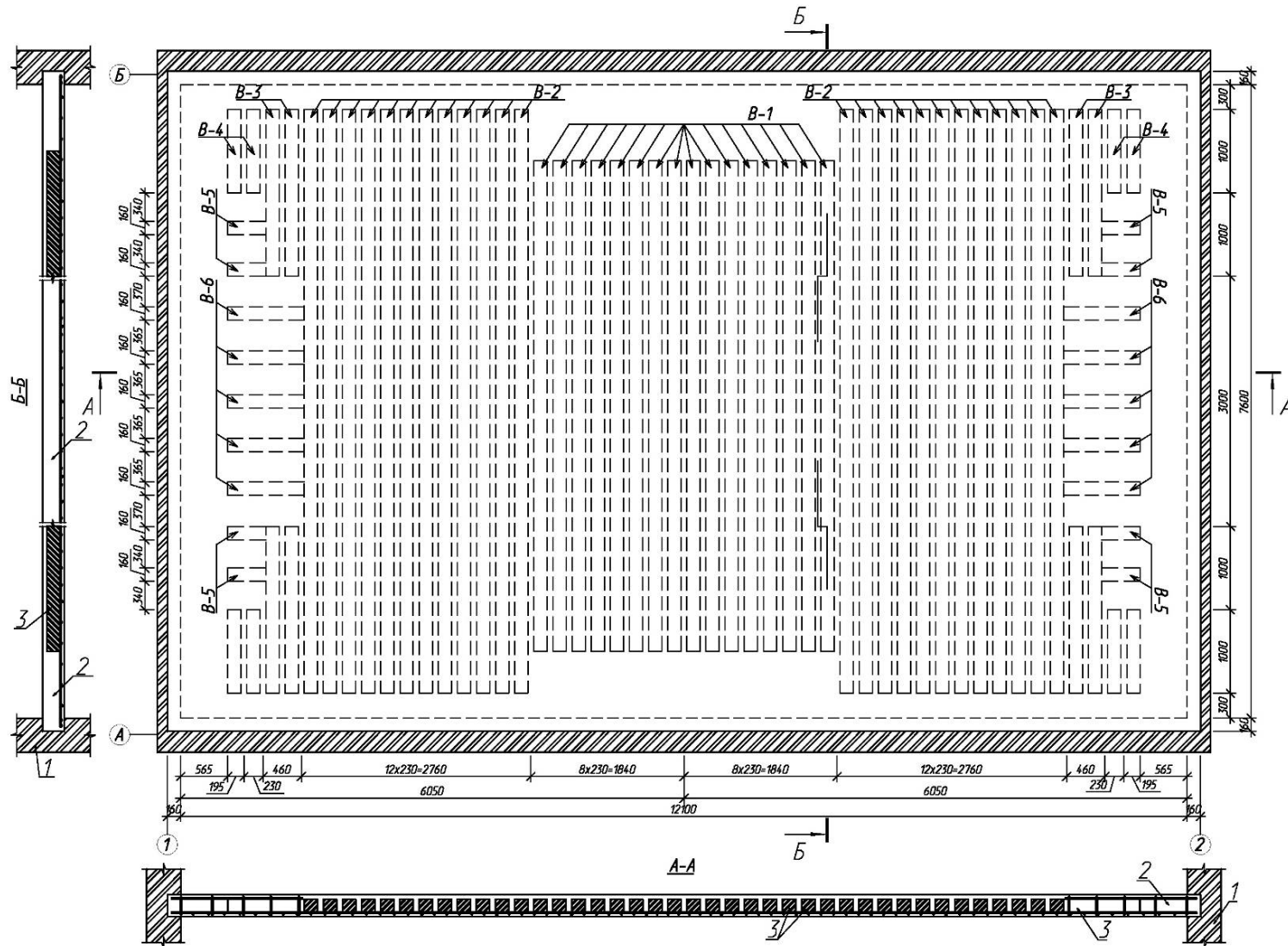


Рис. 2.16. Конструктивне рішення монолітного залізобетонного перекриття з однонапрямленими вставками.

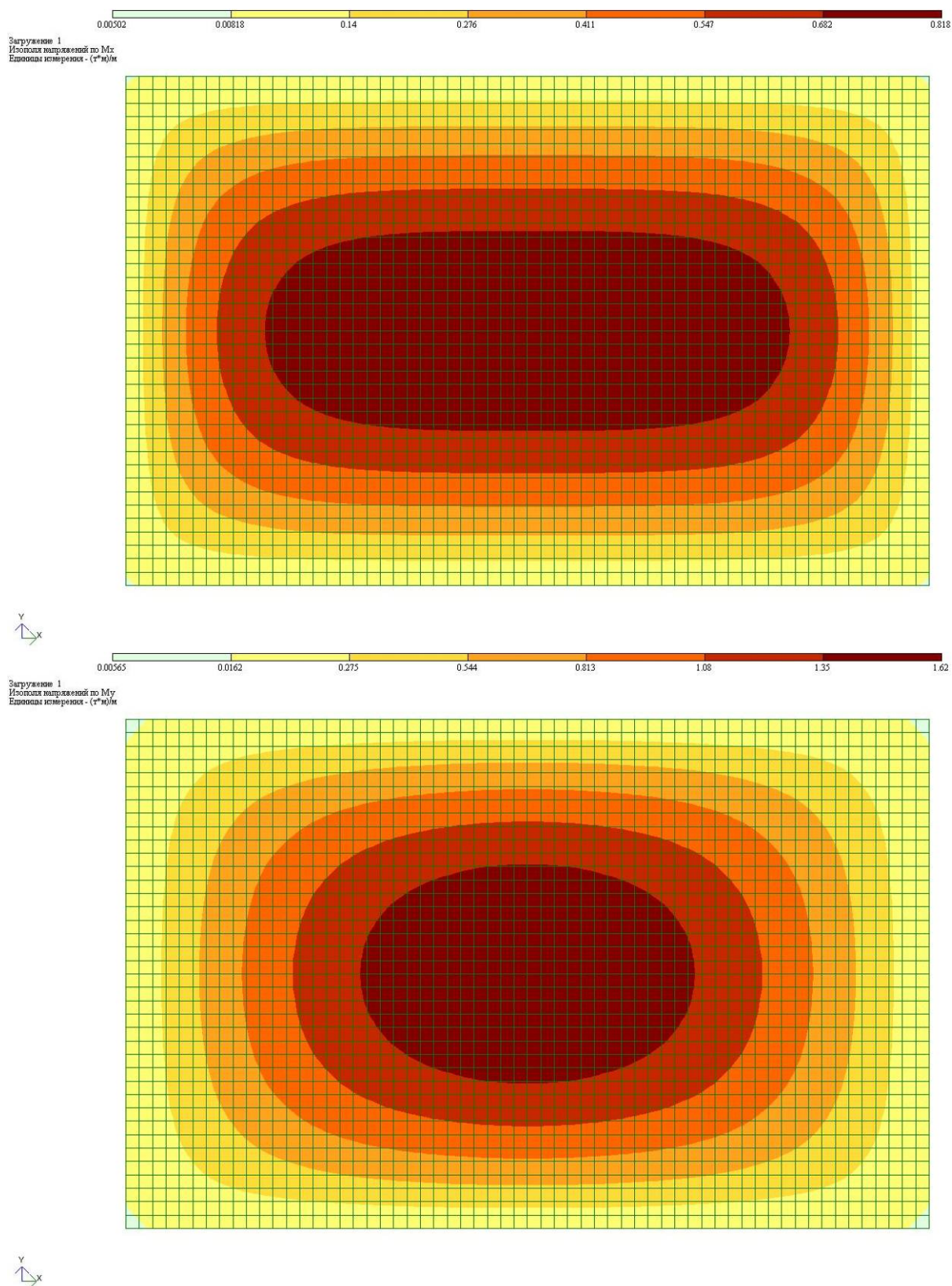


Рис. 2.17. Изополя M_x , M_y загального статичного розрахунку натурального перекрытия на навантаження $3,4 \text{ кН}/\text{м}^2$.

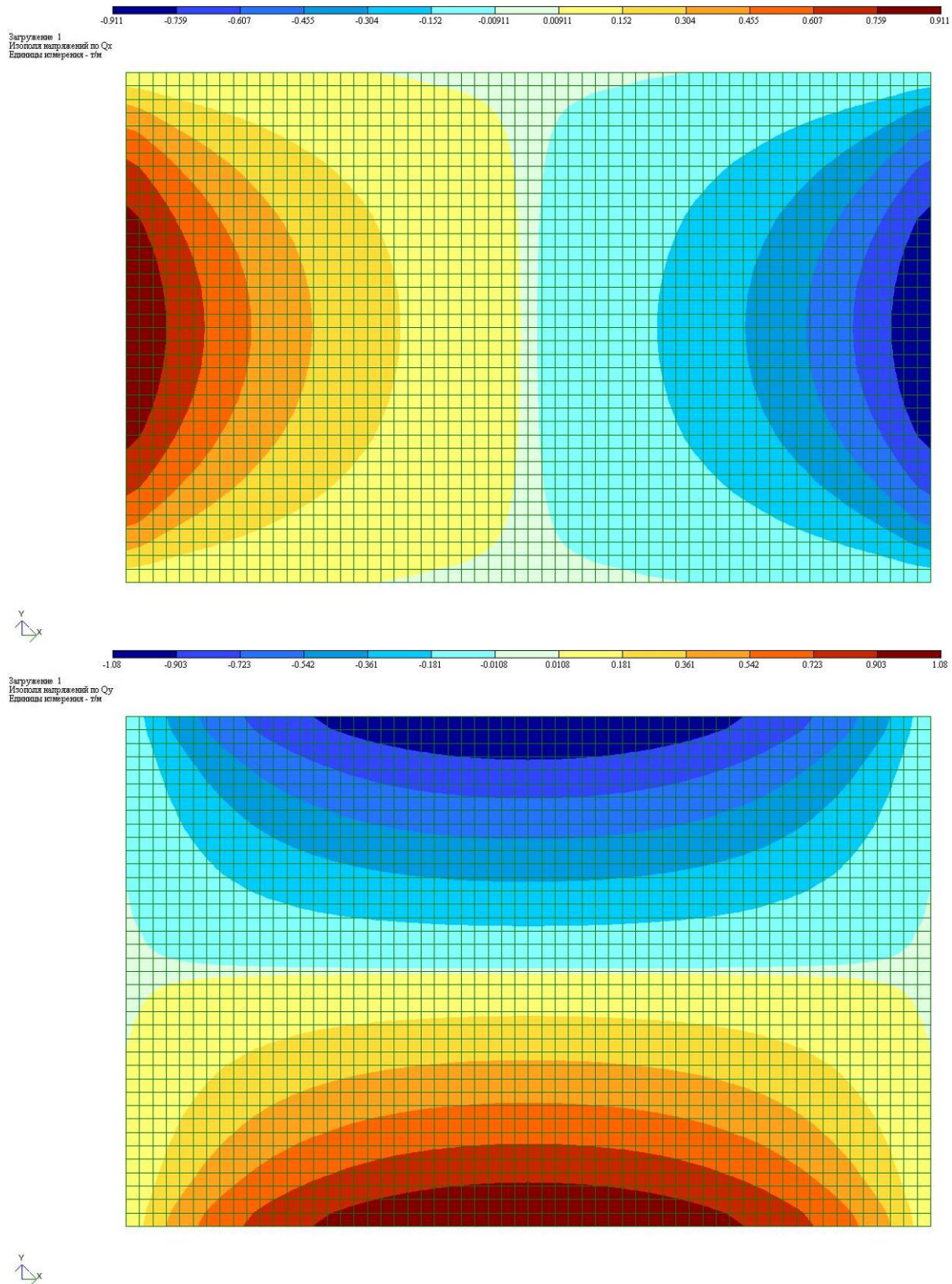


Рис. 2.18. Изополя Q_x , Q_y загального статичного розрахунку
натурного перекриття на навантаження $3,4 \text{ кН/м}^2$.

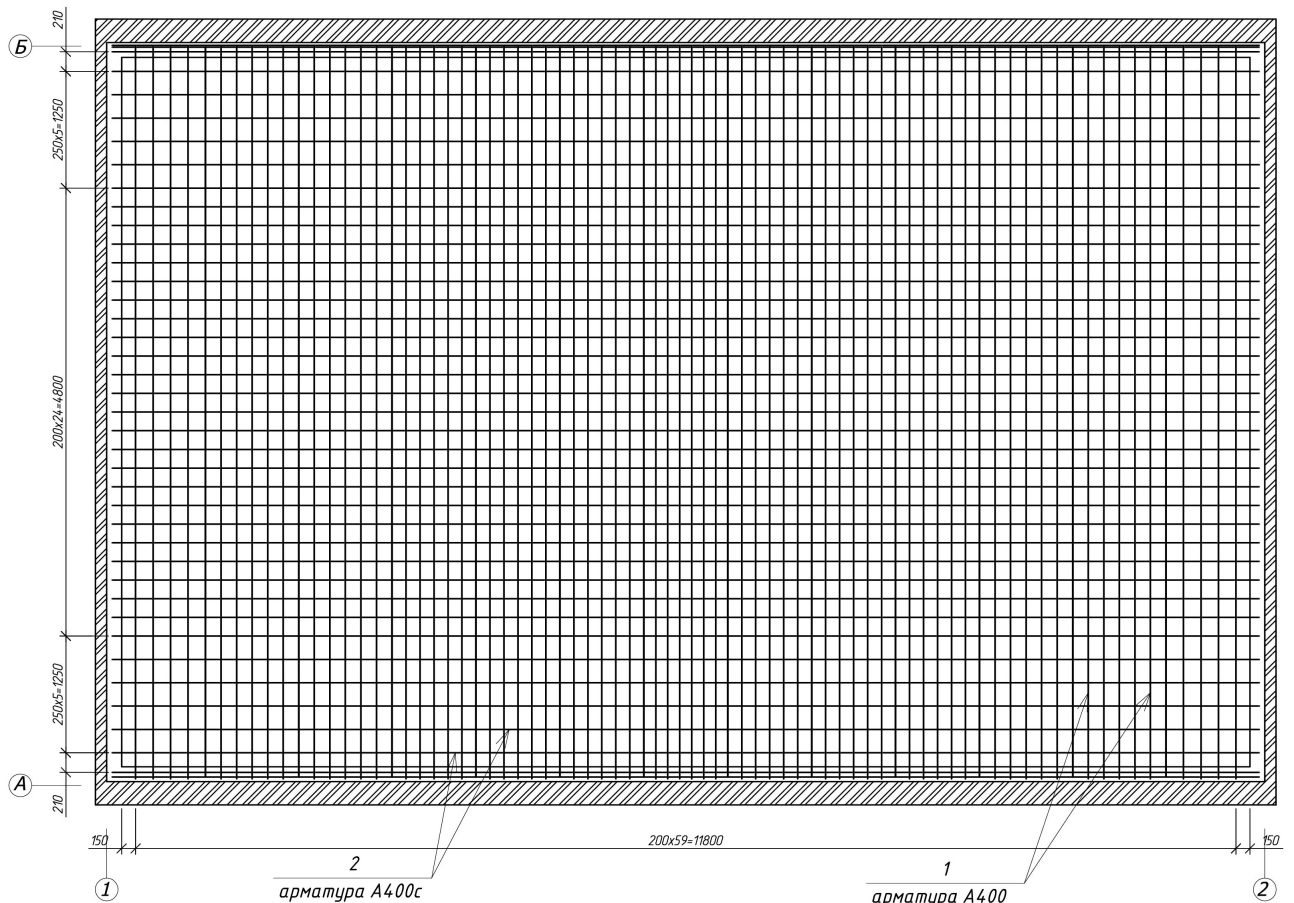


Рис. 2.19. План розташування нижньої арматури

Для надійного анкерування арматури, розташованої в нижній частині плити, а також з метою забезпечення міцності похилих перерізів плити на припорних ділянках, вставки не доводили до країв плити. Згідно з результатами статичного розрахунку, найбільші значення поперечних сил маємо на середніх припорних ділянках; тому на цих ділянках порожниноутворюючі вставки не доведені до стін в більшій мірі (рис.2.16). З огляду на меншу міцність перерізів плити на зріз в межах ширини вставок, на торцевих ділянках плити вставки були розташовані в напрямі, перпендикулярному до основного розташування вставок зі значної ширини ділянками суцільного бетону між ними, в яких змонтували додаткову поздовжню верхню і поперечну арматуру. Верхня арматура також передбачена на кутових ділянках перекриття, на яких, згідно з результатами розрахунку, виникають розтягуючі напруження (рис. 2.20).

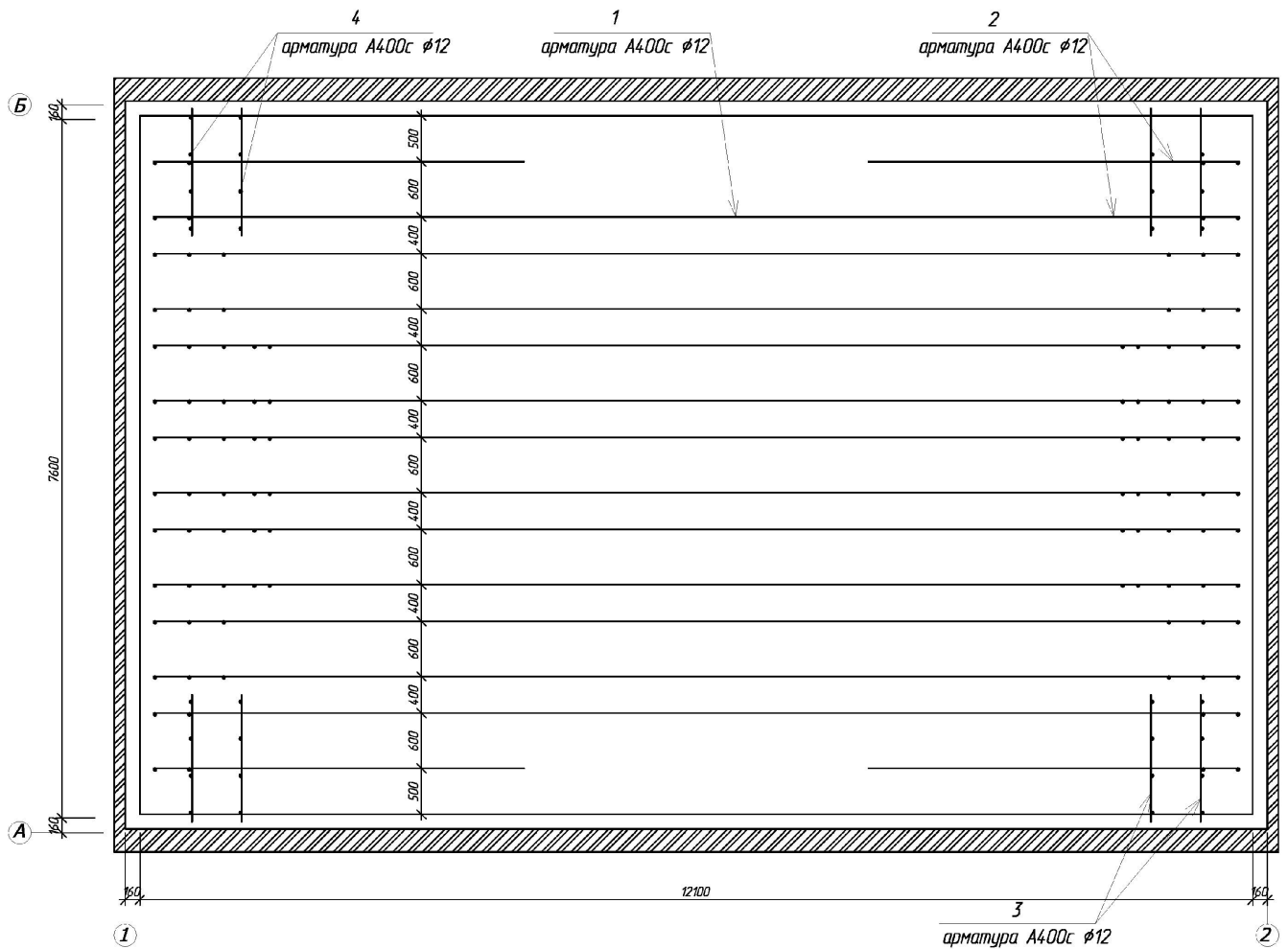


Рис. 2.20. План розташування верхньої арматури та вертикальних стержнів.

Загальні вигляди улаштування перекриття подані на рис. 2.21.

За рахунок вставок власна вага перекриття розмірами в плані $7,6 \times 12,1$ м загальною висотою 260 мм зменшилась на 32,4 %. У середній частині плити об'єм вставок становить 45%.



Рис. 2.21. Загальні вигляди улаштування перекриття.

Методика проведення експериментального дослідження натурального перекриття.

Випробування проводили з використанням попередньо зважених цегли і піску. Зважаючи на значні розміри перекриття та необхідність розташування вантажів вручну і монтажу та доступу до приладів для заміру деформацій, вантажі розкладали у кількох смугах, розташованих переважно у середній частині прольоту для створення більшого моменту (рис. 2.22).

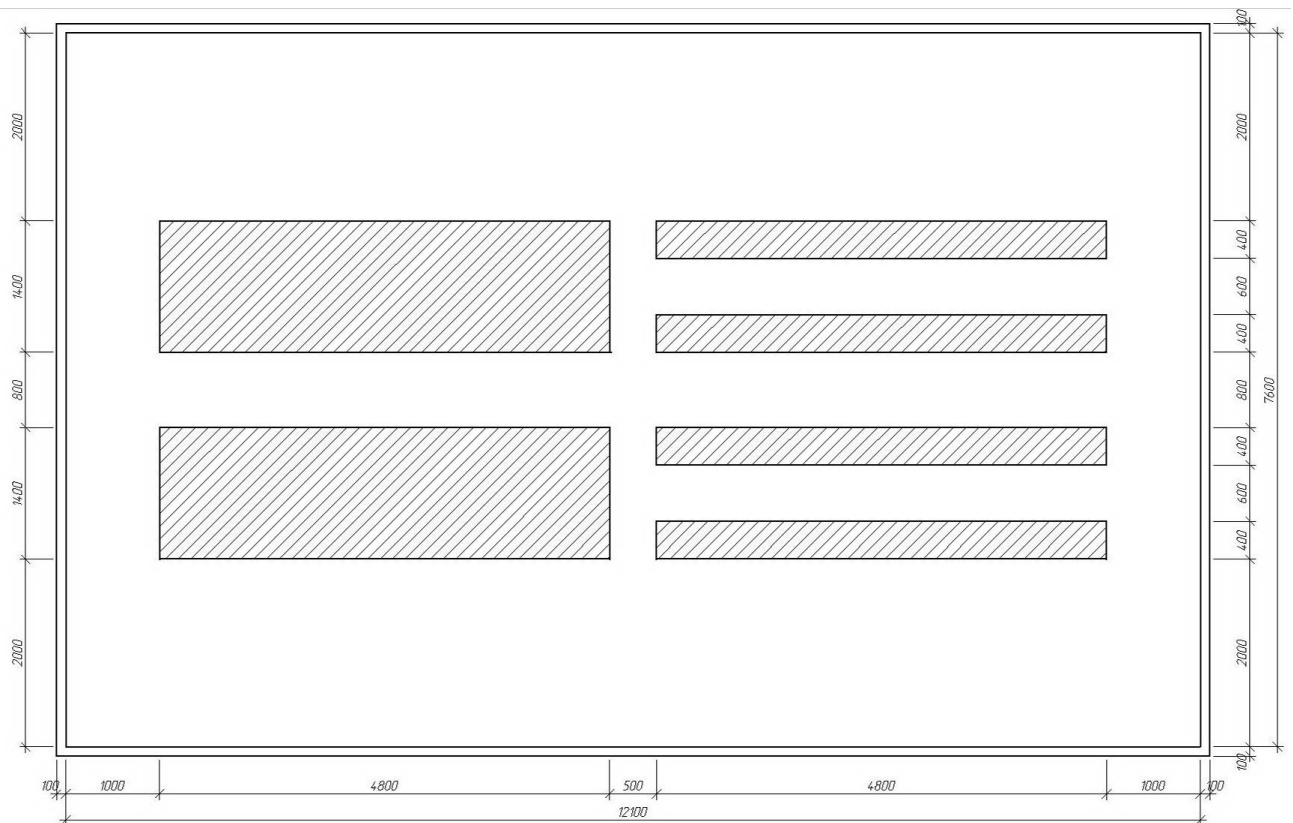


Рис. 2.22. Схема завантаження перекриття при випробуванні.

Щоби переконатися у близькості загальної статичної схеми роботи перекриття при такому завантаженні до рівномірно розподіленого навантаження прийнято у статичних розрахунках, були порівняні значення моментів і поперечних сил обчислені на ЕОМ при цих двох схемах завантаження. Вони виявилися досить близькими, особливо по значеннях моментів (рис.2.23), які є визначальними за армуванням, а також за показниками прогинів і тріщиностійкості. Це дало підставу у подальшому оперувати навантаженням, умовно віднесеним до всієї площі перекриття.

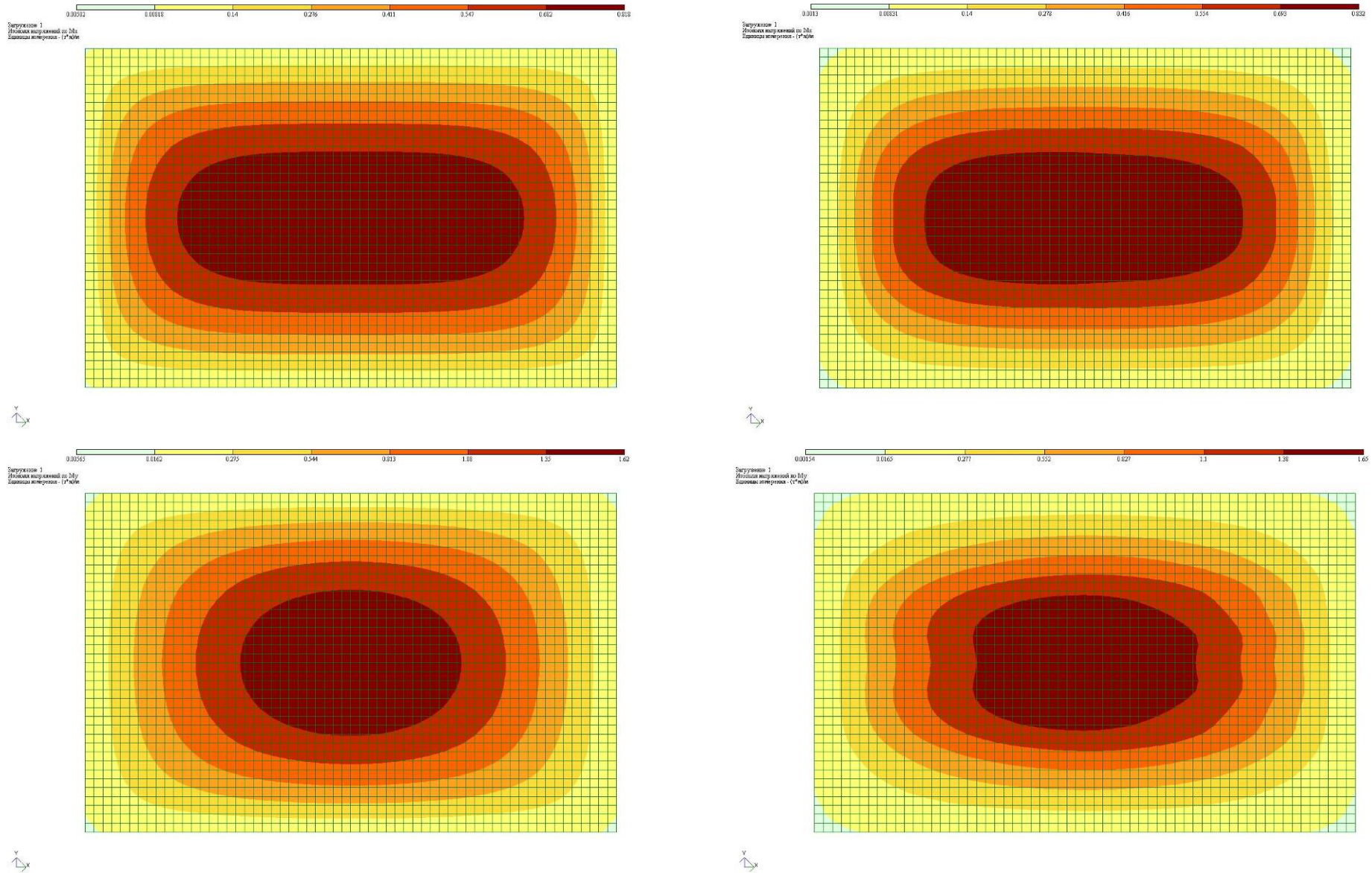


Рис. 2.23. Співвідношення моментів від рівномірно розподіленого навантаження і випробувального навантаження

Очевидно, що при фактичному розташуванні вантажів інтенсивність тиску на одиницю площі під ними є більшою, ніж при рівномірно розподіленому навантаженні. Тому оперували умовно розподіленим еквівалентним навантаженням, виходячи з рівності моментів.

Деформації арматури і бетону заміряли індикаторами годинникового типу з точністю 0,001 мм, вертикальні переміщення - прогиномірами системи Максимова, Аістова-Овчіннікова з точністю відповідно 0,1мм і 0,01 мм. Для кріплення приладів на арматурі до стержнів перед бетонуванням приварювали коротуни з різьбою в межах товщини захисного шару бетону. Схеми розташування прогиномірів в плані подана на рис. 2.24.

Завантаження перекриття проводили поетапно з доведенням до максимального рівня 3,4 кН/м², що на 13% перевищує нормативне значення навантаження, прийняте при розрахунку і проектуванні плит.

Загальні вигляди випробування перекриття подані на рис. 2.25.

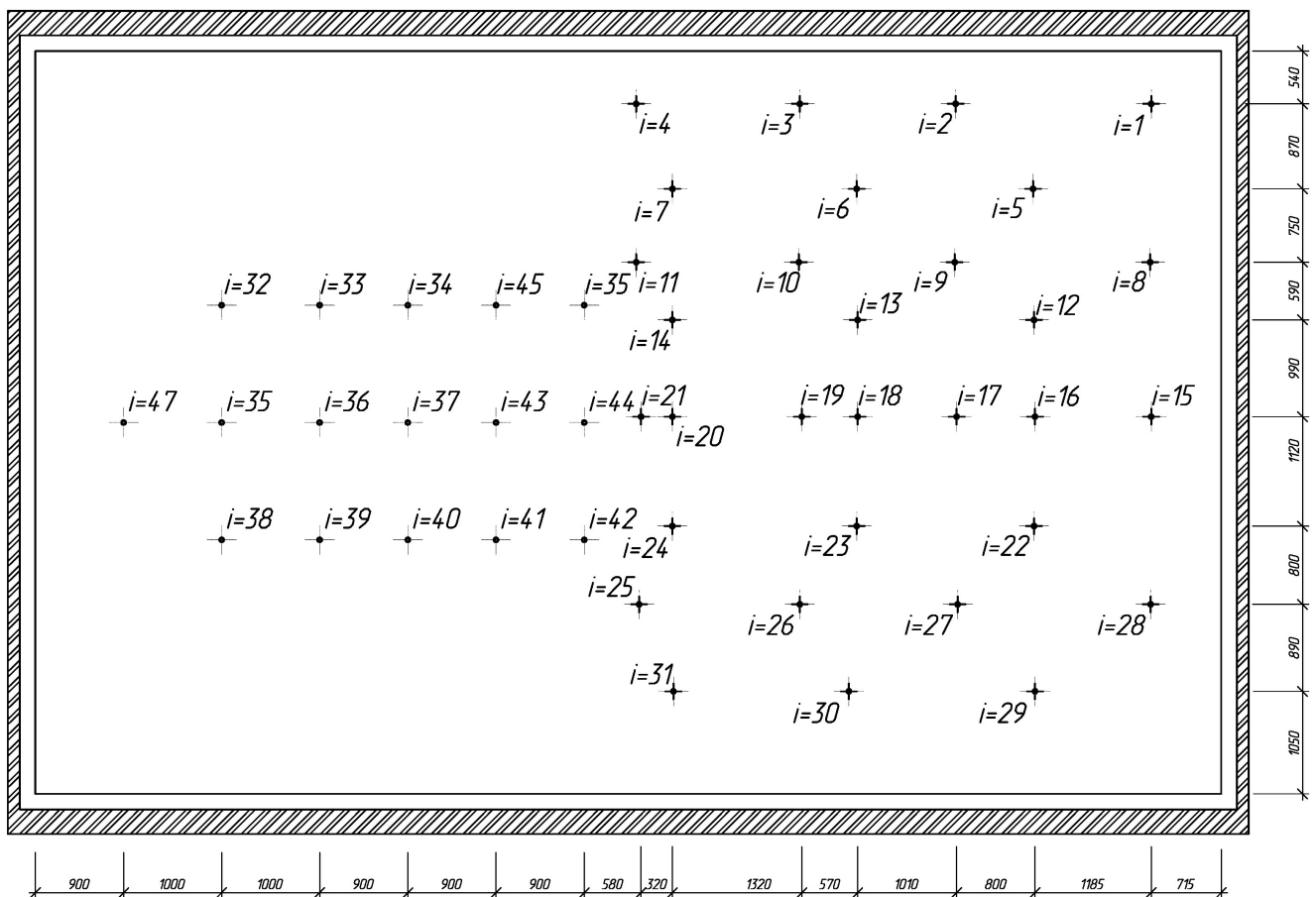


Рис. 2.24. Схема розташування прогиномірів



Рис. 2.25. Загальні вигляди випробування перекриття.

2.5. Висновки.

1. Розроблена програма і методика експериментальних досліджень для отримання нових даних при проведенні випробувань залізобетонних плитних фрагментів перекриття і натурального перекриття з пінополістирольними вставками.
2. Випробування зразків арматури та бетону дозволили отримати їх фактичні міцнісні та деформативні характеристики, важливі для оцінювання напружено-деформованого стану двох серій плитних фрагментів монолітних перекриттів і натурального перекриття при їх випробуванні навантаженням та при моделюванні їх роботи в ПК Ліра САПР
3. Розроблена конструкція експериментальних зразків і методика їх випробувань дозволяє дослідити міцність та жорсткість фрагментів перекриття і натурального перекриття зі вставками згідно з завданням досліджень.

РОЗДІЛ 3

РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ.

3.1. Міцність, деформативність фрагментів перекриття ДЗ-1, ДЗ-2, ДЗ-3.

Міцність. Характер руйнувань дослідних фрагментів був різним.

Цільний залізобетонний елемент зруйнувався внаслідок розчавлювання (дрібнення) в зоні чистого згину з послідуєчим значним видовженням стержнів поздовжньої робочої арматури (рис. 3.1). Повне вичерпання несучої здатності зразка ДЗ-1 сталося за навантаження $F=145/2=72,5\text{кН}$.

Іншим був характер руйнувань дослідних зразків ДЗ-2, ДЗ-3, які зруйнувалися за похилими перерізами.

Фрагмент ДЗ-2 з поздовжнім розташуванням вставок зруйнувався по похилому перерізу, проте характер руйнування відрізнявся від руйнування фрагмента ДЗ-2 і більше відповідав класичній схемі руйнування залізобетонних згинаних елементів. Похила тріщина була орієнтована (проходила) від зосередженої сили навантаження до реакції опори (рис. 3.2).

Остаточне руйнування дослідного фрагмента сталося за навантаження $F=50\text{кН}$.

Дослідний фрагмент ДЗ-3 з поперечним розташуванням вставок зруйнувався за навантаження 31кН . Остаточному вичерпанню несучої спроможності передували тріщиноутворення внаслідок значних деформацій особливо у вертикальних ребрах і верхній полиці приопорних ділянок (рис. 3.3).

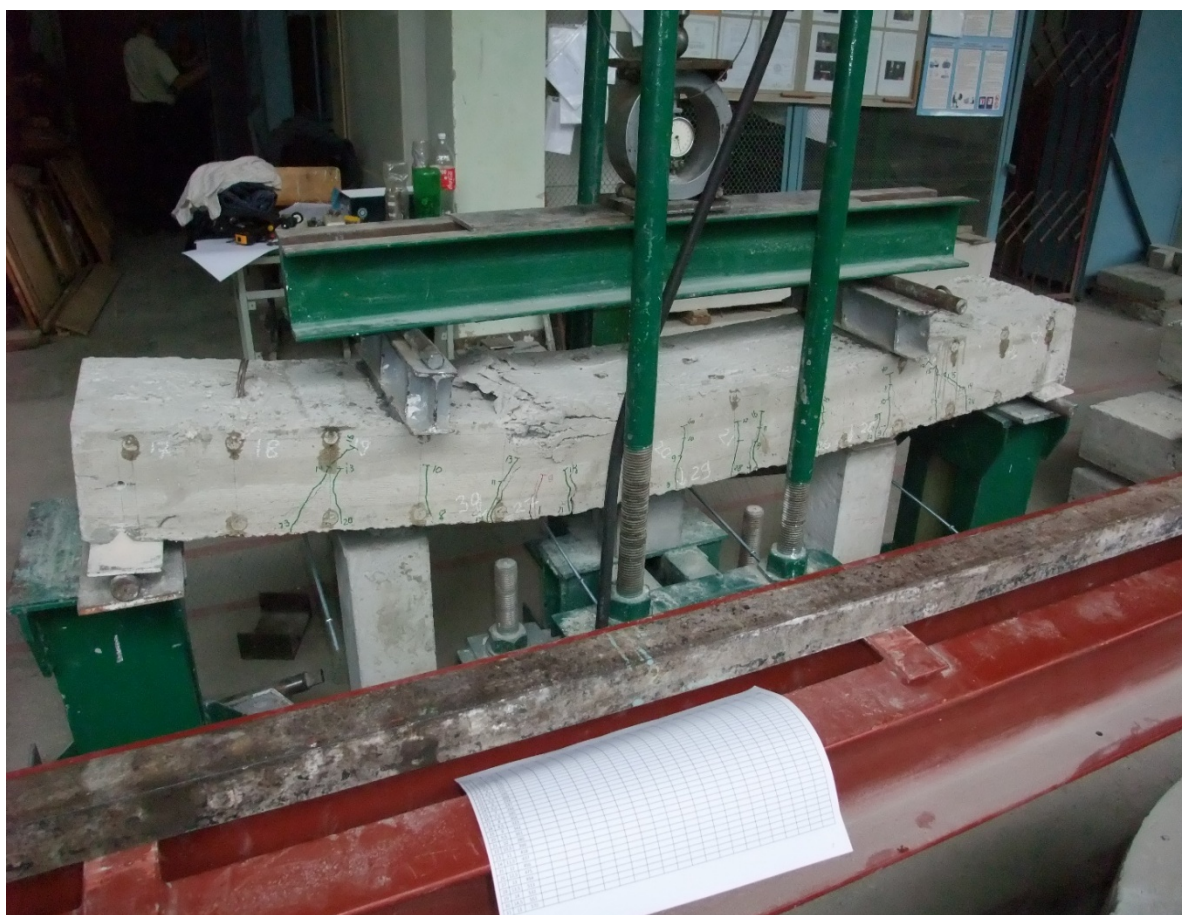


Рис. 3.1. Характер руйнування зразка ДЗ-1.

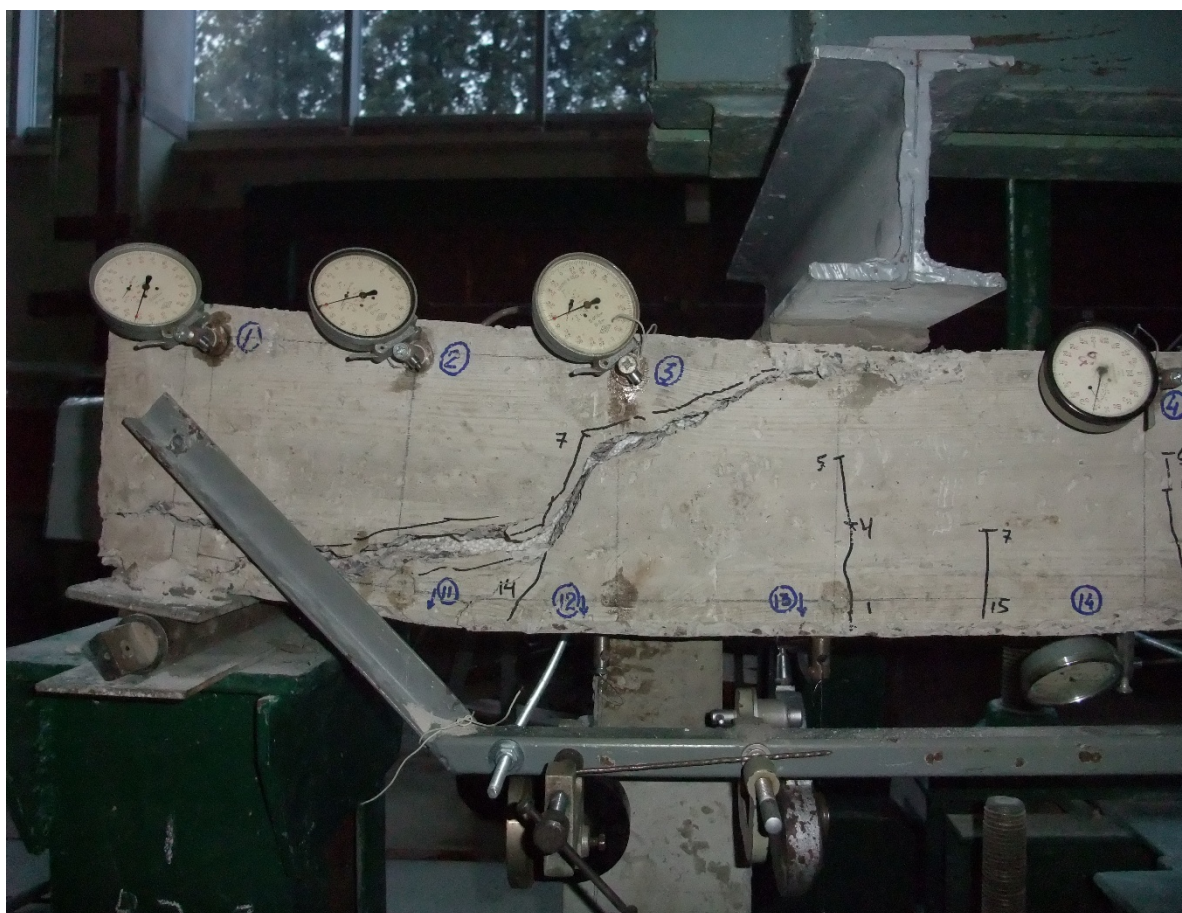


Рис. 3.2. Характер руйнування зразка ДЗ-2.

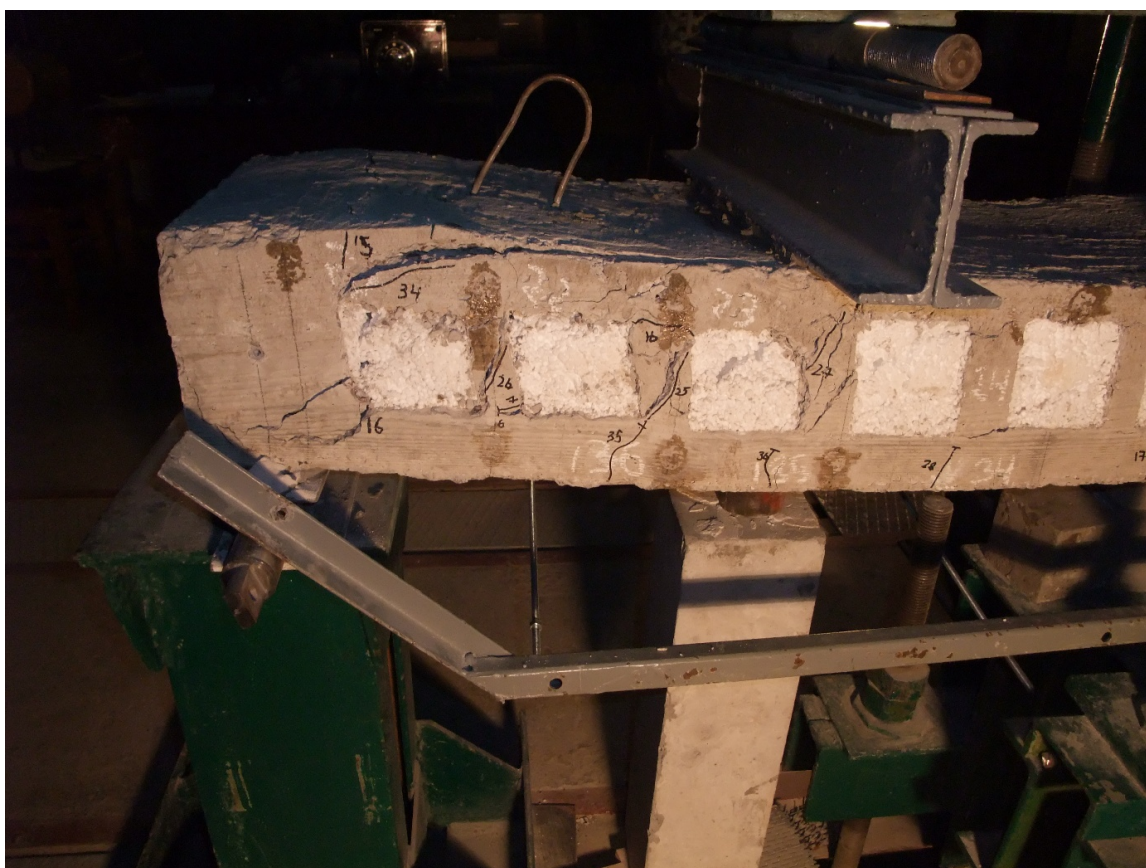


Рис. 3.3. Характер руйнування зразка ДЗ-3.

Жорсткість. На (рис. 3.4, 3.5, 3.6) подані графіки деформацій нормальних перерізів дослідних зразків: поздовжньої робочої арматури у нижній частині перерізу і верхньої грані бетону. Як бачимо, загальний характер деформацій нормальних перерізів дослідних зразків з порожнинами (ДЗ-2, ДЗ-3) є аналогічним до характеру деформацій цільного зразка ДЗ-1.

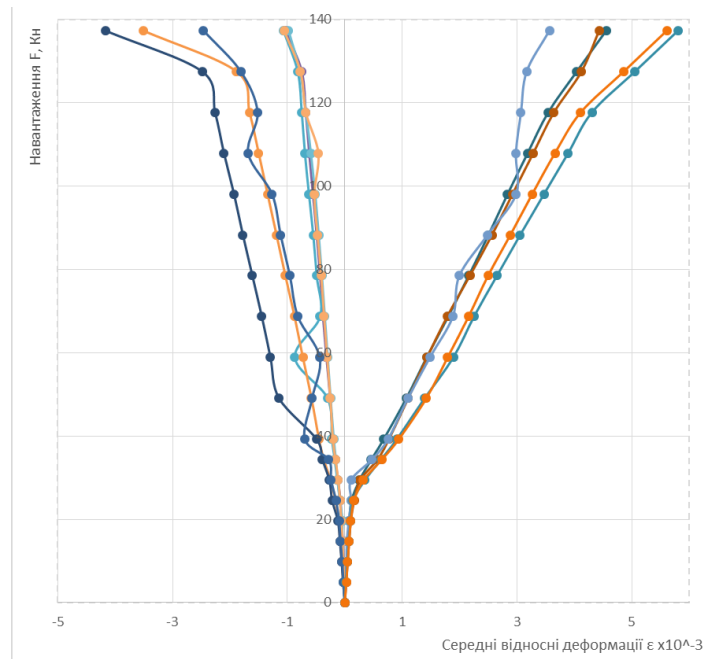


Рис. 3.4. Графіки нормальних деформацій дослідного зразка ДЗ-1.

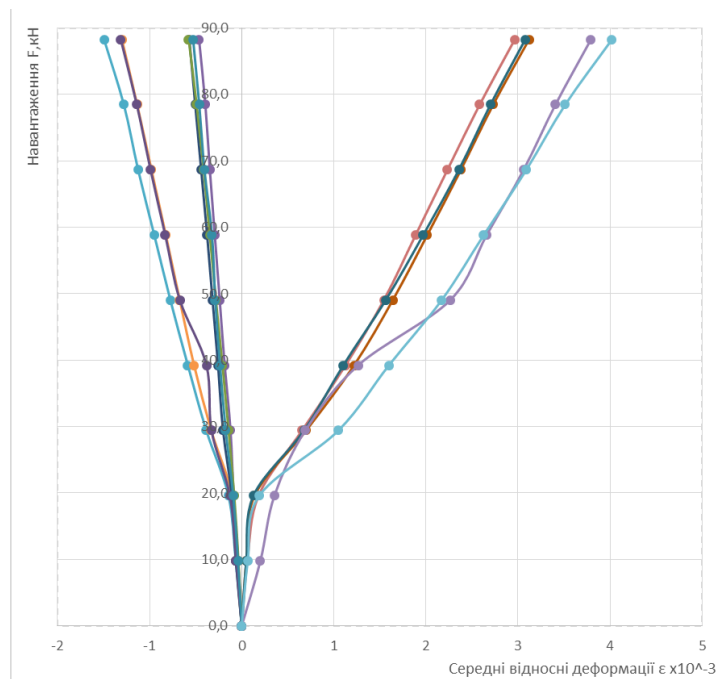


Рис. 3.5. Графіки нормальних деформацій дослідного зразка ДЗ-2.

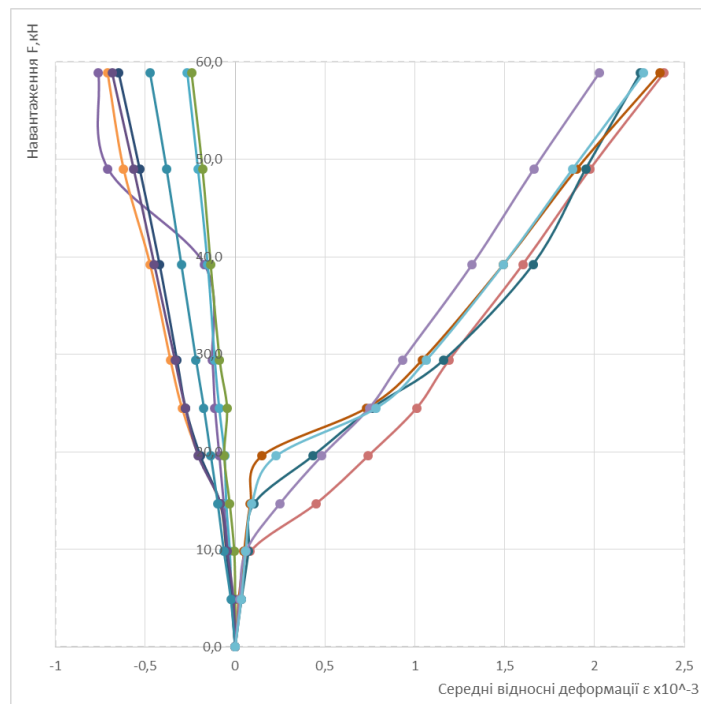


Рис. 3.6. Графіки нормальних деформацій дослідного зразка ДЗ-3.

На рис. 3.7 подані графіки деформацій похилих перерізів дослідних зразків. Найменшими вони є в цільному зразку ДЗ-1, дещо більшими в зразку ДЗ-2 з поздовжнім розташуванням вставок і суттєво більшими в зразку ДЗ-3 з поперечним розташуванням вставок. Причому ця закономірність спостерігається для всіх трьох похилих перерізів, в яких заміряли деформації (див. рис. 3.8, 3.9, 3.10).

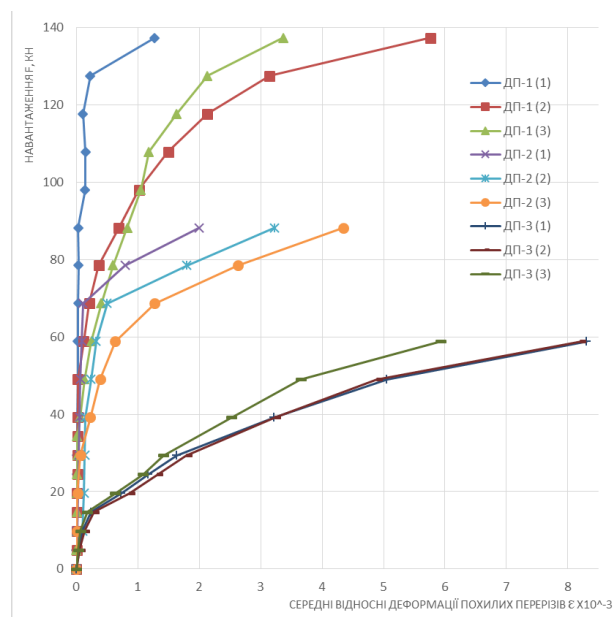


Рис. 3.7. Графіки середніх відносних деформацій в перерізах 1-1, 2-2, 3-3 дослідних зразків ДЗ-1, ДЗ-2, ДЗ-3.

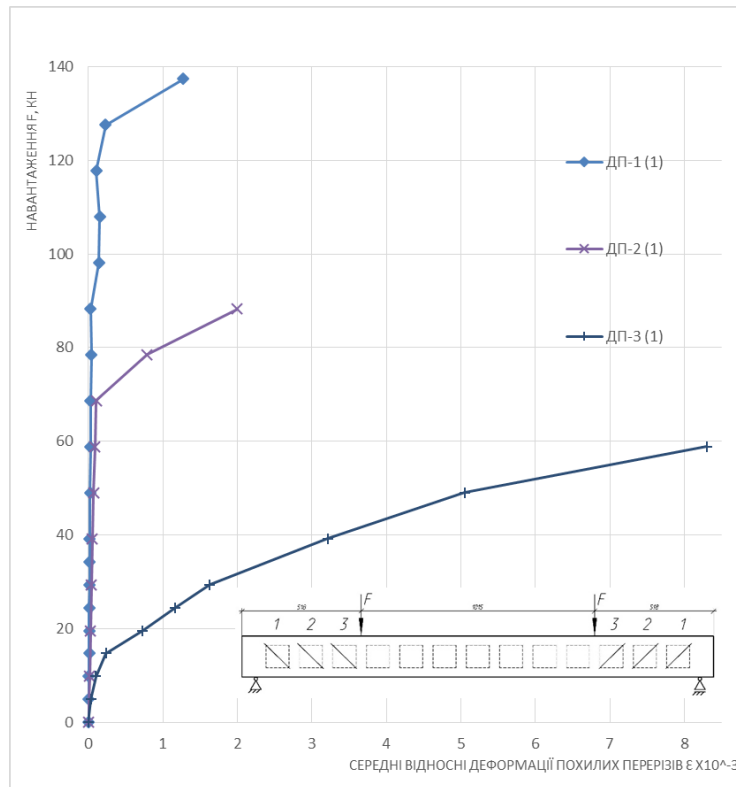


Рис. 3.8. Графіки середніх відносних деформацій похилих перерізів дослідних зразків ДЗ-1, ДЗ-2, ДЗ-3 в перерізі 1.

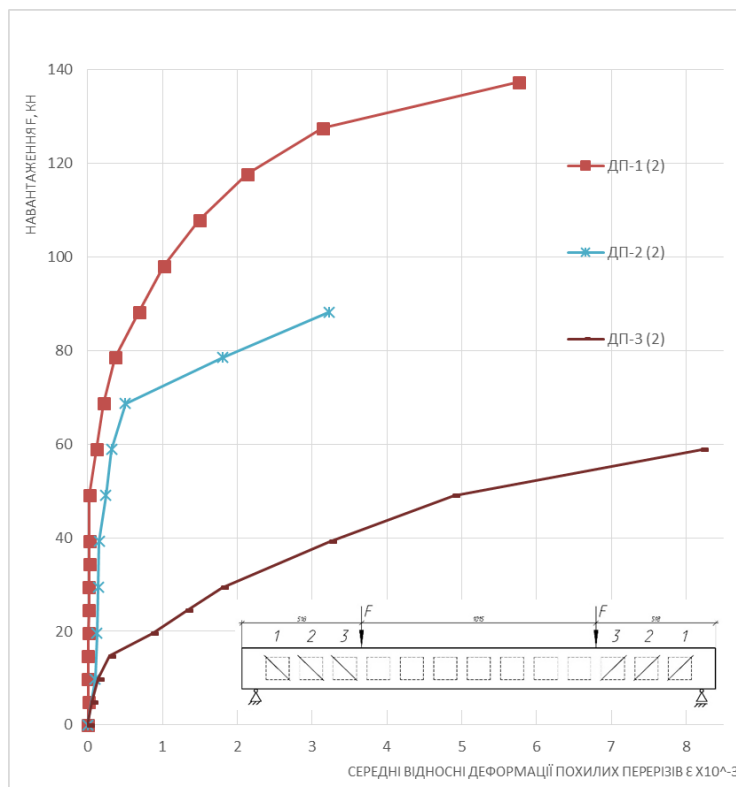


Рис. 3.9. Графіки середніх відносних деформацій похилих перерізів дослідних зразків ДЗ-1, ДЗ-2, ДЗ-3 в перерізі 2.

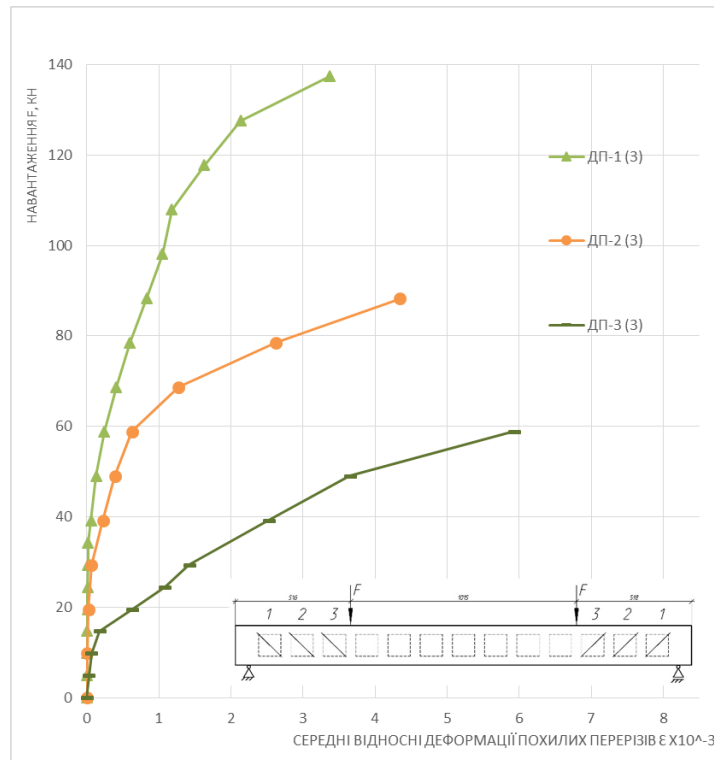


Рис. 3.10. Графіки середніх відносних деформацій похилих перерізів дослідних зразків ДЗ-1, ДЗ-2, ДЗ-3 в перерізі 3.

Загальну жорсткість дослідних фрагментів оцінювали за величиною вертикальних переміщень (прогинів) деформацій як інтегруючої величини деформацій нормальних і похилих перерізів по всій довжині прольоту.

Результати замірів прогинів подані у вигляді графіків прогинів в залежності від величини навантаження (рис. 3.11). Як бачимо, найбільшу жорсткість має цільний фрагмент, дещо меншу фрагмент з поздовжнім розташуванням вставок. Жорсткість фрагмента монолітного перекриття з поперечним розташуванням вставок є в декілька разів меншою від попередніх двох фрагментів і має тенденцію до збільшення, особливо після утворення тріщин.

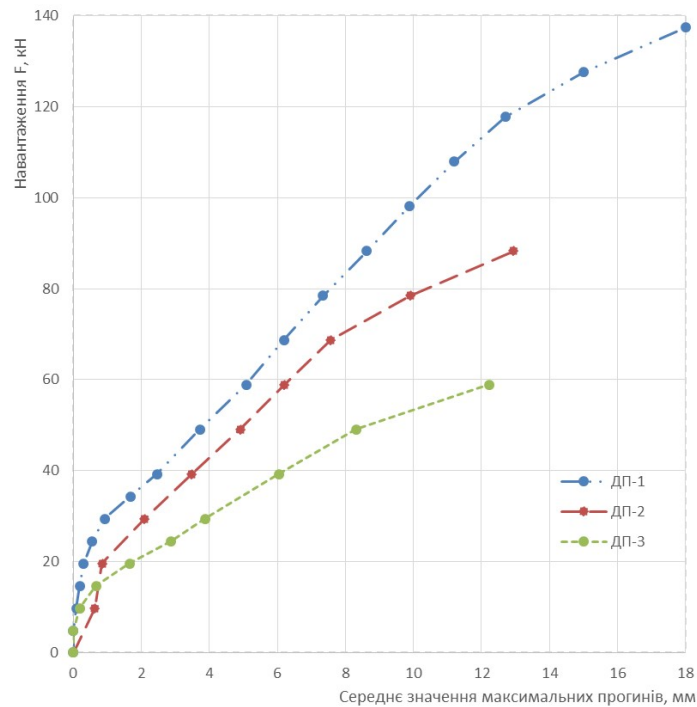


Рис. 3.11. Графіки прогинів дослідних зразків посередині прольоту.

Тріщиностійкість. Перші тріщини в дослідному фрагменті ДЗ-1 виникли в нормальних перерізах за навантаження 20кН. При подальшому завантаженні виникали нові нормальні тріщини і розвивалися існуючі. За навантаження $F=30$ кН виникли перші похилі тріщини. Подальше збільшення навантаження призвело до утворення нових похилих тріщин. Найбільше розкриття перед руйнуванням (до 0,5...0,6 мм) перед початком руйнування мали нормальні тріщини.

Перші нормальні тріщини у фрагменті ДЗ-2 зафіксовані за навантаженні $F=20$ кН, похилі – за навантаження $F=17$ кН. Одна з похилих тріщин при подальшому завантаженні розвивалася найбільш інтенсивно. По перерізу з цією тріщиною, яка проходила від опори до зосередженої сили F , зруйнувався дослідний зразок ДЗ-2.

У фрагменті ДЗ-3 перші тріщини як в нормальних так і в похилих перерізах (в нижній частині перерізів) виникли при навантаженні $F=20$ кН. При подальшому завантаженні появилися тріщини в ребрах у верхній частині перерізу за зоною чистого згину. Перед руйнуванням похилі тріщини мали значне розкриття – до 3-5 мм.

Табл. 3.1. Показники тріщиностійкості дослідних зразків серії І

Зразок	Навантаження утворення тріщин F, кН		Найбільша ширина розкриття тріщин за навантаження F=58,86кН	
	нормальних	похилих	нормальних	похилих
ДЗ-1	39,2	58,9	0,15 мм	0,08 мм
ДЗ-2	39,2	58,9	0,2 мм	0,1 мм
ДЗ-3	29,4	24,5	0,1 мм	1,5 мм

3.2. Міцність, деформативність і тріщиностійкість фрагментів перекриття ПФ-1 та ПФ-2.

Міцність. Експериментальні плити перекриття ПФ-1 та ПФ-2 були запроєктовані з різним розташуванням порожнин відносно робочого напрямку зразків, тому характер руйнування та величина руйнівного навантаження в них були різними.

У зразку ПФ-2 з поздовжнім розташуванням вставок після досягнення в розтягнутій арматурі межі текучості подальше завантаження зразка супроводжувалося значним приростом деформацій арматури і бетону, прогинів і розкриттям тріщин. Внаслідок цього відбувалося зменшення висоти стиснутої зони з подальшим дробленням бетону стиснутої зони (рис. 3.1). Таке руйнування є характерним для елементів (конструкцій) балочного типу.

Експериментальні величини згинальних моментів, які відповідають руйнуванню зразка ПФ-1 становили 60,9 кН/м, що відповідає еквівалентному рівномірно розподіленому навантаженню 24,7 кН/м².

Іншим був характер руйнування фрагмента плити ПФ-2, який зруйнувався внаслідок відшарування нижньої полиці від ребер на приопорній зоні (рис. 3.2). Величина руйнівного навантаження при цьому склала 9,11 кН/м² ($M_u = 19,4$ кНм)



Рис. 3.12. Характер руйнування зразка ПФ-1.



Рис. 3.13. Характер руйнування зразка ПФ-2.

Деформативність. Деформативність досліджених зразків представлена епюрами прогинів по довжині кожної з бокових граней плит (рис. 3.14...3.16) і порівняльними графіками прогинів плит у п'ятьох перерізах по їх довжині.

Із співставлення прогинів плит видно, що плита ПФ-2 з поперечним розташуванням порожнин має суттєво більші прогини порівняно з плитою ПФ-1, яка має поздовжнє розташування порожниноутворюючих вставок. Причому ця різниця спостерігається вже з початкових етапів завантаження і є більшою в середній частині прольоту плит (перерізи 3-3, 4-4, 5-5) і меншою на припорних ділянках (перерізах 2-2, 6-6 – див рис. 3.14...3.16).

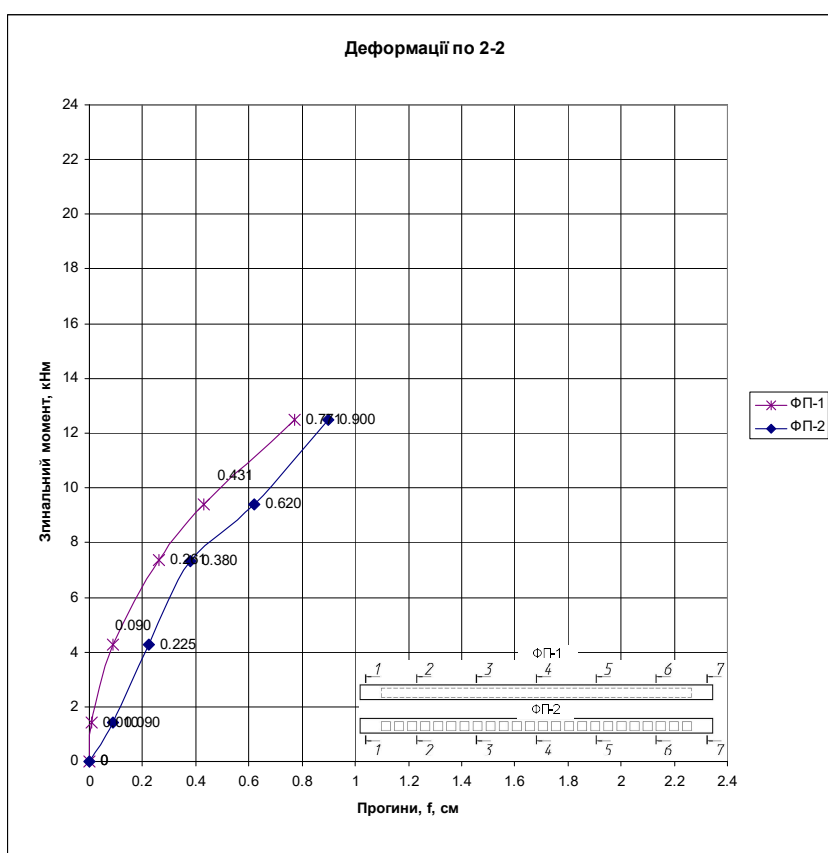


Рис. 3.14. Графік прогинів плит ПФ-1 і ПФ-2 в перерізах 2-2.

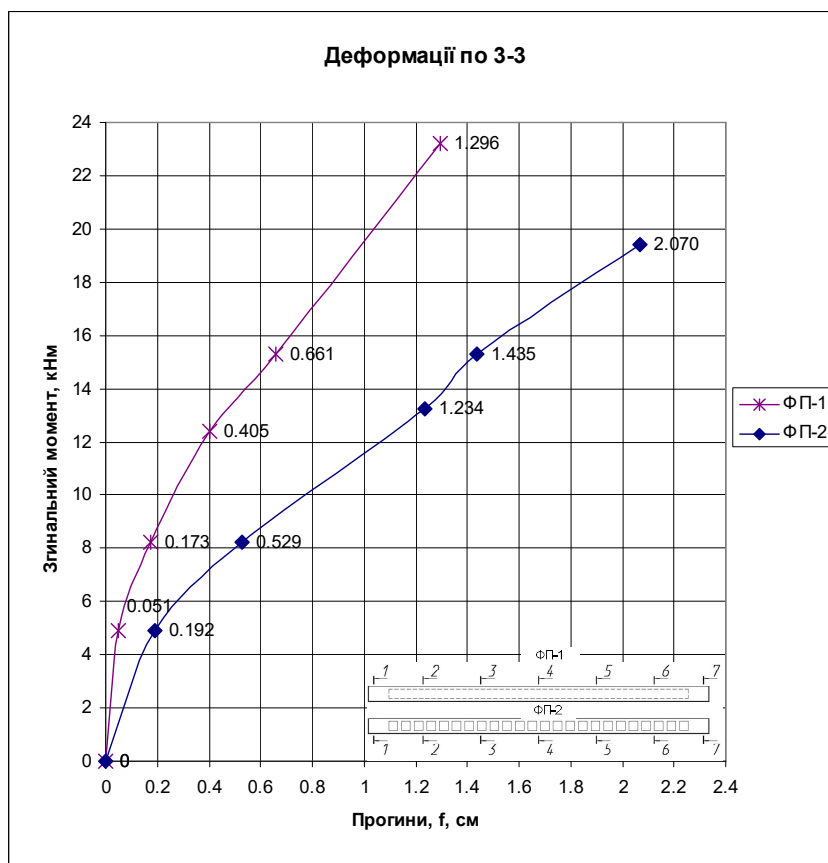


Рис. 3.15. Графік прогинів плит ПФ-1 і ПФ-2 в перерізах 3-3.

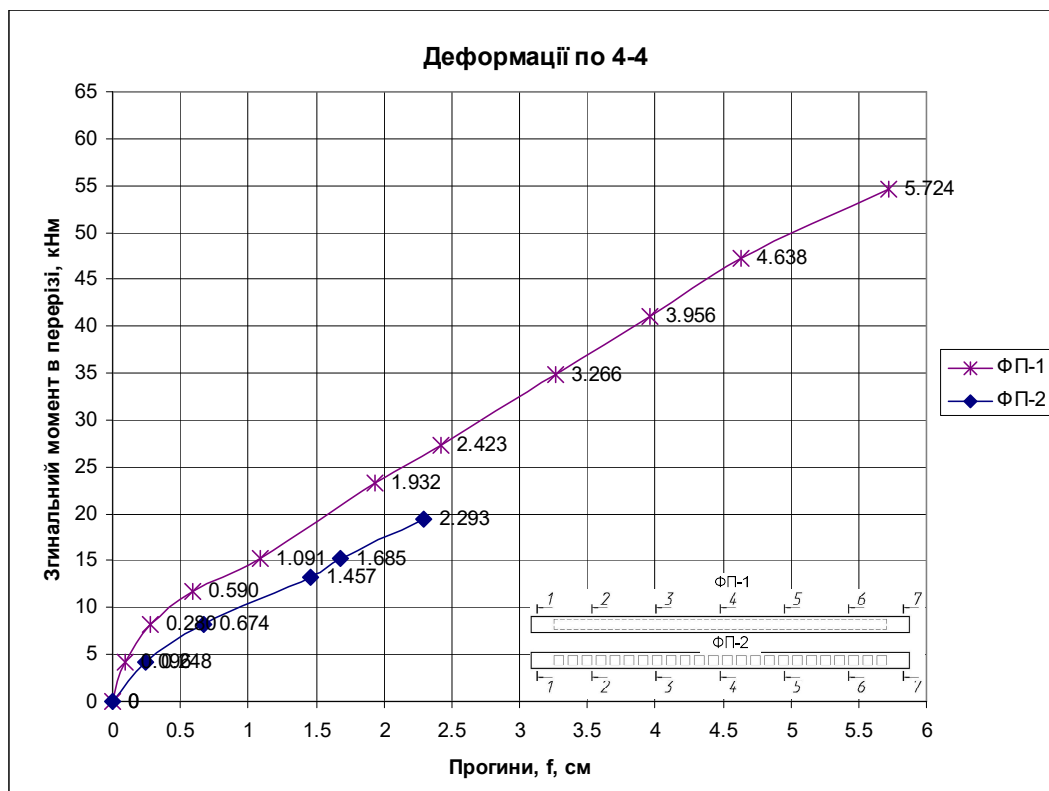


Рис. 3.16. Графік прогинів плит ПФ-1 і ПФ-2 в перерізах 4-4.

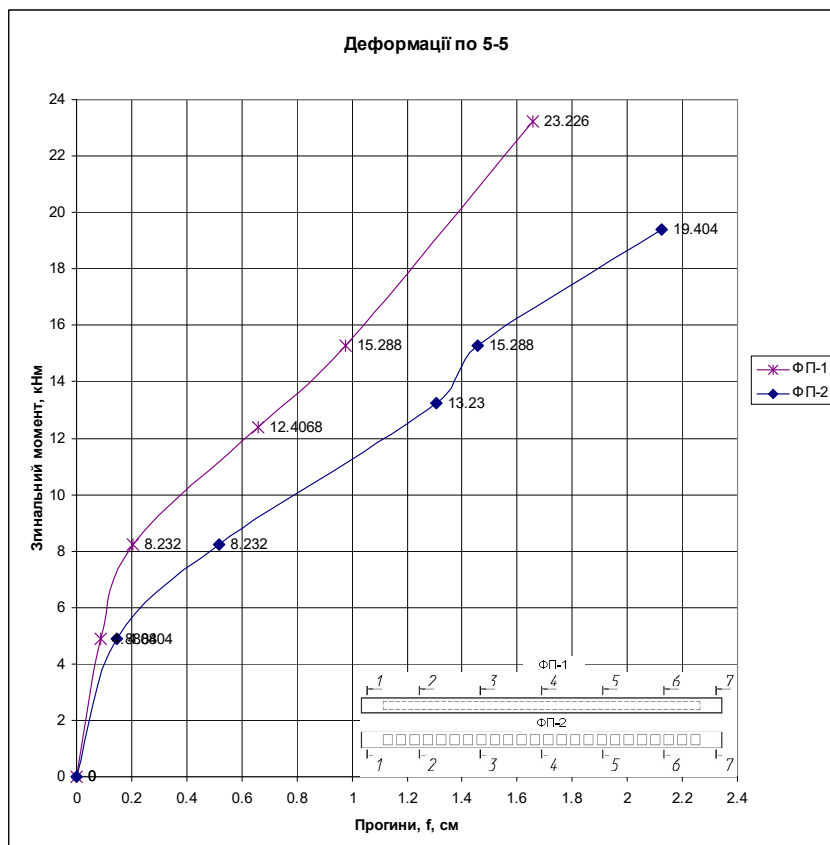


Рис. 3.17. Графік прогинів плит ПФ-1 і ПФ-2 в перерізах 5-5.

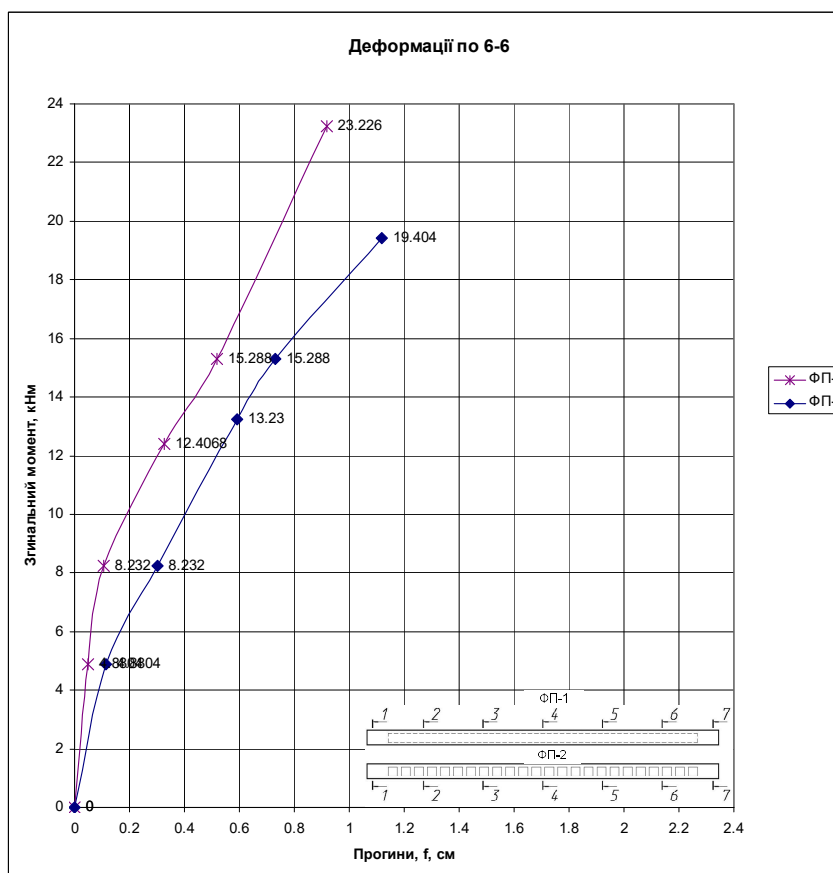


Рис. 3.18. Графік прогинів плит ПФ-1 і ПФ-2 в перерізі 6-6.

Співставлення величин прогинів плит ПФ-1 і ПФ-2 подано також у таблиці 3.2.

Табл. 3.2

Величини прогинів плит ПФ-1 і ПФ-2

Етапи заванта- ження	Прогини у перерізах, мм														
	2-2			3-3			4-4			5-5			6-6		
	ПФ-1	ПФ-2	%	ПФ-1	ПФ-2	%	ПФ-1	ПФ-2	%	ПФ-1	ПФ-2	%	ПФ-1	ПФ-2	%
1	0.10	0.90	800	0.51	1.92	276	0.96	2.48	158	0.89	1.47	65	0.50	1.15	130
2	0.90	2.25	150	1.73	5.29	206	2.80	6.74	141	2.06	5.17	151	1.05	3.00	186
4	4.31	6.20	44	6.61	14.35	117	10.91	16.85	54	9.76	14.59	50	5.20	7.30	40

На рисунку 3.19 і 3.20 подані епюри прогинів дослідних зразків серії П, заміряними по довжині кожної з бокових граней і середні із значення.

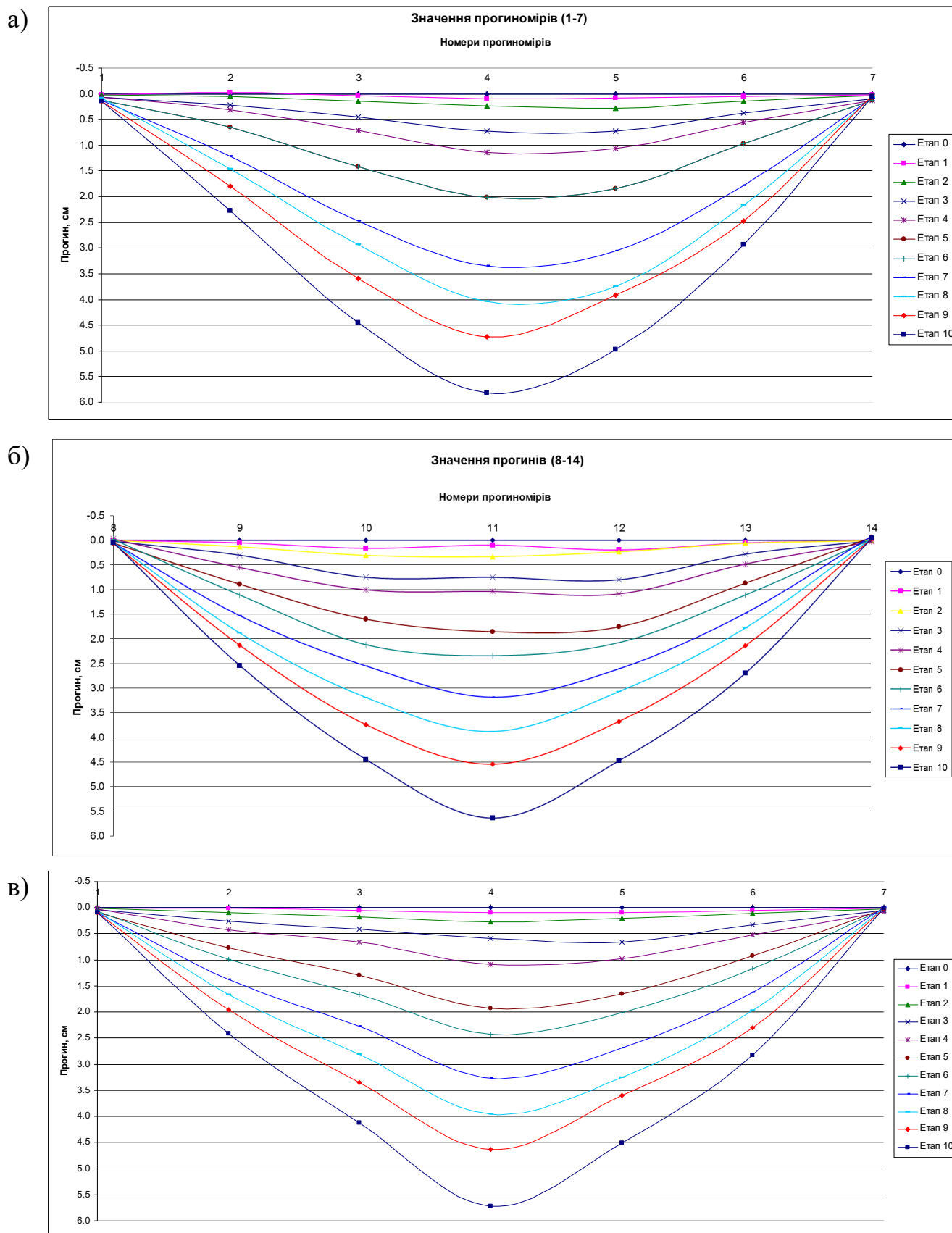


Рис. 3.19. Епюри прогинів плити ПФ-1: а, б – по бокових гранях, в - усереднена

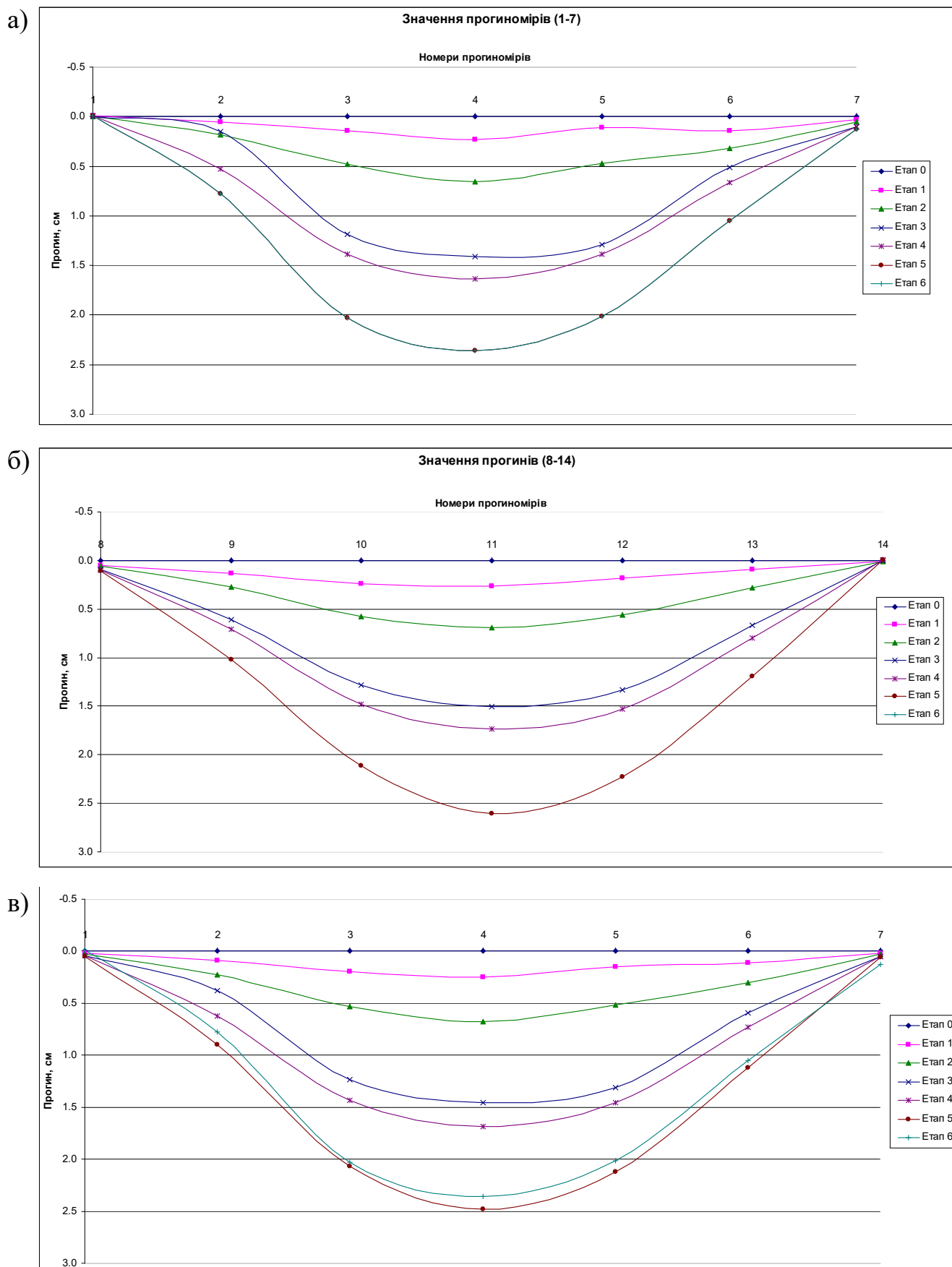


Рис. 3.20. Епюри прогинів плити ПФ-2: а, б – по бокових гранях; в - усереднена

Тріщиностійкість. Тріщиностійкість експериментальних зразків фрагментів плит оцінювали за моментом утворення тріщин і за величиною їх розкриття в процесі подальшого завантаження. Перші видимі нормальні тріщини виникли в середній частині прольоту за навантаження 5,1 кН/м² у плиті ПФ-1 і 2,02 кН/м² у плиті ПФ-2.

Ширина розкриття тріщин становила за навантаження 5,1 кН/м² (M=11,75 кНм) у плиті ПФ-1 0,05 мм, у плиті ПФ-2 0,25 мм; за навантаження 9,6 кН/м² (M=23,2 кНм) відповідно 0,2 мм і 0,35 мм.

3.3. Результати натурних випробувань монолітного залізобетонного перекриття розмірами в плані 7,6×12,1м.

Міцність.

Згідно з завданням Замовника, перекриття було розраховане на характеристичне (корисне) навантаження 3,0 кН/м². Виходячи з цього визначали величину випробувального навантаження.

Його прикладали поетапно, рівномірно розподіляючи вантажі по зазначеній вище площі. Величина довантаження на кожному етапі становила ~ 0,3 кН/м².

При завантаженні на кожному етапі слідкували за загальною поведінкою перекриття, показами приладів тощо. Жодних характерних ознак (зокрема стрімкого наростання деформацій, прогинів) не було виявлено, у т. ч. за досягнення рівня проектного характеристичного навантаження 3 кН/м². З врахуванням цього перекриття довантажили до рівня 3,4 кН/м², яке майже відповідало величині розрахункового навантаження. Загальною величиною навантаження при цьому з врахуванням власної ваги перекриття становила 8,6 кН/м².

Жорсткість.

Жорсткість плити оцінювали за величиною максимальних прогинів, заміряних при випробуваннях. Як і слід було очікувати, найбільші прогини були зафіксовані у середній частині плити. При максимальному завантаженні $3,4 \text{ кН/м}^2$ вони становили $4,6 \text{ мм}$ або $1/1617$ і $1/2574$ відносно короткого і довгого прольотів плити, що свідчить про її значну жорсткість. Епюри прогинів по довшому і коротшому прольотах при етапному завантаженні подано на рис. 3.21.

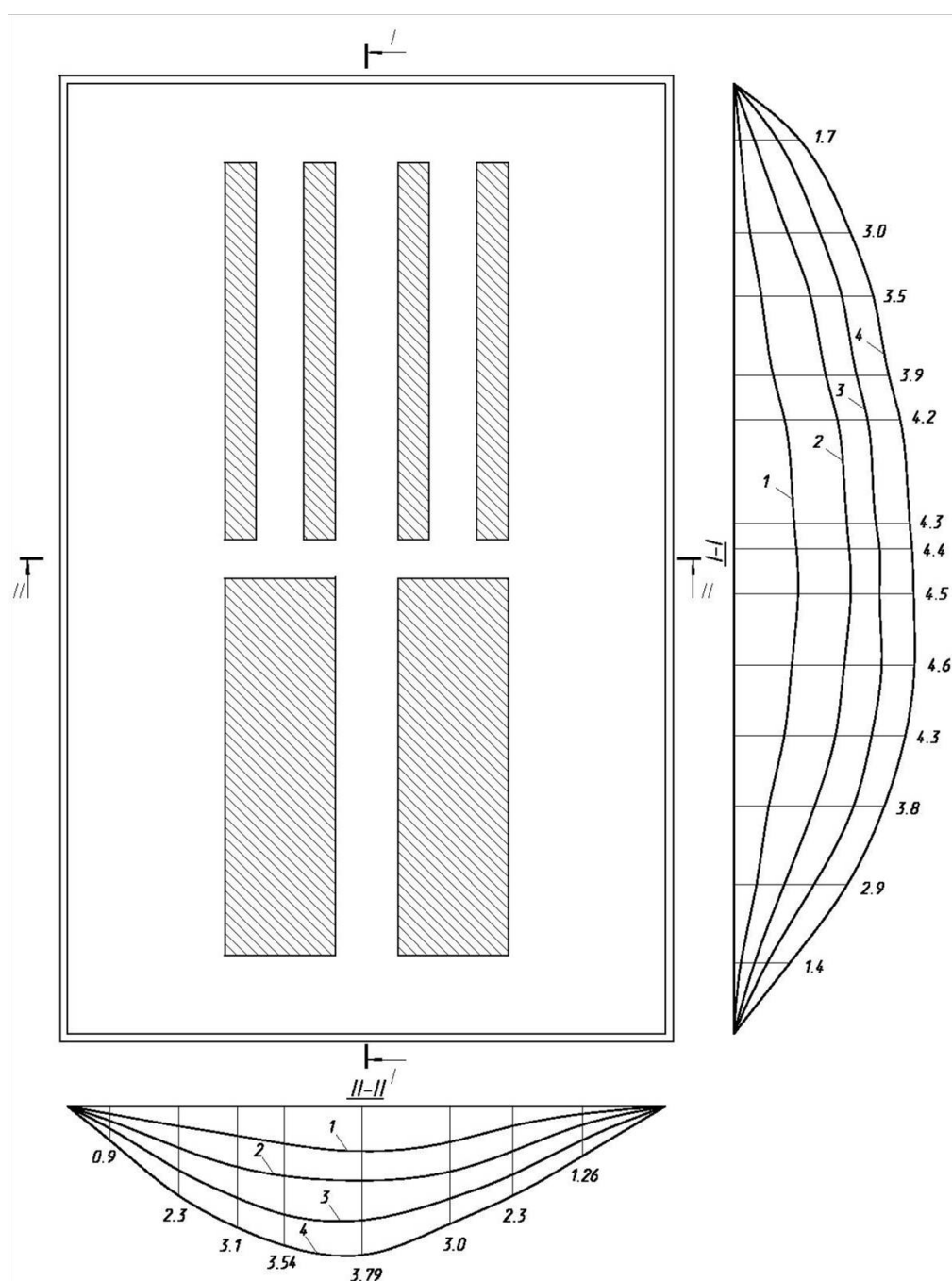


Рис. 3.21. Епюри експериментальних прогинів середніх перерізів перекриття при поетапному завантаженні у перерізах I-I, II-II: 1 – при $v = 1,5 \text{ кН/м}^2$; 2 – при $v = 2,1 \text{ кН/м}^2$; 3 – при $v = 2,8 \text{ кН/м}^2$; 4 – при $v = 3,4 \text{ кН/м}^2$.

Тріщиностійкість.

Перші видимі нормальні тріщини виникли в середній частині прольоту при навантаженні $2,1 \text{ кН/м}^2$.

Максимальне значення ширини розкриття тріщин у середній частині перекриття становило $0,25 \dots 0,3 \text{ мм}$. при навантаженні $3,4 \text{ кН/м}^2$ ($M=8,6 \text{ кНм}$).

По мірі віддалення від середньої частини перекриття ширина розкриття тріщин зменшувалася.

3.4. Висновки.

1. Проведені експериментальні дослідження дозволили виявити особливості роботи дослідних зразків фрагментів залізобетонних плит з поперечним і поздовжнім розташування вставок, у т.ч. в порівнянні з фрагментом суцільного перерізу.

2. Характер руйнування дослідних зразків серії I був різним, що пов'язано з особливістю їх конструкції. Різниця міцності, жорсткості і тріщиностійкості дослідних зразків з поперечними і поздовжнім розташуванням вставок є значною. Найбільшу міцність, жорсткість і тріщиностійкість має цільний зразок ДЗ-1, значно меншу – зразок ДЗ-3 з поперечним розташуванням вставок.

3. Розташування порожниноутворюючих вставок вплинуло на міцність, деформативність фрагментів плити перекриття ПФ-1 і ПФ-2 (серія II). Міцність плити ПФ-2 з поперечним розташуванням вставок є на $68,1 \%$ меншою порівняно з міцність плити ПФ-1 з поздовжнім розташуванням вставок. Жорсткість плити ПФ-2 поперечним розташуванням вставок є значно меншою від жорсткості плити ПФ-1 з поздовжнім розташуванням вставок.

4. Експериментальні дослідження показали, що вичерпання несучої здатності дослідних зразків з поперечним розташуванням вставок відбувається при рівнях навантаження, на 63% менших від тих, за яких зруйнувалися дослідні зразки з поздовжнім розташуванням вставок. Тому при розрахунку міцності перекриттів з однонапрямленими вставками несучу здатність необхідно визначати без врахування роботи перерізів з поперечними вставками.

5. Випробування натурного плоского монолітного залізобетонного перекриття розмірами в плиті $7,6 \times 12,1$ м з однонапрямленим розташуванням трубчастих вставок показали, що воно є жорсткою і надійною конструктивною системою. Так при навантаженні $3,4 \text{ кН/м}^2$ прогини посередині перекриття становлять 4,6 мм (або $1/2630$ і $1/1652$ відносно довшого і коротшого прольотів).

РОЗДІЛ 4

ПРОПОЗИЦІЇ ЩОДО РОЗРАХУНКУ ПЛОСКИХ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТІВ З ОДНОНАПРЯМЛЕНИМИ ВСТАВКАМИ.

4.1. Експериментальна перевірка деформативності дослідних зразків, визначеної за програмним комплексом «Ліра САПР».

Для розрахунку монолітних плоских перекриттів з внутрішніми порожнинами можна використати такі типи елементів ПК «Ліра САПР»:

- об'ємні елементи;
- стержневі елементи;
- пластини (оболонки).

Моделювання роботи порожнистого перекриття об'ємними елементами найбільше відповідає суті такого перекриття, оскільки повністю відображає його геометричну структуру.

Проте, досвід показав, що таке моделювання є трудомістким і дуже часозатратним. Це пов'язано з тим, що монолітні перекриття, на відміну від збірних, є нетиповими і здебільшого індивідуальними. Тому практично для кожного монолітного перекриття з вставками необхідно задавати свою конструктивну схему з відображенням:

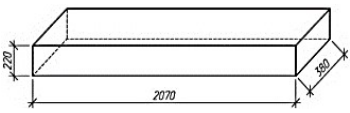
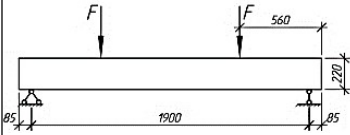
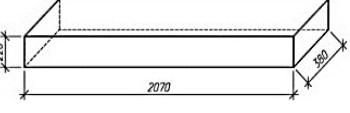
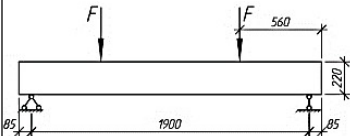
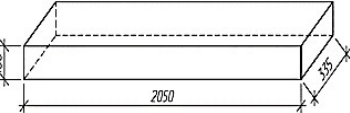
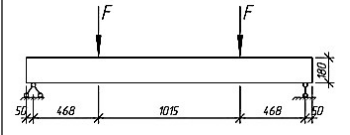
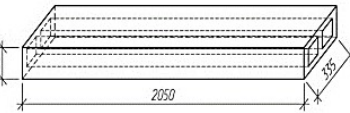
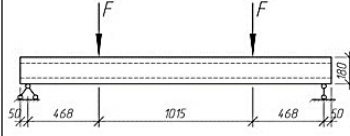
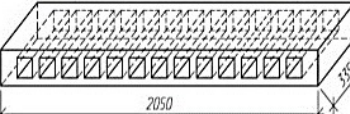
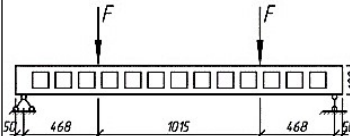
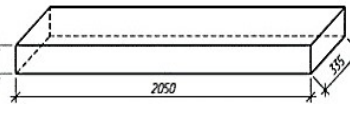
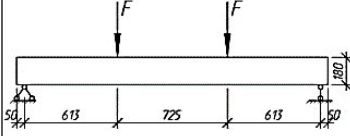
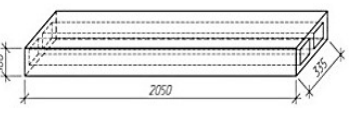
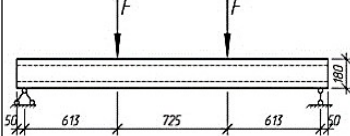
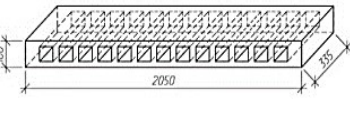
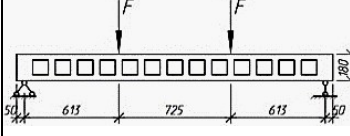
- загальної статичної схеми перекриття (умов обпирання, відстані між опорами);
- форм, розмірів і кроку вставок тощо.




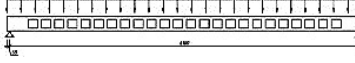
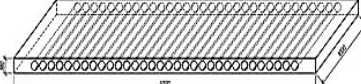

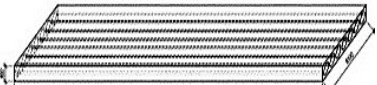
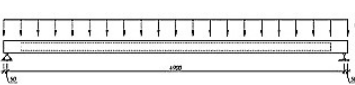
Для обґрунтування можливості використання ПК «Ліра САПР» як пластинчастих елементів виконано експериментальну перевірку на фрагментах перекриття з вставками, а також на суцільних плитних залізобетонних елементах.

Характеристику дослідних зразків, прийняту для перевірки, подано в табл. 4.1.

Таблиця 4.1

Характеристика дослідних зразків

№ з/п	Загальна конструкція (геометричні розміри)	Характеристика матеріалів		Схема завантаження
		арматура	бетон	
1	2	3	4	5
ПС-1		A400c	C20/25 $R_b = 20,3-20,7$ МПа	
ПС-2		A400c	C20/25 $R_b = 20,3-20,7$ МПа	
ДЗ-1		A400c $\sigma = 476$ МПа	C20/25 $R_b = 20,9$ МПа	
ДЗ-2		A400c $\sigma = 476$ МПа	C20/25 $R_b = 20,9$ МПа	
ДЗ-3		A400c $\sigma = 476$ МПа	C20/25 $R_b = 20,9$ МПа	
ДЗ-4		A400c $\sigma = 476$ МПа	C20/25 $R_b = 20,9$ МПа	
ДЗ-5		A400c $\sigma = 476$ МПа	C20/25 $R_b = 20,9$ МПа	
ДЗ-6		A400c $\sigma = 476$ МПа	C20/25 $R_b = 20,9$ МПа	

№ з/п	Загальна конструкція (геометричні розміри)	Характеристика матеріалів		Схема завантаження
		арматура	бетон	
1	2	3	4	5
ПФ-1		A400c $\sigma = 489$ МПа	C25/30 $R_b = 26,1$ МПа	
ПФ-2		A400c $\sigma = 489$ МПа	C25/30 $R_b = 26,1$ МПа	
ФП-1		A500c $\sigma = 520$ МПа	C20/25 $R_b = 23,2$ МПа	
ФП-2		A500c $\sigma = 520$ МПа	C20/25 $R_b = 23,2$ МПа	

Експериментальні значення прогинів порівнювалися із теоретичними значеннями, побудованими за результатами комп'ютерного моделювання в ПК «Ліра». Пропрацювали два варіанти моделювання:

- 1-й – з використанням об'ємних елементів;
- 2-й – з використанням пластинчастих елементів.

Під час моделювання об'ємних елементів використовували діаграми нелінійного деформування бетону і арматури.

Для задання характеристик матеріалів у лінійній постановці вибирається закладка «Жесткости и материалы», у новому вікні вибираємо вкладку «Ж/Б» у якій задаються параметри, що відповідають фізико-механічним характеристикам бетону та арматури. Вибираємо підпункт «Бетон» у якому із розкритого списку класів бетону вибирають клас бетону та натискають «Задати параметри бетону» після чого відповідні фізико-механічні характеристики та діаграми « σ - ϵ » буде відображена (рис. 4.1). Далі вибираємо підпункт «Арматура» у якому із

розкритого списку класів арматури вибирають клас арматури та натискають «Задати параметри арматури» після чого відповідні фізико-механічні характеристики відображаються у табличній формі із зазначеними параметрами відповідного класу арматури.

Для задання характеристик матеріалів у лінійній постановці вибирається закладка «Жесткости и материалы», у новому вікні вибираємо вкладку «Задать жесткости для пластин», у вкладці вибираємо підпункт «Учет нелинейности».

У новому вікні «Законы нелинейного деформирования материалов» вибирають закон нелінійного деформування по якому буде моделюватися робота експериментальної моделі із заданням класу бетону та арматури з відповідними фізико-механічними характеристиками та діаграми « σ - ϵ ». Також у програмі реалізується можливість введення фактичних характеристик матеріалів отриманих експериментальними методами.

При заданні характеристик у нелінійній постановці також є можливість використати різні закони нелінійного деформування, це дає можливість моделювати різними елементами (пластини, об'ємні елементи, лінійні).

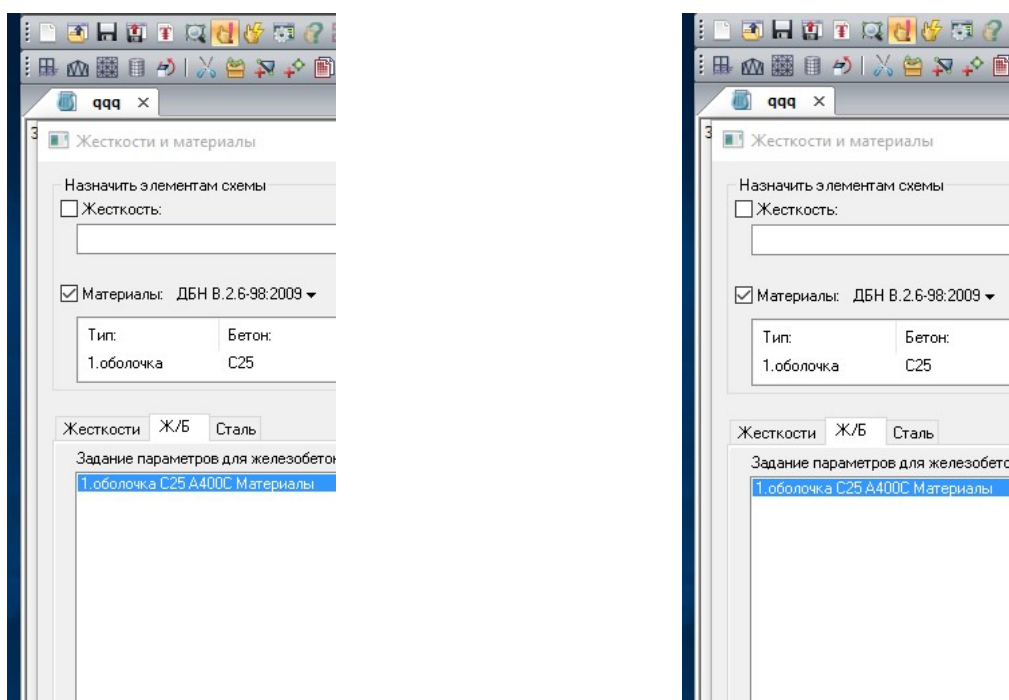


Рис. 4.1. Вікно задання фізико-механічних характеристик бетону та арматури (варіант 1,6).

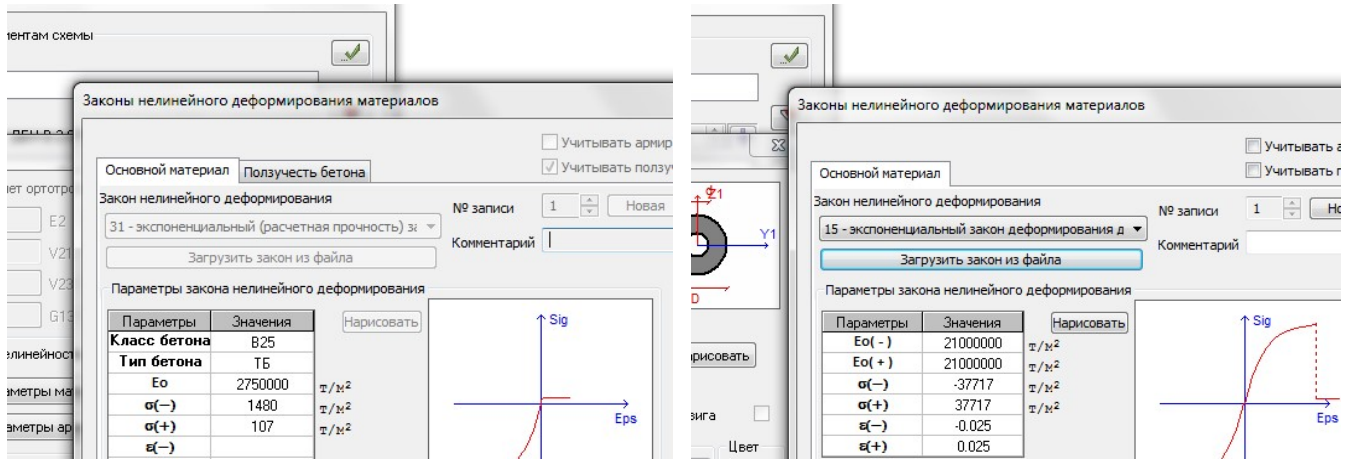


Рис. 4.2. Вікно задання фізико-механічних характеристик бетону та арматури (варіант 2).

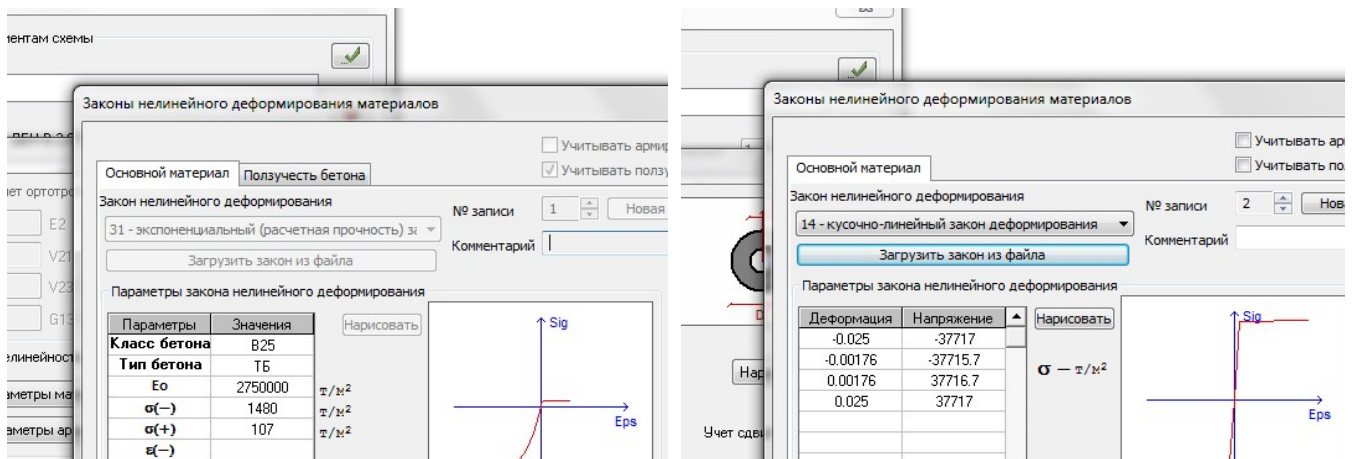


Рис. 4.3. Вікно задання фізико-механічних характеристик бетону та арматури (варіант 3).

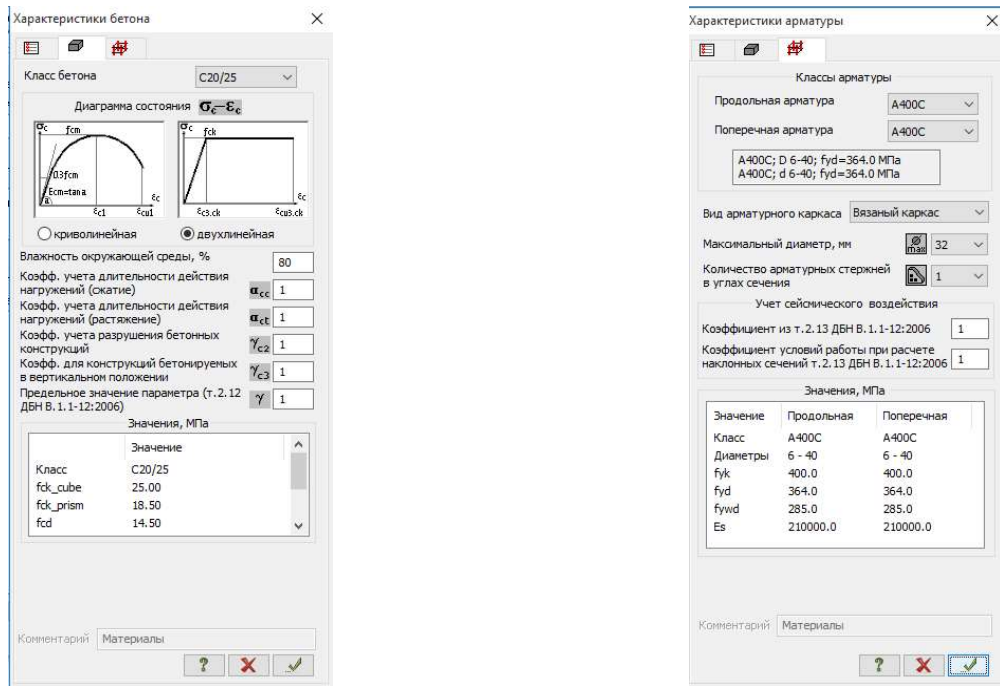


Рис. 4.4. Вікно задання фізико-механічних характеристик бетону та арматури (варіант 4, 7).

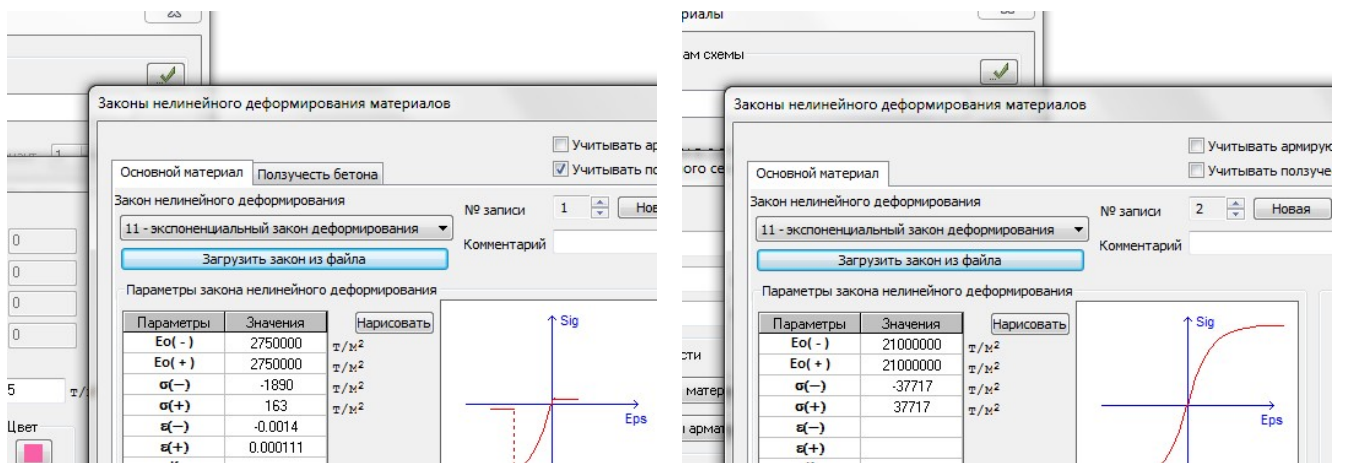


Рис. 4.5. Вікно задання фізико-механічних характеристик бетону та арматури (варіант 5).

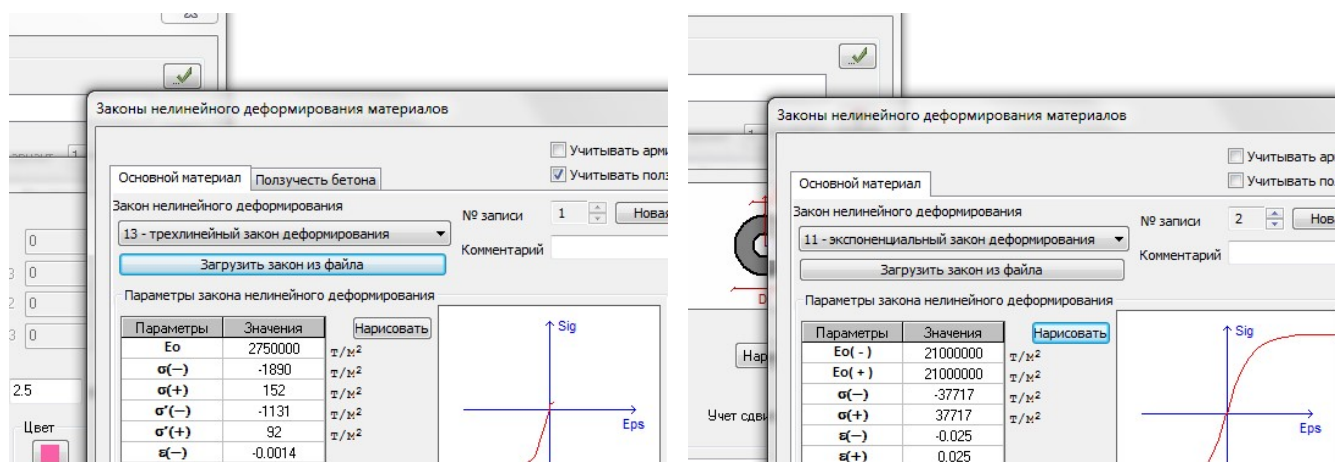


Рис. 4.6. Вікно задання фізико-механічних характеристик бетону та арматури (варіант 8).

Результати досліджень подано у вигляді графіків прогинів як інтегральної величини деформацій по всій довжині досліджуваних елементів.

Нижче подано опис та ілюстрації такого моделювання.

У програмі Ліра САПР є закладка для задання фізико-механічних характеристик матеріалів (бетон, арматура). Розрахунок моделей експериментальних зразків можна проводити як у лінійній так і в нелінійній постановці з заданням закону нелінійного деформування.

Як бачимо з графіків, для всіх розглянутих дослідних зразків маємо добру або задовільну збіжність з експериментальними даними.

Виконуючи розрахунок дослідних зразків як пластини за фактичними значеннями модуля пружності бетону, отримуємо значні відхилення теоретичних прогинів від експериментальних (див. рис. 4.7–4.18). За умовного зниження модуля пружності бетону збіжність теоретичних і експериментальних прогинів є кращою.

Такий підхід використовують у наукових дослідженнях та інженерних розрахунках. Так, О. С. Залесов у роботі, яка стосується пропозицій щодо статичного розрахунку плоских залізобетонних елементів з врахуванням фізичної нелінійності зазначає [41]: «При використанні існуючих комп'ютерних програм вплив тріщин і непружних деформацій може бути здійснений шляхом умовного зниження модулів пружності бетону з допомогою коефіцієнтів, які визначають

співвідношення між згинними жорсткісними характеристиками елементів з врахуванням тріщин і непружних деформацій, та згинними жорсткісними характеристиками суцільного пружного елемента». Тобто умовно вводиться знижувальний коефіцієнт модуля пружності бетону K , значення якого може перебувати в широкому діапазоні – від 0,2 до 0,6.

Отже, розраховуючи плитні елементи з вставками, можна використовувати ПК Ліра САПР з моделюванням роботи плит як пластини із зменшеним модулем пружності.

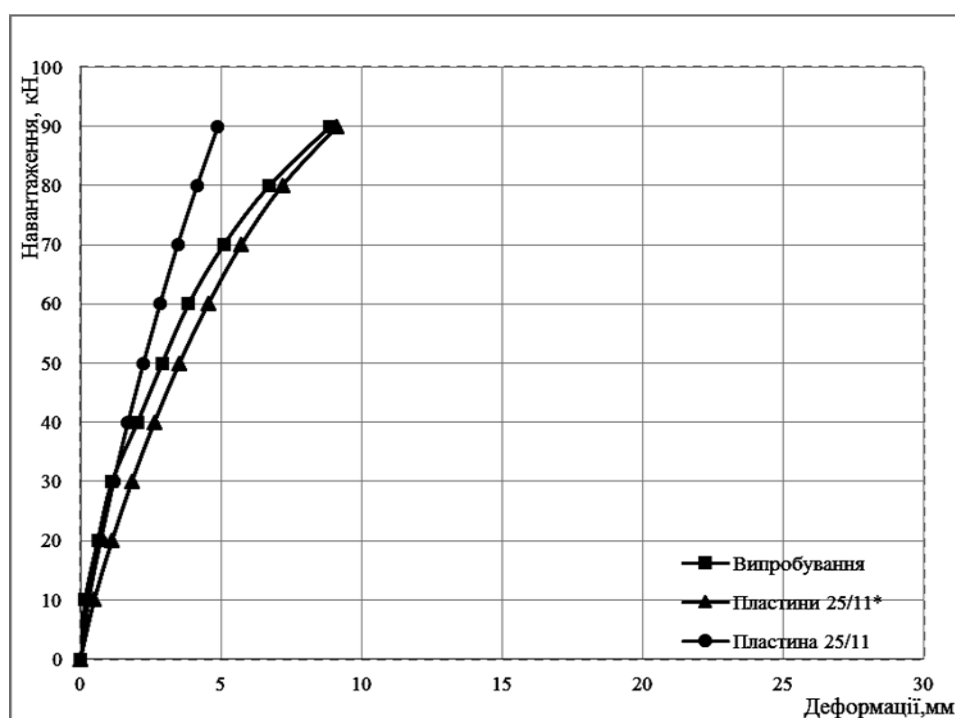


Рис. 4.7. Графік прогинів перемички ПС-1

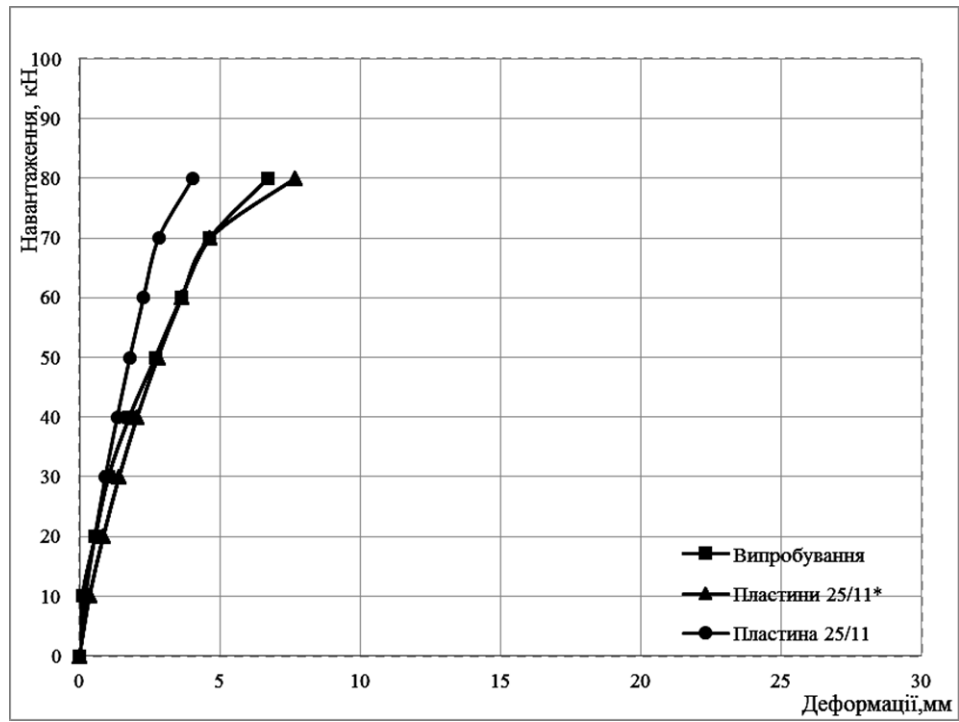


Рис. 4.8. Графік прогинів перемички ПС-2

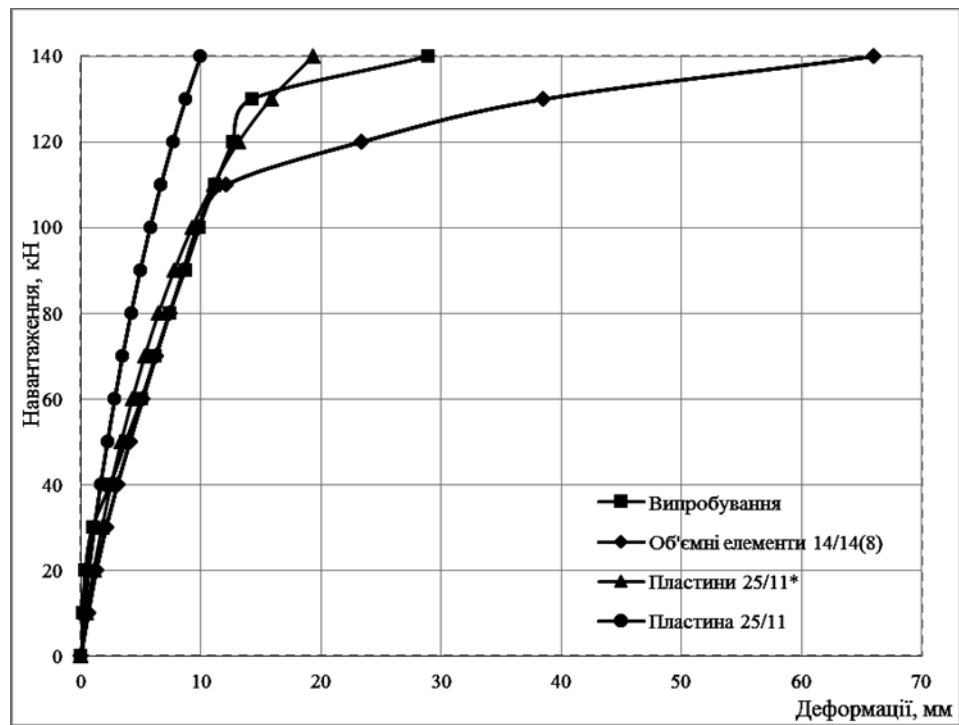


Рис. 4.9. Графік прогинів дослідного зразка ДЗ-1

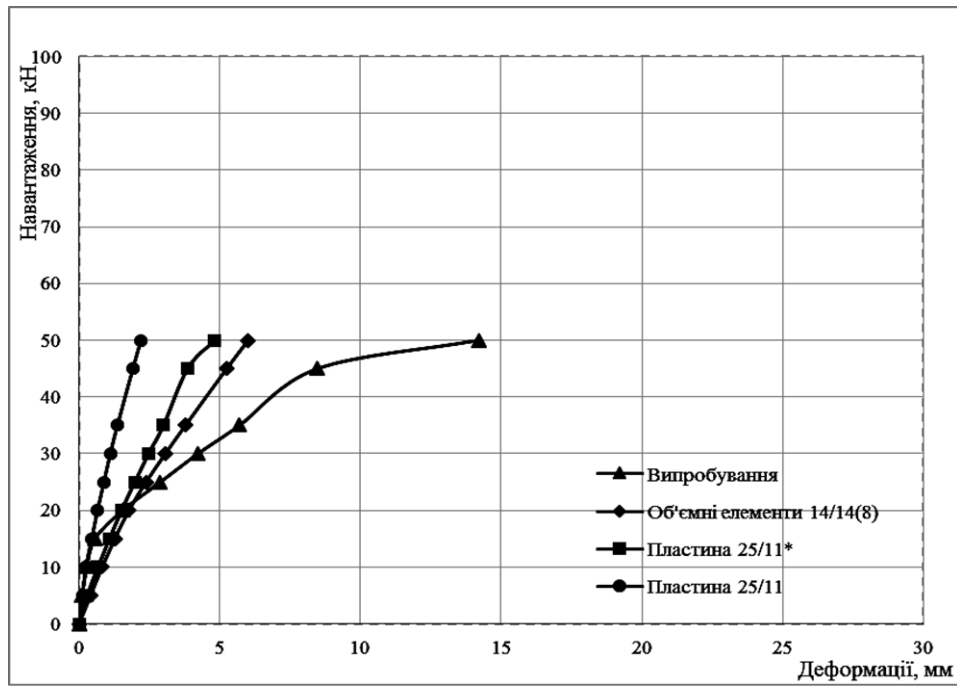


Рис. 4.10. Графік прогинів дослідного зразка ДЗ-3

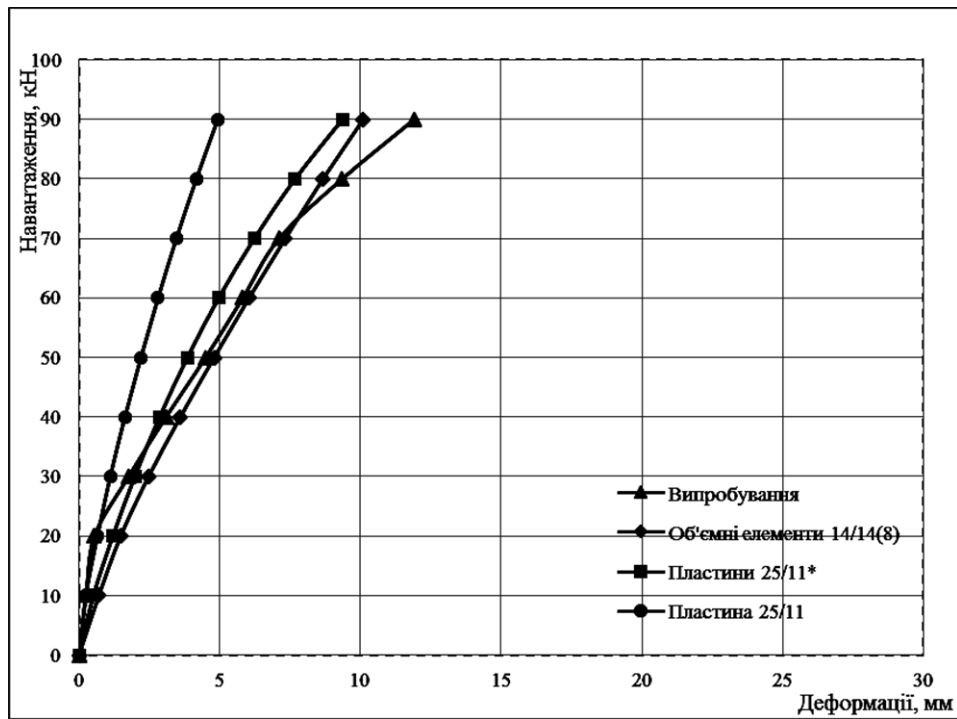


Рис. 4.11. Графік прогинів дослідного зразка ДЗ-2

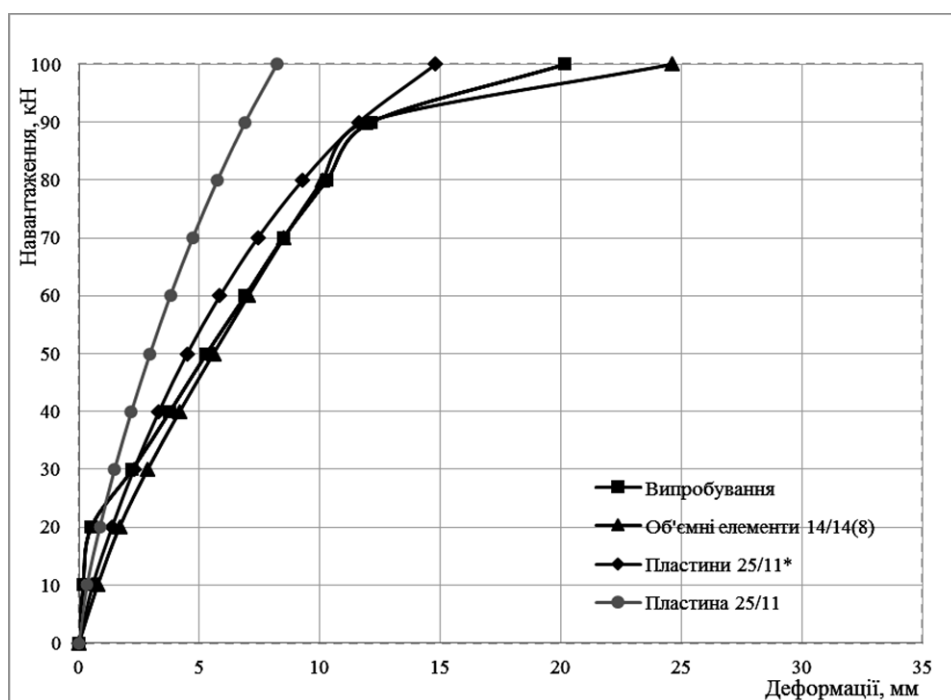


Рис. 4.12. Графік прогинів дослідного зразка ДЗ-4

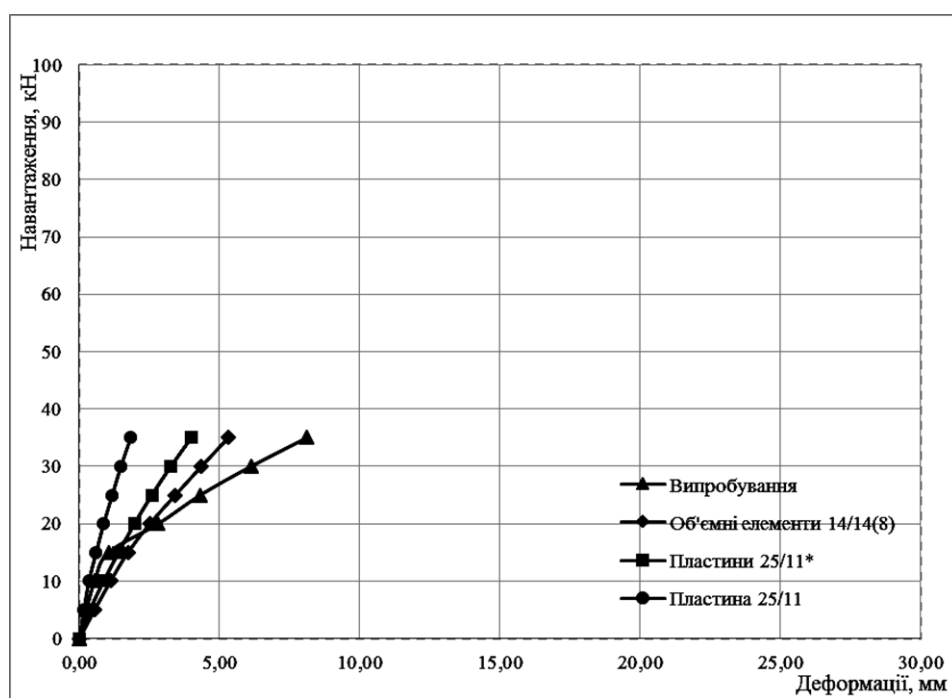


Рис. 4.13. Графік прогинів дослідного зразка ДЗ-6

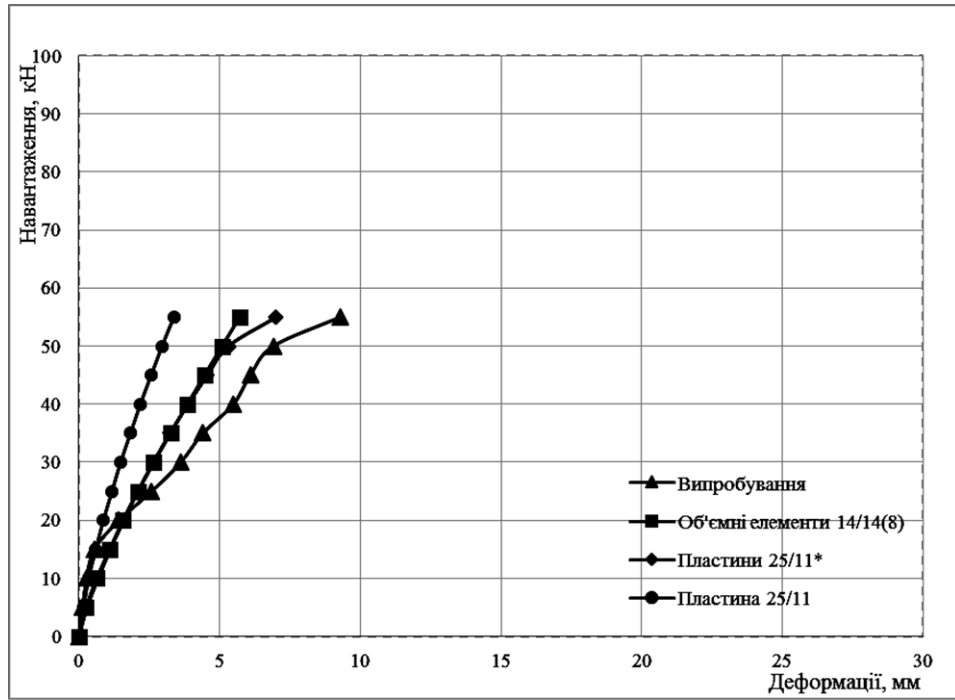


Рис. 4.14. Графік прогинів дослідного зразка ДЗ-5

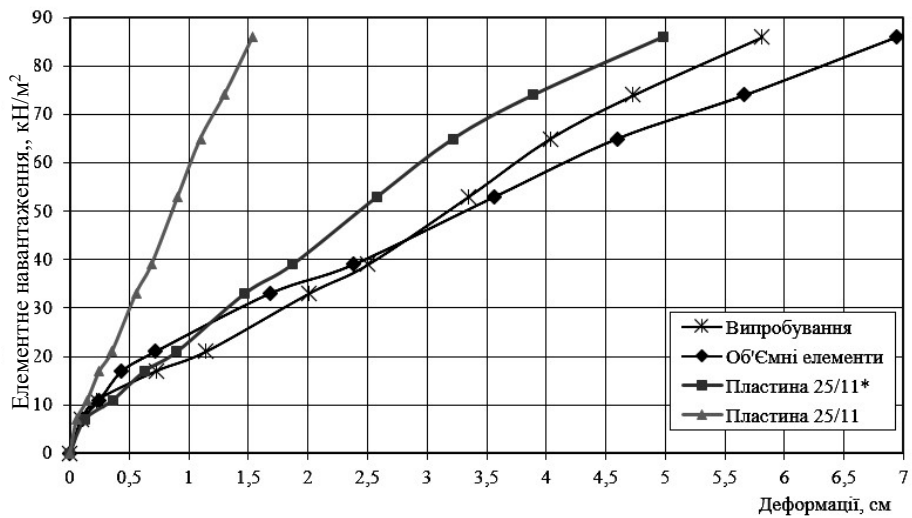


Рис. 4.15. Графік прогинів дослідного зразка ПФ-1

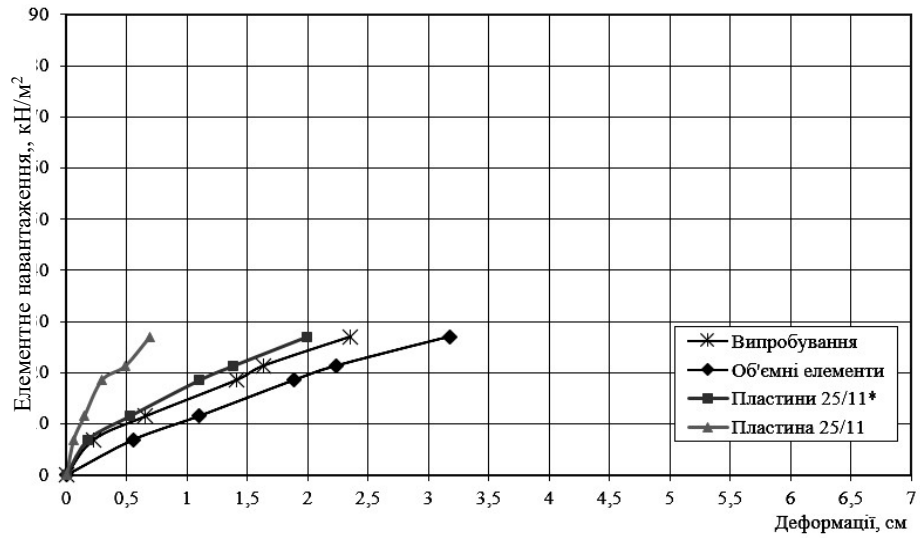


Рис. 4.16. Графік прогинів дослідного зразка ПФ-2

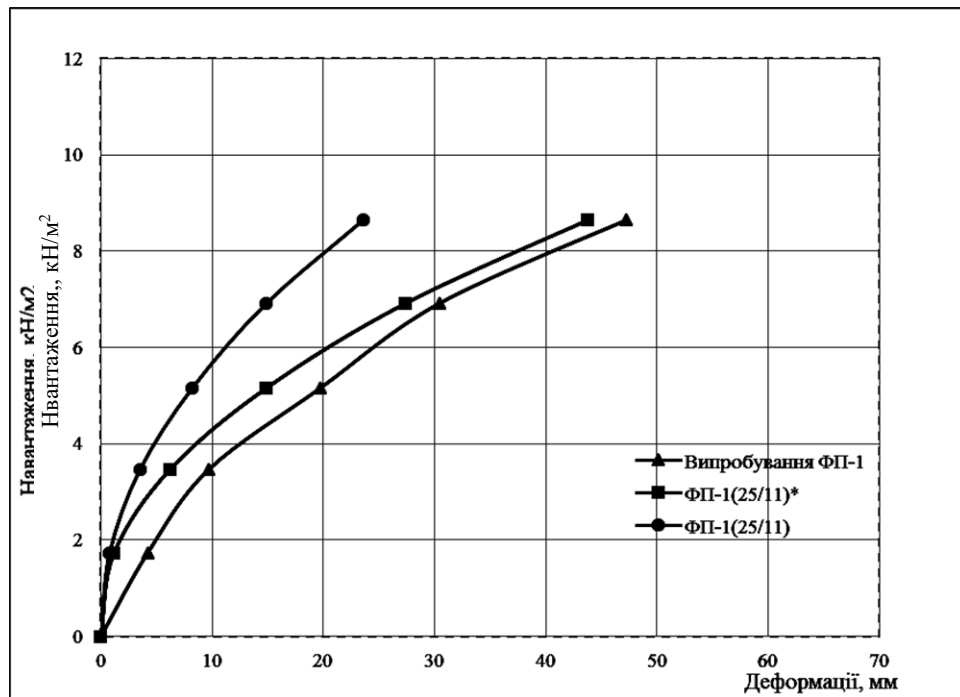


Рис. 4.17. Графіки прогинів дослідних зразків ФП-1

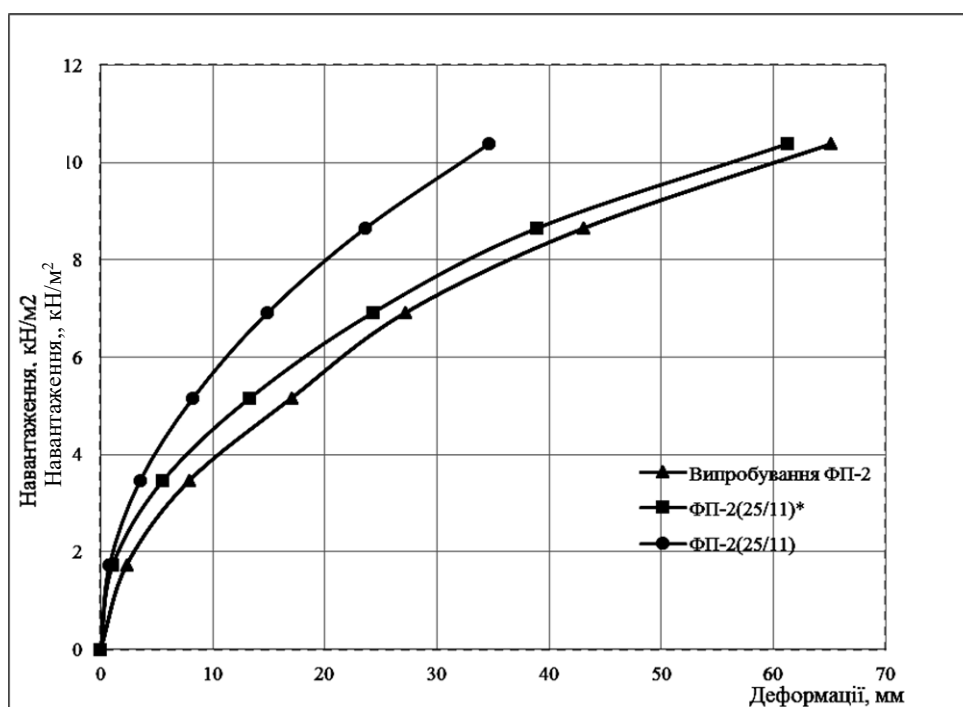


Рис. 4.18. Графіки прогинів дослідних зразків ФП-2

4.2. Пропозиції щодо загального статичного розрахунку перекриттів з однонапрямленим розташуванням вставок.

Згідно з отриманими результатами, для загального статичного розрахунку перекриттів з вставками можна використовувати ПК «Ліра-САПР», моделюючи роботу об'ємними елементами або моделюючи роботу пластинчастими елементами з пониженим модулем пружності бетону (табл. 4.2), що суттєво спрощує розрахунок.

З метою перевірки можливості використання програмного комплексу «Ліра САПР» для розрахунку плоского монолітного залізобетонного перекриття з трубчастими вставками розвинутих форм, були обчислені прогини досліджуваного натурального перекриття (рис. 4.19) за різними вихідними даними.

Розрахунки були виконані як в лінійній, так і в нелінійній постановці задачі. В останньому випадку враховувались фізична і геометрична нелінійність.

Табл. 4.2.

Коефіцієнти зниження модуля пружності бетону

Тип зразків	Марка	Коефіцієнт К	
			усереднений
Цільні	ПС-1	0,57...0,64	0,57
	ПС-2	0,55...0,62	
	ДЗ-1	0,42...0,53	
	ДЗ-4	0,41...0,52	
З поздовжнім розташуванням вставок	ДЗ-2	0,37...0,54	0,45
	ДЗ-5	0,38...0,53	
	ПФ-1	0,48...0,53	
	ФП-2	0,49...0,54	
З поперечним розташуванням вставок	ДЗ-3	0,21...0,24	0,25
	ДЗ-6	0,2...0,22	
	ПФ-2	0,28...0,33	
	ФП-1	0,27...0,33	

Результати цих розрахунків подані в табл. 4.3. Як бачимо з порівняння теоретичних значень прогинів з отриманими при випробуванні перекриття, задовільну збіжність дає варіант №8 обчислення прогинів за ПК Ліра САПР, в якому враховані фактичні початкові значення модуля деформацій бетону з коефіцієнтом К і фізичну нелінійність деформування плити.

Також задовільну збіжність дає моделювання об'ємними елементами чверть яої зображено на рис. 4.19.

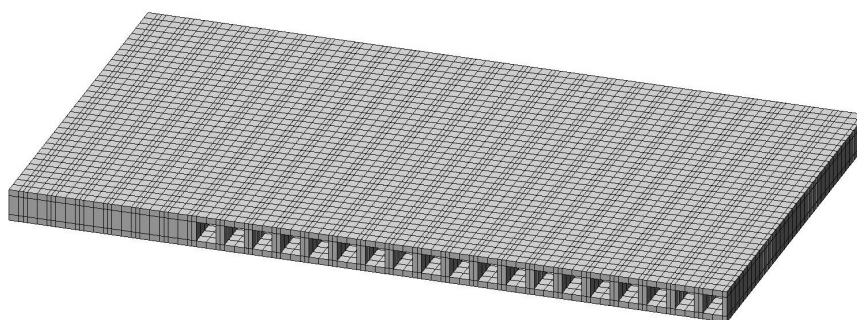


Рис. 4.19. Розрахункова модель (фрагмент) перекриття в ПК Ліра САПР.

4.3. Рекомендації щодо розрахунку міцності перекриттів з однонапрямленим розташування вставок.

Розрахунок несучої здатності фрагментів монолітного залізобетонного перекриття за деформаційним методом виконували на трьох типах зразків, методику, характеристику і результати експериментальних досліджень яких подано в [82].

Дослідний зразок №1 мав загальну довжину 6,2 м, ширину 53 см, висоту 26 см і дві пінополістирольні вставки перерізом 16×16см.

Дослідний зразок №2 мав аналогічну до №1 конструкцію, але менших розмірів: загальні габаритні розміри 2050×335×180 мм і дві вставки перерізом 10×10 см.

Зразок №3 виготовлений з використанням семи круглих картонних вставок, розташованих рівномірно в перерізі висотою 178 мм. Загальної довжина 5 м, ширина 1 м.

Усі три дослідні зразки мали поздовжнє розташування вставок діаметром 110мм. Їх розрахунковий поперечний переріз зводився до двотаврової форми.

Несучу здатність дослідних зразків визначали за деформаційним методом, аналітичний апарат якого розроблено в ДП НДІБК і використано у національному стандарті [37] та державних будівельних нормах.

Діаграми деформування бетону прийняті за виразом (3.14) Єврокоду 2 [39]. У цей вираз підставляли експериментально отримані значення призмової міцності і модуля пружності бетону. Відносні деформації ε_{c1} , що відповідають піковій точці діаграми, прийняті такими, що дорівнюють 0,002, а граничні деформації – $\varepsilon_{cu1} = 0,0035$. Отриману в такий спосіб діаграму для спрощення інтегрування за визначення зусиль у бетоні стиснутої зони описано поліномом п'ятого ступеня [51, 62]. Виявлено, що коефіцієнти полінома для бетону класу C20/25, прийняті згідно з табл. Д1 [37], дали змогу отримати хорошу збіжність із виразом (3.14) Єврокоду 2 [39].

Відношення напружень бетону, обчислених за Єврокод 2 і з використанням полінома, знаходяться в межах 0,97 – 1.

Діаграма деформування бетону зразка №1 (рис. 4.20), напруження згідно з якою визначені за державними будівельними нормами [37] і за Єврокодом 2 [39], свідчить про їхню добру збіжність. Аналогічні результати отримані для бетону зразків №2 та №3.

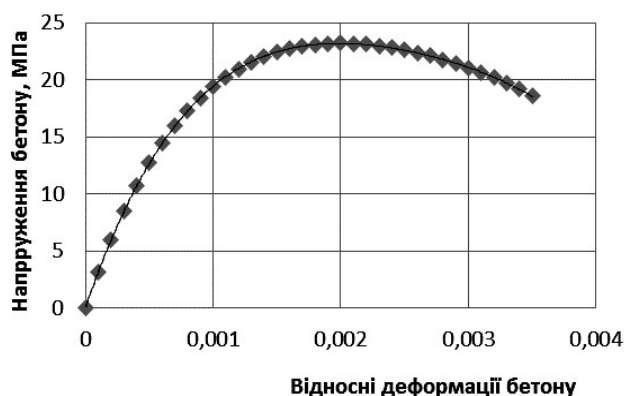


Рис. 4.20. Діаграма деформування бетону зразка № 1

У всіх трьох зразках на стадії, що передувала руйнуванню, нейтральна вісь знаходилася в межах верхньої полиці, тому використана четверта форма рівноваги (рис. 4.21) за вимогами національного стандарту [37].

Для цієї форми рівноваги чинними є розрахункові залежності за [14]:

$$\text{за [14]:} \quad (4.1)$$

$$\frac{f_{cd}}{\gamma} \left[(b_w + 2b_{eff}) \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\epsilon_{c(1)}}{\epsilon_{c1}} \right)^{k+1} \right] + \sum_{i=1}^n A_s \sigma_s \quad (4.2)$$

де: f_{cd} - розрахункове значення міцності бетону на стиск; $\bar{\kappa}$ - відносна кривизна; b_w - ширина стінки; b_{eff} - ширина звісу верхньої полиці; a_k - коефіцієнт поліному, що описує нелінійну залежність між напруженнями та деформаціями бетону; $\epsilon_{c(1)}$ - значення відносних деформацій крайніх стиснутих фібр бетону; ϵ_{c1} - відносні деформації, які відповідають максимальним напруженням бетону при стисканні; $A_s \sigma_s$ - площа поперечного перерізу і напруження в поздовжній розтягнутій арматурі; N - осьова поздовжня сила; M - згинальний момент; Z_s - відстань від центру ваги розтягнутої арматури до верхньої грані перерізу.

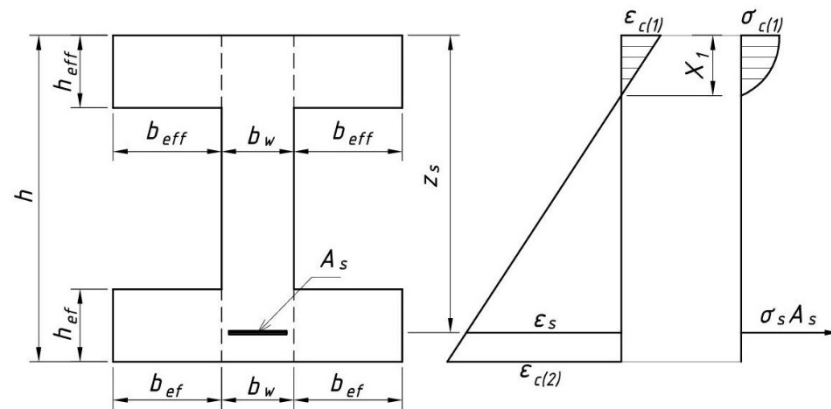


Рис. 4.21. Розрахункова схема напружено-деформованого стану дослідних зразків на стадії роботи перед руйнуванням

Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів виконували з використанням табличного процесора Excel за рівняннями (4.1) і (4.2).

Під час цього задавали геометричні параметри перерізу дослідних зразків та усереднені механічні характеристики арматури і бетону (табл. 4.4).

Таблиця 4.4

Механічні характеристики матеріалів дослідних зразків

Марка	Арматура			Бетон		
	межа текучості σ_y , МПа	межа міцності σ_u , МПа	відносне видовження після розриву δ , %	кубова міцність бетону $f_{c,cube}$, МПа	призмova міцність бетону $f_{c,prism}$, МПа	модуль пружності бетону $E_c \times 10^{-3}$, МПа
ДЗ-1	553	663	14,1	29,1	23,20	28,34
ДЗ-2	539	624	11,0	29,0	23,15	28,13
ДЗ-3	520	590	12,3	28,92	23,10	27,49

Розрахункові параметри дослідних зразків подані в табл. 4.5.

Таблиця 4.5

Результати розрахунку дослідних зразків за деформаційним методом

Марка зразка	Деформації бетону стиснутої зони, $\varepsilon_{c(1)}$	У середнені деформації розтягнутої зони бетону, $\varepsilon_{c(2)}$	Кривизна вигнутої осі, $N=1/\rho$, $1/\text{см}$	Висота стиснутої зони $x_1 = \varepsilon_{c(1)}/N$, см	Напруження в бетоні, σ_b кН/см ²	Величина несучої здатності за моментом M , кН/см
№1	0,0018	-0,011085	0,000496	3,63	-55,3	6684,3
	0,0023	-0,015704	0,000693	3,32	-55,3	6706,3
	0,0028	-0,020172	0,000884	3,17	-55,3	6710,4
	0,002801	-0,020180	0,000884	3,17	-55,3	6710,4
	0,00285	-0,020602	0,000902	3,16	-55,3	6710,1
	0,0029	-0,021028	0,000920	3,15	-55,3	6709,6
№2	0,0013	-0,004600	0,000328	3,97	-53,9	2653,4
	0,0018	-0,007810	0,000534	3,37	-53,9	2684,5
	0,0023	-0,011130	0,000746	3,08	-53,9	2696,4
	0,0028	-0,014330	0,000952	2,94	-53,9	2698,6
	0,002801	-0,014340	0,000952	2,94	-53,9	2698,6
	0,00285	-0,014640	0,000972	2,93	-53,9	2698,4
№3	0,0018	-0,019322	0,001187	1,52	-52	3847,6
	0,0023	-0,027213	0,001658	1,39	-52	3854,7
	0,00231	-0,027369	0,001667	1,39	-52	3854,8
	0,002315	-0,027447	0,001672	1,38	-52	3854,9
	0,002317	-0,027479	0,001674	1,38	-52	3854,9
	0,002319	-0,027510	0,001676	1,38	-52	3854,9

Несуча здатність зразка №1 за деформаційним методом – 67,1 кН·м. За цього моменту висота стиснутої зони x_1 становила 3,17 см, відносні деформації арматури – 0,0173, крайніх стиснутих фібр бетону – 0,0028. Таким чином,

граничні деформації в арматурі і бетоні не були досягнуті, і критерієм руйнування є втрата рівноваги зусиль (максимум на кривій «момент-кривизна») (рис. 4.22). За розрахунку при прямокутній розрахунковій епюрі стиснутої зони бетону за методикою Єврокод-2 [39] несуча здатність – 70,86 кН·м, а висота стиснутої зони – 2,53 см.

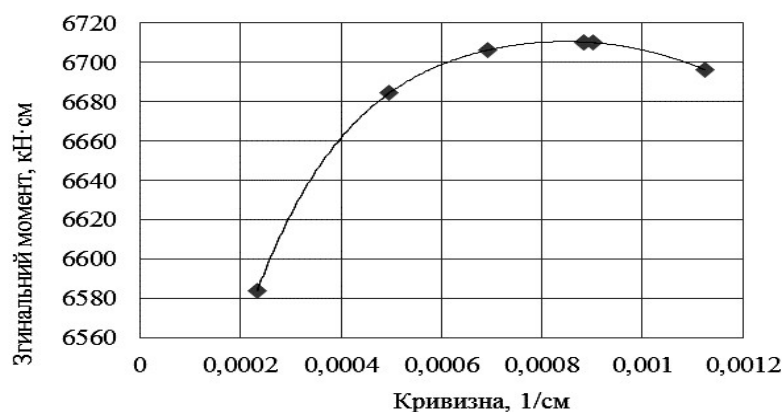


Рис. 4.22. Діаграма «момент-кривизна» зразка № 1

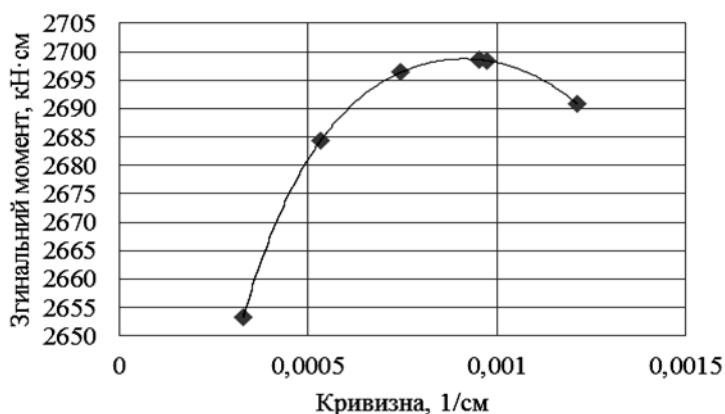


Рис. 4.23. Діаграма «момент-кривизна» зразка № 2

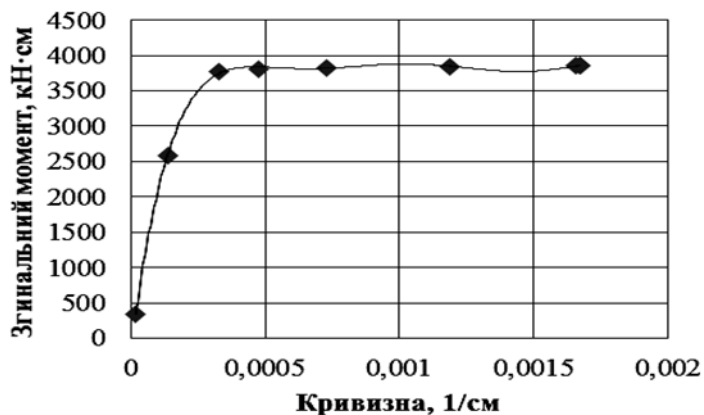


Рис. 4.24. Діаграма «момент-кривизна» зразка № 3

Несуча здатність зразка №2 за деформаційним методом – 26,99 кН·м. За цього моменту висота стиснутої зони x_l становила 2,94 см, відносні деформації арматури – 0,0124, крайніх стиснутих фібр бетону – 0,0028. Граничні деформації в арматурі і бетоні не були досягнуті. Критерій руйнування – втрата рівноваги внутрішніх зусиль (рис. 4.23). За розрахунку при прямокутній епюрі бетону за методикою [39] несуча здатність – 27,1 кН·м, висота стиснутої фібри – 2,35 см.

Несуча здатність зразка №3 за деформаційним методом – 38,55 кН·м. За цього моменту висота стиснутої зони $x_l = 1,38$ см, відносні деформації арматури – 0,025, крайніх стиснутих фібр бетону – 0,0023. Критерій руйнування – досягнення в арматурі граничних деформацій. За розрахунку при прямокутній епюрі бетону за методикою [39] несуча здатність – 38,62 кН·м, висота стиснутої фібри – 1,06 см.

Визначена таким чином несуча здатність дослідних зразків подана в табл. 4.6 і зіставлена з експериментальними значеннями згинальних моментів, за яких зруйнувалися дослідні зразки з урахуванням їх власної ваги.

Як бачимо із зіставлення, теоретичні значення несучої здатності нормальних перерізів дослідних зразків визначені за методикою [37] і методикою Єврокод-2 [39] є близькими з незначним перевищенням M_2^{th} над M_1^{th} .

Таблиця 4.6

Зіставлення результатів розрахунку з експериментальними даними

Марка зразка	Момент, визначений за методикою [37], M_1^{th} кН·м	Момент, визначений за методикою [39], M_2^{th} кН·м	Експериментальні значення моментів, за якого зразок зруйнувався M^{exp} , кН·м	Співвідношення $\frac{M_1^{\text{th}}}{M^{\text{exp}}}$	Співвідношення $\frac{M_2^{\text{th}}}{M^{\text{exp}}}$
№1	67,10	70,86	66,57	1,008	1,064
№2	26,99	27,10	28,11	0,960	0,964
№3	38,55	38,62	39,16	0,984	0,986

Експериментальні значення руйнівного моменту M^{exp} для дослідних зразків №2, №3 перевищують теоретичні величини моментів на 1,6–4 %.

Для найгабаритнішого зразка №1 величина M^{exp} є дещо меншою від теоретичних значень. На величину руйнівного навантаження могло вплинути не зовсім точне розташування вставок по висоті перерізу.

4.4. Оцінка несучої здатності при моделюванні в ПК «Ліра САПР»

Аналіз теоретичних досліджень показує, що моделювання в програмному комплексі «ЛІРА» відображало напружено-деформований стан дослідних зразків і «пояснює» характер їх руйнування при експериментальних дослідженнях. Зокрема цільний дослідний зразок №1 зруйнувався по нормальному перерізу, зразок №2 по похилому перерізу. Найбільш складною є робота дослідного зразка з поперечним розташуванням вставок.

Моделювання виконували за допомогою об'ємних елементів для формування геометричних розмірів зразків з типом кінцевого елемента КЄ 236 для бетону та стержневими кінцевого елемента КЄ 410 для арматури. Розрахунок проводили за 21 законом нелінійного деформування для бетону та 11 законом нелінійного деформування для арматури.

Аналіз теоретичних досліджень показує, що моделювання в програмному комплексі «ЛІРА» відобразило напружено-деформований стан дослідних зразків і характер їх руйнування при експериментальних дослідженнях (рис. 4.25, 4.26, 4.27). Характер зміни напружено-деформованого стану дослідних зразків при постійному їх завантаженні подано на рис. 4.25, 4.26, 4.27.

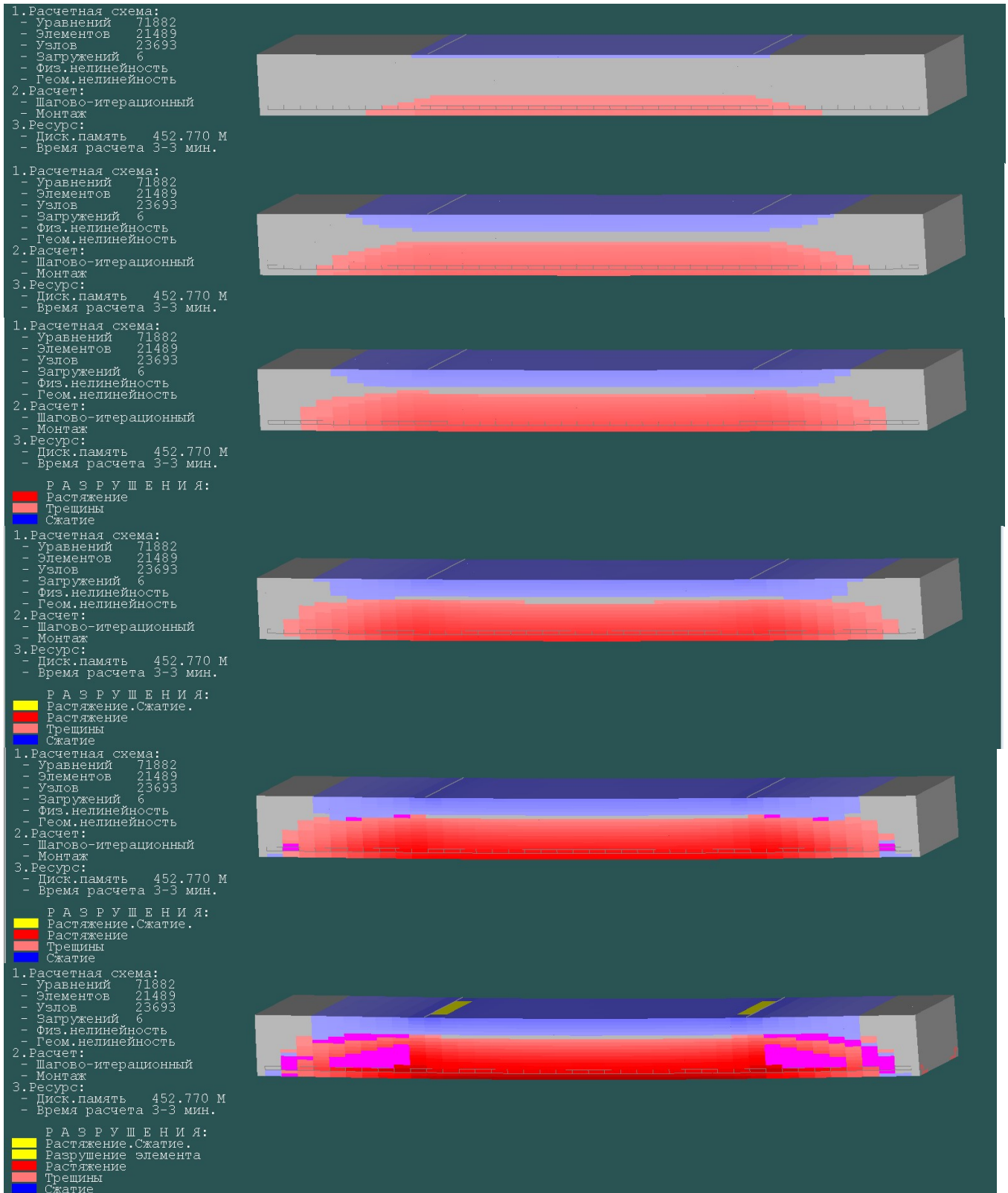


Рис. 4.25. Зміна напружено-деформованого стану дослідного зразка №1 по етапах завантаження.

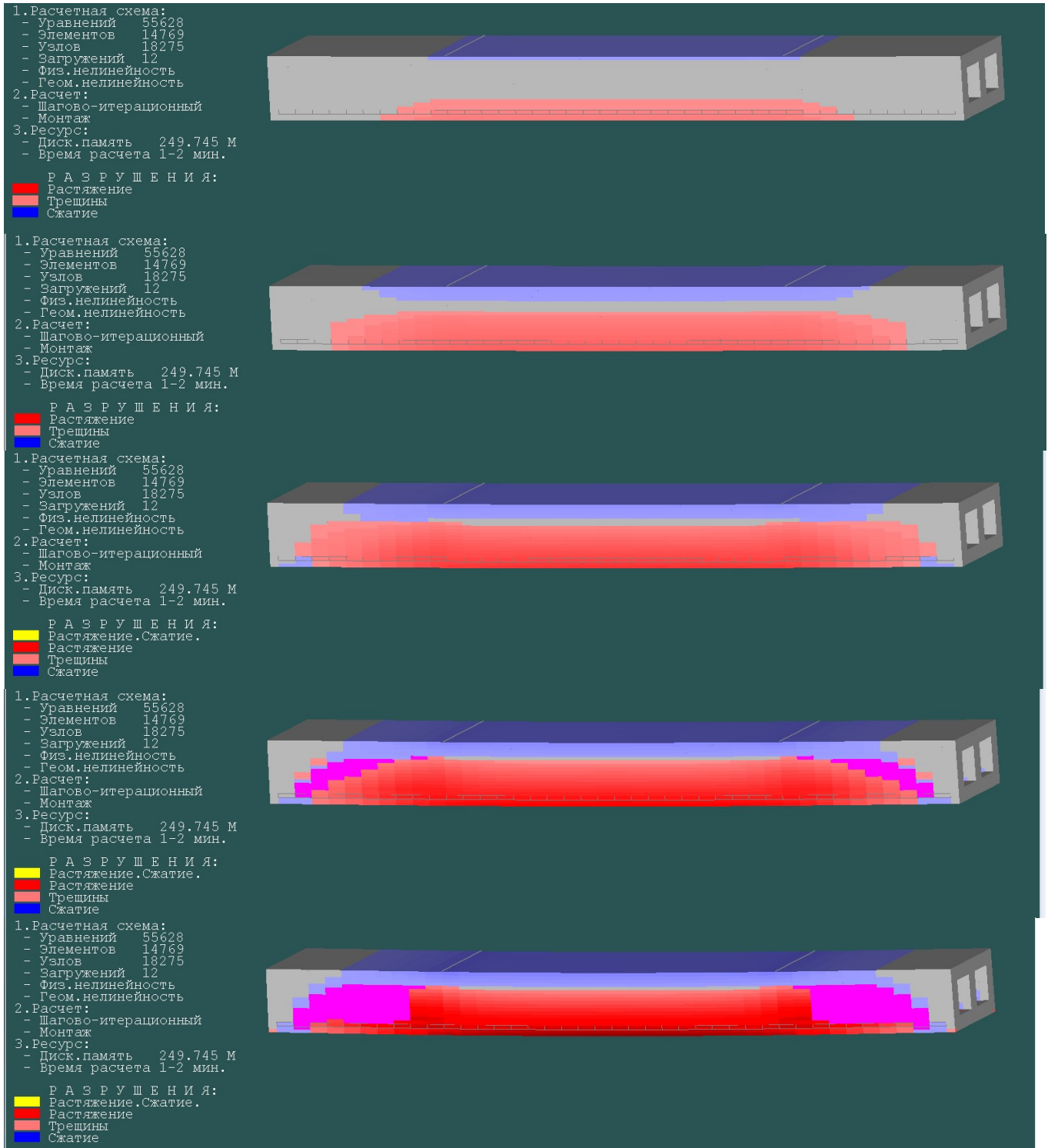


Рис. 4.26. Зміна напружено-деформованого стану дослідного зразка №2 по етапах завантаження.

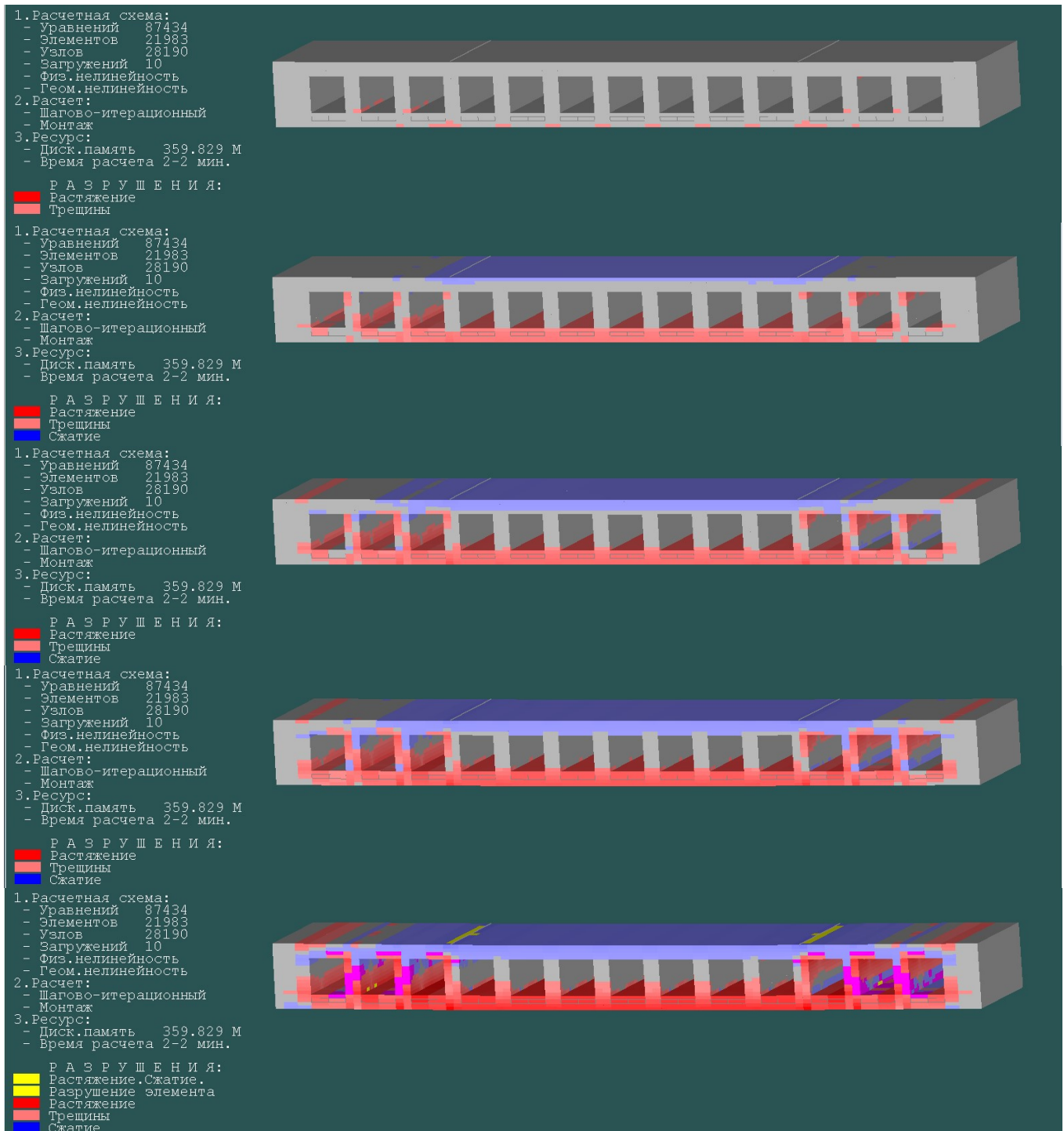


Рис. 4.27. Зміна напружено-деформованого стану дослідного зразка №3 по етапах завантаження.

Співставлення експериментальних і теоретичних значень руйнівного навантаження визначеного за ПК Ліра САПР подано в табл. 4.7.

Таблиця 4.7

Зіставлення результатів розрахунку з експериментальними даними

Марка зразка	Руйнівне навантаження, кН		Розбіжність %
	експеримент	розрахунок в ПК Ліра	
№1	72,5	76,9	6,1%
№2	50	55,8	11,6%
№3	31	36	16,1%

4.5. Висновки.

1. Експериментальна перевірка теоретичних значень прогинів, обчислених за програмним комплексом «Ліра САПР», для балкових суцільних і порожнистих плитних дослідних зразків показала задовільну збіжність з експериментальним значенням прогинів, крім зразків з поперечним розташуванням порожнин, де розбіжність на вищих рівнях завантаження є суттєвою.

2. Для розрахунку монолітних перекриттів та інших плитних конструкцій з вставками можна використати ПК «Ліра САПР», моделюючи роботу об'ємними елементами з фактичними характеристиками матеріалів, або моделювання пластинчастими елементами із зменшеним модулем пружності бетону.

3. За результатами експериментально-теоретичних досліджень визначено коефіцієнт зниження модуля пружності бетону, який можна враховувати при загальному статичному розрахунку перекриттів з вставками, моделюючи їх роботу пластинчастими елементами.

4. Виконано обчислення прогинів експериментального натурального перекриття за ПК «Ліра САПР» без врахування і з врахуванням геометричної і фізичної нелінійності.

5. Розрахунок несучої здатності дослідних зразків фрагментів плит з однонапрямленими вставками за деформаційним методом згідно з ДСТУ Б.В.2.6-

156.2010 достатньо добре відображає модельований процес як кількісно, так і якісно.

6. ПК «Ліра САПР» дає достатньо якісну оцінку напружено-деформованого стану дослідних зразків, проте завищує їх несучу спроможність.

РОЗДІЛ 5

ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНА ЕФЕКТИВНІСТЬ ПЛОСКИХ МОНОЛІТНИХ ПЕРЕКРИТТІВ З ВСТАВКАМИ. ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ.

5.1. Порівняння техніко-економічної ефективності залізобетонних перекриттів різного типу

Збірні перекриття.

Для зменшення власної ваги будівельною промисловістю було оптимізовані та розроблені декілька видів плит перекриття, що дозволяли знизити їх вагу. За формою поперечного перерізу панелі перекриття можуть бути виготовлені з овальними, круглими, ребристими з ребрами верх і ребрами. В таблиці 5.1, приведені техніко економічні показники панелей перекриття заводського виготовлення у порівнянні з суцільним перекриттям.

Таблиця 5.1

Техніко-економічні показники панелей перекриття при прольоті 6м і характеристичному навантаженні 6-7 кН/м².

№	Тип панелей	Приведена товщина бетону, см	Витрата сталі на 1 м ² площі, кг		
			Без попереднього напруження	Попередньо напружені	
				Стержнева	Дротяна
1	З овальними пустотами	9,2	8	4,3	3,4
2	З вертикальними пустотами	10,2	8,5	4,7	3,7
3	З круглими пустотами	12	8,5	4,7	3,7
4	Ребристі	8	9,1	5	4
5	Суцільні	12-16	14-16	12-14	10-11

Монолітні перекриття кесонного типу.

Як відомо, перекриття кесонного типу являють собою ребристу конструкцію з взаємно перпендикулярними ребрами в нижній зоні. В кесонній

частині перекриття відстань між ребрами в осях досягає 80см, товщина ребра змінна – від 10 до 20 см, товщина полиці складає 5-6 см. Висота ребер варіюється від 20 до 40 см, пустотність кесонного перекриття досягає 50%.

Порівняння техніко-економічних показників суцільного та кесонного перекриттів показує зниження маси останнього при збільшенні висоти перерізу та одночасною економією бетону та арматури (табл. 5.2.).

Таблиця 5.2

Техніко-економічні показники перекриття прольотом 6м,
шириною 1,2 м, при характеристичному навантаженні 6 кН/м².

№	Тип панелей	Товщина, см	Витрати матеріалів	
			Бетону, м ³	Робочої арматури, кг
1	Суцільна монолітне	16,0	1,15	56,1
2	Монолітне кесонне	25,0	0,88	33,5
	Економія матеріалів, %		23,0	40,0

Монолітні перекриття з вставками різної форми.

В світовій практиці будівництва є приклади улаштування монолітного перекриття з вставками сферичної форми. Вирішуючи проблему зниження власної ваги перекриття з одночасним забезпеченням рівної поверхні нижньої грані перекриття як в звичайного плоского монолітного перекриття, швейцарська фірма Sobiax розробила таку систему, яка при її улаштуванні використовує сферичні кулі, що утворюють порожнину у нейтральній зоні перекриття. Аналізуючи таку систему, можна відмітити її практичність та простоту в улаштуванні зберігаючи при цьому властивості плоского перекриття.

Таблиця 5.3

Техніко-економічні показники перекриття прольотом 6м,
шириною 1,2 м, при характеристичному навантаженні 6 кН/м².

№	Тип панелей	Товщина, см	Витрата матеріалів	
			Бетону, м ³	Робочої арматури, кг
1	Суцільна монолітне	20	1,44	42,6
2	Монолітне «Codiax»	20	0,98	35,5
	Економія матеріалів, %		32,0	20,0

У таблиці 5.4 наведені техніко-економічні показники основних конструктивних рішень по влаштуванню монолітних перекриттів з порожниноутворюючими вставками різних форм.

Таблиця 5.4

Техніко-економічні показники монолітних перекриття
з ефективними порожнинами прольотом 6м

№	Тип плит перекриття	Проліт, м/ товщина, см	Витрата матеріалів на 1м ² плити	
			Бетону, м ³	Робочої арматури, кг
1	Монолітна суцільна плита	6/200	0,2	17,76
2	Монолітна плита з призматичними порожнинами	6/240	0,136	15,35
3	Монолітна плита з циліндричними порожнинами	6/250	0,153	15,7
4	Монолітна плита з склепінчастих порожнин круглих в плані	6/240	0,15	15,2
5	Монолітна плита з сферичними порожнинами	6/250	0,197	15,3

5.2. Техніко-економічні показники запроектованих перекриттів з вставками

У табл. 5.5 відображено узагальнені фактичні показники витрати арматури на одиницю площі перекриття 3-х будівель № 2, 3, 4 комплексу на вул. Білогірській у м. Тернополі.

Очевидно, що за однакової товщини перекриття (20 см) із збільшенням прольоту кількість арматури зросла, проте за найбільшого прольоту 6,15 м вона не перевищувала 14,6 кгс/м².

Таблиця. 5.5

Середня витрата арматури на 1 м² перекриття
будівель на вул. Білогірській у м. Тернополі

№	Висота перекриття, мм	Проліт, м	Фактична витрата арматури, кг/м ²
1	200	4,86	12,08
2	200	5,82	12,7
3	200	6,15	14,6

За завданням замовника на одному з будинків житлового комплексу на вул. Білогірській у м. Тернополі виконано техніко-економічне порівняння двох перекриттів: традиційного суцільного і з пінополістирольними вставками. За основним показником витрати матеріалів вигіднішим є перекриття з вставками. Окрім очевидної економії бетону, важливим чинником є суттєве зменшення витрати арматури за рахунок зменшення власної ваги перекриття (табл. 5.6).

Таблиця 5.6

Порівняння варіантів улаштування перекриттів багатоквартирного житлового будинку № 5 на вул. Білогірській у м. Тернополі

	Назва показників	Суцільна плита	Плита з вставками	Різниця, %
1	Загальна площа перекриття, м ²	700	700	–
2	Загальний об'єм перекриття, м ³	138,3	138,3	–
3	Загальна витрата бетону (С20/25), м ³	138,3	93,3	32
4	Витрата пінополістиролу (вставка), м ³ (ПСБ-С-25)	–	45	–
5	Зменшення власної ваги перекриття, кг/м ²	–	200	–
6	Загальна витрата арматури, кг	14750	10200	30,8
7	Витрата арматури на 1 м ³ бетону, кг/м ³	106,7	73,7	30,8
8	Витрата арматури на 1 м ² перекриття, кг/м ²	21,3	14,6	31,4
9	Загальна економія арматури на одне перекриття, кг	–	4550	–

Додаткові фінансові затрати, пов'язані із збільшенням трудомісткості робіт, визначав сам замовник. Вони є значно меншими порівняно з економією бетону і арматури, тому для будівництва прийнятий варіант з ефективними вставками.

Аналогічне порівняння, за завданням представника замовника, виконано для перекриттів будівлі на вул. Угорській у м. Львові. Порівнювалися показники суцільного перекриття, проект якого надав замовник, і перекриття з вставками, конструкцію якого розроблено в ГНДЛ-112 Національного університету «Львівська політехніка». За прольотів 5,7 м витрата арматури в перекриттях з вставками є на 39 % меншою, ніж у суцільному перекритті, економія бетону – 30,3 % (табл. 5.7).

Таблиця 5.7

Порівняння варіантів улаштування
перекриттів багатоквартирного житлового будинку
на вул. Угорській у м. Львові

	Назва показників	Проект (суцільне)	Пропозиція (з вставками)	Різниця, %
1	Загальна площа перекриття, м ²	594	594	–
2	Загальний об'єм перекриття, м ³	118,9	118,9	–
3	Загальна витрата бетону (С20/25), м ³	118,9	82,9	30,3
4	Витрата пінополістиролу (вставка), м ³ (ПСБ-С-25)	–	36	–
5	Загальна витрата арматури, кг	13650	8323	39,0
6	Витрата арматури на 1 м ³ бетону, кг/м ³	114,8	70	39,0
7	Витрата арматури на 1 м ² перекриття, кг/м ²	23	14	39,0
8	Зменшення власної ваги перекриття, кг/м ²	–	200	–
9	Загальна економія арматури на одне перекриття, кг	–	5325	–

У табл. 5.8 наведено показники витрати бетону на 3-х монолітних ділянках південно-західної частини стадіону «Арена-Львів».

Загальна економія бетону і відповідно зменшення власної ваги для окремих монолітних ділянок становить від 20,3 % до 28,6 % (табл. 5.5); у середній частині перерізу перекриттів об'єм вставок і відповідно об'єм зекономленого бетону становить 38,1 % (рис. 5.1).

Таблиця 5.8

Номер ділянки	МД-1	МД-2	МД-3
Об'єм перекриття	30,1 м ³	13,5 м ³	52,2 м ³
Об'єм бетону	22,92 м ³	10,6 м ³	41,5 м ³
Об'єм вставок	7,18 м ³	2,9 м ³	10,7 м ³
Економія бетону	28,9 %	21,6 %	20,5 %

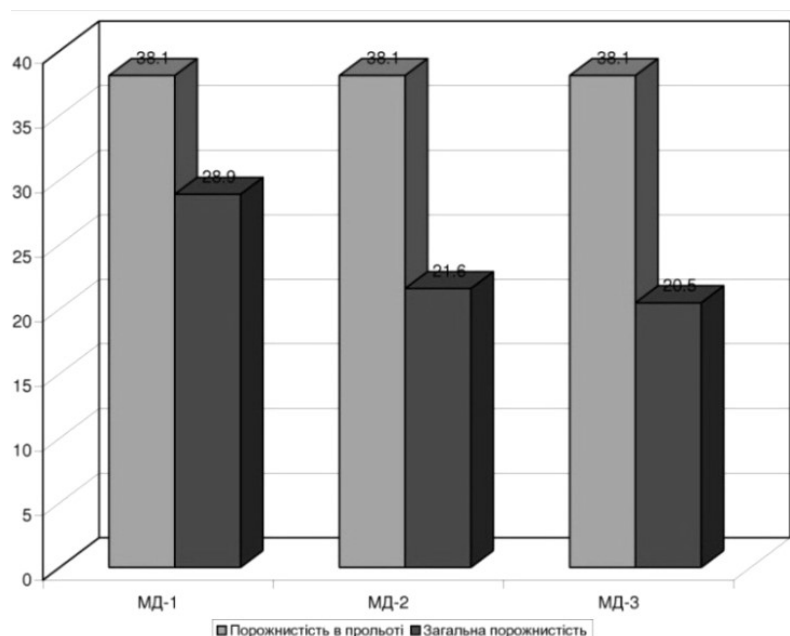


Рис. 5.1. Загальні показники зменшення власної ваги монолітних ділянок перекриття південно-західної частини стадіону.

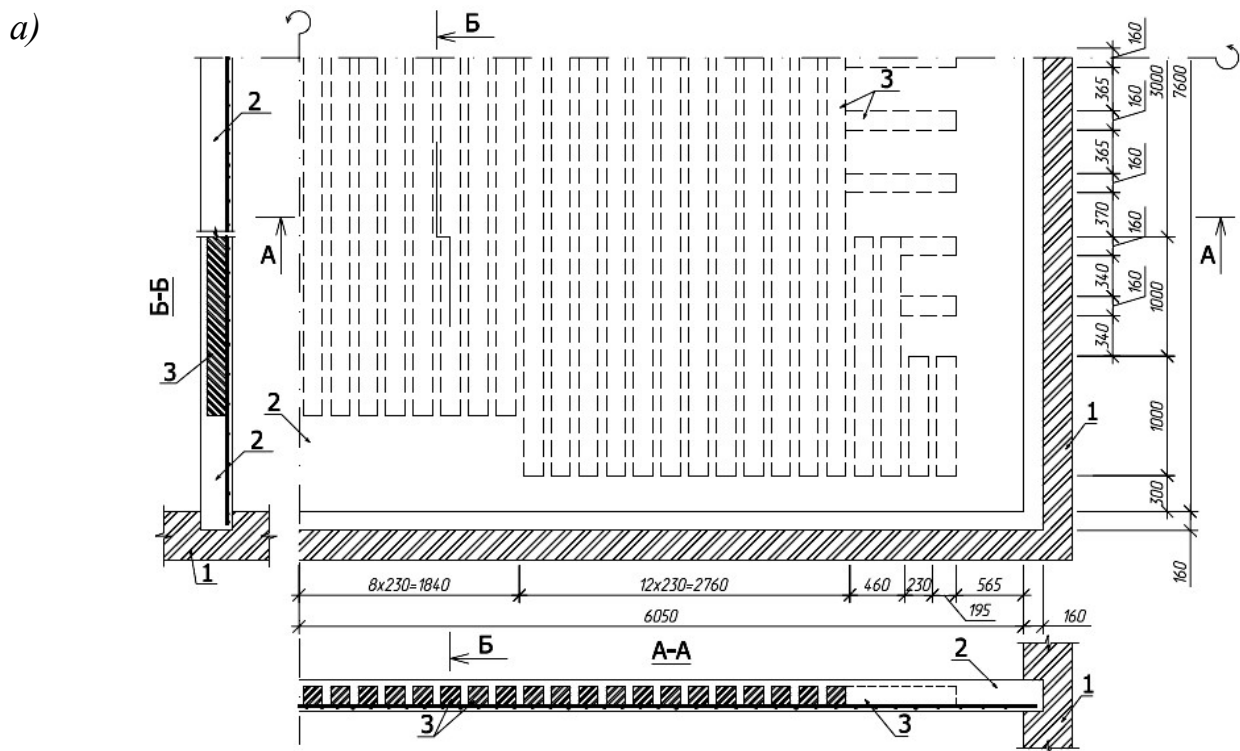
5.3. Впровадження результатів досліджень.

Результати досліджень були використані при розрахунку і конструюванні декількох перекриттів при реконструкції будівель, а також при новому будівництві.

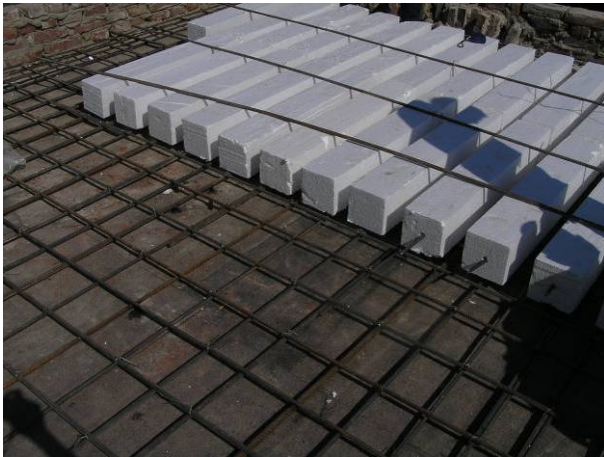
Плоске монолітне залізобетонне перекриття розмірами в плані 7,6×12,1 м

При реконструкції колишньої промислової будівлі під торгово-готельний комплекс в с.м.т. В. Любінь Львівської області виникла потреба в заміні старого дерев'яного перекриття горищного поверху з колонами в середній частині на більш капітальне без проміжних опор з надбудовою повноцінного поверху. З огляду на нерівномірне осідання в процесі довготривалої експлуатації і пошкодження мурованих стін, розташованих по периметру, було запропоноване монолітне залізобетонне перекриття, диск якого зв'язує між собою всі стіни. Конструктивне вирішення четвертини цього перекриття, симетричного в обох напрямках, подано на рис. 5.2.

За рахунок вставок власна вага перекриття розмірами в плані $7,6 \times 12,1$ м загальною висотою 260 мм зменшилась на 32,4 %. Більш детально конструкцію перекриття подано в розділі 2.



б)



в)



Рис. 5.2. Плоске монолітне залізобетонне перекриття розмірами в плані $7,6 \times 12,1$

м з вставками: а - загальне конструктивне рішення перекриття (1 – муровані стіни; 2 – монолітний залізобетон; 3 – вставки з пінополістиролу);

б – розкладання і фіксація вставок; в – бетонування перекриття.

Монолітне перекриття житлового будинку по вул. Роксоляни у м. Львові.

Досвід використання пінопластових вставок пов'язаний з будівництвом житлових багатоквартирного будинку (рис. 5.3) по вул. Роксоляни у м. Львові загальною площею 2200 м²

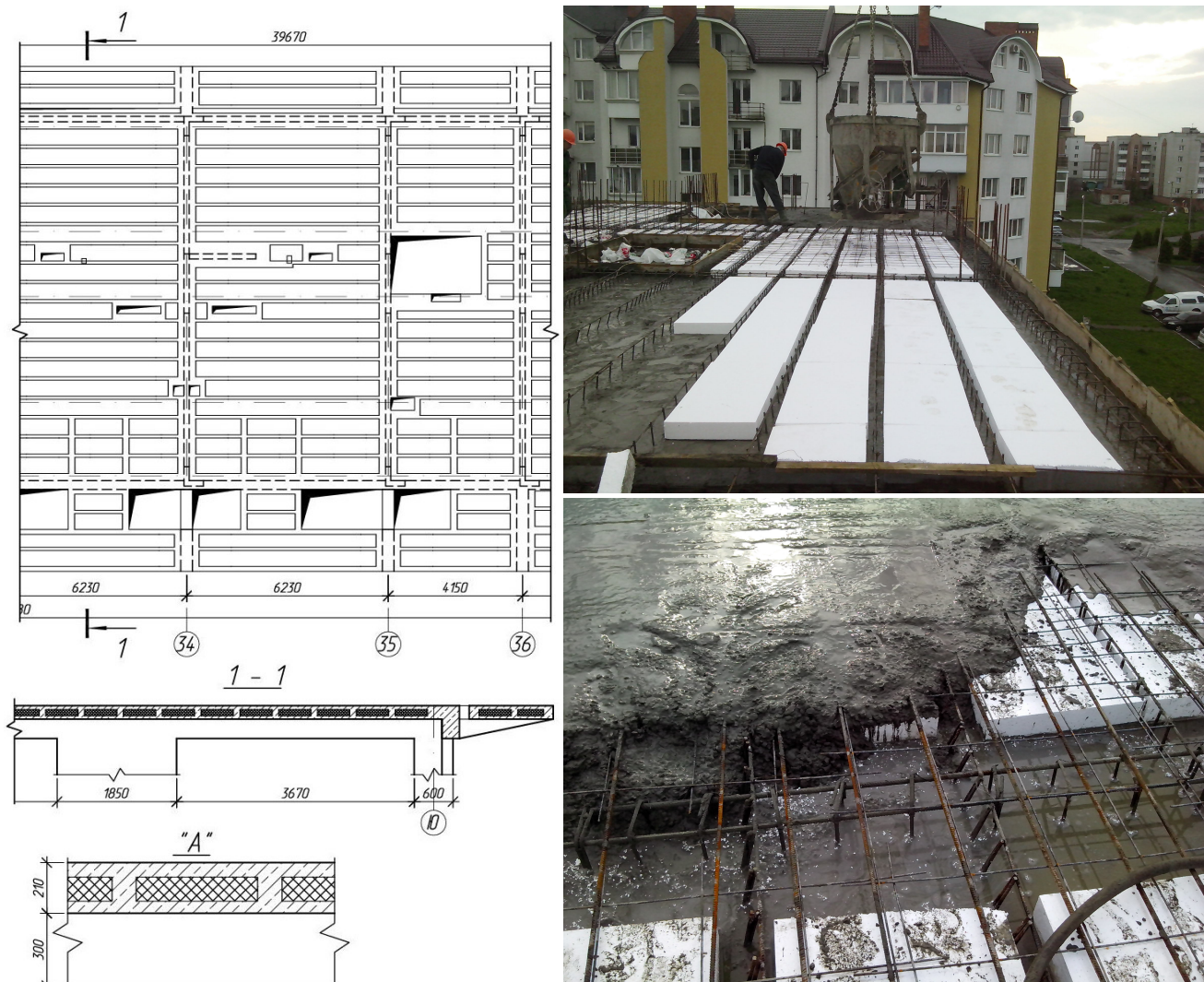


Рис. 5.3. Розташування вставок в плані і в перерізі перекриття будинку №3(а), розкладання вставок і арматурних виробів (б) та бетонування перекриття (в).

Висота монолітного перекриття прийнята такою ж, як і в класичних суцільних монолітних перекриттях каркасних житлових будинків – 20 см. Товщина верхньої і нижньої полиці 50мм, проміжних вертикальних ребер – 100 мм (див. рис. 5.4). Порожність перекриття становить близько 45%. Порожність формували за допомогою пінополістирольних плит стандартного розміру

1000x500x100. Також при проектуванні перекриттів було врахована зона продавлювання.

Загальна економія бетону на окремих монолітних ділянках становить 35%. У середній частині перерізу перекриття (поза межами опорних балок і проміжних балок –ребер) об'єм вставок і, відповідно об'єм зекономленого бетону, становить 48%.

Монолітне плоске залізобетонне перекриття житлового будинку №3 та №4 по вул. Білогірській у м. Тернополі

Інший досвід використання пінопластових вставок пов'язаний з будівництвом житлових багатоквартирних будинків №3 (рис. 5.4) та №4 (рис. 5.5) по вул. Білогірській у м. Тернополі загальною площею 6600 м² та 6380 м² відповідно.

Висота монолітного перекриття прийнята такою ж, як і в класичних суцільних монолітних перекриттів каркасних житлових будинків – 20 см. Товщина верхньої і нижньої полиці 50мм, проміжних вертикальних ребер – 100 мм (див. рис. 5.4). Порожнистість перекриття становить близько 38%. Порожнистість формували за допомогою пінополістирольних плит стандартного розміру 1000x500x100. Також при проектуванні перекриттів було врахована зона продавлювання.

Загальна економія бетону на окремих монолітних ділянках становить від 30% до 35%. У середній частині перерізу перекриття (поза межами опорних балок і проміжних балок –ребер) об'єм вставок і, відповідно об'єм зекономленого бетону, становить 45%.

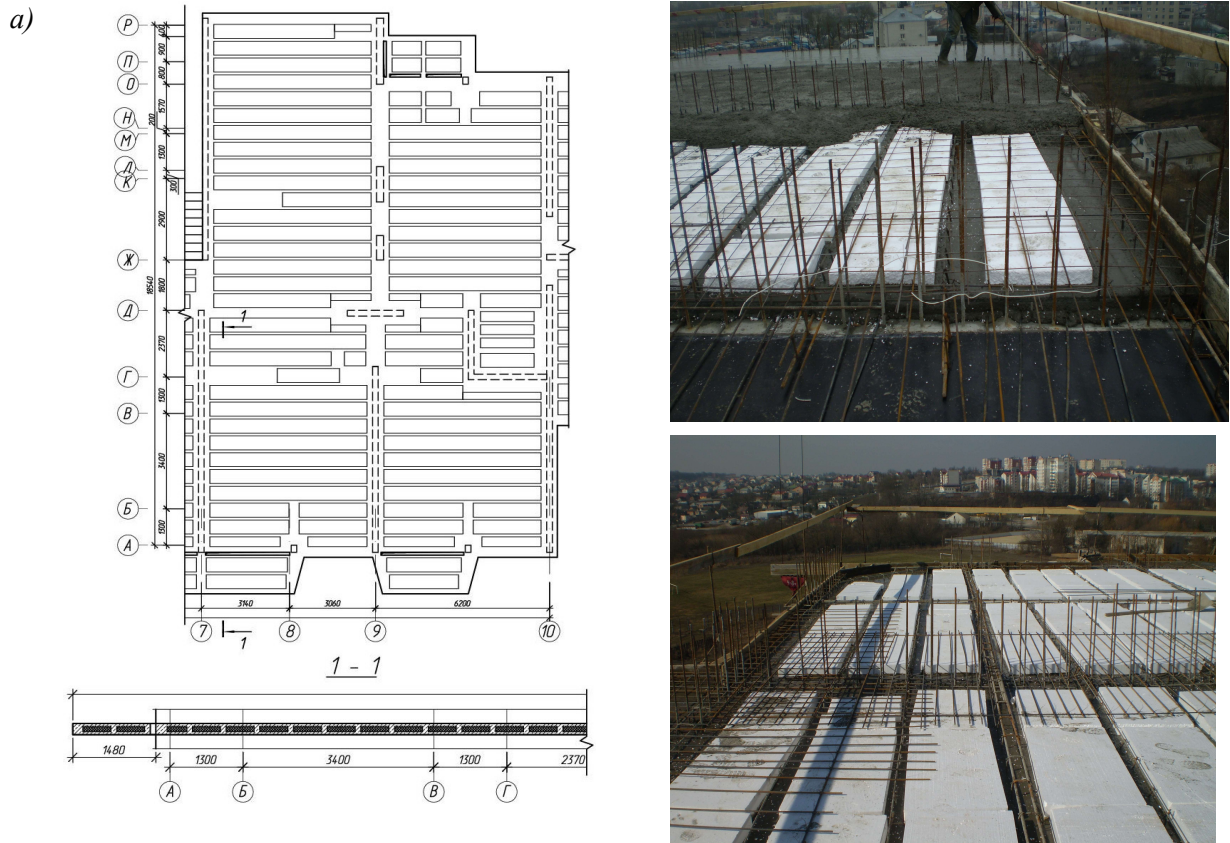


Рис. 5.4. Розташування вставок в плані і в перерізі фрагменту перекриття будинку №3(а), розкладання вставок і арматурних виробів (б) та бетонування перекриття (в).

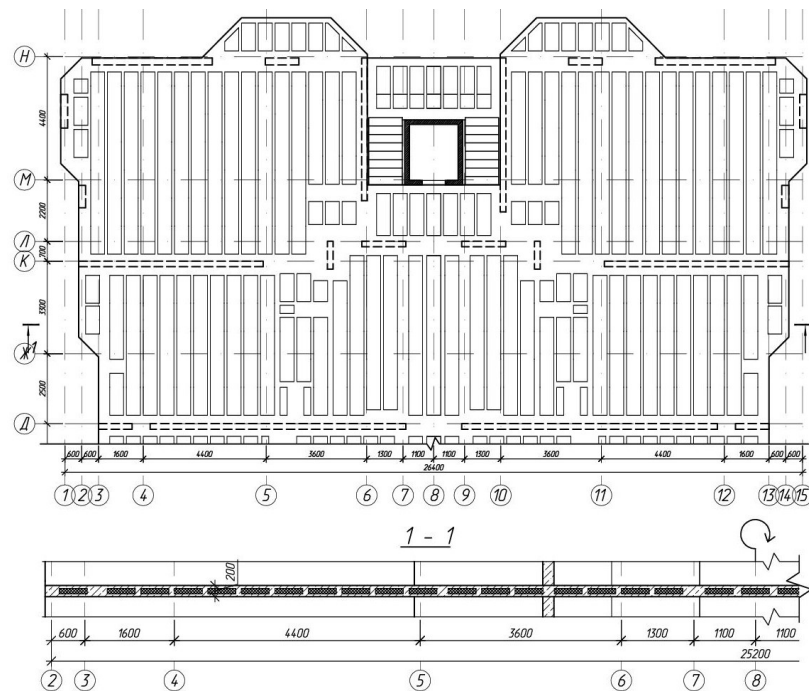


Рис. 5.5. Розташування вставок в плані і в перерізі перекриття будинку №4(а), розкладання вставок і арматурних виробів.

5.4 Висновки

1. Використання порожнистості і вставок в збірних, збірно-монолітних і монолітних конструкціях перекриттів є важливим чинником їх оптимізації.

2. Застосування пінополістирольних вставок в монолітних залізобетонних перекриттях, запроектованих з врахуванням розробок і за участю автора, дозволило суттєво (до 34-42%) зменшити витрати бетону і, відповідно, власну вагу перекриттів. Крім цього, внаслідок зменшення власної ваги, зменшується витрата робочої арматури до 7...12%.

3. Використання вставок в перекриттях, запроектованих за участю автора дисертаційної роботи і реалізованих на об'єктах цивільного будівництва, підтвердило їх ефективність за загальними техніко-економічними показниками.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Розроблена програма та методика експериментальних і теоретичних досліджень натурального перекриття з однонапрямленими вставками та фрагментів таких перекриттів, випробуваних за різних схем завантаження.
2. Проведені експериментальні дослідження фрагментів перекриття з поздовжнім і поперечним розташуванням вставок дозволили визначити особливості їх напружено-деформованого стану. Дослідження показали, що жорсткість перекриття в обидвох напрямках є суттєво різною, що необхідно враховувати в загальних статичних розрахунках перекриттів з однонапрямленим розташуванням вставок.
3. Згідно з результатами експериментальних досліджень, вичерпання несучої здатності дослідних зразків з поперечним розташуванням вставок відбувається при рівнях навантаження, на 38...63% менших від тих, при яких зруйнувалися дослідні зразки з поздовжнім розташуванням вставок. Тому при розрахунку міцності перекриттів з однонапрямленими вставками несучу здатність необхідно визначати без врахування роботи перерізів в перпендикулярному до вставок напрямі.
4. Випробування натурального плоского монолітного залізобетонного перекриття розмірами в плиті $7,6 \times 12,1$ м з однонапрямленим розташуванням вставок показали, що воно є жорсткою і надійною конструктивною системою. Так за навантаження $3,4 \text{ кН/м}^2$ прогини посередині перекриття становили 4,6 мм (або $1/2630$ і $1/1652$ відносно довшого і коротшого прольотів).
5. За результатами експериментально-теоретичних досліджень розроблено пропозиції щодо загального статичного розрахунку перекриттів з однонапрямленими вставками. Для цього можна використати ПК «Ліра САПР», моделюючи роботу перекриття об'ємними елементами з фактичними характеристиками матеріалів, або моделюючи пластинчастими елементами із зменшеним модулем пружності бетону, що суттєво спрощує розрахунок.

6. Розроблено рекомендації щодо розрахунку міцності перекриття з однонапрямленими вставками. Експериментально-теоретичні дослідження показали, що розрахунок несучої здатності дослідних зразків фрагментів плит з однонапрямленими вставками за деформаційним методом згідно з ДСТУ Б.В.2.6-156.2010 достатньо добре відображає модельований процес як кількісно, так і якісно.
7. Для розрахунку міцності можна використати також ПК «Ліра САПР» з моделюванням об'ємними елементами. Згідно з результатами експериментально-теоретичних досліджень, ПК «Ліра САПР» дало достатньо якісну оцінку напружено-деформованого стану дослідних зразків (фрагментів плит), проте дещо завищило їх несучу здатність - на 6,1-16,1%.
8. Використання вставок в монолітних залізобетонних перекриттях на об'єктах цивільного будівництва підтвердило їх ефективність за загальними техніко-економічними показниками. Застосування пінополістирольних вставок в перекриттях дозволило суттєво (до 34-42%) зменшити витрати бетону і, відповідно, власну вагу перекриттів, що важливо, зокрема, при будівництві в сейсмічних районах. Крім цього, внаслідок зменшення власної ваги зменшується витрата робочої арматури до 7...12%, тиск на вертикальні несучі конструкції, фундаменти тощо.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Азізов Т.Н. Експериментальні дослідження жорсткості та міцності залізобетонних елементів коробчастого перерізу з нормальними тріщинами при крученні. / Т.Н. Азізов, О.В. Мельник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць, вип. 21 - Рівне 2011 р., С. 82-94.
2. Азізов Т.Н. Теория пространственной работы перекрытий./ Т.Н. Азізов // Науковий світ, К.: 2001.-276 с.
3. Анпилов С.М. Здания с эффективным монолитным каркасом. Экспериментальные и теоретические исследования, методы расчета и возведения: / С.М. Анпилов // Автореф. Дис ... канд. техн. наук: 05.23.01/РГБ ОД. Самара 2005г.
4. Артюх В.Г. Досвід проектування та будівництва монолітних залізобетонних плит з циліндричними порожнинами в перекриттях цивільних будинків. / В.Г. Артюх, І.В. Санников // Будівництво України №4, 2007 с.13-15.
5. Артюх В.Г. Экспериментальное исследование монолитной железобетонной плиты с цилиндрическими пустотами / В.Г. Артюх, И.В. Санников // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: Міжвід. наук.-техн. зб. – К. – 2007р.
6. Артюх В.Г. Практика проектування і зведення великопролітних монолітних багатопустотних плит перекриття / В.Г. Артюх, Г.М. Тонкачєєв // Сучасне промислове та цивільне будівництво: ДНАСА - том 1, номер 1, Макіївка 2005р., с. 6-12.
7. Ахматов М.А. Влияние формы поперечного сечения на деформативность изгибаемых элементов. / М.А. Ахматов, М.Ю. Беккиев // Бетон и железобетон №5, 1995р. с.6-9.
8. Байков В.Н. Железобетонные конструкции: Спец. курс. Учеб. пособие для вузов / В.Н. Байков, П.Ф. Дроздов, И.А. Трифонов и др.; // - 3-е изд. перераб. -М.: Стройиздат, 1981. - 767 с.
9. Байков В.Н. Железобетонные конструкции: общий курс / В.Н.Байков, Э.Е.Сигалов. // - М.: Стройиздат, 1985. - 728 с.
10. Байков В.Н. Исследование железобетонных плит на ЭВМ "Урал-2" с учетом действительной жесткости на кручение / В.Н. Байков, В.Ф. Владимиров // VI конференция по бетону и железобетону, Рига, 1966. Материалы секций

- конференции подготовленные ЦП НТО Стройиндустрии, Секция I. - М., Стройиздат, 1966. - с. 3 -9.
11. Байков В.Н. Проектирование железобетонных тонкостенных пространственных конструкций / В.Н.Байков, Э.Хампе, Э.Рауэ.// - М.: Стройиздат, 1990.-232 с.
 12. Барашиков А.Я. Дослідження прогинів залізобетонних плит з урахуванням одноосного та двоєного попереднього обтиску / А.Я. Барашиков, О.Д. Журавський // Бетон и железобетон в Украине. - 2000. - № 3. - С. 2 - 8.
 13. Барашиков А.Я. Експериментальні дослідження двошарових плит / А.Я. Барашиков, О.Д. Журавський, Д.В. Сморгалов // Будівельні конструкції: 36. наук. пр. Вип. 59 / НДІБК. - К.: НДІБК, 2003. - С. 109 – 114
 14. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84.
 15. Бетонний порожнистий блок / Деклараційний патент на винахід UA 34358A. Бюл. №1 – II від 15.12.2001 р.
 16. Бліхарський З. Я., Кархут І. І., Струк Р. Ф. Розрахунок і конструювання нормальних та похилих перерізів залізобетонних елементів: навч. посібник. Львів, 2014. 144 с.
 17. Варвак П.М. Метод конечных элементов / П.М. Варвак, М.М. Бузун, А.С.Городецкий, В.Г.Пискунов, Ю.Н.Толокнов//. - К.: Вища школа, 1981. - 176 с.
 18. Валовой О.І. Нелінійні питання механіки при розрахунку бетонних та залізобетонних елементів. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди:/ О.І. Валовой, О.Ю. Єрьоменко // Збірник наукових праць, вип. 21 - Рівне 2011 р., С. 157-163.
 19. Гвоздев А.А. Безбалочные перекрытия с легкими камнями. / А.А. Гвоздев, В.И. Мурашев, М.И. Бычков // - М.-Л.: Госстройиздат, 1933. - 36 с
 20. Гвоздев А.А., Работа железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии/ А.А. Гвоздев, Н.И. Карпенко // Строительная механика и расчет сооружений. -1965.-№2.-С. 20-23.
 21. Гвоздев А.А. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / А.А.Гвоздев, С.А.Дмитриев, Ю.П. Гуца и др.// - М.: Стройиздат, 1978. - 204 с.
 22. Гвоздев А.А. Теоретическое и экспериментальное исследование работы железобетона с трещинами при плоском однородном и неоднородном напряженном состоянии / А.А. Гвоздев, Н.И. Карпенко, С.М. Крылов//

- Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций: Сб. научн. работ / НИИЖБ. - М., Стройиздат, 1968. - С. 56 - 68.
23. Гениев Г.А. Вариант деформационной теории пластичности бетона./ Г.А. Гениев // - Бетон и железобетон, 1969, № 2. - С. 18 - 20.
24. Гениев Г.А., Теория пластичности бетона и железобетона. / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин // -М.: Стройиздат, 1974. -316 с.
25. Гнідець Б.Г. Дослідження і застосування збірно-монолітних конструкцій громадських будинків. /Б.Г. Гнідець// Вісник НУ «Львівська політехніка» Теорія і практика будівництва, №602, Львів, 2007- С.18-26.
26. Гнідець Б.Г. Залізобетонні конструкції з напружуваними стиками і регулюванням зусиль: Монографія /Б.Г. Гнідець// - Львів: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2008. – 548с.
27. Гнидец Б.Г. Предварительно-напряженные сборно-монолитные кессонные перекрытия гражданских зданий. / Б.Г. Гнидец //- М.: 1982. - 24 с.
28. Гольшев А.Б. Практические способы учета ползучести и усадки бетона при расчете железобетонных конструкций. / А.Б. Гольшев, Н.И. Ткаченко // - К.: Логос, 2000. - 87 с.
29. Городецкий А.С. Информационные технологии расчёта и проектирования строительных конструкций / А.С. Городецкий, В.С.Шмуклер, А.В.Бондарев.// - Харьков: НТУ «ХПИ», 2003. - 889 с.
30. Городецкий А.С. Метод конечных элементов: теория и численная реализация. Программный комплекс «Лири-Windows» / А.С.Городецкий, И.Д.Евзеров, Е.Б.Стрелец-Стрелецкий и др.// - К.: Факт, 1997. - 137 с.
31. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С.Городецкий, И.Д.Евзеров.// - К.: Факт, 2005. - 344 с.
32. Гуца Ю.П. Влияние формы поперечного сечения элементов на прочность, трещиностойкость и деформативность /Ю.П. Гуца// - Бетон и железобетон. 1987. №5 - С. 19-20.
33. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинні від 2011-06-01]. Київ, 2011. 71 с.
34. Демчина Б.Г. Вогнестійкість одно – і багатошарових просторових будівель /Б.Г. Демчина// Автореферат дисертації д.т.н. - Харків 2003р.

35. Демчина Б.Г. Особливості розрахунку багат шарових плит перекриття на ПК «Ліра» / Б.Г. Демчина, І.З.Рутковська, Л.І. Вознюк // Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури, том 5, вип. 4, Макеевка 2009р. с.179-185.
36. Дзюба И.С. Монолитное большепролетное ребристое перекрытие с постнапряжением./И.С. Дзюба, Н.И. Ватин, В.Д. Кузнецов // Инженерно-строительный журнал, №1. 2008р. С. 5-12.
37. ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Київ, 2011. 118 с.
38. Евстафьев В.И. Опыт внедрения большепролетных трехслойных монолитных перекрытий. /В.И. Евстафьев// Будівельні конструкції збірник наукових праць, вип. 59 /НДІБК/ 2003р. с. 241-247.
39. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1: 2004, IDT): ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1: 2010 [Чинний від 2013-07-01]. Київ, 2012. 156 с.
40. Євстаф'єв В.І. Полегшені багат шарові перекриття для архітектурно-будівельних систем з широким кроком несучих конструкцій /В.І. Євстаф'єв // Автор дис. к.т.н. - Київ, 2004 - 18с.
41. Залесов А.С. Расчет и конструирование монолитных каркасов с плоскими перекрытиями / А.С. Залесов, Е.А. Чистяков // Бетон и железобетон. - 1998. - № 6. - С. 14-15.
42. Зырянов В.С. Пространственная работа железобетонных плит, опертых по контуру. /В.С. Зырянов// - М.: 2002 – 107с.
43. Карпенко Н.И. К построению методики расчета деформаций железобетонных плит как условно многослойных с учетом шести компонент напряжения / Н.И. Карпенко// Новые экспериментальные исследования и методы расчета железобетонных конструкций. - М.: 1989. - С. 73 - 94.
44. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. / Н.И. Карпенко // - М.: Стройиздат, 1976.-208 с.
45. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. / Н.И. Карпенко // - М: Стройиздат, 1996.-416 с.

46. Кваша В., Іваник І., Попович Б. Методика просторового розрахунку існуючих прольотних будов залізобетонних мостів. Актуальні проблеми будівництва та інженерії доквілля: збірник матеріалів конференції. 2001. С. 217–222.
47. Кваша В. Г. Ефективні системи розширення і підсилення залізобетонних балкових прольотних будов автодорожніх мостів: автореф. дис. ... д-ра техн. наук. Київ, 2002. 35 с.
48. Кваша В. Г. Застосування монолітної залізобетонної плити для розширення балкових автодорожніх мостів. Промислове будівництво та інженерні споруди. 2008. Вип. 4. С. 24–31
49. Клованич С.Ф. Модель деформирования железобетона и расчет конструкций при сложном напряженном состоянии и нагреве / С.Ф. Клованич // Автореф....д-ра техн. наук: 05.23.01 / Кишиневский политехи, ин-т, НИИЖБ Госстроя СССР. - М.: 1990. -44 с.
50. Козачевский А.І. Особливості проектування безригельних перекриттів. / А.І. Козачевский, Є.А. Снісаренко // ПНПЖТГБ ,Київ. 2008р.
51. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Методы испытаний нагружением и оценка прочности, жесткости и трещино- стойкости: ГОСТ 8829-85.
52. Котляр Н.И. Снижение прогибов сборно-монолитных перекрытий /Н.И. Котляр, М.Д. Помазан // Науковий вісник будівництва. Збірник наукових праць ХДГУБА №56. Харків 2009р.
53. Котляр Н.И. Устройство легких железобетонных перекрытий с пенополистирольными вкладышами. / Н.И. Котляр, М.Д. Помазан // Науковий вісник будівництва. Збірник наукових праць ХДГУБА №55. Харків 2009р.
54. Кріпак В.Д. Несуча здатність та деформативність залізобетонних плит при чистому згині моментами різних знаків. / В.Д. Кріпак, В.М. Адаменко // Бетон і залізобетон в Україні №2 2006р. с. 2-6.
55. Лоскутов И.С., Железобетонные плоские пустотные плиты перекрытий. /И.С. Лоскутов, Д.А. Глозов, О.В. Кантур //ООО «ПКБ"Катриэль». Москва.
56. Лоскутов И.С. Эффективные решения в монолитном строительстве. / И.С. Лоскутов, Д.А.Глозов, О.В. Кантур //ООО «ПКБ"Катриэль». Москва.

57. Лоскутов И.С., Технологические особенности возведения пустотных перекрытий. / И.С. Лоскутов, Д.А. Глозов, О.В. Кантур // ООО «ПКБ"Катриэль». Москва.
58. Лоскутов И.С. Технологические особенности возведения кессонных перекрытий. / И.С. Лоскутов, Д.А. Глозов, О.В. Кантур // ООО «ПКБ"Катриэль». Москва.
59. Лоскутов И.С. Особенности расчета кессонных перекрытий. / И.С. Лоскутов, Д.А. Глозов, О.В. Кантур // ООО «ПКБ"Катриэль». Москва.
60. Лоскутов И.С. Опыт применения перекрытий при реконструкции большепролетных зданий. / И.С. Лоскутов, Д.А. Глозов, О.В. Кантур // ООО «ПКБ"Катриэль». Москва.
61. Матвеев В.Г. Стержневые элементы пустотного сечения / В.Г. Матвеев, А.Л. Кришын, А.А. Варламов // Бетон и железобетон М., 1993. № 1 - С. 2-4.
62. Мельник І.В. Спосіб виготовлення пустотілих бетонних і залізобетонних виробів / І.В. Мельник // Деклараційний патент на винахід. - Державний департамент інтелектуальної власності. Бюл. №7-ІІ від 15.12.2000р.
63. Мельник І.В. Оптимізація залізобетонних конструкцій з допомогою ефективних вставок / І.В. Мельник // Проблеми теорії і практики будівництва: Збірник наукових статей, том IV, Львів, 1997- С.89-90.
64. Мельник І.В. Конструктивні рішення плоских монолітних залізобетонних перекриттів з ефективними вставками і експериментальне дослідження їх фрагментів / І.В. Мельник, В.М. Сорохтей // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць, вип. 14 - Рівне 2006 р., С. 253-260.
65. Мельник І.В. Конструювання і дослідження плоских монолітних перекриттів з ефективними вставками / І.В. Мельник О.Ю.Царинник, В.М. Сорохтей // Будівельні конструкції: Міжвідомчий наук.-техн. зб., вип. 67 - Київ, НДІБК, 2007 С. 794...801.
66. Мельник І.В. Пропозиції щодо влаштування монолітного плоскої порожнистої плити при реконструкції перекриттів. / І.В. Мельник // Вісник Львівського державного аграрного університету «Архітектура і сільськогосподарське будівництво» №1, Львів, 2000р. с. 166-169.

67. Мельник І.В. Конструктивно-технологічні особливості бетонних і залізобетонних конструкцій з ефективними вставками. Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону. /І.В. Мельник//Збірник наукових праць - Київ 1997р. С. 164-171.
68. Мельник І.В. Плоскі залізобетонні монолітні перекриття з ефективними вставками. /І.В. Мельник//Вісник НУ «Львівська політехніка» Теорія і практика будівництва, №409, Львів, 1999- С..
69. Мельник І.В. Залізобетонні монолітні перекриття з трубчастими вставками. /І.В.Мельник//.
70. Мельник І.В. Конструктивно-технологічні особливості бетонних і залізобетонних конструкцій із замкнутими внутрішніми контурами. /І.В. Мельник//Збірник тез Другої Всеукраїнської конференції “Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону”, Київ, 1999 р.
71. Мельник И. В. Сорохтей В. М. Приставський Т. В. Экспериментально-теоретические исследования продавливания верхней полки монолитной железобетонной плиты с пустото-образующими вкладышами. Вестник Белорусско-Российского университета. 2016. № 3. С. 169–178.
72. Мельник И. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В. Экспериментальные исследования деформативности фрагментов монолитного плоского железобетонного перекрытия с пенополистирольными вкладышами. Вестник Белорусско-Российского университета. 2015. № 4. С. 103–112.
73. Мельник І. В. Огляд методів розрахунку монолітних плоских залізобетонних перекриттів з порожниноутворюючими вставками. Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2014. № 781. С. 139–144.
74. Мельник І. В., Демчина Б. Г., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Петейчук М. В. Випробування на вогнестійкість фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з пінополістирольними вставками. Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. 2013. Вип. 78, книга 1. С. 362–370.
75. Мельник І. В., Сорохтей В. М. Експериментальні дослідження і використання на практиці плоских монолітних залізобетонних перекриттів з ефективними вставками. Вісник Донбаської національної академії будівництва та архітектури. 2011. Вип. 2011-4 (90). С. 121–129.

76. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Лундяк В. С., Крет В. О. Залізобетонне монолітне перекриття з порожниноутворюючими вставками і металевим профнастилом. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2011. Вип. 22. С. 427–432.
77. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Пелех А. Б., Приставський Т. В. Використання ефективних вставок в плоских монолітних залізобетонних перекриттях південно-східної частини стадіону по вул. Стрийська–Кільцева у м. Львові. Будівельні конструкції. Міжвідомчий наук.-техн. зб. 2011. Вип. 74, книга 2. С. 97–105.
78. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Бачкай О. С., Грушка Р. І., Барщик П. С. Порівняльні експериментальні дослідження фрагментів монолітного перекриття з трубчастими вставками і суцільного перекриття. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2014. Вип. 29. С. 259–265.
79. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Грушка Р. І., Барщик П. С. Експериментальні дослідження деформативності фрагментів монолітного перекриття з трубчастими вставками і суцільного перекриття. Вісник Нац. ун-ту «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2015. № 823 [56]. С. 236–243.
80. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Давидовський Н. Б., Крет В. О. Випробування фрагментів монолітного плоского залізобетонного перекриття з однаправленим розташуванням пінополістирольних вставок. Вісник Нац. ун-ту «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2012. № 742. С. 131–138.
81. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Давидовський Н. Б., Крет В. О. Деформативність фрагментів монолітного залізобетонного плоского перекриття з поздовжнім і поперечним розташуванням прямокутних вставок. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2012. Вип. 23. С. 312–320.
82. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В. Плоскі залізобетонні конструкції з ефективними вставками. Монографія. Львів, Видавництво Львівської політехніки. 2018.
83. Мордич А.И. Эффективные конструктивные системы многоэтажных жилых домов и общественных зданий (12...25 этажей) для условий строительства в Москве и городах Московской области, наиболее полное удовлетворяющие

- современным маркетинговым требованиям. /А.И. Мордич//Отчет о научно-исследовательской работе. М.: 2002.
84. Молодченко Г.А. К оценке жесткости зданий жилищно-гражданского назначения /Г.А.Молодченко, Лугченко Е.И., Сироменко А.Н., Кулаков А.Ю.// - Сборник научных трудов: Строительство. Материаловедение. Машиностроение,
85. Новые конструкции сборно-монолитных безбалочных бескапитальных перекрытий для общественных зданий. - Москва, Центр научно-технической по гражданскому строительству и архитектуре, 1970. - 64 с.
86. Некрасов А.С. Экономическая эффективность железобетонных колон и балок различной формы поперечного сечения /А.С. Некрасов// Экономическая эффективность применения несущих конструкций из разных материалов в сельскохозяйственном строительстве: Сб. научн. тр. М., 1974-Ст.35-52
87. Новікова А.В. Промежуточные результаты исследований безбалочных перекрытий. /А.В. Новікова//Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури, вип. 5, Макеевка 2009р. с. 43-46.
88. Передериенко И.Д. Экспериментальное исследование трехслойных шлакожелезобетонных изгибаемых элементов с обычным армированием /И.Д.Передериенко// Дисс.на соиск. уч. ст. к.т.н. - Львов, 1958.
89. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций ЛИРА 9.0. Руководство пользователя: В 3 т. / НИИАСС. - К., 2002. - Т.1: Основные теоретические и расчетные положения. Некоторые рекомендации. - 147 с.
90. Протокол випробувань плити перекриття. Київ 2005р.
91. Рекомендации по проектированию системы легких эффективных конструкций для реконструкции жилых домов первого периода индустриального домостроения. Момкоархитектура 1999р. 31 с.
92. Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения: [ТКС "Арматура для железобетонных конструкций"]. - К., 2002. - 39 с.
93. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. - М., Стройиздат, 1975. - 192 с.

94. Сагадеев Р.А.. Современные методы возведения монолитных и сборно-монолитных перекрытий. / Р.А. Сагадеев //Учебное пособие. Москва 2008р.
95. Санников І.В., Посилення будівельних конструкцій цивільних будинків що реконструюються. / І.В.Санников, В.А. Левченко // Будівництво України №6, 2003 с.29-32.
96. Семченков А.С. Индустриальные большепролетные конструкции перекрытий и покрытий общественных зданий / А.С. Семченков // Обзорная информация ЦНТИ по гражданскому строительству и архитектуре. - М.: 1979. - 51 с.
97. Семченков А.С. Расчет сборных железобетонных перекрытий как полубезмоментных конструктивно-ортотропных пластин / А.С. Семченков // Известия вузов. Строительство и архитектура. - 1974. - № 5. - С. 16 - 23.
98. Сироменко А.Н. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния плитных железобетонных элементов при температурно-усадочных воздействиях. Коммунальное хозяйство городов. / А.Н. Сироменко, А.Ю. Кулаков //Научно-технический сборник Харьковской национальной академии городского хозяйства №60. Харьков 2004р. С. 65-75.
99. Скорук Леонид. Поиск эффективных расчетных моделей ребристых железобетонных плит и перекрытий: /Леонид Скорук// Журнал «САПР и графика», 10”2004.
100. Стронгин Н.С. Легкобетонные плиты перекрытий с заполненными пустотами. / Н.С. Стронгин, А.Ш. Русишвили // Бетон и железобетон. Москва С.6-9.
101. Таран В.В. Особенности конструктивных решений возведения многоэтажных зданий по системе «Аркас». / В.В. Таран, Д.А. Тахтай, А.В. Недорезов //Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури, вип. 6, Макеевка 2009р. с.89-94.
102. Титаев В.А. Автоматизация расчета строительных конструкций на примере Лира-подобных программных комплексов / В.А. Титаев, В.П. Чирков, В.Т. Храпак // Учебное пособие: Хабаровск: изд-во ДВГУПС, 2011.-161с.
103. Тонкачєєв Г.Н. Деякі питання технологічності конструкцій монолітних порожнистих залізобетонних плит перекриття каркасних житлових будівель. / Г.Н. Тонкачєєв, В.Г. Артюх //.-2003р.

104. Тонкачеев Г.Н. Технологичность конструкций монолитных плит перекрытий гражданских зданий. / Г.Н.Тонкачеев, В.В. Таран //Збірник наукових праць КНУБА вип. 29, 2008 р. с.381-394.
105. Шаповалов А.Н. Использование полимерных вкладышей в изгибаемых железобетонных элементах / А.Н. Шаповалов, Н.Ю. Мироненко // Науково практичні проблеми сучасного залізобетону: Зб. Тез 1-ї всеукраїнської наук.-техн.конф., - Київ-1996.
106. Шмуклер В.С. Бетонные блоки с рациональными параметрами / В.С.Шмуклер, Г.А.Молодченко, Н.П.Бурак, Е.И.Лугченко // Науковий вісник будівництва. - Х.: ХДТУБА, 2007. - Вип. 42.
107. Шмуклер В.С. Каркасные системы облегченного типа / В.С. Шмуклер, Ю.А.Климов, Н.П. Бурак // Харьков - «Золотые страницы», 2008. - 336 с.
108. Югов А.М. Ефективність застосування полегшуючих монолітних плит перекриттів при реконструкції будівель / А.М. Югов, В.В. Таран // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць, вип. 18 – Рівне 2009 р., с. 540-547.
109. Югов А.М. Обоснование выбора варианта устройства облегченной монолитной плиты перекрытия по методу расстановки по методу расстановки приоритетов. / А.М. Югов, Г.М.Тонкачеев, В.В Таран. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, збірник наукових праць. Вип. 34, Одеса 2009р. с. 83-85
110. Югов А.М. Опыт надстройки при реконструкции здания за счет уменьшения веса монолитной плиты перекрытия. / А.М. Югов, В.В. Таран, Г.Н.Тонкачеев, В.И. Сопельник //Науковий вісник будівництва. Збірник наукових праць ХДТУБА. Харків 2009.
111. Югов А.М. Ефективність застосування полегшених монолітних плит перекриттів при реконструкції будівель / А.М. Югов, В.В. Таран // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць, вип. 18 - Рівне 2009 р., С. 540-548.
112. Яременко А.Ф. К расчету железобетонных плит с трещинами при длительном воздействии нагрузки / А.Ф. Яременко // Строительные конструкции: вып. XVIII. - К.: Будівельник, 1971.-С. 125- 138.

113. Яловенко В.И. Цилиндрические пустотообразователи для применения в монолитных железобетонных плитах перекрытий. / В.И. Яловенко, И.В. Санников //Збірник «Будівельні конструкції» Київ, 2005р. с. 330-337.
114. Ajdukiuewicz A. Scinanie sprezonych plyt kanatowych w ocenie badawczej i w nowych zleceniach normowych. / A. Ajdukiuewicz, A. Kliszewicz, M. Weglorz //Inzynieria I budownictwo 5-6. 2010 s. 254-259.
115. Jong-Young Song. Loas distribution factors for hollow core slabs with in-situ reinforced concrete joint. / Jong-Young Song, Kim S, Elliott, Ho Lee, Hyo-Gyong Kwak //International journal of concrete structures and materials. Vol. 3, #1, pp. 63-69. 2009.
116. Morsin ABRAMSKI. Bearing behavior of biaxial hollow core slabs (Large structures and infrastructures for Environmentally Constrained and Urbanized Arcos) Or.- Ing. /Morsin ABRAMSKI, Professor Andrej Albert, prof. Andreas Nitsch, prof. Jurgen Schrell //(A-183) (1-8) 2008
117. Tim Gudmand-Hycz. BYG DTU (Danmarks Tekniske universitet) Note on the moment capacity in a bubbir deck joint /Tim Gudmand-Hycz //2003
118. Daniel Ptacek. Magazine “Concrete” June 2007. Semi-precast solution, /Daniel Ptacek //p. 33-34
119. Roger Northan “Concrete” February 2009. /Roger Northan// p 34-35
120. Castonirr Magazine 01-2010, Cobiax Insight p. 1-10
121. The Leaf Magazine Review, The light span-tastie p. 44-45
122. Martina Schnellenbash-Held Betonwork + Fertigteil-Technik, 71, 10-2005 Biaxial hollow slabs, theory and tests //Martina Schnellenbash-Held, Markus Aldejohanh// p. 1-12.
123. Roger Northam New concrete innovation, Touching the void /Roger Northam//p.11.
124. The structural engineer 88 (14) 20 July 2010 Constrained sites-on innovative solution for mixed-use developments p.14-15.
125. The Leaf Review Magazine, Clean technology concrete, p. 32.
126. Bowling Along Magazine New Civil Engineer, 23.10.08 SPAIN Tastis /Bowling Along (Mark Hanstord)//p.18-19.
127. Structural Engineering system 04/98 Feme us & response system Rescue specialist training manual 1-129.

128. Technical report. Constrained sites-an innovative solution for mixed-use developments. Magazine The Structural Engineer 88(14) 20 July 2010 p.14-17.
129. Lightweight Solutions in Concrete Cobiax p.1-8.
130. Markus Aldejohann/Dissertation For shear buckling behavior of hollow core slabs with biaxial load transfer Dial.-Ing. /Markus Aldejohann// p.1-250.

ДОДАТОК А. Ізополя дослідних зразків

Ізополя напруження зразка ПС-1

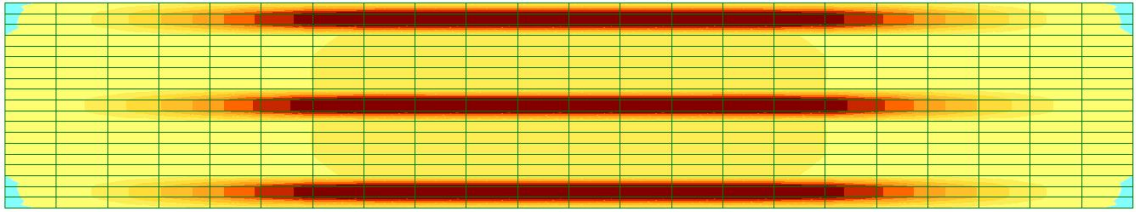
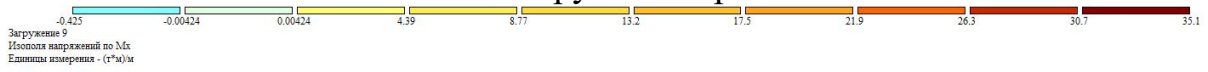


Рис. 1. Ізополя напружень M_x .

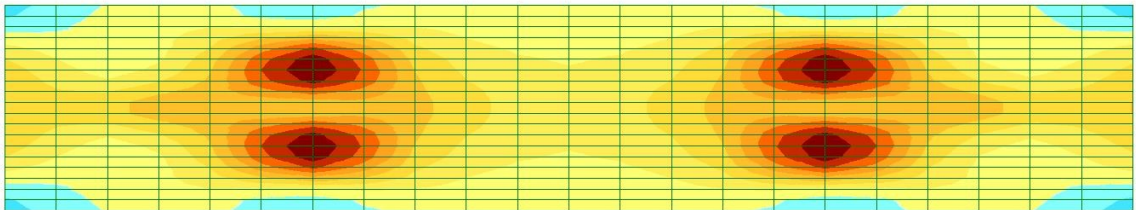
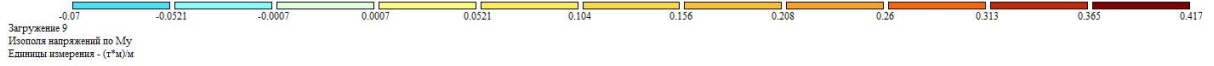


Рис. 2. Ізополя напружень M_y .

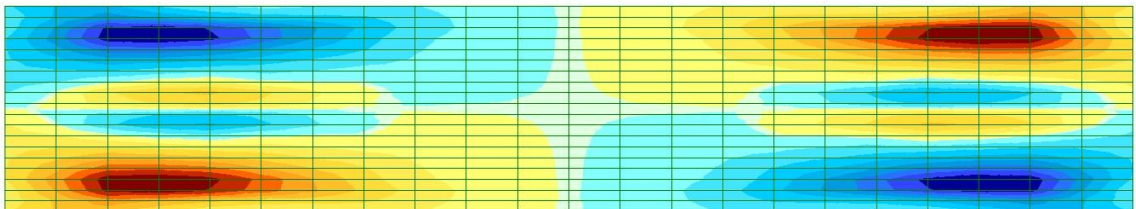
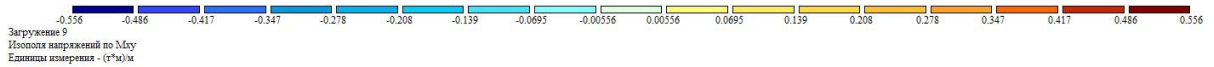


Рис. 3. Ізополя напружень M_{xy} .

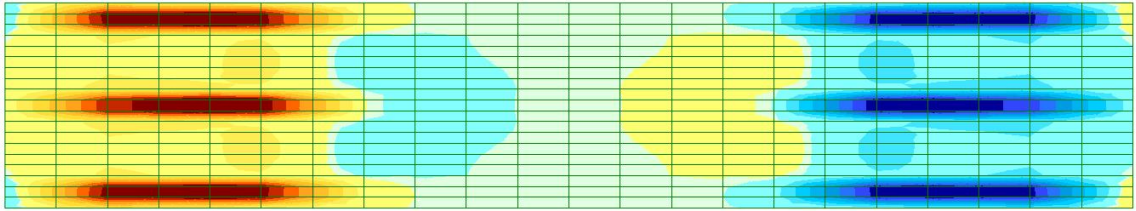
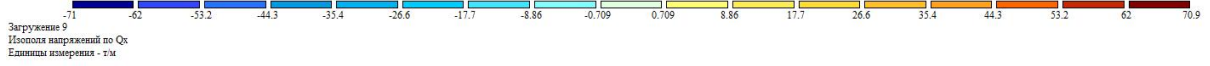


Рис. 4. Изополя напряжень Q_x .

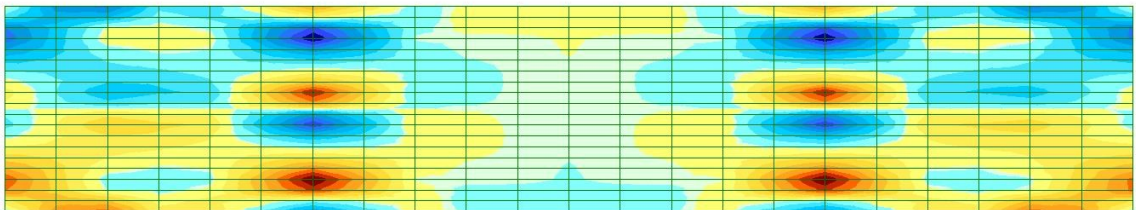


Рис. 5. Изополя напряжень Q_y .

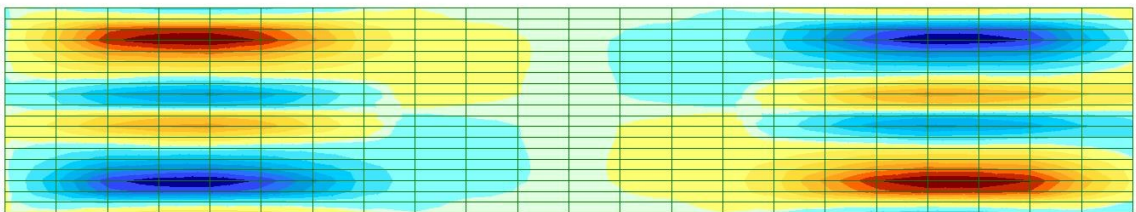


Рис. 6. Изополя напряжень τ_{xy} .

Ізополя напруження зразка ПС-2

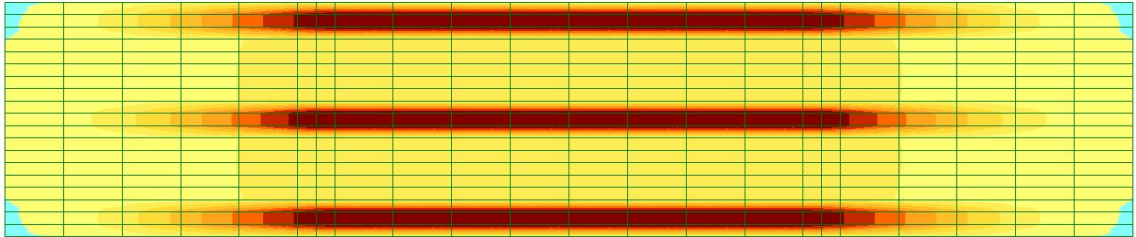


Рис. 1. Ізополя напружень M_x .

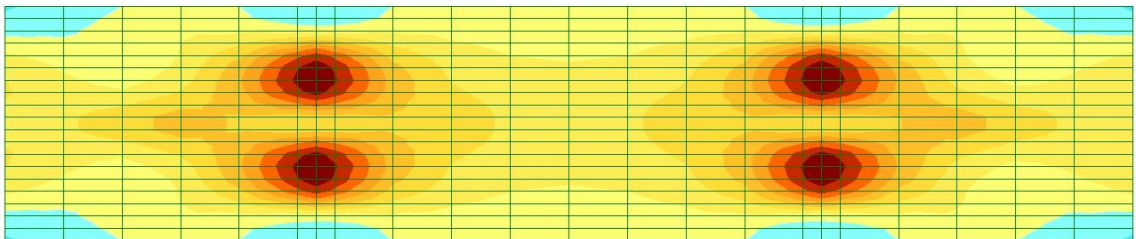
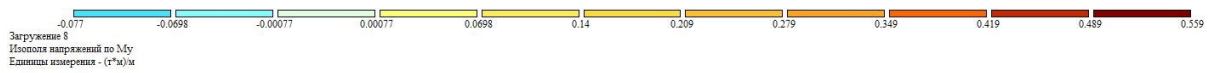


Рис. 2. Ізополя напружень M_y .

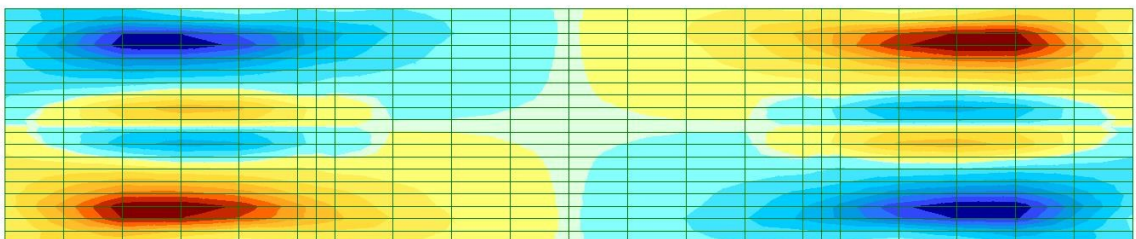
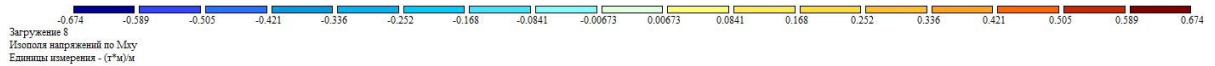
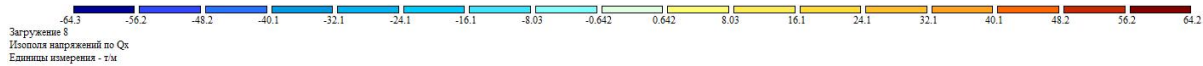


Рис. 3. Ізополя напружень M_{xy} .



Загружение 8
Изополю напряжений по Q_x
Единицы измерения - т/м

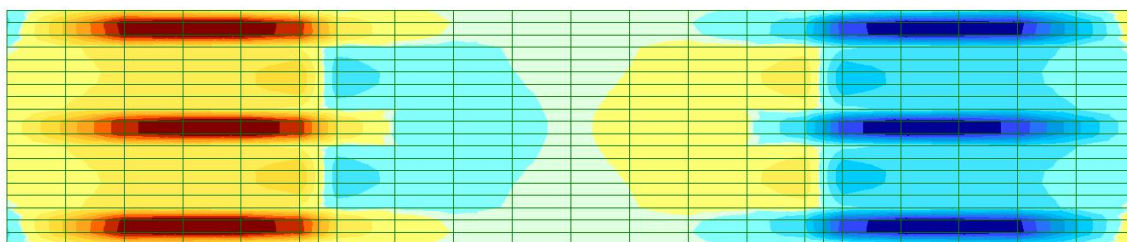


Рис. 4. Изополю напряжень Q_x .



Загружение 8
Изополю напряжений по Q_y
Единицы измерения - т/м

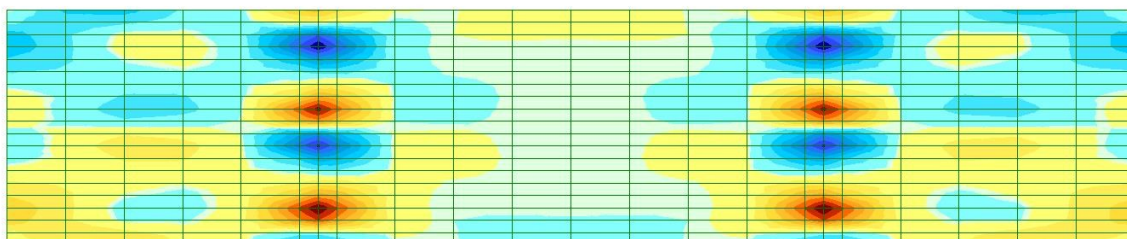


Рис. 5. Изополю напряжень Q_y .



Загружение 8
Изополю напряжений по τ_{xy}
Единицы измерения - т/м**2

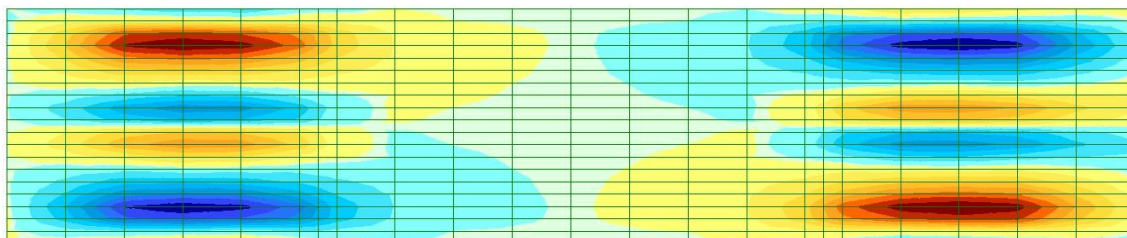


Рис. 6. Изополю напряжень τ_{xy} .

Ізополя напруження зразка ДЗ-1

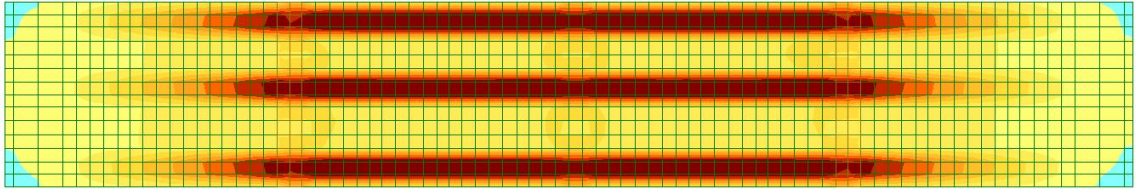
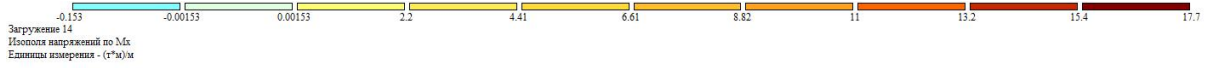


Рис. 1. Ізополя напружень M_x .

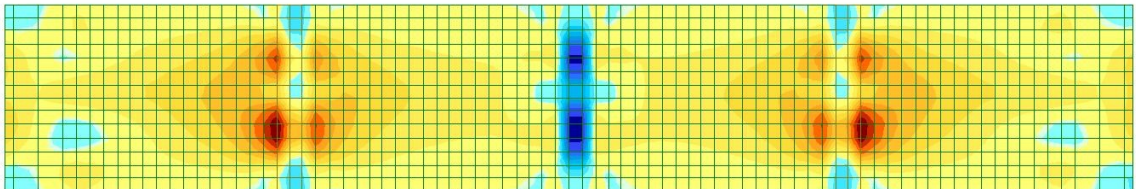
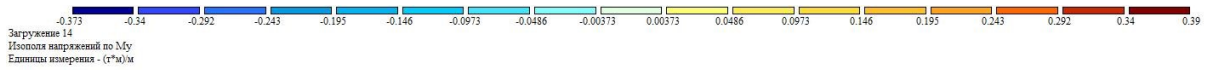


Рис. 2. Ізополя напружень M_y .

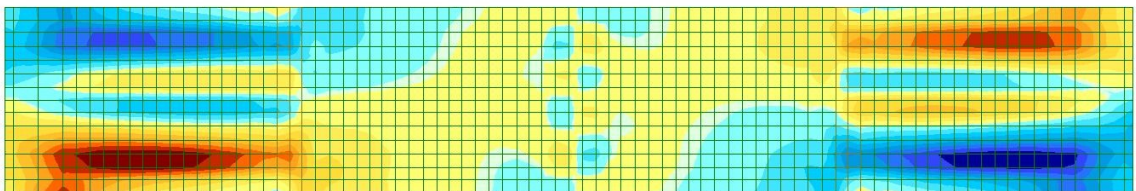


Рис. 3. Ізополя напружень M_{xy} .

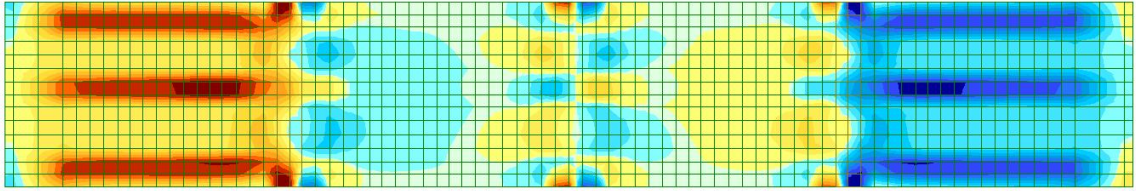
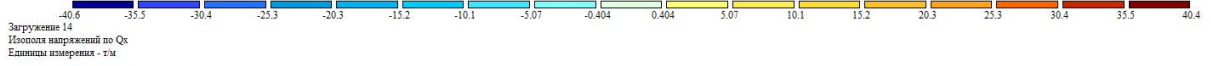


Рис. 4. Изополю напряжень Q_x.

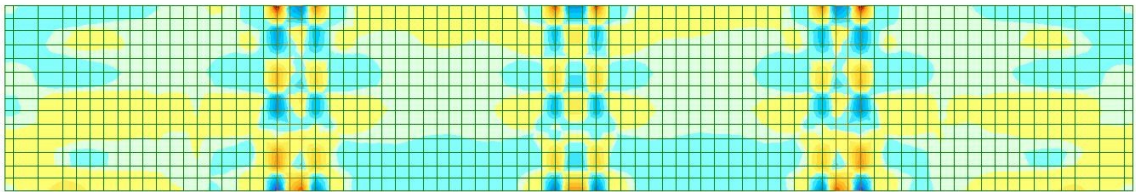
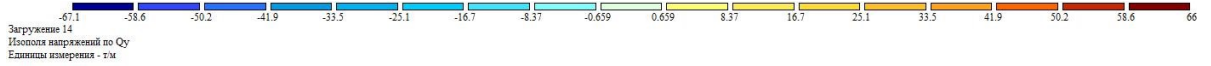


Рис. 5. Изополю напряжень Q_y.

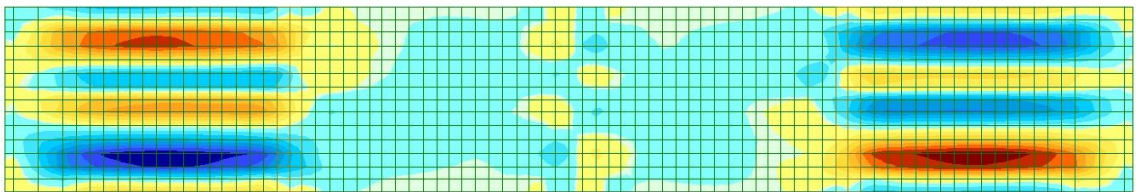


Рис. 6. Изополю напряжень τ_{xy} .

Ізополя напруження зразка ДЗ-2

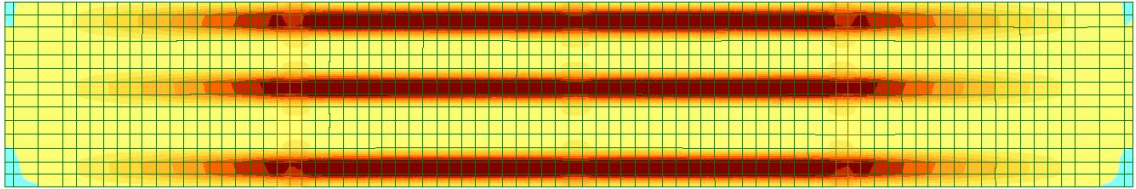
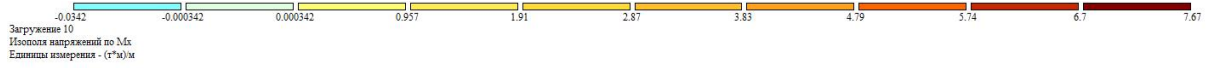


Рис. 1. Ізополя напружень M_x .

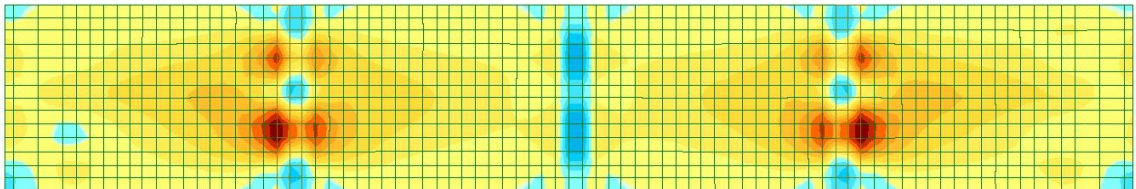
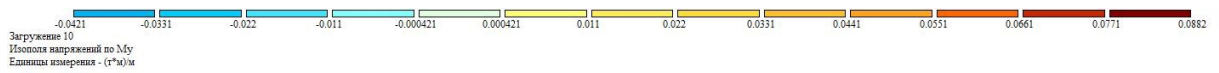


Рис. 2. Ізополя напружень M_y .

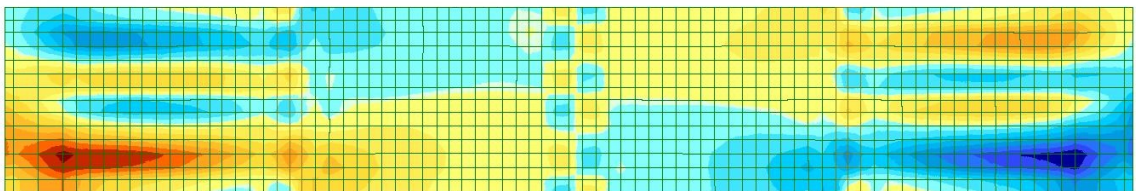


Рис. 3. Ізополя напружень M_{xy} .

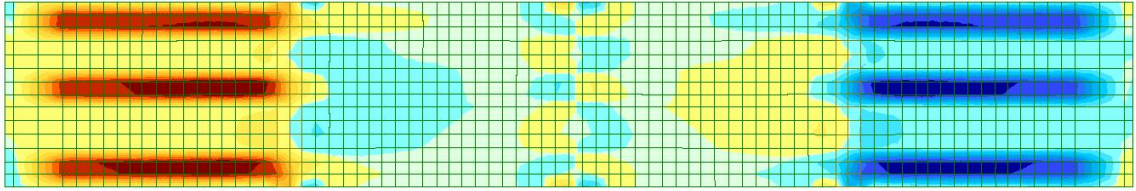
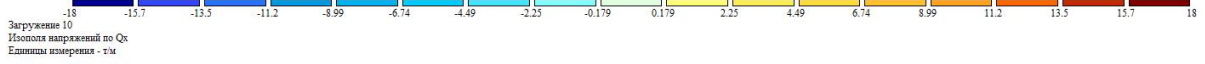


Рис. 4. Изополю напряжень Q_x.

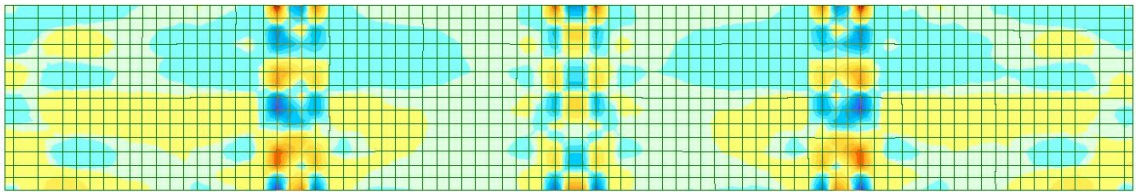
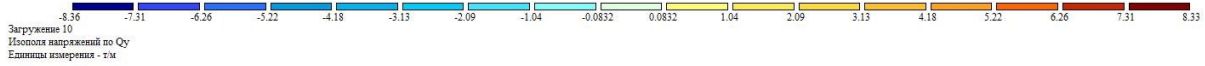


Рис. 5. Изополю напряжень Q_y.

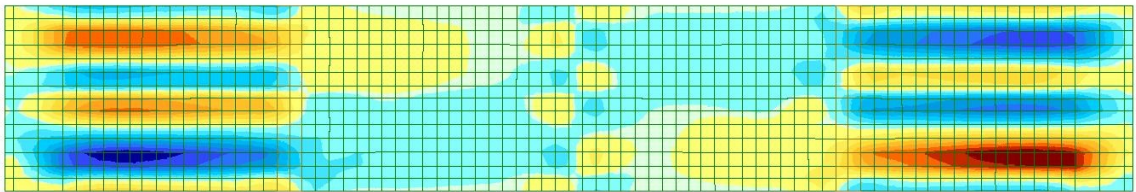


Рис. 6. Изополю напряжень τ_{xy} .

Ізополя напруження зразка ДЗ-3

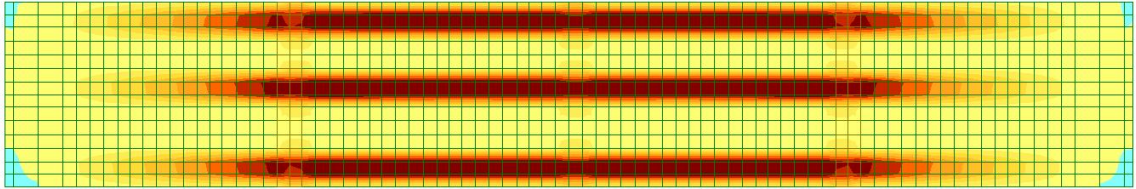
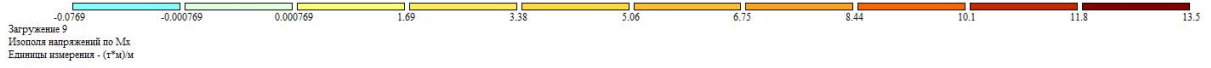


Рис. 1. Ізополя напружень M_x .

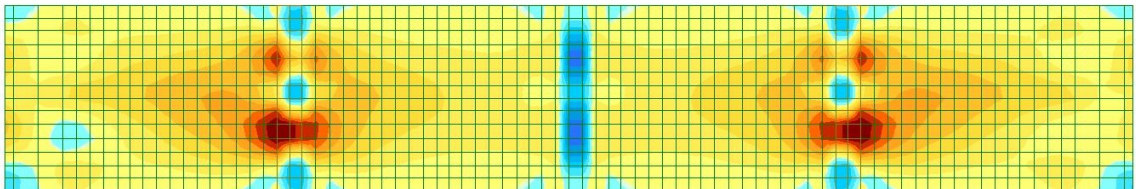


Рис. 2. Ізополя напружень M_y .

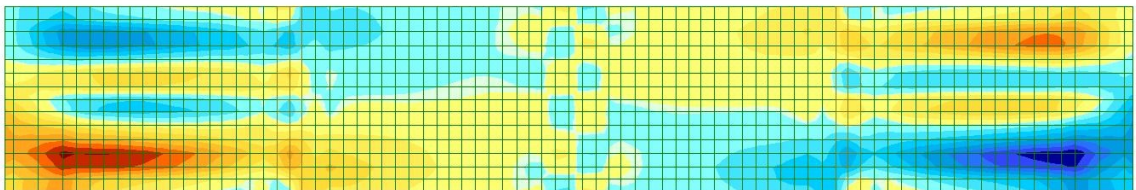
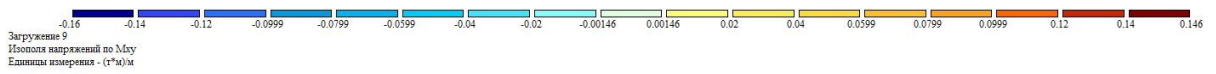


Рис. 3. Ізополя напружень M_{xy} .

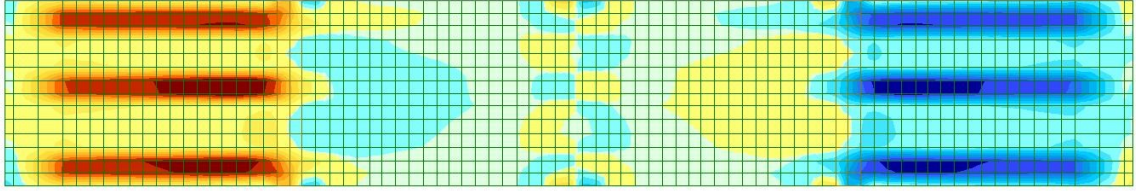


Рис. 4. Изополю напряжень Q_x .

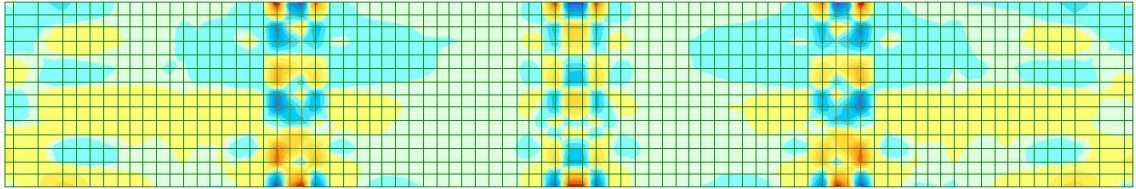


Рис. 5. Изополю напряжень Q_y .

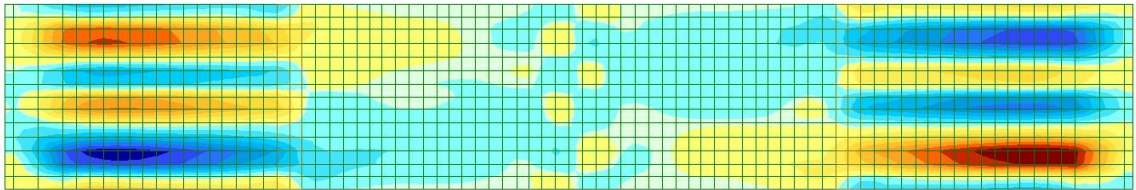
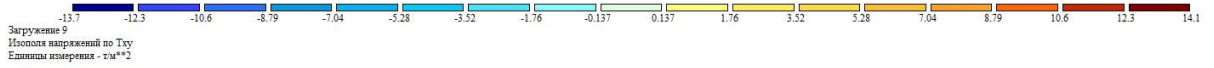


Рис. 6. Изополю напряжень τ_{xy} .

Ізополя напруження зразка ДЗ-4

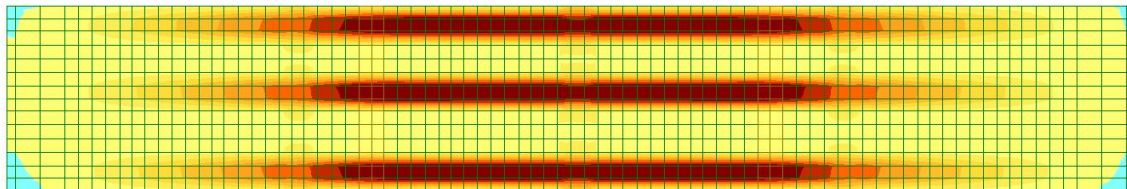


Рис. 1. Ізополя напружень M_x .

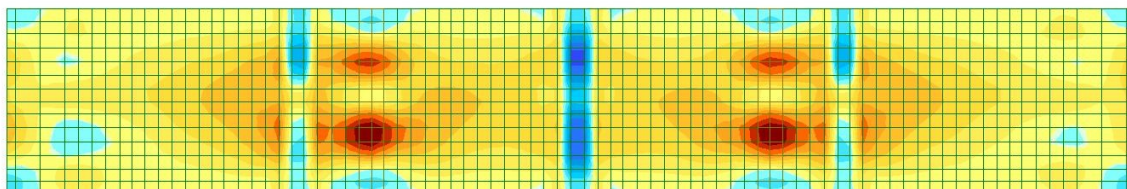
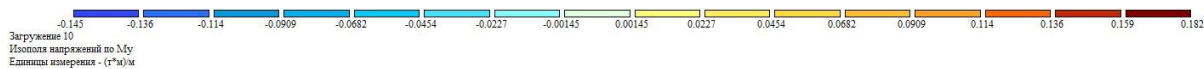


Рис. 2. Ізополя напружень M_y .

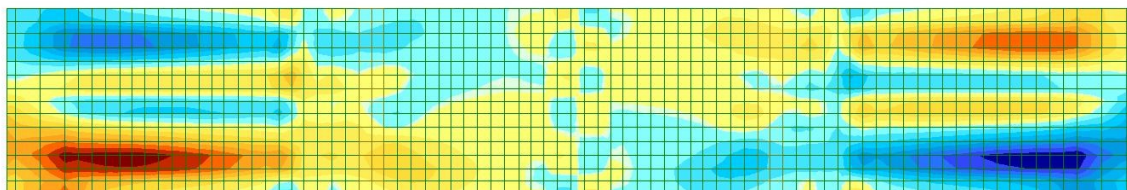
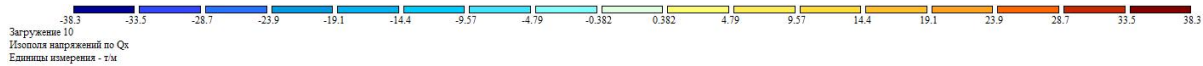
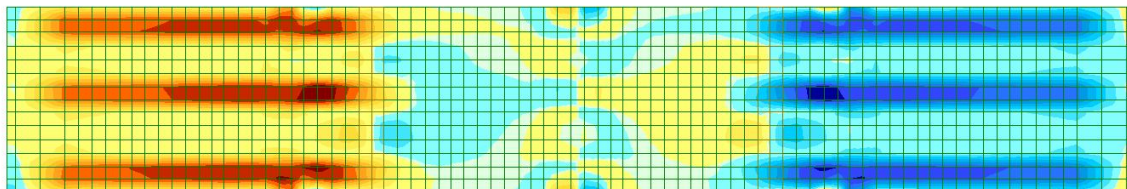


Рис. 3. Ізополя напружень M_{xy} .

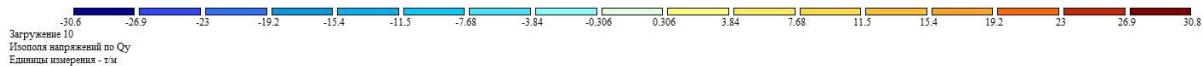


Загружение 10
Изополя напряжений по Q_x
Единицы измерения - т/м



Y
↑
X

Рис. 4. Изополя напряжень Q_x .



Загружение 10
Изополя напряжений по Q_y
Единицы измерения - т/м

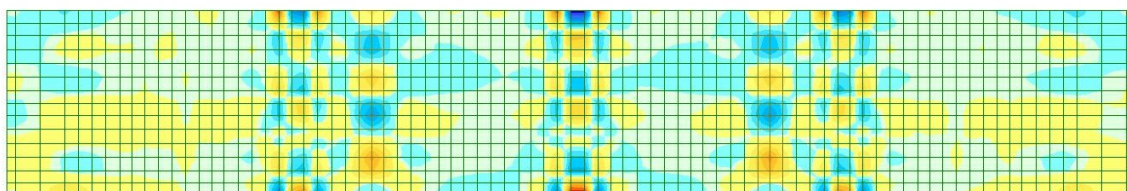


Рис. 5. Изополя напряжень Q_y .



Загружение 10
Изополя напряжений по τ_{xy}
Единицы измерения - т/м**2

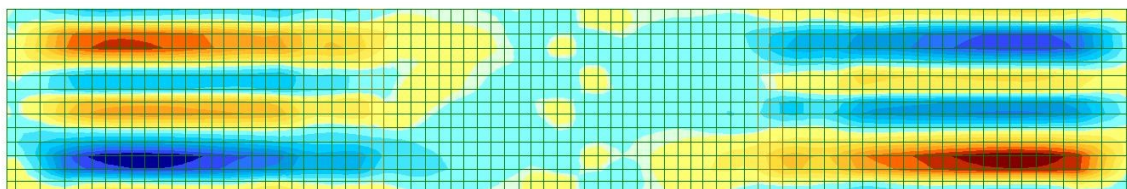


Рис. 6. Изополя напряжень τ_{xy} .

Ізополя напруження зразка ДЗ-5

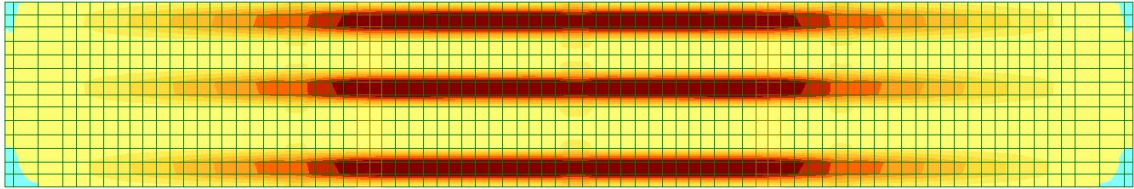
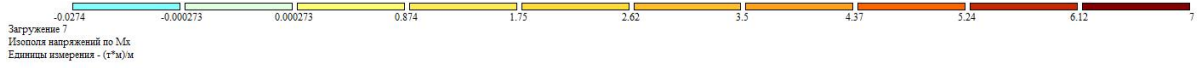


Рис. 1. Ізополя напружень M_x .

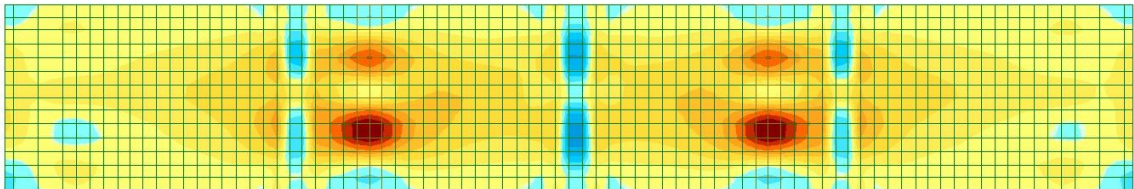
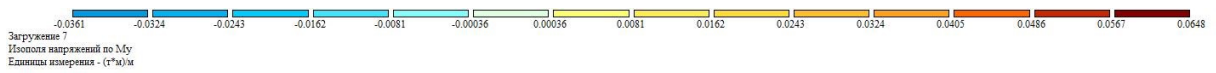


Рис. 2. Ізополя напружень M_y .

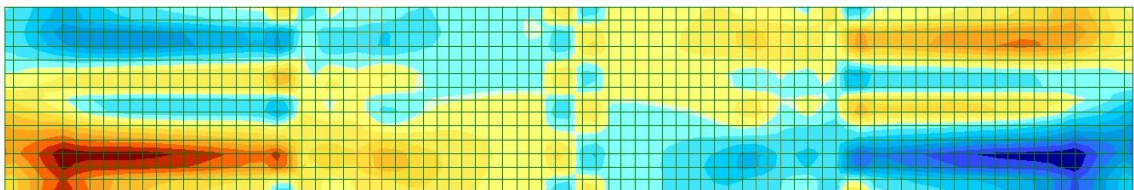
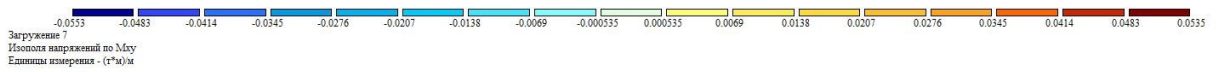
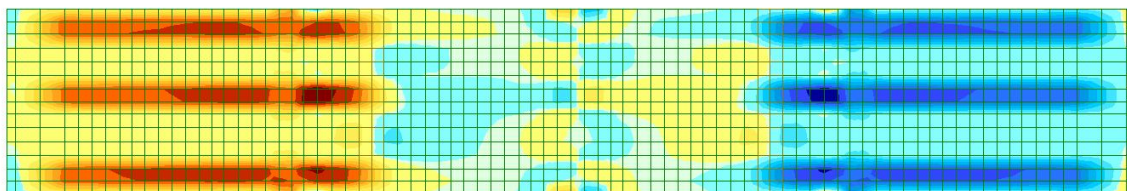
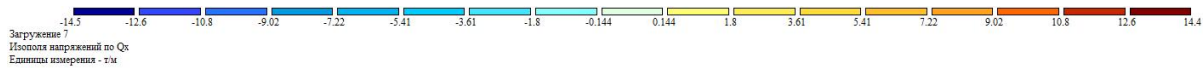
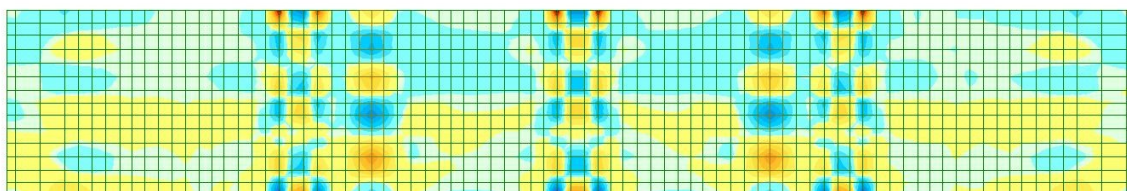
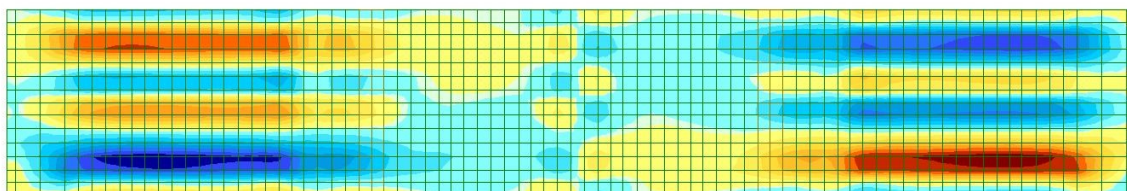


Рис. 3. Ізополя напружень M_{xy} .

Рис. 4. Изополю напряжень Q_x .Рис. 5. Изополю напряжень Q_y .Рис. 6. Изополю напряжень τ_{xy} .

Ізополя напруження зразка ДЗ-6

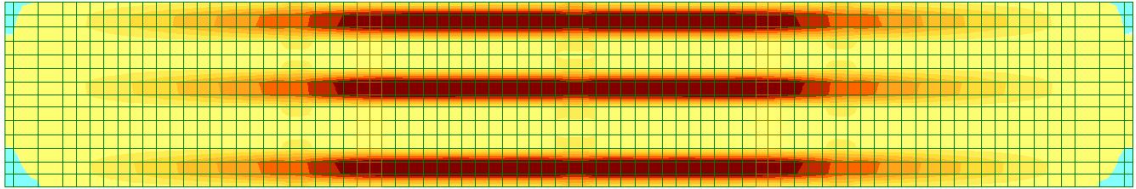


Рис. 1. Ізополя напружень M_x .

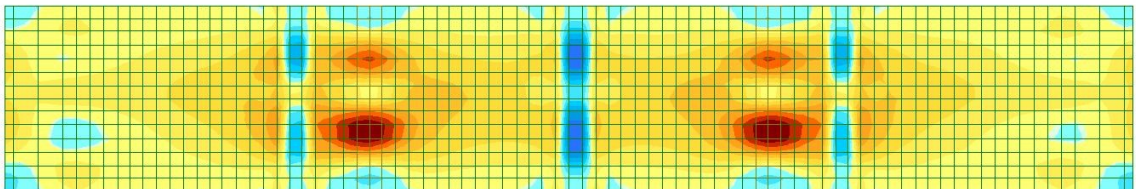


Рис. 2. Ізополя напружень M_y .

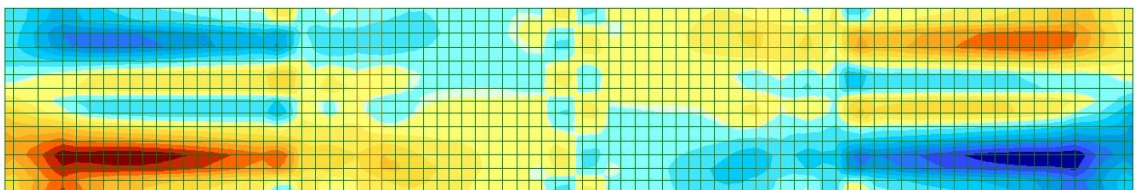
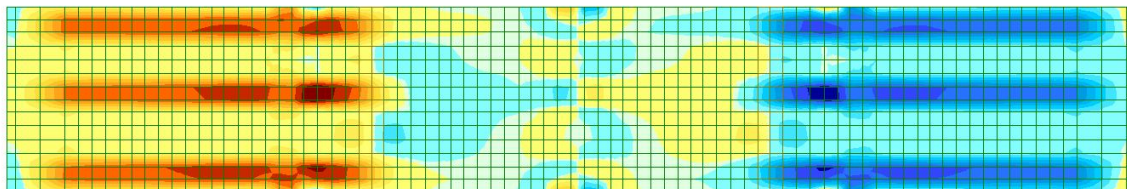


Рис. 3. Ізополя напружень M_{xy} .



Y
↑
X

Рис. 4. Изополю напряжень Q_x.

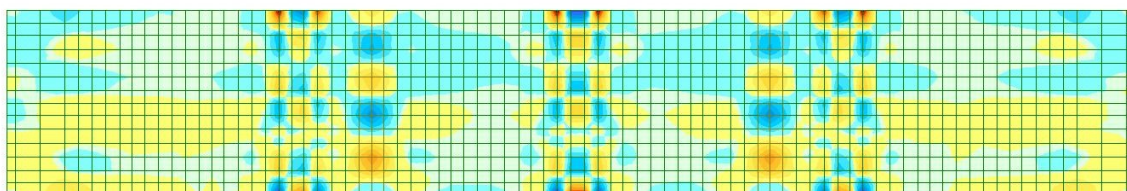


Рис. 5. Изополю напряжень Q_y.

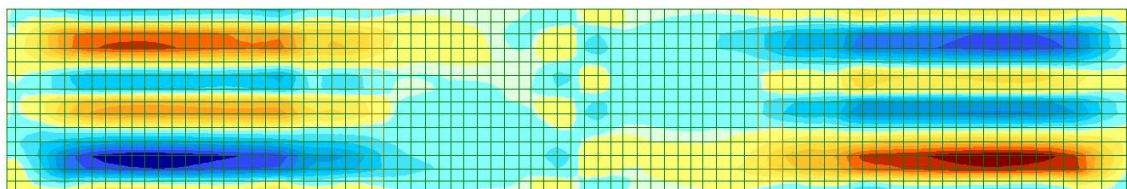
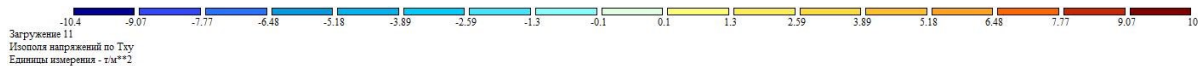


Рис. 6. Изополю напряжень τ_{xy} .

Ізополя напруження зразка ПФ-1

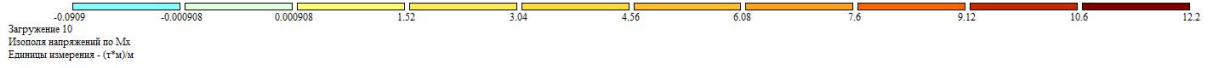


Рис. 1. Ізополя напружень M_x .

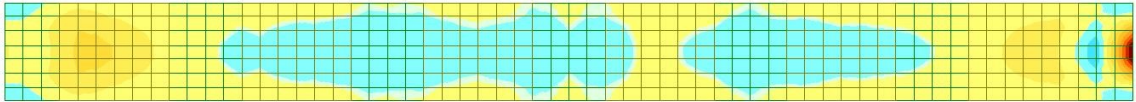


Рис. 2. Ізополя напружень M_y .

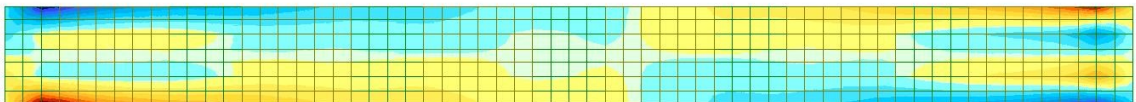
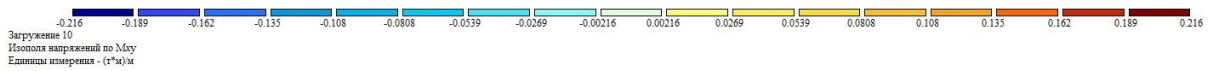
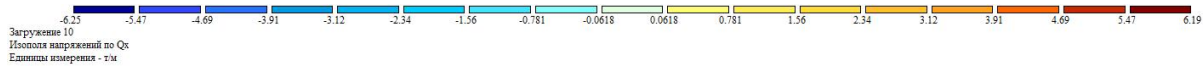
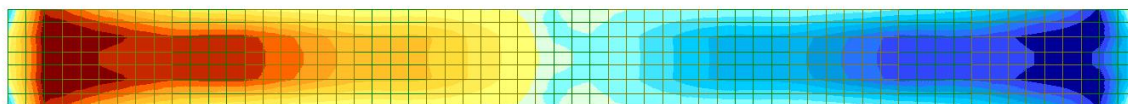


Рис. 3. Ізополя напружень M_{xy} .

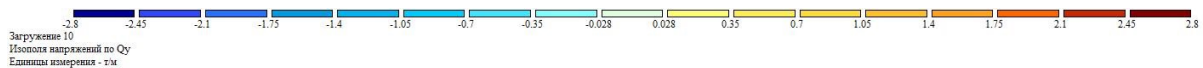


Загружение 10
Изополю напряжений по Q_x
Единицы измерения - т/м



Y
↑
X

Рис. 4. Изополю напряжень Q_x .



Загружение 10
Изополю напряжений по Q_y
Единицы измерения - т/м

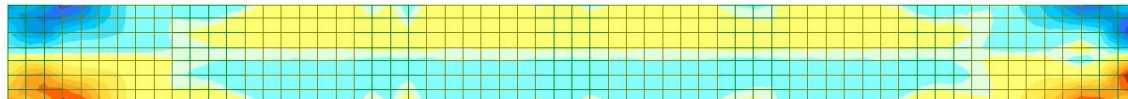
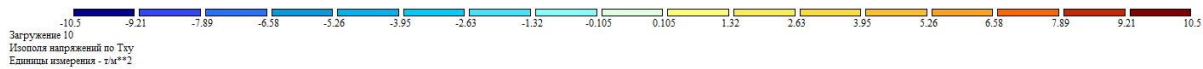


Рис. 5. Изополю напряжень Q_y .



Загружение 10
Изополю напряжений по τ_{xy}
Единицы измерения - т/м**2

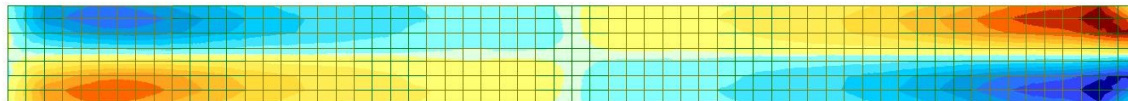
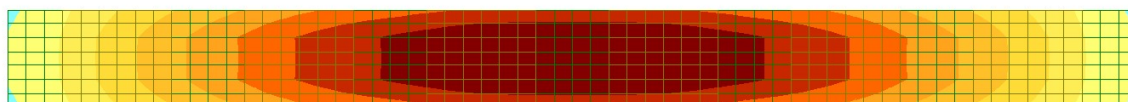


Рис. 6. Изополю напряжень τ_{xy} .

Ізополя напруження зразка ПФ-2

Загруження 6
Ізополя напружень по M_x
Единиця вимірювання - $(\text{н}^2/\text{м})$



Y
X

Рис. 1. Ізополя напружень M_x .

Загруження 6
Ізополя напружень по M_y
Единиця вимірювання - $(\text{н}^2/\text{м})$

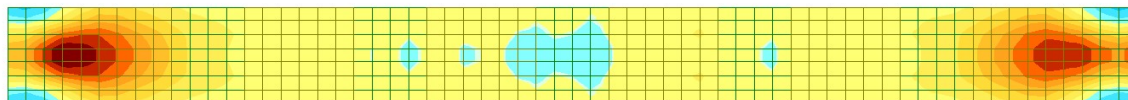


Рис. 2. Ізополя напружень M_y .

Загруження 6
Ізополя напружень по M_{xy}
Единиця вимірювання - $(\text{н}^2/\text{м})$

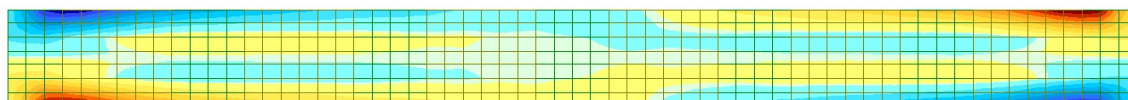


Рис. 3. Ізополя напружень M_{xy} .

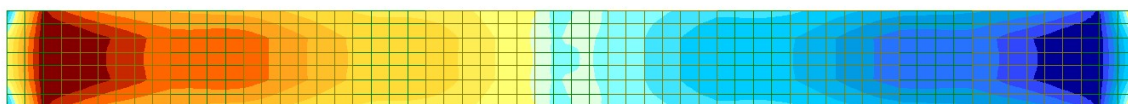
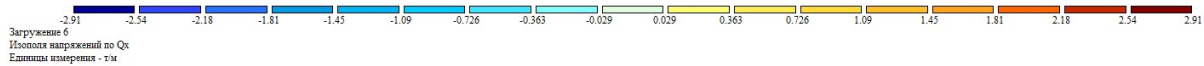


Рис. 4. Изополя напряжень Q_x .

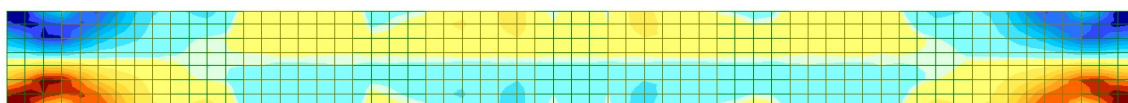


Рис. 5. Изополя напряжень Q_y .

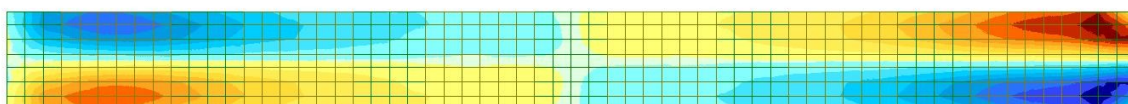
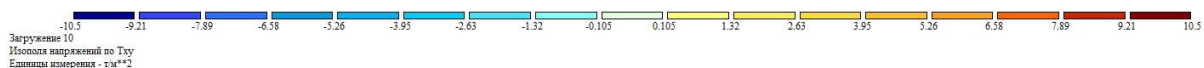


Рис. 6. Изополя напряжень τ_{xy} .

Ізополя напруження зразка ФП-1

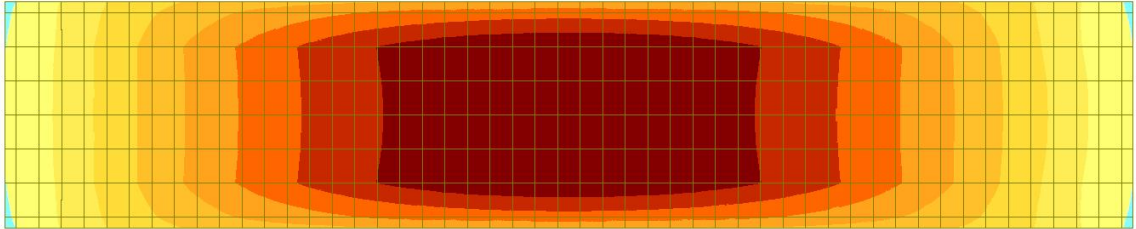
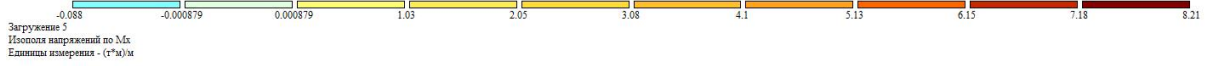


Рис. 1. Ізополя напружень M_x .

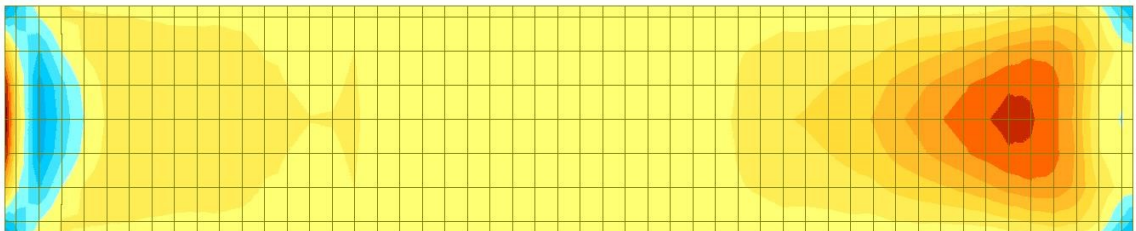
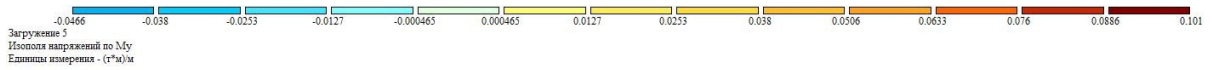


Рис. 2. Ізополя напружень M_y .

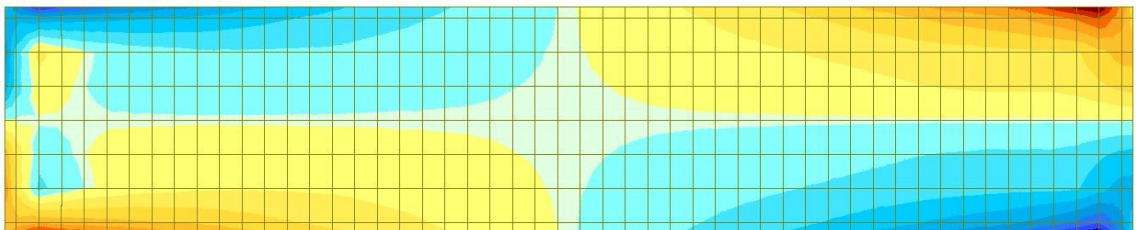
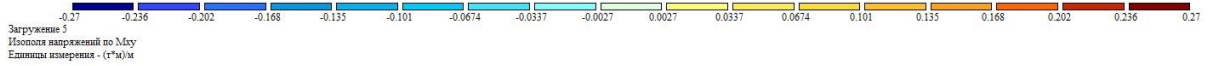


Рис. 3. Ізополя напружень M_{xy} .

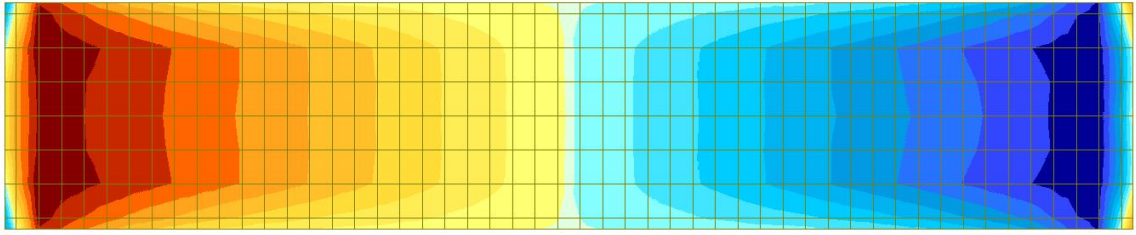
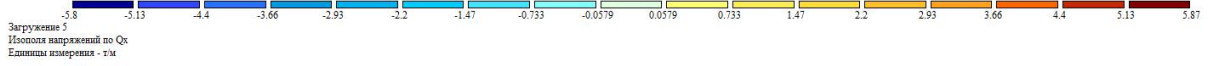


Рис. 4. Изополю напряжень Q_x .

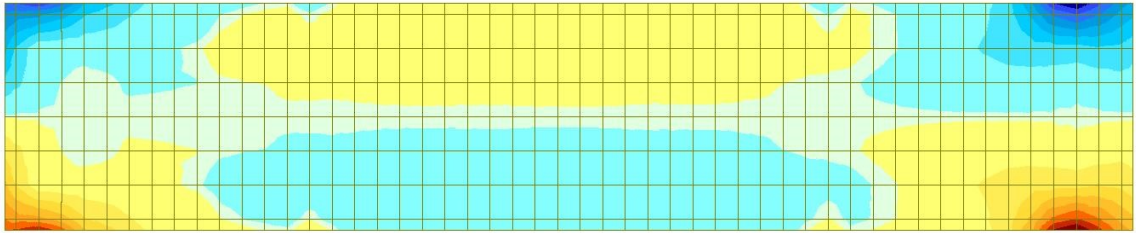
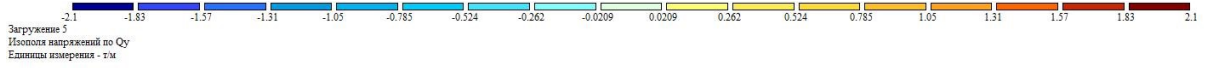


Рис. 5. Изополю напряжень Q_y .

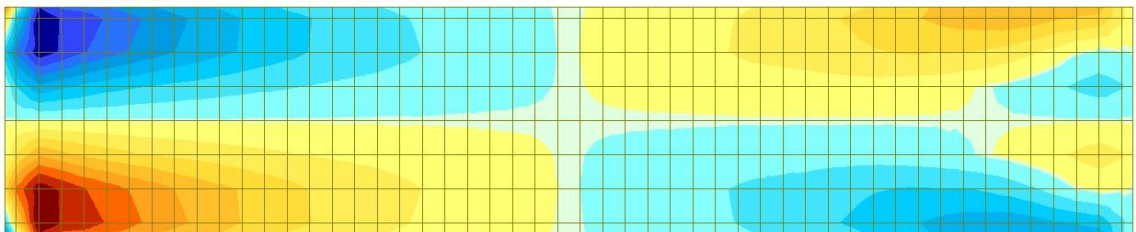


Рис. 6. Изополю напряжень τ_{xy} .

Ізополя напруження зразка ФП-2

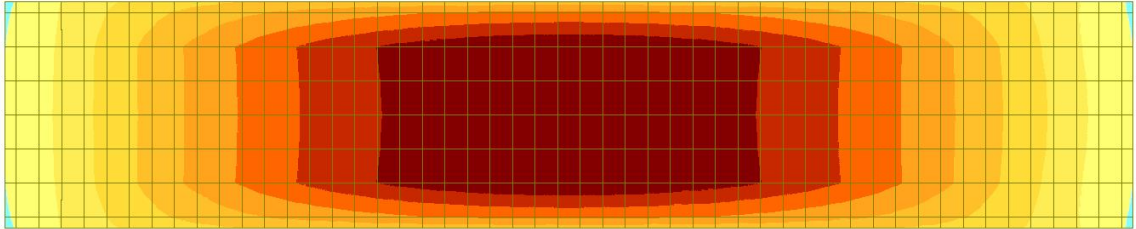


Рис. 1. Ізополя напружень M_x .

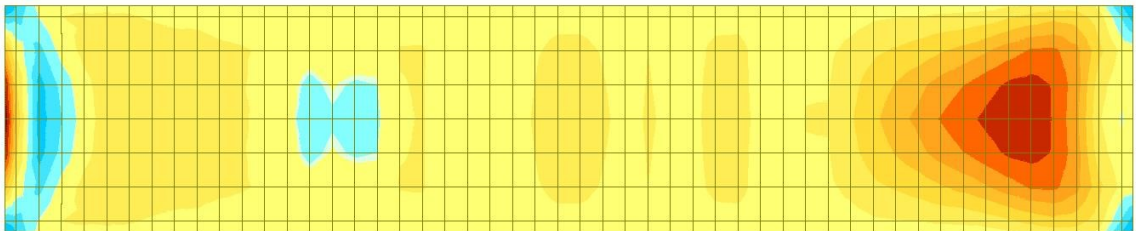
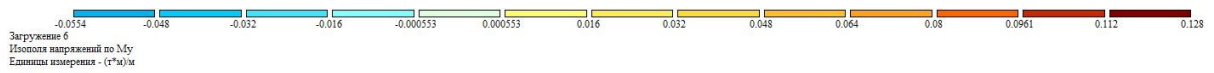


Рис. 2. Ізополя напружень M_y .

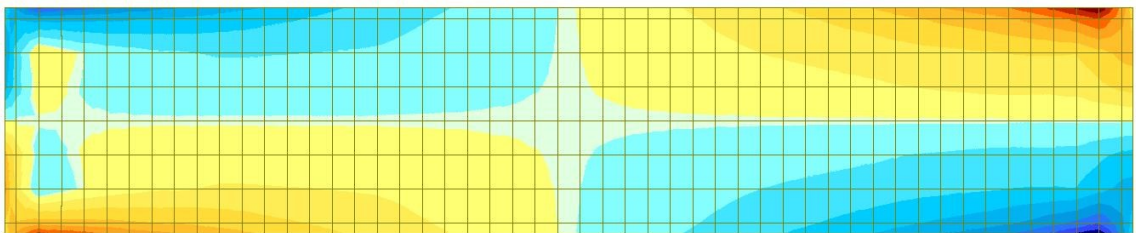
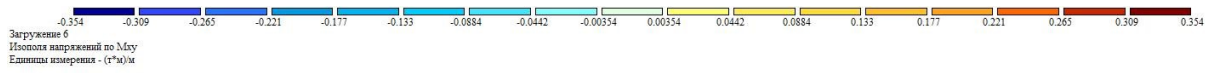


Рис. 3. Ізополя напружень M_{xy} .

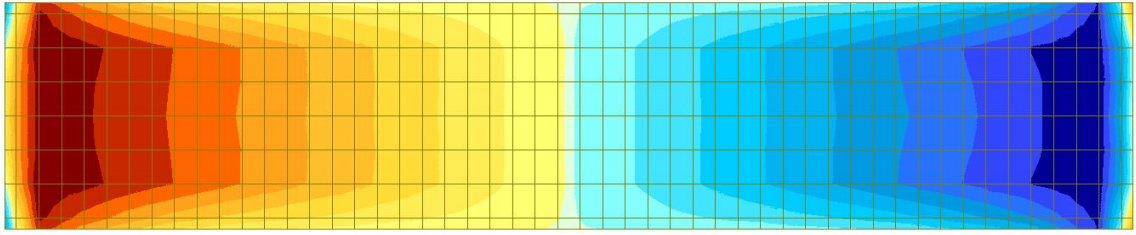


Рис. 4. Изополю напряжень Q_x.

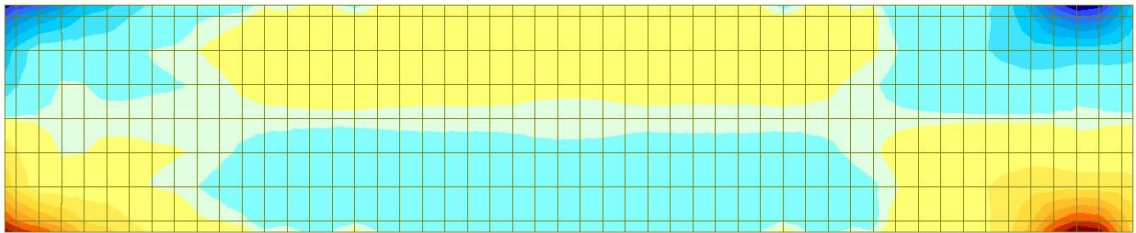
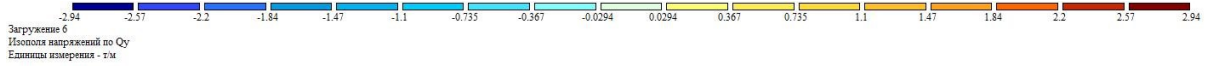


Рис. 5. Изополю напряжень Q_y.

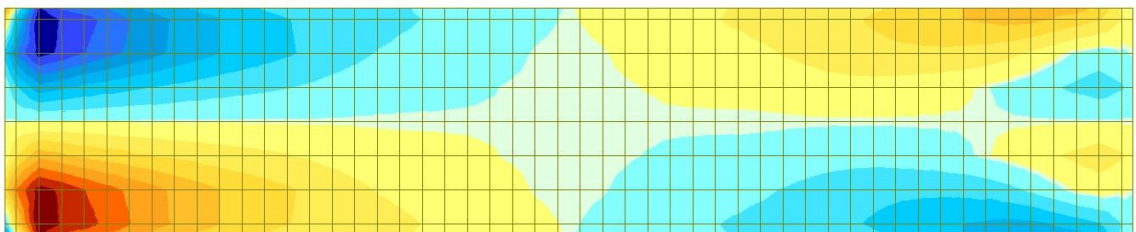


Рис. 6. Изополю напряжень τ_{xy}.

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи
Сорохтея Василя Михайловича на тему «Міцність та деформації
плоских залізобетонних монолітних перекриттів
з однонапрямленими вставками»

При будівництві будівлі 5-поверхового житлового будинку черги житлово-молодіжного комплексу по вул. Роксоляни у м. Львів використані монолітні плоскі перекриття з однонапрямленими вставками. Проект монолітних залізобетонних плит з вставками виконано за госпдоговірною темою №0466 з НУ «Львівська політехніка», виконавцем по якій був н.с. Сорохтей В.М.

Роботи з улаштування монолітних залізобетонних плит були проведені у 2014р. Згідно з розробленою проектною документацією у будівництві було улаштовано 2200 м² перекриття.

Впровадження результатів досліджень Сорохтея В.М. суттєво зменшити витрату бетону (на 32...35%) та арматури (на 15...20%) та зміни експлуатаційних характеристик перекриття.

Директор
ТОВ Інвестиційно-будівельна компанія



АКТ

**про впровадження результатів дисертаційної роботи
Сорохтея Василя Михайловича на тему:
«Міцність та деформативність плоских залізобетонних
монолітних перекриттів з однонапрямленими вставками»**

При будівництві будівлі 2-під'їздного житлового будинку по вул. Білогірській в м. Тернополі були використані монолітні плоскі перекриття з однонапрямленими вставками. Проект монолітних залізобетонних плит з вставками виконувався відповідно до госпдоговірної теми №0463 з НУ «Львівська політехніка».

Роботи з улаштування монолітних залізобетонних плит з вставками були проведені у 2012р. Згідно з розробленою проектною документацією при зведені будівлі було улаштовано 6600 м² перекриття.

Впровадження результатів досліджень Сорохтея В.М. дозволило суттєво зменшити витрату бетону (на 36...42%) та арматури (на 8...12%). Крім цього, на 15...18% зменшився тиск на фундаменти будинку.

Директор
ТзОВ «Добробуд»



Кікінежді В.О.

ДОВІДКА

*про впровадження результатів дисертаційної роботи
Сорохтею Василю Михайловичу на тему «Міцність та
деформативність плоских залізобетонних монолітних
перекрыттів з однонапрямленими вставками»*

При будівництві будівлі багатоквартирного житлового будинку №4 по вул. Білогірській в м. Тернополі були використані монолітні плоскі перекрыття з однонапрямленими вставками. Проект монолітних залізобетонних плит з вставками виконувався згідно з госпдоговірною темою №0503 з НУ «Львівська політехніка». Відповідальним виконавцем по цьому договору був с.н.с ГНДЛ-112 Сорохтей В.М.

Роботи по улаштуванню монолітних залізобетонних плит з вставками були проведені у 2012р. Згідно з розробленою проектною документацією на будівлі було улаштовано 6380 м² перекрыття.

Використання вставок дозволило суттєво зменшити витрату бетону (на 33...39%) та арматури (на 7...12%).

При улаштуванні перекрыттів зменшилося також навантаження на 10-поверховий каркас будинку, особливо на колони нижніх поверхів і фундаменти.

Директор
ОК «Добробуд-Оболонь»



Пальнюк В.М.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА

Статті у наукових фахових виданнях та наукових періодичних виданнях України, які включено до міжнародних наукометричних баз:

1. Мельник І.В. Экспериментальные исследования деформативности фрагментов монолитного плоского железобетонного перекрытия с пенополистирольными вкладышами / Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставский Т.В. // Вестник Белорусско-Российского университета. 2015. № 4. С. 103–112, (ISSN 2077-8481).

2. Мельник І.В. Моделирование работы фрагментов монолитных пустотелых плитных железобетонных конструкций в программном комплексе «Лира» / Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставский Т.В., Партута В.П. // Вестник Белорусско-Российского университета. 2019. № 3. С. 139–146, (ISSN 2077-8481).

3. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Партута В. П. Техніко-економічна ефективність монолітних залізобетонних перекриттів з вставками / Ресурсоекономічні матеріали, конструкції та споруди : зб. наук. праць. - Рівне : Волинські обереги. - 2018. - Вип. 36. - С. 142-150.

4. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Конструювання плоских монолітних залізобетонних перекриттів з використанням ефективних вставок різних форм. Вісник НУ «Львівська політехніка «Теорія і практика будівництва №655, Львів, 2009 с.190-199

5. Мельник І. В., Демчина Б. Г., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Петейчук М. В. Випробування на вогнестійкість фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з пінополістирольними вставками. Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. 2013. Вип. 78, книга 1. С. 362–370.

6. Мельник І. В., Сорохтей В. М. Експериментальні дослідження і використання на практиці плоских монолітних залізобетонних перекриттів з

ефективними вставками. Вісник Донбаської національної академії будівництва та архітектури. 2011. Вип. 2011-4 (90). С. 121–129.

7. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Лундяк В. С., Крет В. О. Залізобетонне монолітне перекриття з порожниноутворюючими вставками і металевим профнастилом. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2011. Вип. 22. С. 427–432.

8. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Пелех А. Б., Приставський Т. В. Використання ефективних вставок в плоских монолітних залізобетонних перекриттях південно-східної частини стадіону по вул. Стрийська–Кільцева у м. Львові. Будівельні конструкції. Міжвідомчий наук.-техн. зб. 2011. Вип. 74, книга 2. С. 97–105.

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

10. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Грушка Р. І., Барщик П. С. Експериментальні дослідження деформативності фрагментів монолітного перекриття з трубчастими вставками і суцільного перекриття. Вісник Нац. ун-ту «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2015. № 823. С. 236–243.

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

Матеріали і тези міжнародних та всеукраїнських конференцій:

12. Всеукраїнський міжвузівський науковий семінар «Залізобетон минулого, сучасності і майбутнього» в м. Львів (14-15 травня 2015р).

13. Бамбура А.М., Мельник І.В., Білозір В.В., Сорохтей В.М. Розрахунок несучої здатності фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з трубчастими вставками за деформаційною моделлю. Міжнародна науково-технічна конференція «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» в м. Полтава (18-20 жовтня 2017р.).

14. Дев'ята науково-технічна конференція «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» в м. Рівне (16-18 жовтня 2018 р.).

Публікації, що додатково відображають наукові результати дисертації:

15. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В. Плоскі залізобетонні конструкції з ефективними вставками. Монографія. Львів, Видавництво Львівської політехніки, 2018.

ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ

Основні результати і положення дисертаційної роботи доповідались і обговорювались на:

Всеукраїнський міжвузівський науковий семінар «Залізобетон минулого, сучасності і майбутнього» в м. Львів (14-15 травня 2015р) – очна участь.

Міжнародна науково-технічна конференція «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» в м. Полтава (18-20 жовтня 2017р.) - очна участь.

Дев'ята науково-технічна конференція «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» в м. Рівне (16-18 жовтня 2018 р.) – очна участь.