

О.В. ГАРЬКАВА

**СИНТЕЗ
КАРКАСНИХ КОНСТРУКТИВНИХ
СИСТЕМ БУДІВЕЛЬ ТА ОСНОВИ
РОЗРАХУНКУ ЇХ ЕЛЕМЕНТІВ**



Міністерство освіти і науки України
Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

ГАРЬКАВА ОЛЬГА ВІКТОРІВНА

СИНТЕЗ КАРКАСНИХ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ БУДІВЕЛЬ
ТА ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ ЇХ ЕЛЕМЕНТІВ

Монографія

УДК 624.012/.07/.046.2

Рекомендовано до опублікування Вченою радою Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (протокол №12 від 24.10.2024 року).

Рецензенти:

Г.Л. Ватуля, доктор технічних наук, професор, заступник директора навчально-наукового інституту будівництва та цивільної інженерії Харківського національного університету міського господарства імені О.М. Бекетова;

Т.Д. Нікіфорова, докторка технічних наук, професорка, декан будівельного факультету навчально-наукового інституту «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» Українського державного університету науки і технологій;

І.А. Яковенко, доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри будівництва Національного університету біоресурсів і природокористування України.

Гарькава О.В.

Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів: монографія / О.В. Гарькава. – Житомир: Видавничий дім «Бук-Друк», 2024. – 302 с.: іл. 172, табл. 21; бібліогр. 460.

ISBN 978-617-560-141-9

Монографія присвячена важливій науково-технічній проблемі створення єдиного методологічного комплексу розрахункових моделей для проектування збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель на основі синтезу каркасних конструктивних систем.

Для наукових та інженерно-технічних працівників, аспірантів, магістрантів і студентів.

УДК 624.012/.07/.046.2

ISBN 978-617-560-141-9

©Гарькава О.В, 2024

©Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», 2024

ЗМІСТ

ВСТУП.....	7
РОЗДІЛ 1 СТАН ТА НАПРЯМИ ВДОСКОНАЛЕННЯ КАРКАСНИХ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ БУДІВЕЛЬ ІЗ ЗАЛІЗОБЕТОНУ.....	9
1.1 Аналіз каркасних конструктивних систем будівель.....	9
1.1.1 Виникнення та розвиток каркасних конструктивних систем будівель	9
1.1.2 Види каркасних конструктивних систем будівель та їх дослідження	27
1.2 Дослідження й методи розрахунків каркасних конструктивних систем та їх перекриттів.....	44
1.2.1 Розрахунок безбалкових перекриттів	44
1.2.2 Розрахунок безбалкових каркасів шляхом поділу на плоскі рами ...	51
1.2.3 Розрахунок перекриттів безбалкових каркасів із застосуванням кінематичного способу методу граничної рівноваги	55
1.3 Складне деформування колон у складі безбалкових каркасів	58
1.3.1 Причини і умови виникнення явища складного деформування колон безбалкових каркасів	58
1.3.2 Врахування явища косоного стиснення колон.....	61
1.3.3 Огляд методів розрахунку несучої здатності косо стиснутих залізобетонних колон.....	64
1.4 Висновки за розділом 1.....	70
РОЗДІЛ 2 СИНТЕЗ КАРКАСНИХ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ БУДІВЕЛЬ ТА ОСНОВИ РОЗРАХУНКІВ ЕЛЕМЕНТІВ ЗБІРНОЇ КАРКАСНОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ З БЕЗКАПІТЕЛЬНО- БЕЗБАЛКОВИМ ПЕРЕКРИТТЯМ	72
2.1 Синтез каркасних конструктивних систем будівель	72
2.2 Функціональний аналіз структури збірної каркасної конструктивної системи будівель з безкапітельно-безбалковим перекриттям.....	79
2.3 Узагальнення протиріч у теоретичних дослідженнях безкапітельно- безбалкової конструктивної системи будівель та шляхи їх усунення.....	88

2.4 Основи розрахунку елементів збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель	97
2.4.1 Диска модель перекриттів та її вплив на вид деформованого стану.....	99
2.4.2 Робота плит перекриттів під навантаженням на основі кінематичного способу розрахунку.....	108
2.4.3 Косе стискання колон у складі каркасу	112
2.5 Висновки за розділом 2.....	114

РОЗДІЛ 3 РОЗРАХУНОК ПЛИТ ЗБІРНОГО БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОГО ПЕРЕКРИТТЯ КІНЕМАТИЧНИМ СПОСОБОМ МЕТОДУ ГРАНИЧНОЇ РІВНОВАГИ	117
3.1 Загальні положення розрахунку	118
3.2 Розрахунок середньої плити.....	119
3.2.1 Розрахунок без обриву арматури в прольоті.....	123
3.2.2 Розрахунок з обривом арматури в прольоті.....	130
3.3 Розрахунок міжколонної плити	135
3.3.1 Розрахунок без обриву арматури в прольоті.....	138
3.3.2 Розрахунок з обривом арматури в прольоті.....	141
3.4 Розрахунок надколонної плити.....	142
3.4.1 Розрахунок без обриву арматури в прольоті.....	147
3.4.2 Розрахунок з обривом арматури в прольоті.....	150
3.5 Визначення точок обриву арматури плит.....	156
3.6 Висновки за розділом 3.....	159

РОЗДІЛ 4 МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КОЛОН ЗБІРНОЇ КАРКАСНОЇ БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ	160
4.1 Основні засади моделювання напружено-деформованого стану косо стиснутих колон	160
4.1.1 Загальні передумови	162
4.1.2 Розрахункові діаграми деформування бетону	162
4.1.3 Розрахункові діаграми деформування арматури	164

4.2 Загальна модель неоднорідного напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних колон	165
4.2.1 Положення площин дії зовнішніх та внутрішніх зусиль в перерізі	168
4.2.2 Критерії міцності косо стиснутих колон	171
4.2.3 Розрахунок несучої здатності косо стиснутих колон.....	182
4.3 Загальна модель однорідного напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних колон	188
4.3.1 Положення площин дії зовнішніх та внутрішніх зусиль в перерізі	189
4.3.2 Критерії міцності косо стиснутих колон	192
4.4 Експериментальна перевірка розрахунків несучої здатності косо стиснутих колон	199
4.5 Висновки за розділом 4.....	201

РОЗДІЛ 5 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ВИПРОБУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ЗБІРНОЇ КАРКАСНОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ З

БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВИМ ПЕРЕКРИТТЯМ.....	203
5.1 Випробування середніх плит перекриття до руйнування	203
5.1.1 Конструкція дослідного зразка середньої плити	203
5.1.2 Методика випробувань середніх плит перекриття.....	206
5.1.3 Результати випробування середньої плити перекриття.....	209
5.2 Випробування міжколонних плит перекриття до руйнування.....	212
5.2.1 Конструкція дослідного зразка міжколонної плити.....	212
5.2.2 Методика випробувань міжколонних плит перекриття.....	215
5.2.3 Результати випробування міжколонної плити перекриття.....	217
5.3 Випробування надколонних плит перекриття до руйнування	220
5.3.1 Конструкція дослідного зразка надколонної плити	220
5.3.2 Методика випробувань надколонних плит перекриття	223
5.3.3 Результати випробування надколонної плити перекриття	225
5.4 Експериментальне дослідження роботи надколонних плит перекриття під навантаженням	229
5.4.1 Конструкція дослідних зразків надколонних плит.....	229
5.4.2 Методика експериментального дослідження надколонних плит перекриття	231

5.4.3 Результати експериментальних досліджень надколонних плит	
перекриття	235
5.4.3.1 Тріщиноутворення та прогини дослідних зразків	236
5.4.3.2 Деформації арматури	238
5.4.3.3 Деформації бетону	241
5.4.3.4 Схема зламу дослідних зразків	243
5.4.3.5 Зміна положення нейтральної лінії під час завантаження .	245
5.5 Експериментальне дослідження залізобетонних колон на косий стиск	246
5.5.1 Конструкція дослідних зразків колон	246
5.5.2 Фізико-механічні характеристики арматурної сталі та бетону	250
5.5.3 Методика проведення експериментальних досліджень колон	251
5.5.4 Результати експериментальних досліджень колон	253
5.6 Висновки за розділом 5	260
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	262

ВСТУП

Відновлення житлового фонду України є наразі важливою проблемою, котра має загальнонаціональне значення. У її вирішенні важливу роль відіграє швидкість зведення будівель, а також їх якість, потенціал експлуатації на перспективу з урахування сучасних вимог до комфортності та енергозбереження, можливості швидкої трансформації житлового простору під змінні потреби населення тощо.

Для втілення названих пріоритетних цілей одним із оптимальних варіантів є застосування каркасних конструктивних систем будівель в житловому та цивільному будівництві. Такі системи дозволяють створювати різноманітні за конфігурацією архітектурно-планувальні рішення, вільно перетворювати внутрішній простір приміщень, застосовувати енергоефективні матеріали для огорожуючих конструкцій та підвищувати якість житла.

Впровадження каркасних конструктивних систем будівель у житловому та цивільному будівництві здійснюється, як правило, на основі застосування залізобетону. Залізобетонні каркаси будівель відповідають високим вимогам технологічності, міцності, вогнестійкості, корозієстійкості, довговічності, що обумовлено позитивним якостями цього матеріалу, його доступністю й невисокою вартістю компонентів. Доповнюючи вказані позитивні якості залізобетонних конструкцій, можна відмітити можливості швидкого зведення будівель та незалежність монтажу конструкцій від пори року та погодних умов, що притаманно збірним залізобетонним конструкціям. Використання новітніх сучасних методів монтажу, підвищення якості влаштування стиків, висока якість збірних елементів сприяють підвищенню попиту на збірні залізобетонні конструкції.

На основі наведених фактів, можна стверджувати, що вирішення проблеми відновлення житлового фонду цілком доцільно здійснювати за рахунок упровадження в технологію зі зведення будівель сучасних каркасних конструктивних систем – зокрема, вдосконаленої у «Полтавській політехніці» системи на основі збірного безкапітельно-безбалкового каркасу.

Застосуванню залізобетонних конструкцій збірного безкапітельно-безбалкового каркасу в будівництві житлових та цивільних будівель належить одне з провідних місць. Але сьогодні, як і раніше, в процесі їх проектування та

експлуатації доводиться стикатись ще із багатьма невирішеними задачами, основними з яких є: підвищення ефективності, зменшення матеріаломісткості та зниження трудовитрат при виготовленні конструкцій. Одним із напрямків розв'язання цих задач може бути вдосконалення існуючих методологічних основ розрахунків збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної систем будівель та її елементів на основі синтезу каркасних конструктивних систем будівель. В такому аспекті розв'язання названих задач на даний час ще має багато неузгодженостей і протиріч, як експериментального так і теоретичного характеру.

Розрахунок збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель виконується на сьогодні на основі методу еквівалентних рам. Широко застосовуються також прикладні програми з використанням методу скінченних елементів, котрі є універсальними для розрахунку конструкцій різного виду. Між тим, при їх застосуванні для моделювання збірного безкапітельно-безбалкового каркасу виникають певні неточності, оскільки робота збірного каркасу відрізняється від роботи монолітного через наявність стиків збірних елементів. Отже, розробка аналітичного методу розрахунку збірної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи та її елементів є актуальною проблемою, вирішення якої дозволить врахувати особливості роботи кожної плити у складі безкапітельно-безбалкового перекриття, роботу колон при косому стисканні, оцінити можливості використання високоміцної арматури в колонах та удосконалити методологічний комплекс розрахунків до інженерного рівня застосування.

Робота виконана на кафедрі будівельних конструкцій Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка».

Авторка щиро вдячна науковому консультанту д.т.н., професору А.М. Павлікову за вказаний науковий напрямок, допомогу та підтримку при написанні цієї роботи. Велика вдячність рецензентам монографії д.т.н., професору Г.Л. Ватулі, д.т.н., професорці Т.Д. Нікіфоровій та д.т.н., професору І.А. Яковенку за слушні поради та конструктивні зауваження, котрі покращили роботу.

РОЗДІЛ 1

СТАН ТА НАПРЯМИ ВДОСКОНАЛЕННЯ КАРКАСНИХ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ БУДІВЕЛЬ ІЗ ЗАЛІЗОБЕТОНУ

1.1 Аналіз каркасних конструктивних систем будівель

1.1.1 Виникнення та розвиток каркасних конструктивних систем будівель

Проектування залізобетонних каркасних конструктивних систем будівель вимагає глибокого розуміння сутності роботи каркасу вцілому та його окремих елементів зокрема. З'ясуванню цього питання сприяло дослідження синтезу (виникнення та розвитку) каркасних конструктивних систем, що дозволило чітко прослідкувати зміну конструкції та функцій елементів у складі каркасу, взаємну трансформацію конструктивних систем будівель, зробило можливим установлення впливу прототипів сучасних каркасних конструктивних систем будівель на застосування певного методу їх розрахунку та оцінювання несучої здатності. Здійснений аналіз дав можливість створити розрахункові схеми частин та елементів конструктивних систем будівель, котрі найбільш повно відповідають їх роботі у складі каркасу з урахуванням способу з'єднання елементів між собою та розробити на основі створених розрахункових схем методи їх розрахунку, котрі дозволили виявити незадіяні резерви несучої здатності каркасів.

Першою, з точки зору еволюції конструктивних систем будівель із залізобетону, була стінова конструктивна система. Ця система відображена у першій залізобетонній будівлі зведеної інженером François Coignet у Франції в 1853 році [1, 2]. З аналізу плану будівлі (рис. 1.1), встановлено, що вцілому будівля має перехресно-стінову конструктивну систему, в центральній частині якої, зокрема, в масиві поздовжньої стіни застосовані окремо розташовані опори – залізобетонні пілони. Метою влаштування останніх було розширення прорізів у стіні та об'єднання простору сусідніх приміщень. Ця будівля стала прототипом каркасної залізобетонної будівлі з неповним каркасом. Подібні конструктивні рішення спостерігалися і в інших будівлях того періоду [3].

Спочатку залізобетонні плоскі суцільні перекриття застосовувались в цивільних будівлях для невеликих прольотів та для сприймання навантажень

1 – 2 кН/м². Їх використання в промислових будівлях гальмувалося великою товщиною перекриттів, що була необхідна для перекриття великих прольотів та значно збільшувала постійне навантаження. Тому виникло прагнення поєднати нижні розтягнуті стержні арматури із верхньої зоною стиску перерізу перекриття тільки в межах вузьких бетонних стрічок (балок), а проміжок між ними заповнити конструкцією мінімальної товщини. Таким чином розпочалось формування ребристого залізобетонного перекриття.

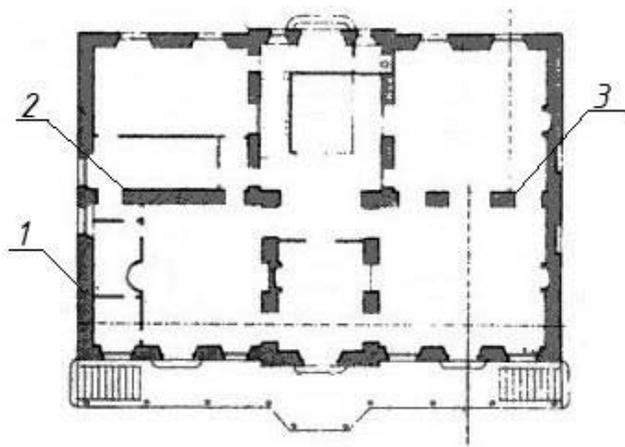


Рисунок 1.1 – План першого залізобетонного будинку, 1853 р. [2]: 1 – зовнішня несуча стіна; 2 – внутрішня поздовжня несуча стіна; 3 – пілон

Зовнішні стіни, викладені з каменю, слугували опорами для залізобетонних балок (рис. 1.2). Для зменшення місцевих напружень у місцях опирання балок на кам'яну кладку опорні частини балок у кладці частково розширювались. Така конструкція зовнішніх стін застосовувалась досить часто, особливо, якщо за завданням не потрібні були великі віконні прорізи і не було необхідності відступати від звичайної товщини стін, наприклад, для зменшення тепловтрат або з огляду на опорядження фасадів.

Під час зведення таких будівель для безперешкодного ходу робіт план будівлі мав бути розвинений в поздовжньому напрямі. У цьому випадку будівельні роботи могли слідувати одна за іншою безперервно. Інакше виникали невиправдані перерви. Для усунення залежності процесу будівництва від ходу робіт з влаштування кладки зовнішніх стін та прискорення темпів зведення

будівель в створі кам'яних стін почали влаштовувати пілястри із залізобетону, як опорні частини для кінців балок. Останні з'єднувались з пілястрами. В результаті чого утворювався залізобетонний каркас [3]. Таким чином, відбувалося поступове виокремлення та формування каркасної конструктивної системи зі стінової.

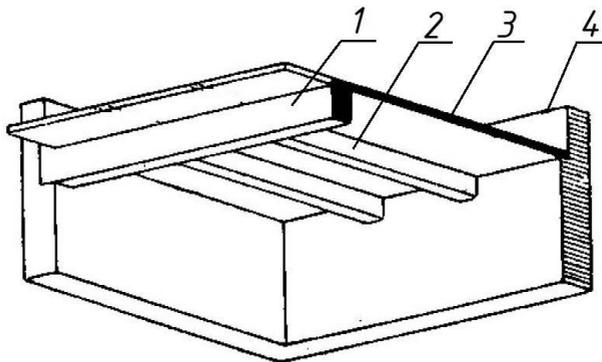


Рисунок 1.2 – Залізобетонне ребристе перекриття (вид знизу): 1 – головна балка; 2 – другорядна балка; 3 – плита; 4 – зовнішня несуча стіна [3]

На початку XX ст. після наукового обґрунтування розрахунку залізобетонних конструкцій описана система почала набувати більш широкого застосування в монолітних будівлях та спорудах (рис. 1.3) [3]. Завдяки однорідності матеріалу, несучі частини будівель (плити, балки і колони) були жорстко з'єднувались воедино, і несучий каркас працював як рама.

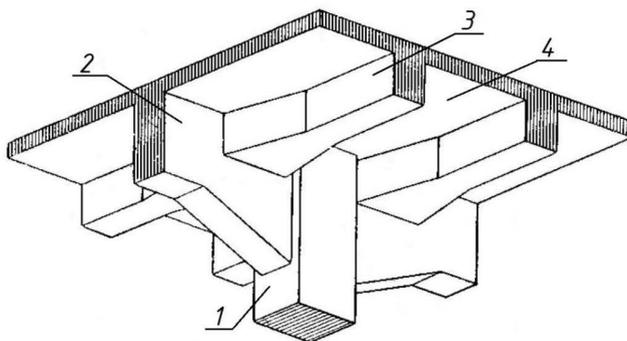


Рисунок 1.3 – Вузол зеднання елементів монолітного залізобетонного каркасу (вид знизу): 1 – колона; 2 – головна балка; 3 – другорядна балка [3]

Такий спосіб спорудження каркасів став особливо придатний для зведення високих будівель із суттєво завантаженими великими прольотами. До них належали будівлі: амбарів, фабрик, складів, магазинів тощо.

Поряд зі спорудами різного типу складів та промислових будівель, залізобетонні каркаси виявилися особливо придатним для будівель з шедовими покриттями у ткацьких фабриках та інших будівлях, що потребували потужного денного освітлення (рис. 1.4).

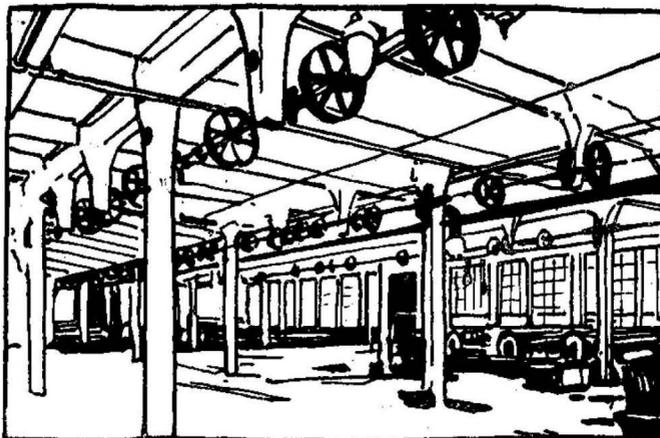


Рисунок 1.4 – Конструкція ребристого перекриття ткацької фабрики [3]

Перший багатопверховий будинок із залізобетонним каркасом, котрий функціонує і сьогодні, висотою 16 поверхів було побудовано в м. Цинциннаті (США) у 1903 р. (рис. 1.5). Будівля, спроектована архітекторами Alfred O. Elzner та George M. Anderson, стала першою висотною будівлею із залізобетону [4].

Конструкція будівлі складається із монолітних фундаментів, колон, балок, плит перекриттів та покриття, а також огорожуючих залізобетонних стін товщиною 200 мм. Розмір зведеної будівлі в плані становить 15×30 м, а загальна висота – 64 м. Залізобетонні колони виконані розміром 760×860 мм для перших десяти поверхів та 300×300 мм для решти [4, 5].

Жорстка рама будівлі сприймає вертикальні навантаження, які передаються з системи перекриттів. Масивні монолітні перекриття також функціонують як горизонтальні діафрагми, котрі забезпечують розподілення

горизонтального навантаження на балки та колони. Колони та балки мають суттєві розміри поперечних перерізів [6].



а)



б)

Рисунок 1.5 – Будівля Ingalls в м. Цинциннаті, Огайо, США:

а) – у стадії зведення в 1903 р. [4]; *б)* – у стадії експлуатації в 2006 р. [5]

Перший масивний залізобетонний каркас, застосований в Україні, реалізований у 13-поверховому Будинку Державної промисловості, збудованому в м. Харків за проектом архітекторів С.С. Серафімова, С.М. Кравця і М.Д. Фельгера впродовж 1925 – 1928 років. Будівля за розміром та складністю конструктивного рішення на той час не мала аналогів у Європі. В її конструкції були застосовані багатоярусні та багатопролітні рамні залізобетонні конструкції (рис. 1.6), методи розрахунку яких розроблялись в процесі проектування [7].

Стрічкові фундаменти будівлі закладені на глибині 6 – 7 метрів від поверхні землі. Несучою конструкцією будівлі є залізобетонний рамний каркас з колонами квадратного перерізу та ребристими перекриттями поверхів. Каркаси трьох корпусів Держпрому об'єднані мостовими переходами (рис. 1.7), конструкції яких виконані за типом безрозкісних ферм, монолітно пов'язаних на опорах зі стійками каркасу [8].

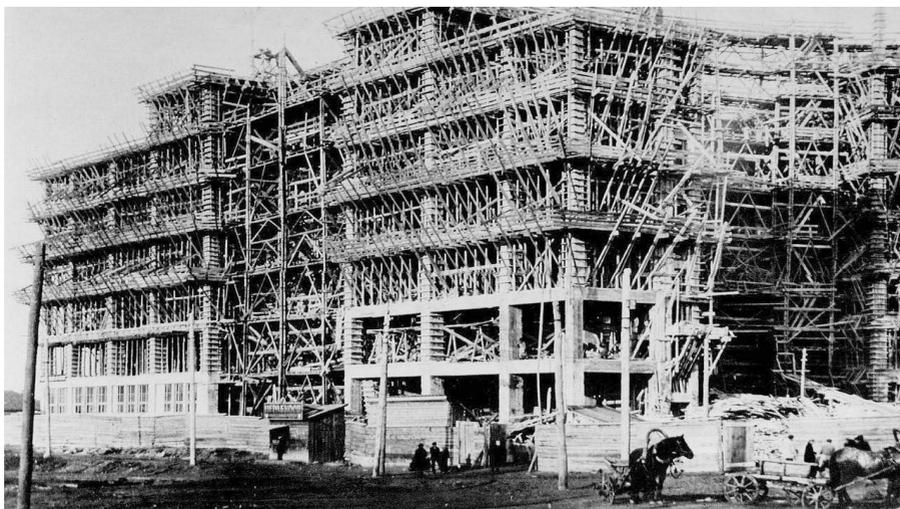


Рисунок 1.6 – Будинок Державної промисловості в м. Харків
у стадії зведення в 1927 р. [9]



Рисунок 1.7 – Будинок Державної промисловості в м. Харків
у стадії експлуатації в 2019 р. [9]

Отже, трансформація стінової конструктивної системи в каркасну спершу супроводжувалась утворенням ребристих перекриттів. Конструктивне рішення залізобетонних перекриттів взяло свій початок від дерев'яних каркасів (а згодом і сталевих), котрі раніше застосовувались у промислових будівлях. Дерев'яні каркаси складались із колон, на які спирались головні ригелі. По ригелям вкладались другорядні балки (прогони), а на них своєю чергою дошки. Перші залізобетонні перекриття проектувались на основі тих самих принципів: кожен конструктивний елемент опирався з двох сторін і зазнавав згинання тільки в одному напрямі. Співвідношення прольотів балок до прольотів плит приймалось рівним 1,5 [10]. Тобто, перші ребристі залізобетонні перекриття створювались за схемою роботи балкових плит та включали головні й другорядні балки і плиту, що працювала в одному напрямі.

Згодом з'явились пропозиції щодо застосування плити для роботи на згинання у двох напрямках. Такий підхід дозволив максимально ефективно використати плиту як площинний, а не лінійний елемент, та виявити резерви її несучої здатності. Практичні напрацювання в цьому напрямі призвели до створення ребристого перекриття з плитами, опертими по контру. Такі перекриття, естетично виглядали краще і застосовувались у будівлях громадського призначення: вестибюлях, залах тощо.

Застосування каркасної конструктивної системи відкрило широкі можливості щодо архітектурно-планувальних рішень, а також сприяло підвищенню енергоефективності будівель за рахунок застосування в огорожувальних конструкціях матеріалів з високим опором теплопередачі. Разом із тим каркасні конструктивні системи з ребристими перекриттями при багатьох їх перевагах мають одночасно і суттєві недоліки. Наявність ригелів у цих системах істотно погіршує вентиляцію приміщень, збільшує висоту перекриття, істотно зменшуючи при цьому вільний простір приміщення. До того ж певною мірою звужує можливості вільного планування приміщень та погіршує естетичні їх характеристики. Саме тому каркасні системи набули свого поширення лише в будівлях, що за своїм призначенням мали збільшену висоту поверху та потребували значних площ без проміжних опор, а саме: в громадських та промислових.

Названі та інші причини сприяли трансформації балкових каркасів у каркаси з плоскими перекриттями. Шлях цієї трансформації був запропонований А.Ф. Лолейтом у 1907 – 1909 рр. Розглядаючи задачу зменшення висоти

ребристих перекриттів, він запропонував робити верхню грань плити вздовж другорядних балок хвилястою. Потовщення (хвилі) плити розташовувались над опорами (головними балками) і в прольотах другорядних балок у стиснутій зоні. Під час проектування ребристої залізобетонної фундаментної плити мінімальної товщини під колони Лолейту довелося також вирішувати завдання зменшення висоти ребер. Для цього він запропонував спочатку збільшити їх ширину, а згодом зовсім прибрати ребра, потовщивши суцільну плиту. Розробивши розрахункові формули для обчислення необхідної товщини плоскої безбалкової плити, Лолейт розширив колони капітелями в місці їх примикання до плити, щоб уникнути її продавлювання. Він застосував в 1907 р таку конструкцію для залізобетонного столу для розташування бідонів під час їх заповнення молоком, а потім – в якості покриття спершу по сітці колон $5,46 \times 3,36$ м за тим 6×6 і $8,4 \times 5$ м [11] (рис. 1.8).

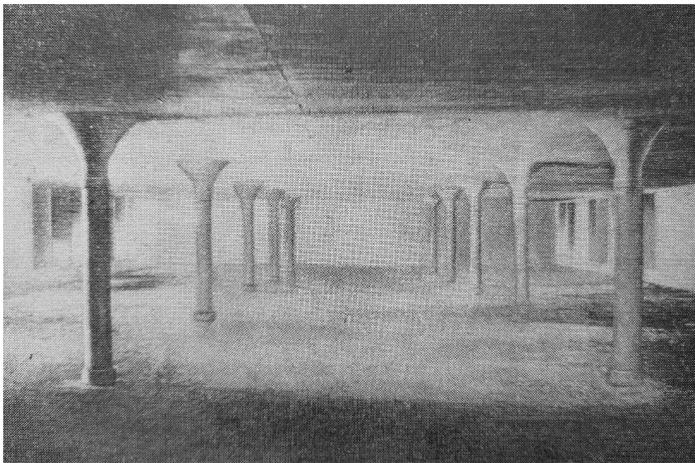


Рисунок 1.8 – Одне з перших безбалкових перекриттів А.Ф. Лолейта [11]

Лолейтом вперше була запропонована так звана «двохпутна» система армування плит безбалкових перекриттів у двох взаємно перпендикулярних напрямках її прольотів, він вперше здійснив їх армування заздалегідь виготовленими сітками. Для надійного защемлення плити в крайніх прольотах він запропонував влаштовувати по периметру перекриття вільні консольні смуги [12].

Слід відмітити, що окрім означеного ходу створення безбалкової каркасної конструктивної системи будівель виявлений також інший шлях її синтезу, котрий більшою мірою ілюструє принцип роботи безбалкового каркасу при

сприйнятті навантаження. Цей шлях бере свій початок від колони як одного з перших символічних та архітектурних елементів, що застосовувались людством з найдавніших часів та своїм походженням асоціювались з природними об'єктами. Очевидним було наступне застосування колон у якості конструктивних несучих елементів будівель і споруд. Безбалкове перекриття було створене як сильно розвинене, подібно капелюшку гриба, розширення у верхній частині колон, звідки і сама назва – «грибовидні перекриття» [13]. Цей підхід до створення безбалкових перекриттів був застосований в роботах американських та європейських інженерів.

Патент на безбалкові перекриття першим отримав Orlando W. Norcross у 1902 р. При цьому слід відмітити значні досягнення інженера Claude A.P. Turner з 1905 року в зведенні будівель з плоскими перекриттями «Turner System» [14]. Для армування ділянки перекриття над колоною Turner застосував арматурний каркас круглої форми з поперечною арматурою, який він назвав «грибоподібною головою». Запропоноване горизонтальне армування перекриття здійснювалось в 4 напрямках: паралельно двом прольотам та двом діагоналям (рис. 1.9). Вперше плоске перекриття «Turner System» було застосоване у будівлі Lindeke-Warner Building, збудованій у м. Міннеаполіс (США) у 1909 р.



Рисунок 1.9 – Конструкція перекриття «Turner System» у процесі зведення (м. Денвер, США) [13]

Одним із винахідників системи плоских безбалкових перекриттів є також швейцарський інженер у галузі цивільного будівництва R. Maillart. У 1910 році R. Maillart збудував п'ятиповерхову складську будівлю з безбалковими перекриттями в м. Цюрих (рис. 1.10) [15].



Рисунок 1.10 – Перша будівля R. Maillart з безбалковими перекриттями в м. Цюрих [15]

Підсумовуючи вищесказане, можна відмітити, що створення каркасної конструктивної системи будівель з безбалковим перекриттям відбувалось двома шляхами, котрі тісно переплітались між собою. Перший або конструктивний шлях розпочався зі стінової конструктивної системи. Він характеризується дискретизацією перерізів вертикальних і горизонтальних несучих площинних елементів (стін та перекриттів) з їх синтезуванням у лінійні елементи (колони та балки). У результаті були створені каркасні конструктивні системи будівель з ребристими перекриттями як елементами жорсткості (дисками). Згодом, зворотним шляхом, тобто поступовим зменшенням висоти ригелів з одночасним збільшенням їх ширини ребристе перекриття було трансформоване у безбалкове. При цьому головним чином у приведенні однієї конфігурації перерізу до іншої застосовували умову рівності їх моментів інерції. Ураховуючи такий напрям

трансформації, армування безбалкових перекриттів та методи їх розрахунку важно базувались на приведенні просторових каркасів до рамних.

Другий шлях – умоглядний – взяв свій початок від колони з суттєвим розширенням її оголовка за аналогією зі шляпкою гриба. Поєднання таких колон у каркасі забезпечило утворення безбалкових перекриттів.

Безбалкові перекриття при однаковій несучій здатності мають мешу конструктивну висоту порівняно з ребристими. Відсутність виступаючих із площини перекриття ребер забезпечує влаштування плоскої стелі, котра покращує освітленість, вентиляцію і повітрообмін у розташованих під безбалковим перекриттям приміщеннях. Це особливо цінно для таких приміщень, як холодильні камери, підприємства харчової промисловості, склади різного призначення та інші. Під плоскими стелями спрощується влаштування інженерних мереж, вентиляційних труб, електричних кабелів тощо.

Безбалкові перекриття окрім конструктивних переваг характеризуються також позитивними показниками технології їх зведення. Опалубка для їх бетонування має найбільш просту форму, а тому може бути інвентарною. Армування капітелей і плити безбалкового перекриття значно спрощене порівняно з армуванням балок і плит ребристих перекриттів – воно більш індустриальне, тому що дозволяє застосовувати арматурні сітки заводського виготовлення.

В СРСР безбалкові перекриття набули широкого розповсюдження на початку 30-х років минулого століття. Застосовувались вони в основному в промислових будівлях (на підприємствах харчової промисловості, в холодильниках, складах) та спорудах (станціях метро, підземних резервуарах тощо). Безбалкові перекриття наділені архітектурною виразністю, тому їх почали застосовувати не тільки в перерахованих рішеннях, а й у будівлях громадського і культурного призначення – над залами ресторанів, вестибюлями готелів, фойє театрів тощо. В житлових будівлях ці конструкції поширення не отримали, оскільки невід’ємна частина перекриття – капітель – ускладнювала їх архітектурно-планувальні рішення. Таким чином, коло використання надзвичайно простих за конструкцією та цінних за рядом переваг безбалкових перекриттів було обмежене.

Необхідність застосування гнучких архітектурно-планувальних рішень будівель поставила вимогу зменшення масиву капітелі, через що виникла

потреба збільшення несучої здатності плити в зоні опирання безбалкового перекриття на колону.

Традиційна залізобетонна капітель була замінена сталевим елементом, який знаходився в межах товщини плити. Цей елемент виконував усі конструктивні функції капітелі, з'єднуючи плиту з колоною. Найбільше розповсюдження отримали конструкції безбалкових перекриттів з використанням так званих «комірів». Комір являв собою сталеву конструкцію у вигляді обойми або хрестовини, виготовленої з листової сталі. Вперше такі конструкції з'явилися у США в 1905 р. В 40-кові роки вони отримали широке розповсюдження і використовуються по теперішній час у вдосконаленому вирішенні.

Розширені оголовки колон – капітелі – вперше виключив із конструкції залізобетонних безбалкових перекриттів Joseph Di Stasio [16] в 1940 р., перетворивши залізобетонне безбалкове перекриття з капітелями (рис. 1.11, а) в безбалкове безкапительне перекриття (flat plate) (рис. 1.11, б).

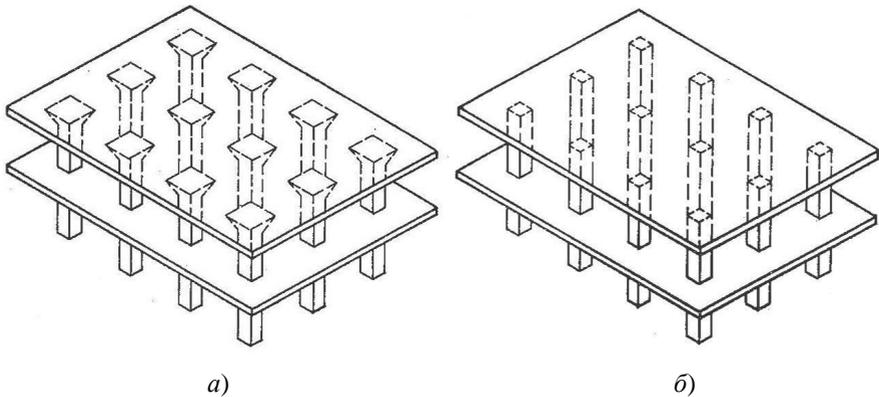


Рисунок 1.11 – Залізобетонний каркас [10]: а) з безбалковим перекриттям (з капітелями); б) – з безбалковим безкапительним перекриттям

Видалення капітелі зменшувало опорну площу перекриття та одночасно збільшувало прольоти плити, що негативно впливало на несучу здатність перекриття. З метою усунення цього недоліку Joseph Di Stasio запропонував встановлювати додаткову поперечну арматуру або збільшувати переріз колон чи товщину перекриттів. Така конструкція була виправданою в будівлях, в яких не

потрібно було влаштувати підвісні стелі для прокладання інженерних комунікацій, наприклад, для кондиціонування повітря. Тому безбалкові безкапітельні конструкції отримали особливо широку популярність в Австралії [17], де будівлі переважно не обладнувались системами опалення та кондиціонування повітря. При цьому спроби експериментально дослідити безбалкові безкапітельні конструкції перекриттів того періоду здійснювались, зокрема, американськими дослідниками (R. C. Elstner та E. Hognestad [18], I. Rosenthal [19]), німецькими (C. Bach і O. Graf) та іншими [20].

Впроваджена пропозиція влаштування безбалкових безкапітельних перекриттів дозволяла в колонах приймати постійний за висотою переріз, що сприяло зручному їх поєднанню зі стінами і перегородками. Тому вони стали широко застосовуваними в адміністративних та житлових будівлях [10].

Проектування і реалізація залізобетонних каркасів у збірному варіанті стали подальшими суттєвими кроками у розвитку і трансформації конструктивних систем будівель. Аналіз еволюції збірних залізобетонних конструктивних систем будівель показує, що вона повторює шлях розвитку монолітних конструктивних систем будівель.

Зведення будівель зі збірних залізобетонних конструкцій було вперше запроваджено в м. Ліверпуль у 1905 році. Цей процес винайшов міський інженер John A. Brodie. Він запропонував використання великопанельних конструкцій із залізобетону для вирішення проблеми нестачі житла. Будівництво перших багатоквартирних будинків зі збірного залізобетону було здійснено на вулиці Елдон. У Британії ця ідея не отримала широкого розповсюдження. Однак її було прийнято в усьому світі, зокрема в Центральній та Східній Європі, а також у Скандинавії [21]. В наступні роки у будівництві багатоповерхових будівель у країнах Європи починають застосовуватися збірні залізобетонні конструкції.

Збільшення об'ємів застосування конструктивних систем будівель зі збірного залізобетону пояснюється необхідністю забезпечити зростаючий попит на збільшення об'ємів будівництва житла, а також недостатнім розвитком теорії розрахунку монолітного залізобетону, визначити міцність котрого без теоретичних розрахунків було досить складно. Збірні ж елементи могли бути піддані випробуванням, що й обумовило прийнятність їх використання.

Зведення збірних будівель каркасної конструкції почалося наприкінці минулого століття і досить швидко поширилося країнами Америки та Європи. Конструкції каркасів будівель за цей час зазнали значної еволюції [22].

Перший будинок зі збірного залізобетону в СРСР був побудований у 1930 р. У витоків інженерного рішення першого будинку зі збірного залізобетону стояли інженери А.Ф. Лолейт, Є.В. Костирко, О.О. Гвоздев [23].

Початок повнозбірного індустріального домобудівництва в СРСР відноситься до 1949 р., коли в був збудований перший каркасно-панельний житловий будинок. Його конструктивна система – каркасна, з самонесучими стінами із залізобетонних панелей, з панельними залізобетонними перекриттями, з перегородками із гіпсових плит [24].

Наступна практика житлового будівництва орієнтувалась на великопанельні конструкції, що монтувались за стіновою конструктивною системою. Зведення ж громадських і виробничих будівель відбувалось зі збірних залізобетонних конструкцій на основі каркасної конструктивної системи. Суттєву роль в такому розподілі зіграла конструкція перекриттів каркасних будівель, котра являла собою балкову систему з притаманними їй недоліками у вигляді виступаючих в середину приміщення елементів перекриття.

Спроба розробити раціональну конструкцію збірного безбалкового перекриття була зроблена в 1933 р. М.Я. Штаерманом та А.М. Івянським [25]. В основу було покладено касетну конструкцію безбалкового перекриття. Збірне перекриття спиралось на колони у вигляді круглих залізобетонних труб з арматурним каркасом усередині, котрі слугували опалубкою для монолітного бетону. Перекриття складалось із капітелей, надколонних смуг, що вкладались на капітелі та середніх (прольотних) частин перекриття, що вкладались на надколонні смуги. Збірні надколонні смуги та прольотні частини являли собою плити комірчатого типу з сіткою 500×500 мм із ребер перерізом 350×50 мм.

У всіх місцях, де частини окремих деталей сходились, була випущена арматура. Після монтажу ці випуски з'єднувались і проміжки між елементами заповнювались цементним розчином. Таким чином все перекриття працювало як монолітне. Через складність монтажу перекриття на практиці такі перекриття широкого застосування не знайшли.

Удосконалення збірного безбалкового перекриття (рис. 1.12) було здійснено в 1952 р. інженером В.І. Сафоновим в Державному проектному інституті «Хладпромопроект» [25]. Запропоноване збірне перекриття складалось із капітелей (у вигляді пустотілих стаканів, котрі нанизуються на колони), чотирьох надколонних (П-2) й однієї середньої плити (П-1). Надколонні плити

обрамлені по контуру ребрами, котрими спиралися на капітелі і слугували опорами середньої плити.

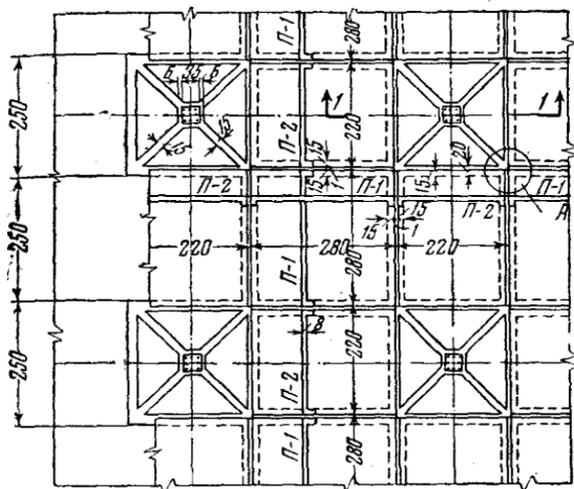


Рисунок 1.12 – Загальний план збірного безбалкового перекриття [25]:

П-1 – середня плита; П-2 – надколонна плита

В подальшому збірне безбалкове перекриття було суттєво вдосконалене та реалізовувалось шляхом використання збірних капітелей, міжколонних та прольотних панелей (рис. 1.13) [26]. В цій конструкції капітель спиралася на виступи (консолі) колони й сприймала навантаження від надколонних панелей, котрі встановлювались у двох взаємно перпендикулярних напрямках та працювали як балки. З метою забезпечення нерозрізності надколонні панелі з'єднувались зверху зварюванням закладних деталей.

Прольотна панель спиралась по чотирьом сторонам на надколонні панелі, в яких для цього влаштовані полицки, і працювала на згин як плита, оперта по контуру. Таким чином, розроблене безбалкове перекриття мало аналогію з ребристим перекриттям з плитами опертими по контуру. Але в ньому замість балок по колонам укладались надколонні панелі. Панелі збірного безбалкового перекриття з метою економії бетону та зниження ваги проектували порожнистими або ребристими. Були розроблені різні конструкції капітелей, а саме: суцільна капітель у формі усіченої піраміди, пустотіла капітель, суцільна плоска капітель.

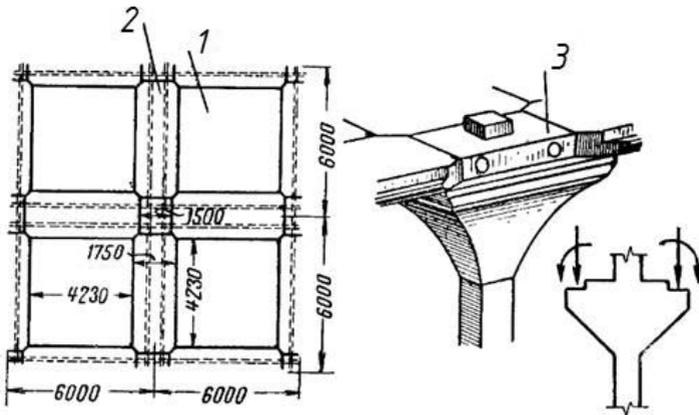


Рисунок 1.13 – Безбалкове збірне перекриття [26]: 1 – прольотна панель; 2 – надколонна панель; 3 – капітель

Перекриття з описаними капітелями мали багато недоліків, котрі обмежували їх застосування у житлових будівлях, тому сфера використання таких перекриттів була досить вузькою. Через це почали з'являтися пропозиції щодо влаштування гладкої стелі та усунення капітелей в збірному варіанті безбалкового перекриття. Зокрема, такі пропозиції були надані Глуховським А.Д. [27] (рис. 1.14).

В запропонованих варіантах безбалкова плита спиралася безпосередньо на колони без капітелей у чотирьох точках. Плита мала змінну товщину. По середині плити її товщина була зменшена в 2 рази. При цьому уступ при переході до зменшеної товщини міг бути влаштований зверху (рис. 1.14, а) або знизу (рис. 1.14, б). Запропоновано було варіант зменшення ваги плити за допомогою використання вкладишів з легкого заповнювача.

Відомі конструкції безбалкових перекриттів із застосуванням прихованих капітелей, що являють собою збірні попередньо-напружені плити, які замоноличують у перекриття. Такі конструкції були досліджені в Чехословаччині, Швеції та в СРСР, але не отримали широкого використання, через застосування значного об'єму монолітного залізобетону.

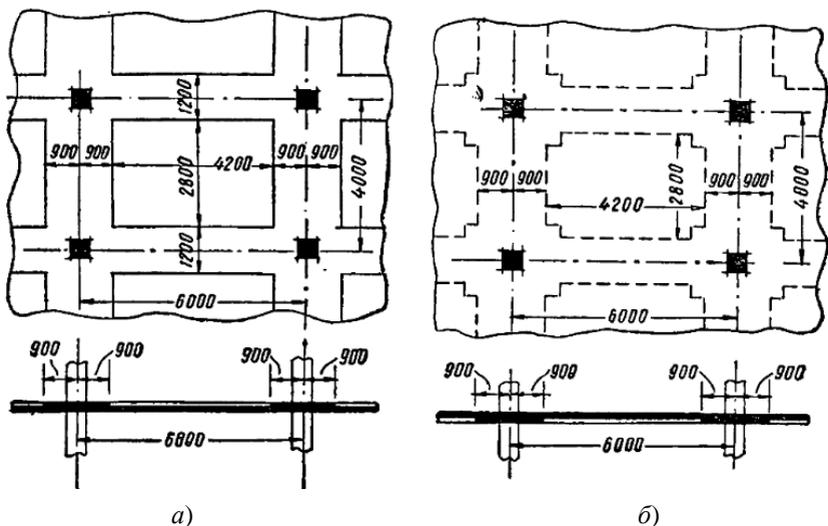


Рисунок 1.14 – Безбалкове безкапітільне перекриття за [27]: а) – з гладкою стелею; б) – з кесонною стелею

Масового впровадження набули розроблені А.Е. Дорфманом та Л.Н. Левонтіним [28] уніфіковані конструкції каркасів громадсько-побутових будівель з безбалковим безкапітільним перекриттям, що було обумовлено простотою їх виготовлення та монтажу.

Залізобетонний каркас із безбалковим безкапітільним перекриттям являв собою рамну систему, яка складається зі стійок-колон, замонолічених у фундаментах, і плоского збірно-монолітного перекриття. Крок колон складав 6×6 м, перекриття було нерозрізне. Воно було розчленуване на збірні елементи таким чином, щоб плити мали один типорозмір. Стиги плит розташовувалися в зонах, де значення згинальних моментів близькі до нуля. Таким чином, перекриття складається з плит (дисків), котрі відрізняються одна від одної лише армуванням та закладними деталями для монтажу.

За характером роботи плити, що складають безбалкове безкапітільне перекриття (рис. 1.15), можна умовно розділити на три типи: надколонні, міжколонні та плити-вставки.

Надколонна плита шляхом нанизування приєднується безпосередньо до колони (рис. 1.16), утворюючи так званий «гриб». Ця плита – найбільш навантажена частина конструкції перекриття, так як вона сприймає

навантаження з площі 6×6 м. Для передачі навантаження з перекриття на колону в центрі плити влаштована закладна деталь – обойма, до якої приварюються арматурні випуски з колони.

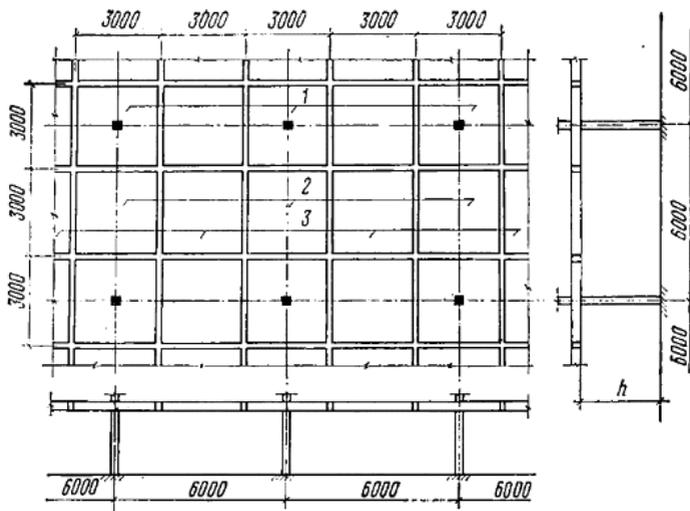


Рисунок 1.15 – Розділення збірно-монолітного безкапітельного перекриття на збірні елементи: 1 – надколонна плита; 2 – міжколонна плита; 3 – плита-вставка [28]

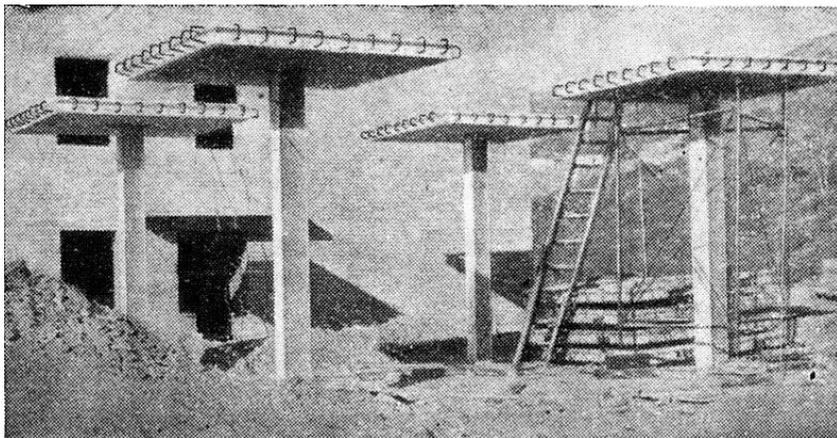


Рисунок 1.16 – Початкова стадія монтажу збірного безбалкового перекриття – встановлення надколонних плит [28]

Міжколонна плита встановлюється на дві суміжні надколонні плити за допомогою закладних деталей — «лап», які є несучою конструкцією стику до замоноличування шва між плитами. Плита має по периметру петлеві випуски з кроком 300 мм і чотири закладні деталі для монтажу. Плита-вставка спирається на міжколонні плити за допомогою закладних деталей (по одній з кожного боку), що виконують ті ж функції, що й у міжколонній плиті.

Таким чином, в результаті еволюції конструктивних систем будівель із залізобетону сформувалась каркасна конструктивна система з безбалковими перекриттями, котра на сьогодні реалізується як у монолітному, так і у збірному варіантах. Ця система є однією зі найбільш затребуваних на сучасному ринку житла завдяки її суттєвим перевагам. Між тим, для ефективного її застосування розрахунок цієї системи та її елементів потребує вдосконалення на основі врахування експериментально виявлених обобличень роботи конструкцій під навантаженням та позбавлений неточностей, котрі виникли у процесі еволюції конструктивних систем будівель та їх розрахунку.

1.1.2 Види каркасних конструктивних систем будівель та їх дослідження

Вдосконалення методів розрахунку конструктивних систем будівель та їх окремих частин сприяло появі багатьох видів залізобетонних каркасів. На шляху розроблення нових каркасних конструктивних систем будівель чітко прослідковується намагання видалити з перекриття такі елементи: балки, консолі, капітелі, або зробити їх прихованими в масиві перекриття. Цей напрям еволюції каркасних конструктивних систем будівель супроводжувався також прагненням мінімізувати їх вартість, вагу й розміри перерізів складових елементів за рахунок використання нових більш високоміцних матеріалів і вдосконалення технології будівництва. Експериментальні та теоретичні дослідження залізобетонних конструктивних систем будівель та їх елементів проводились багатьма науковцями та практиками, зокрема: Т.Н. Азізовим [29 – 31], В.Г. Артюхом [32 – 34], А.М. Бамбурою [35, 36], А.Я. Барашиковим [37 – 39], К.В. Бережною [40, 41], Г.Л. Ватулею [42 – 44], Б.Г. Гнідцем [45 – 47], Б.Г. Демчиною [48 – 50], В.С. Дорофєєвим [51, 52], В.І. Євстаф'євим [53, 54], Д.А. Єрмоленком [55 – 56], О.Д. Журавським [57 – 59], О.І. Лапенком [60 – 61],

І.В. Мельником [62 – 64], С.М. Микитенком [65 – 67], О.В. Нижником [68 – 70], Т.Д. Нікіфоровою [71 – 73], А.М. Павліковим [74 – 77], М.В. Савицьким [78 – 80], Д.В. Сморгаловим [81, 82], І.А. Стебловським [83], Л.І. Стороженком [84 – 86], О.Л. Шагіним [87, 88], В.С. Шмуклером [92 – 94], В.І. Шеховцовим [89 – 91], А.М. Юговим і В.В. Тараном [95, 96], І.А. Яковенком [97 – 99] та іншими.

В монолітному будівництві серед найбільш прогресивних пропозицій з удосконалення каркасних конструктивних систем будівель слід відмітити застосування плоских перекриттів «Airdeck», «Beeplate», «BubbleDeck», «Сobiaх», «U-Boot» [100, 101, 102, 103] зі зменшеною масою за рахунок використання порожниноутворювачів різного виду, а також створення попереднього напруження на бетон [104], котре здійснюється безпосередньо на будівельному майданчику й сприяє збільшенню розмірів сітки колон. Розроблені також рішення монолітних каркасів з використанням торкрет-фібробетону та вкладишів-порожниноутворювачів у конструктивних елементах (колонах, перекриттях) [105].

Між тим, у збірному будівництві застосування автоматичних технологій виготовлення та монтажу залізобетонних конструкцій надає додаткові переваги щодо скорочення затрат і часу на зведення будівель. Це сприяє появі великої кількості видів каркасів будівель зі збірного залізобетону.

Одним із перших видів каркасних конструктивних систем будівель є в'язевий каркас із ребристими перекриттями з балковими плитами. Конструкції збірних каркасів багатоповерхових будівель з ребристим перекриттям, що працюють за балковою схемою, представлені у серії 1.20-1 [106], яка була розроблена в СРСР на основі серії ІІІ-04 [107]. В Україні згодом були запропоновані модифікації серії 1.20-1 з метою її застосування в житлових будівлях [108]. Каркас складається зі збірних перевернутих таврових та Г-подібних балок, багатоповерхових колон, вертикальних діафрагм жорсткості та пустотних плит. Подібні конструкції з влаштуванням монолітного шару поверх збірного перекриття були також застосовані в США [109] та деяких європейських країнах [110]. В системі «Duotek», що була розроблена в США наприкінці 1960-х років [111], застосовані плити типу 2Т та передбачені отвори в балках і ребрах плит для зменшення власної ваги й розміщення систем вентиляції й кондиціювання, інженерних та електричних мереж. Також передбачена монолітна набетонка товщиною 63 мм, котра вкриває всю систему перекриття. Загальна висота перекриття досягала 1,22 м, що було суттєвим

недоліком з точки зору ефективного використання матеріалів та внутрішнього об'єму приміщень.

Більш раціональним рішенням відрізняється каркас «PD2 Frame», що був вперше реалізований в 1960 р. та удосконалений у 1972 р. у Великобританії [112]. Каркас являє собою збірний залізобетонний каркас, що складається з попередньо наведеного набору елементів. При цьому застосовуються приховані консолі, котрі являють собою короткі сталеві таврові закладні деталі, замонолічені в колони на рівні перекриття. Закладні сталеві пластини, що виступають з торців балок, кріпляться болтами до сталевих деталей колон. Конструктивна висота перекриття для прольоту 7,2 м і розрахункового значення навантаження цивільних будівель складала 645 мм.

Зараз в Україні названий вид збірних каркасів представлено, зокрема, виробниками [113, 114, 115], котрі забезпечують виготовлення повного набору збірних елементів каркасів. В запропонованих конструкціях суттєво вдосконалені рішення вузлів з'єднань елементів, застосовуються матеріали підвищеної міцності, але принципова конструктивна система каркасу залишається незмінною (рис. 1.17).



Рисунок 1.17 – Каркас фруктосховища «Ерідон» у процесі зведення, м. Львів [114]

Серед інших каркасних конструктивних систем з балковими перекриттями слід відмітити збірно-монолітний каркас системи SCOP PPB, котрий був запропонований фірмою «PPB SARET» (Франція) у 1988 р. [116] та його модифікації «КАЗАНЬ-XXI ВЕК» [117], «Реком» [118], «AlveoLosa» [119] та інші.

Каркас SCOP PPB складається зі збірних колон і комплексних збірно-монолітних ригелів балкової конструкції, об'єднаних збірно-монолітними дисками перекриттів. Збірні частини ригелів і плит (товщиною 60 мм) виконують роль незнімної опалубки для укладання монолітного бетону. Збірна частина ригеля має петлеподібні випуски арматури з верхньої грані для забезпечення сумісної роботи з монолітною частиною, котра створюється шляхом укладання шару бетону товщиною 80 – 140 мм по периметру перекриття. Удосконалення каркасу загалом здійснювалось у напрямі зменшення частки монолітного залізобетону, тому згодом у його модифікаціях збірно-монолітні плити були замінені на пустотні (рис. 1.18).

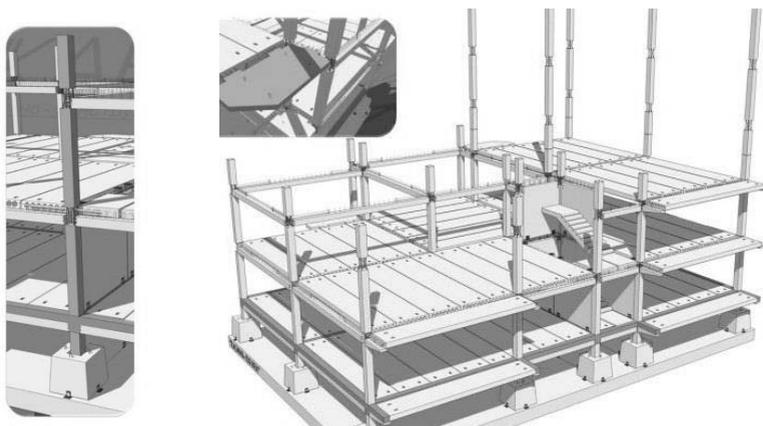
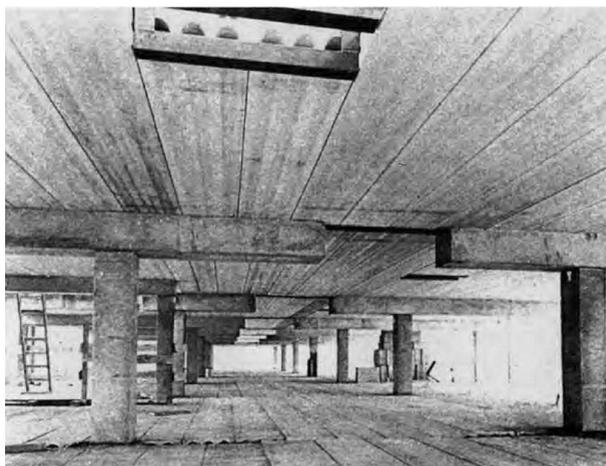


Рисунок 1.18 – Модифікований каркас SCOP PPB [117]

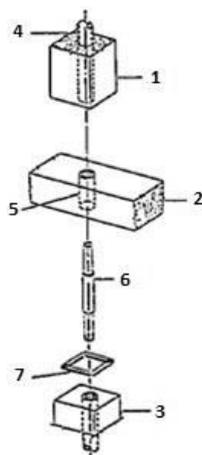
Залізобетонні колони виконуються відразу на кілька поверхів з прорізами в рівні перекриття. По висоті колони з'єднуються за допомогою штепсельного стику, тобто шляхом встановлення поздовжніх арматурних стержнів однієї колони в спеціально залишені гнізда у тілі іншої, що дозволяє з'єднувати колони з перерізами різних розмірів.

Для забезпечення просторової жорсткості будівлі без застосування діафрагм застосовуються рамні залізобетонні каркаси. В деяких з них із метою спрощення влаштування жорсткого стика колон та балок здійснено членування каркасу на хрестоподібні частини із застосуванням балок-вставок. Це дозволяє розділити у просторі місця розташування стика балки з колоною та балок між собою, влаштувавши стики балок в точках з мінімальними моментами. До таких систем відносяться «Dyna-Frame», «PG Connection», «Contiframe» та інші.

В системі «Dyna-Frame» [120] (рис. 1.19, а) застосовуються одноярусні збірні колони посилені сталеву трубою, що проходить поздовжньо по центру колони і використовується для з'єднання з балками на кожному поверсі. Балки можуть бути однопрольотними, багатопрольотними або консольними. В балку також забетонується сталев трубка таким чином, щоб вона співпадала з отвором у опорній колоні (рис. 1.19, б).



а)



б)

Рисунок 1.19 – Конструктивна система «Dyna-Frame» [120]: а) загальний вигляд; б) стик колони з балкою; 1 – верхня збірна колона; 2 – збірна частина балки; 3 – нижня збірна колона; 4 – сталев труба в перерізі колони; 5 – сталев трубка в балці; 6 – шпindelь; 7 – прокладка з неопрену

Збірно-монолітна балка має арматуру, розміщену у верхній частині, для сприйняття негативного моменту, що виникає над колонами. Стикування балок

між собою здійснюється за допомогою сталевих кутиків, котрі закріплюються болтовим з'єднанням із закладними деталями балок на верхній їх грані. Такий стик запроєктований для сприйняття зусиль зсуву, але згинальний момент ним не сприймається. З'єднувальні кутики та арматура у верхній частині балки вкриваються монолітним шаром бетону, котрим також вкривається все перекриття по збірним плитам.

Система «PG Connection» [121] є прикладом застосування збірних залізобетонних каркасів у Японії. В ній розроблені збірні хрестоподібні компоненти балок, які розміщуються в місцях перетину з колонами. Збірний хрестоподібний компонент балки має отвори для пропуску поздовжньої арматури колони. З'єднання балок між собою здійснюється в місцях з мінімальними значеннями згинальних моментів. Для влаштування перекриття застосовуються плити типу «Filigree» [122], котрі були розроблені у Великобританії. Плити «Filigree» являють собою армовані збірні панелі, які служать в якості незнімної опалубки для монолітного бетону. Збірні панелі містять сталеву фермову решітку, яка виступає з їх верхньої частини. Решітка забезпечує сумісну роботу збірної та монолітної частин і забезпечує жорсткість під час зведення.

Збірна конструктивна система «Contiframe» [123] складається з одноярусних колон, багатопрольотних нерозрізних балок та балок-вставок. У горизонтальній площині жорсткість каркасу додатково забезпечується диском перекриття із попередньо напружених пустотних плит (рис. 1.20).

Збірний каркас «Contiframe» розглядається як монолітний, і результати його розрахунку використовуються для влаштування стиків балок у найменш напружених ділянках. Одноярусні збірні колони у верхній частині мають випуски робочої арматури. Ці стержні проходять через канали в балках і входять у гнізда торців колон верхнього ярусу. Балки мають скошені торці та закладні сталеві кутики для влаштування болтових з'єднань.

Пропозиції щодо зміни конфігурації збірних елементів каркасу порівняно з традиційними також реалізовані в конструктивній системі «РАМПА» [92 – 94, 124], розробленій в Україні під керівництвом В.С. Шмуклера (рис. 1.21).

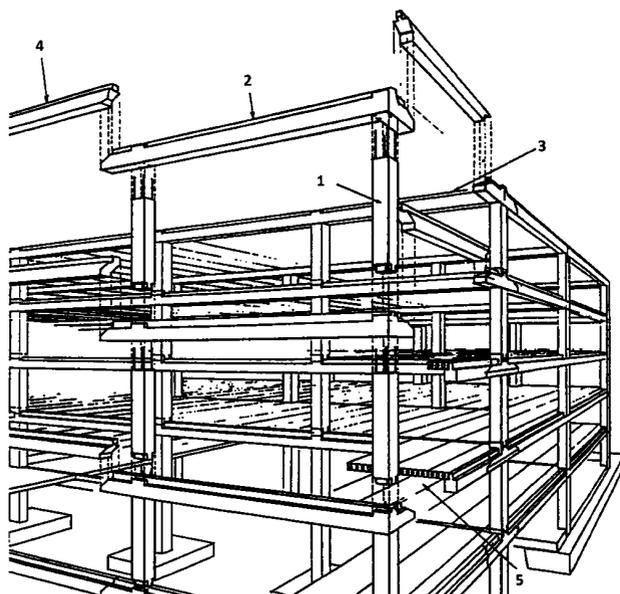
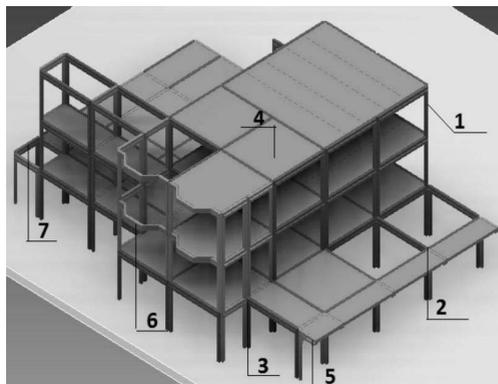


Рисунок 1.20 – Конструктивна система «Contiframe» [109]: 1 – одноярусна збірна колона; 2 – крайня балка; 3 – середня балка; 4 – балка-вставка; 5 – пустотна плита

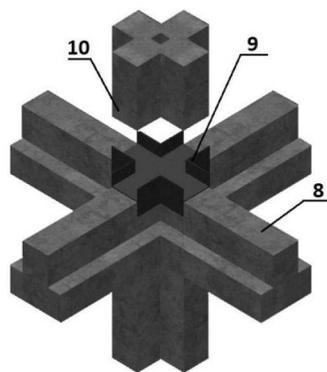
Ця запропонована каркасна конструктивна система складається з встановлених по осях просторового каркаса плоских залізобетонних рам висотою на поверх. Рами з'єднані в кожному вузлі за допомогою єдиного вузлового елемента. Колони каркасу утворюються поєднанням стійок плоских рам. Стійки рам, що утворюють колону, об'єднані між собою за висотою жорстко шляхом омонолічування порожнини між стійками (для будівель, що не сприймають сейсмічні впливи та поверховістю менше трьох поверхів) або за допомогою податливих дискретних в'язей. Панелі перекриття опираються за контуром на полиці таврових ригелів рам. Панелі перекриття в кутах з'єднані з рамами каркаса.

Подальшим розвитком системи «РАМПА» є система «КАР» [92 – 94, 126], в якій габаритні збірні елементи: рами та панелі перекриття, розчленовані на більш компактні: колони, ригелі та балкові плити перекриття. Перекриття в межах сітки колон складається з непарної кількості плит балкового типу, при цьому в сусідніх комірках плити перекриття укладаються з поворотом на 90°.

Крайні плити перекриття за рахунок наявної на їх бічній поздовжній грані підрізки спираються на ригель одного напрямку, а за рахунок підрізки на бічній поверхні короткої сторони – на ригелі другого напрямку. Середній елемент перекриття спирається короткими сторонами на ригелі, а за довгими – на крайні плити перекриття. Таким чином, спирання плит в диску реалізує поверхову схему передачі навантаження із плити на плиту, що забезпечує спільність їх вертикальних переміщень.



а)



б)

Рисунок 1.21 – Конструктивна система «РАМПА»: а) – каркас; б) – вузол з'єднання рам; 1 – залізобетонна рама; 2 – металевий вузловий з'єднувальний елемент; 3 – складена колона, утворена суміжними стійками рам; 4 – панель перекриття; 5 – консольна рама-панель; 6 – еркерна рама; 7 – ригель рами таврового перерізу; 8 – рама нижнього поверху; 9 – кондуктор; 10 – рама верхнього поверху [125]

Відомі системи каркасів з ребристими перекриттями, у яких основні несучі елементи: балки та колони виготовляються пустотілими із наступним їх заповненням монолітним бетоном на будівельному майданчику.

Система «Structurapid» вперше застосована в Італії на початку 1960-х років [127] та набула поширення в Чилі [128]. Система компонується зі збірних пустотілих колон і таврових балок. Колони і балки з'єднані за допомогою пазової системи з'єднання (рис. 1.22). Арматурна сталь укладається на збірну таврову балку і загинається всередину пустотілої колони. Порожнина колони

заповнюється монолітним бетоном, тим самим утворюючи жорсткий вузол з'єднання колони з балкою. Порожнисті плити вкладаються на полицю таврової балки. Поперечна арматура виступає з балки для її з'єднання з плитною конструкцією перекриття. Монолітний бетон вкладається поверх збірних конструкцій для утворення жорсткого диску перекриття. Типова сітка колон становить 4,57 x 4,57 м.

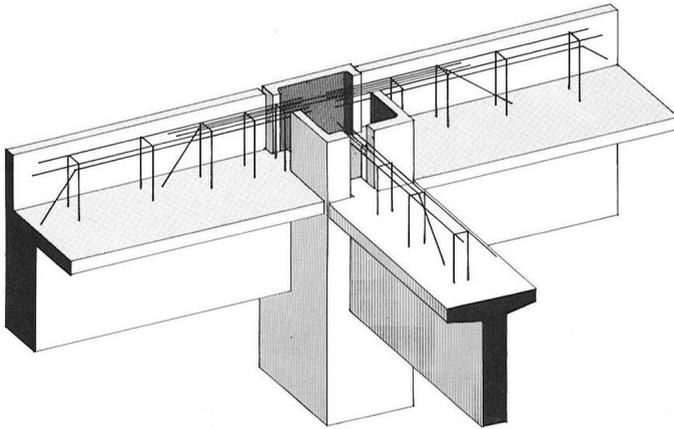


Рисунок 1.22 – З'єднання пустотілої колони та таврових ригелів конструктивної системи «Structurapid» [127]

Система RPC-K System [121], що розроблена в Японії, використовує U-подібні збірні балки, які служать формою для монолітного бетону. Інші компоненти системи включають монолітні колони та плити Filigree.

Подібне конструктивне рішення представлено в універсальній домобудівній системі (УДС), котра зводиться за технологією збірно-монолітного каркасу [129]. Конструктивна система складається зі збірних пустотних плит безопалубкового формування, лоткових збірно-монолітних ригелів та безконсольних колон. Поздовжня арматура лоткових збірно-монолітних ригелів у двох взаємно перпендикулярних напрямках пропускається безпосередньо через передбачені в колонах незабетоновані проміжки. Можливість перекивати прольоти довжиною до 12 м в каркасі досягається за рахунок використання попередньо напружених плит безопалубкового формування.

Подальшим кроком у розвитку конструктивних систем стали системи з плитними ригелями значної ширини з невеликою висотою перерізу, що дозволяли зменшити загальну висоту перекриття, тим самим збільшивши будівельний об'єм приміщень. Прикладами таких балкових систем є: «Ducore», «Quickfloor», «Spanlight», «Nebraska» та інші.

Система «Ducore» розроблена в 1992 році у США [130]. Ключовими збірними елементами є плитні ригелі, високоміцні «Ducore» плити та багатоярусні колони з отворами на рівні перекриття (рис. 1.23). Збірні елементи перекриття є незнімною опалубкою для монолітного бетону.

Загальна висота перекриття становить 508 мм для прольотів 7,62 м під навантаження для цивільних будівель. Перекриття складається зі збірної частини плитного ригеля висотою 305 мм і плити перекриття «Ducore» висотою 203 мм. Колони можуть бути монолітними або збірними. Плитні ригелі мають ширину 1,2 м і схожі за конфігурацією на «Ducore» пустотні плити перекриття, але без пустот. Плити пустотні «Ducore» із типовою шириною 1,2 м, використовуються як елементи перекриття.

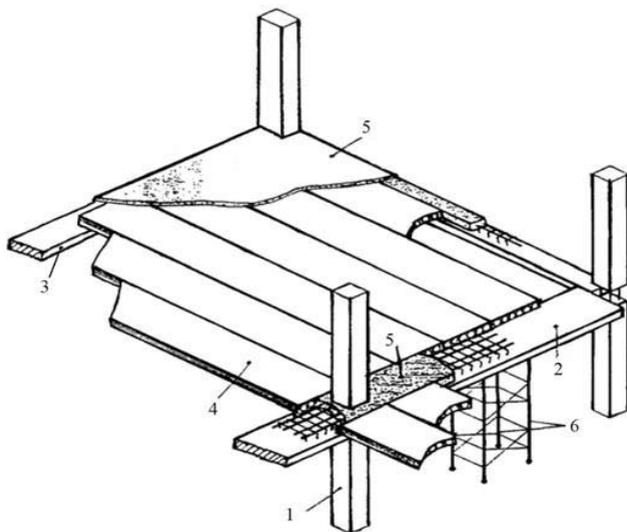


Рисунок 1.23 – Конструктивна система «Ducore» [116]:

- 1 – колона; 2 – збірна частина внутрішнього плитного ригеля; 3 – збірна частина зовнішнього плитного ригеля; 4 – багатопустотна плита;
- 5 – монолітний бетон; 6 – тимчасові монтажні сталеві опори

Аналогічну конструкцію має система «Quickfloor» [131], що була розроблена в Австралії. Збірні частини плитного ригеля, котрі служать незмінною опалубкою для монолітного бетону, подібні в перерізі до пустотної плити без верхньої полиці. Збірні плити перекриття спираються на виступ ригеля. Поздовжня арматура для сприйняття негативного моменту на опорах зв'язується з поперечною арматурою, що виступає зі збірної частини ригеля. Шар монолітного бетону вкладається зверху й об'єднує збірні елементи в збірно-монолітне перекриття.

Збірні частини плитного ригеля також застосовуються у формі перевернутих 2Т в британській конструктивній системі «Spanlight» [132] та в американській системі «Nebraska» [133]. У першому варіанті, в жолоби плитного ригеля вкладається високоміцна арматура, що потім піддається попередньому напруженню. Жолобна частина балки заповнюється монолітним бетоном. Попередній натяг арматури забезпечує безперервність перекриття. В колоні вирізаний отвір на рівні перекриття для закріплення сталевого коміра, який тимчасово підтримує конструкцію під час монтажу. В системі «Nebraska» (рис. 1.24) застосовується попередньо напружений плитний ригель, що поєднується з монолітним бетоном для формування збірно-монолітної конструкції.

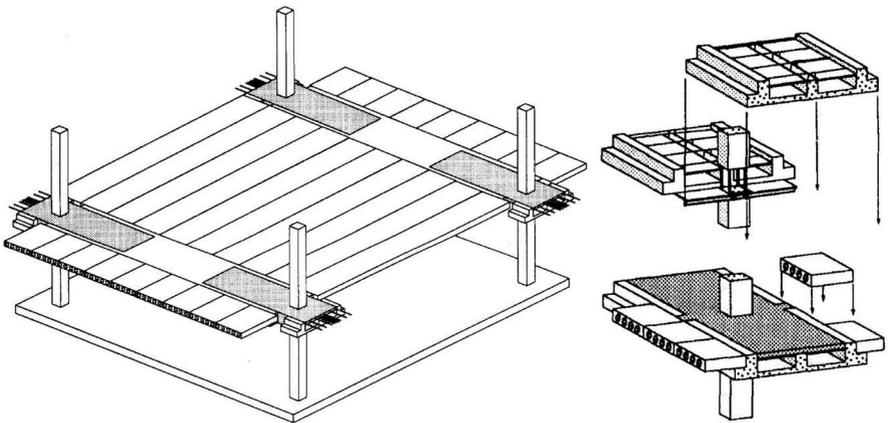


Рисунок 1.24 – Конструктивна система «Nebraska» [133]

Всередині ригеля утворюються порожнечі для зменшення власної ваги та покращення ефективності конструкції. Біля колон, верхня полиця ригеля монолітна і поздовжня арматура пропущена через колони для забезпечення нерозрізності.

Застосування плитних ригелів дозволило щонайменше вдвічі зменшити висоту перекриття порівняно з балковим ригелем. Але даний прийом не усунув повністю проблему усунення виступаючих елементів перекриття. Тому подальшим розвитком каркасних конструктивних систем будівель стало утворення перекриттів з прихованим ригелем.

Система IMS (рис. 1.25) [134] розроблена в Югославії у 1950-х роках та призначена для створення збірного каркасу, придатного для як громадського, так і для житлового будівництва.

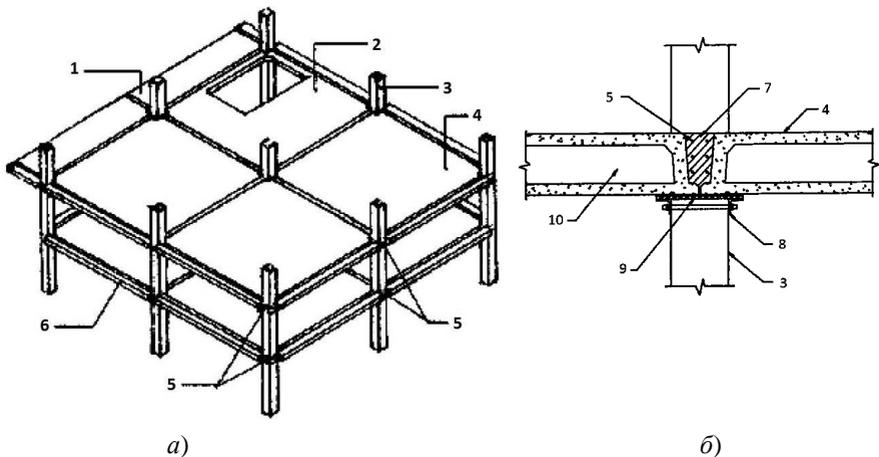


Рисунок 1.25 – Конструктивна система IMS [134]: а) – загальний вигляд; б) – прихований ригель в стикі плит; 1 – консольна плита; 2 – плита з отвором для сходів; 3 – колона; 4 – типова плита; 5 – попередньо напружена арматура; 6 – фасадна розпірка; 7 – монолітний бетон; 8 – сталеві кутики; 9 – тимчасова опорна рамка; 10 – канал

Основним збірним елементом цієї системи перекриття є попередньо напружена плита, яка виготовляється у два етапи. На першому етапі виготовляється ребриста плита з попередньо напруженою верхньою полицею. На другому етапі нижня частина виготовленої плити обладнується дрютяною

сіткою та опускається в шар монолітного бетону. Коли бетон набере достатньої міцності, попереднє напруження передається нижню частину плити. Виготовлена плита має гладку поверхню зверху та знизу. Попередньо напружена арматура в двох напрямках також встановлюється у розширених швах між плитами і проходить крізь колони. Шов заповнюється монолітним бетоном, після твердіння якого між плитами утворюється попередньо-напружений «прихований» ригель (рис. 1.25, б).

Прихований ригель, котрий не виходить за товщину плоскої плити перекриття, застосований також у фінській системі перекриття «DELTA BEAM» [135] (рис. 1.26).

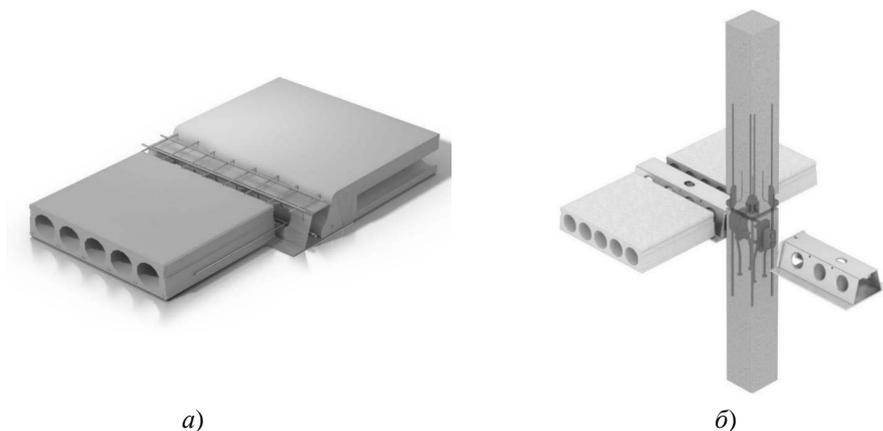


Рисунок 1.26 – Конструктивна система «DELTA BEAM» [135]:
а) стик ригеля з пустотними плитами; б) стик ригеля з колоною

Сталеві балки «DELTA BEAM» із листової сталі у вигляді гнучого трапецієподібного профілю слугують ригелем системи перекриття та призначені для використання в якості конструктивного елемента в поєднанні з різними типами залізобетонних плит: пустотними плитами, плитами типу «Filigree», композитними сталевими настилами, сталевими настилами та монолітними бетонними плитами. Це дає можливість влаштування тонких перекриттів і утворення балкової конструкції в межах товщини плити.

Плоскі диски перекриття збірно-монолітної конструктивної системи «АРКОС» [136 – 137] (рис. 1.27) та її модифікацій [138 – 139], котрі досліджені та застосовуються в Україні, утворюються зі збірних багатопустотних

залізобетонних плит, розташованих у межах замкнутої горизонтальної залізобетонної рами із монолітних залізобетонних ригелів, опертих на колони будівлі.

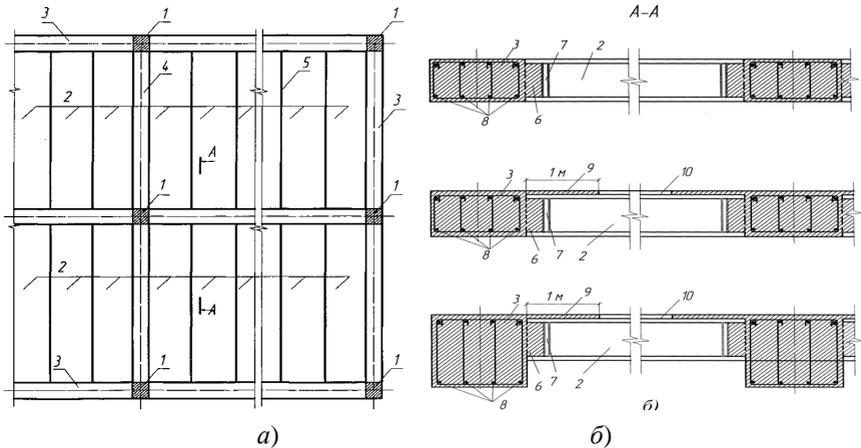


Рисунок 1.27 – Конструкція системи «АРКОС» (а) та варіанти поперечних перерізів несучих ригелів у прольотах (б) [137]: 1 – колони з наскрізними прорізами; 2 – збірні багатопустотні плити; 3 – монолітні несучі ригелі; 4 – монолітні в’язеві ригелі; 5 – міжплитні шви; 6 – бетонні шпонки; 7 – обмежувач розмірів шпонки; 8 – робоча арматура; 9 – полицки ригелів; 10 – стяжка підлоги

Збірні залізобетонні плити спираються на поперечні монолітні несучі ригелі за рахунок бетонних шпонок, утворених у порожнинах плит при бетонуванні ригелів. Плити в торцях мають арматурні випуски, котрі анкеруються в монолітному ригелі. Багатоповерхові колони на рівні дисків перекриттів мають наскрізні прорізи, через які пропускається арматура взаємно перехресних монолітних ригелів.

Розроблення та удосконалення збірно-монолітних конструктивних систем, котрі мають у своєму складі приховані ригелі, здійснено в Україні під керівництвом М.В. Савицького. Запропоновані рішення залізобетонних каркасів зі збірними плитами та монолітними несучими і в’язевими ригелями [140 – 146]. У збірно-монолітному залізобетонному перекритті застосовуються багатопустотні плити перекриття зі скошеними під кутом $45^\circ - 60^\circ$ торцями та отворами на поверхні плит в місцях розташування пустот для встановлення

обмежувачів монолітного бетону [142]. Запропоноване перекриття має підвищену міцність похилих перерізів та високу несучу здатність. Для підвищення жорсткості реалізовано також встановлення арматурних каркасів у поздовжні проміжки шириною 50 – 150 мм між багатопустотними плитами з подальшим їх замонолічуванням [143]. Розроблена конструкція каркасу перевірена експериментально на дію розрахункового значення навантаження за граничним станом першої групи [144]. Проведено випробування вузла з'єднання збірних плит і монолітних ригелів плоского збірно-монолітного перекриття для дослідження його дослідження міцності та деформативності [145]. Здійснено скінчено-елементне моделювання роботи каркасу [146]. Запропоновано та досліджено ефективне конструктивне рішення полегшеного збірно-монолітного перекриття з порожнечами з пластиковими кулями [71].

Відомі також деякі інші збірно-монолітні каркасні конструктивні системи, в яких плоске перекриття реалізується шляхом влаштування прихованих ригелів, зокрема, «Сочі» [147], «РАДИУС» [148] , «Supra» [149], «TERRIVA» [150] та інші, проте в них суттєво більшою порівняно з попередніми є частка монолітного бетону.

Поряд з названими системами свого розвитку і поширення набула збірна каркасна система з плоским перекриттям, котре реалізується шляхом з'єднання плоских плит між собою без влаштування прихованого ригеля. Тобто, ця система не є наслідком трансформації балкових систем, а походить від збірної безбалкової системи перекриття.

Удосконалена безконсольно-безкапітельно-безбалкова каркасна конструктивна система (БББКС) будівель [77] вперше була застосована в Україні в м. Полтава у 2008 році при зведенні двох 16-поверхових будівель. При цьому використані розроблені в Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» під керівництвом А.М.Павлікова удосконалені рішення каркасу [151 – 155]. Вказана система розроблена на основі уніфікованої системи збірно-монолітного безригельного каркасу [156], котра складається з вертикальних колон та плоских плит перекриття. Конструктивні рішення БББКС в практиці зведення будівель почали застосовувати з 1940 року. Саме в цей час в безбалкових перекриттях було запропоновано з'єднувати плити з колонами без застосування капітелей [16]. Аналоги і попередники цієї системи відомі також під назвами КУБ 2,5 (конструкція універсальна безбалкова) [157], КУБ-1 [158], КБК (конструкції безригельного каркасу) [159] або КУБ 3V [160]. Зокрема,

система КУБ 2,5 застосована в Україні при зведенні бізнес-центру багатофункціонального громадського комплексу з об'єктами спорту, відпочинку і розваг в м. Запоріжжя з урахуванням сейсмічного впливу [161 – 162].

Каркас ББКС (рис. 1.28, а) складається із залізобетонних колон без виступаючих опорних частин, плоских плит перекриття та в'язей [163 – 168]. Вертикальні несучі елементи каркасу – збірні залізобетонні одно-, дво- чи триярусні колони мають розміри поперечного перерізу 400×400 мм.

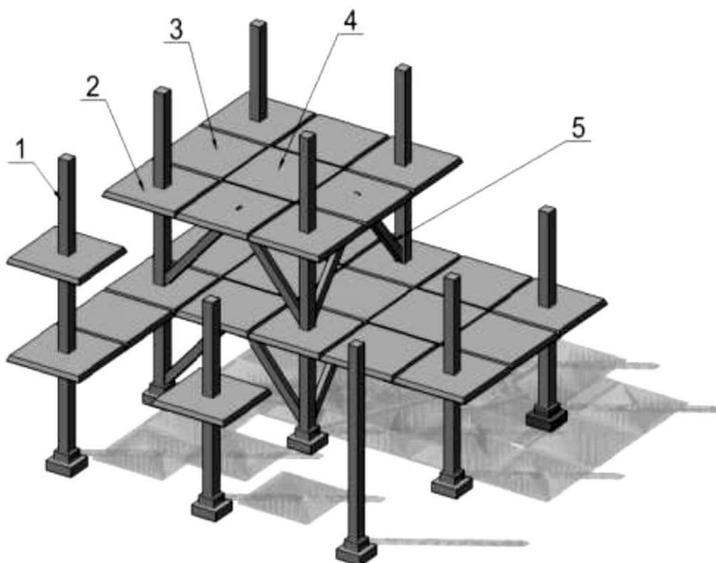


Рисунок 1.28 – Безконсольно-безкапітельно-безбалкова конструктивна система будівлі: 1 – колона; 2 – надколонна плита; 3 – міжколонна плита; 4 – середня плита; 5 – елемент жорсткості [116]

Плити залежно від їх розташування в системі плоского перекриття каркасу поділяються на: надколонні, міжколонні та середні. Товщина усіх плит – 160 мм, їх опалубкові розміри в плані прийняті однаковими – 2980×2980 мм.

Надколонні плити закріплюються приварюванням закладених в них об'ємів до арматури колони за допомогою з'єднувальних деталей, а передбачені монтажні проміжки в 20 мм між колоною та об'ємом заповнюються високоміцним дрібнозернистим бетоном.

З'єднання плит між собою здійснюється шляхом влаштування петлевих стиків. Замонолічування міжплитних швів шириною 20 мм здійснюється дрібнозернистим бетоном без установаження опалубки.

На сьогодні збірна каркасна безбалкова конструктивна система набула значного поширення в Україні. Її реалізація здійснюється виробниками як із Полтавського регіону [169], так і з інших областей [170]. Це обумовлюється її суттєвими перевагами, серед яких варто відмітити автономність архітектурно-планувальних рішень та збільшений внутрішній корисний об'єм приміщення завдяки відсутності ригелів, скорочення терміну будівництва до 50% порівняно з іншими конструктивними системами [171].

Можна стверджувати, що найбільш затребуваними для зведення житлових та цивільних будівель на сьогодні є каркасні конструктивні системи з безбалковими перекриттями. Їх реалізація у збірному варіанті надає додаткових переваг, що стосуються швидкості будівництва та високої якості виготовлених на заводах конструкцій.

Підсумовуючи вищесказане, проаналізовані збірні та збірно-монолітні системи каркасів можна розділити за конструкцією перекриття (рис. 1.29). Користуючись наведеною схемою, можна відмітити, що велика кількість конструктивних систем збірних і збірно-монолітних будівель базуються на балкових каркасах. При цьому очевидною є тенденція до їх вдосконалення у напрямі як зменшення товщини перекриття, так і у мінімізації частки монолітного бетону.

Перші балкові конструктивні системи відрізнялись суттєвою висотою перекриття від 1220 мм («Duotek») до 645 мм («PD2 Frame») та значним об'ємом монолітного бетону, котрим вкривалось усе перекриття шаром товщиною до 60 мм. Системи з плитним ригелем дозволили досягти висоти перекриття 410 мм («Nebraska»). Сучасні ж конструктивні системи будівель, що базуються на плоских безбалкових перекриттях, мають загальну висоту перекриття 160 мм (БББКС) з мінімальним використанням монолітного бетону тільки для замонолічування стиків. Це безперечно ставить особливі задачі до розроблення ґрунтового розрахунку несучої здатності таких конструкцій для забезпечення їх надійної експлуатації.

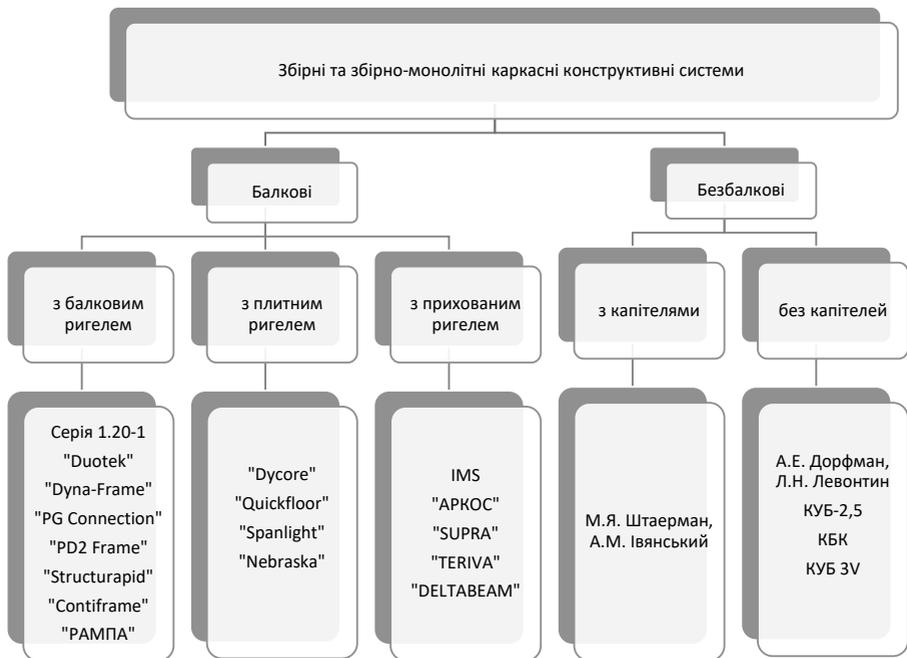


Рисунок 1.29 – Види збірних та збірно-монолітних каркасних конструктивних систем будівель [172]

1.2 Дослідження й методи розрахунків каркасних конструктивних систем та їх перекриттів

1.2.1 Розрахунок безбалкових перекриттів

Від початку свого виникнення безбалкові каркаси будівель розраховувались як конструкції, що складаються з окремих елементів: колон та перекриттів. При цьому увага приділялась розрахунку та конструюванню безбалкових перекриттів. Ще на початку минулого століття були встановлені розміри безбалкових залізобетонних перекриттів виключно експериментальним шляхом, але їх подальше широке впровадження викликало поштовх до інтенсивних теоретичних пошуків методів їх розрахунку.

На першому етапі розвитку теорії розрахунку безбалкових перекриттів А.Ф. Лолейтом [173] був запропонований спрощений практичний спосіб розрахунку. Цей спосіб розглядав безбалкове перекриття як систему широких, перехресних балок, що працюють у двох напрямках. Цей спосіб став очевидним наслідком трансформації ребристих (балкових) перекриттів у безбалкові, котра була реалізована Лолейтом.

Опорні моменти в обох напрямках від рівномірно розподіленого по перекриттю навантаження на всіх проміжних опорах, тобто в перерізах Іа-Іа та Іб-Іб (рис. 1.33) складають

$$M_{on,i} = -\frac{q_i l_i^2}{12}, \quad (1.1)$$

а прольотні моменти, тобто моменти в перерізах ІІа-ІІа та ІІб-ІІб приймаються рівними

$$M_{np,i} = \frac{q_i l_i^2}{24}, \quad (1.2)$$

де q_i – розрахункове значення навантаження у відповідному напрямі;

l_i – прольот плити у відповідному напрямі.

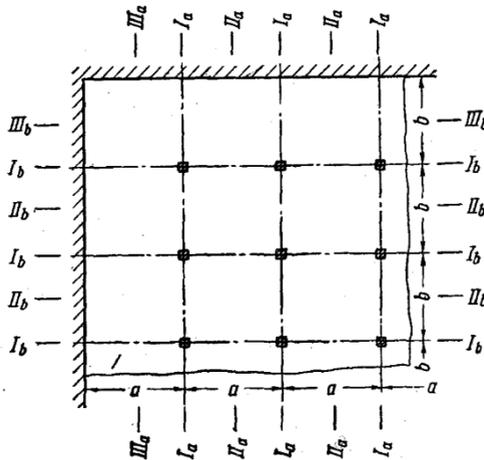


Рисунок 1.33 – Схеми розрахункових перерізів при розрахунку за методом А.Ф. Лолейта [25]

А.Ф. Лолейт розглядав смугову (балкову) схему роботи і розрахунку плити, як наближену, що уточнюється потім з урахуванням ефекту просторовості

за допомогою емпіричних коефіцієнтів [174]. В 1912 р. були проведені випробування безбалкових перекриттів, які підтвердили прийнятність запропонованого методу їх розрахунку і конструювання [175]. Під керівництвом А.Ф. Лолейта в 1908 – 1912 рр. було побудовано більше 20 тис. м² безбалкових перекриттів.

Економічний підхід до вирішення задачі проектування безбалкових перекриттів було запропоновано Н.Т. Eddy та С.А.Р. Turner [176 – 177]. Цей метод, в основному емпіричний, заснований на чисельних експериментах і даних, отриманих з випробувань конструкцій до руйнування. Згідно з ним максимальний згинальний момент, за яким визначалася товщина плити становив

$$M_{\max} = \frac{WL}{50}, \quad (1.3)$$

де W – загальне навантаження на плиту; L – прольот плити.

Turner стверджував, що розробив свої розрахунки на основі теорії F. Grashof [178], котра була створена ним у 1878 р. для розрахунку товщини стінки котла паровоза. Розв’язок F. Grashof було використано багатьма дослідниками для проектування безбалкових перекриттів, але їх інтерпретації були різними.

А.В. Macmillan [179], також використовуючи теорію F. Grashof, дійшов висновку, що значення негативного моменту над проміжними колонами становить

$$M = \frac{WL}{25}, \quad (1.4)$$

де W – загальне навантаження на плиту; L – прольот плити.

В альтернативному підході до розрахунку безбалкових перекриттів бетонна плита розглядалася як консоль до точки перегину плити, а решта плити – як вставка між консолями, подібно до того, як це було запропоновано у нерозрізній Gerber балці [10].

Експериментальні випробування безбалкових перекриттів підтверджували теоретичні результати Turner. Перший такий тест був проведений в 1910 році А.Р. Lord [180]. Він виміряв деформації арматури в безбалковій плиті перекриття будівлі «Deere and Webber» в м. Міннеаполіс (США). Плита товщиною 233 мм була запроєктована під навантаження 10,8 кПа, а під час випробування 8 суміжних внутрішніх панелей плити завантажувались до величини 16,8 кПа. Максимальні напруження в арматурі становили над опорами 165 МПа і в

прольоті 72 МПа відповідно. Це було перше з кількох подібних випробувань безбалкових перекриттів проведених у США в 1910 – 1920 рр.

У 1914 р. J.R. Nichols [181] отримав рівняння сумарного згинального моменту в безбалковій плиті. Він розглядав роботу половини безбалкової плити в одному напрямі від центра колони до середини прольоту (рис. 1.34). Якщо вся плита несе навантаження W , то половина плити несе навантаження $W/2$, реакція колони також $W/2$. Половина плити знаходиться в стані рівноваги при дії згинальних моментів від цих двох сил. Склавши рівняння моментів відносно осі колони, J.R. Nichols отримав загальний сумарний згинальний момент

$$M_0 = M^+ + M^- = \frac{1}{8}WL \left(1 - \frac{2c}{3L}\right)^2, \quad (1.5)$$

де W – загальне навантаження на плиту; L – прольот плити; c – розмір капітелі у напрямі прольоту.

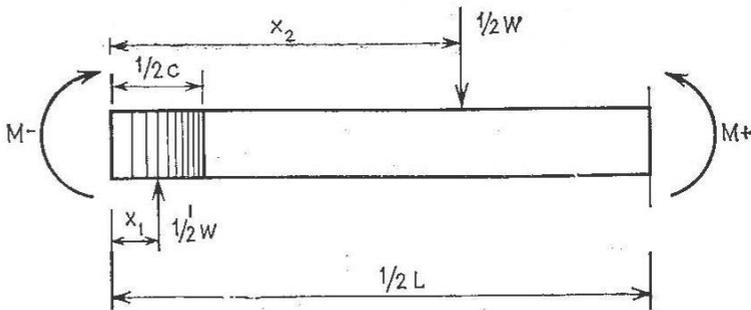


Рисунок 1.34 – Ілюстрація методу J.R. Nichols для визначення сумарного моменту безбалкової плити: x_1 , x_2 – відстані, котрі визначаються співвідношенням c/L [10]

Формула J.R. Nichols не дозволяла визначити момент у будь-якій точці чи на будь-якій ділянці перекриття, а також не давала можливості здійснити розподіл моментів на позитивний і негативний моменти в надколоній та середній смугах, але вона стала першим надійним критерієм, за яким можна було перевірити проекти.

Вказані проблеми були вирішені Н.М. Westergaard та W.A. Slater [182] у США в 1921 р. на основі теоретичних та експериментальних досліджень. Цей метод був уключений у будівельні норми багатьох країн.

Ними була розглянута типова середня квадратна панель безбалкового перекриття нескінченної протяжності, що спирається на циліндричні колони і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням. Рішення було отримано спершу з аналізу плити на точкових опорах за умови нульових кутів повороту та нульових прогинів по периметру колон. Ці дослідження дали першу надійну інформацію про розподіл пружних моментів в панелі безбалкового перекриття. Було виявлено, що частка від загального моменту, що приймається різними частинами перекриття, істотно не змінюється при зміні співвідношення c/L . Середні відсотки розподілу загального моменту наведені в таблиці 1.1. Ці відсотки дуже близькі до тих, що використовуються в сучасних будівельних нормах.

Таблиця 1.1 – Розподіл згинальних моментів у безбалковому перекритті за [182]

	Надколонна смуга	Прольотна смуга	Всього
Негативний момент	48%	17%	65%
Позитивний момент	21%	14%	35%

Над розробкою більш точних теоретичних методів розрахунку безбалкових перекриттів, що базувались на теорії пружності, в подальшому працювало багато дослідників. Зокрема, Н. Marcus у 1924 р. запропонував застосувати теорію пружної сітки до розрахунку плит безбалкових перекриттів [183]. Прогини та величини моментів пружної пластинки перекриття були виражені через ординати пружної сітки. При цьому розглядалися два випадки завантаження перекриття: зовнішнім навантаженням зверху в припущенні відсутності проміжних опор та завантаження реакціями проміжних опор у припущенні відсутності навантаження зверху. На основі принципу складання дії сил визначаються ординати перекриття під дією обох випадків завантаження перекриття, а потім і значення згинальних моментів у визначених точках перекриття.

У 1926 р. створена методика розрахунку безбалкових перекриттів з використанням тригонометричних рядів, запропонована V. Lewe [184]. При розрахунку безбалкове перекриття розглядається як плита, завантажена зверху суцільним рівномірно розподіленим навантаженням і знизу опорною реакцією капітелі, котра являє собою рівномірно розподілений за площею капітелі реактивний тиск. Lewe розклав у подвійний тригонометричний ряд функцію

зміни зовнішніх сил від навантаження та реакцій опор. Практичне застосування цього методу було дуже трудомістким, тому для практичного застосування Lewe запропонував основні формули та склав таблиці для різних випадків завантаження: суцільним рівномірно розподіленим навантаженням, рівномірно розподіленим навантаженням через один прольот, рівномірно розподіленим навантаженням у шаховому порядку. Він відмітив, що при смуговому завантаженні опір колон згину викликає момент, прикладений до плити у вигляді зовнішньої сили. Зусилля від цього моменту визначаються за таблицями та додаються до дії інших навантажень. Найбільш повно таблиці Lewe розроблені для безбалкових плит з квадратною сіткою колон та шириною капітелі рівною $1/3$ прольоту.

За результатами аналізу методик Marcus та Lewe радянські дослідники [25, 175, 185, 186] зробили висновки, що результати розрахунків за цими методиками суттєво відрізняються між собою, в окремих точках різниця сягає 40%. Між тим сумарні моменти у прольотах і на опорах за обома методиками сходяться достатньо близько. Причиною цього були неточності при розподіленні загального згинального моменту за шириною плити. Оскільки розподіл моментів носить більше конструктивний, ніж теоретичний характер, тобто робота перекриття більшою мірою буде визначатись тим, як воно законструйована, то в місцях концентрації арматури буде сприйнятий більший згинальний момент.

Серед найбільш точних підходів до розробки методів розрахунку безбалкових перекриттів слід відмітити пропозиції Б.Г. Галеркіна [187]. Розглядаючи безбалкове перекриття за принципами, аналогічними Lewe, він розробив розрахунок такої пружної пластинки в бігармонічних рядах. Хоча цей підхід простіший, але все ж занадто складний для практичного застосування. Усунення даної проблеми було здійснено шляхом табулювання даних для розрахунку прогинів та згинальних моментів для різної конфігурації перекриттів.

У 1931 р. питанню випробування безбалкових перекриттів присвятив свою роботу О.О. Гвоздев [188], в 1932 р. у Баку випробував дослідне безбалкове перекриття М.С. Боришанський [189]. Велика дослідницька робота в галузі проектування безбалкових перекриттів була здійснена В.І. Мурашевим [190], І.С. Подільським [191], М.Я. Штаерманом [25], А.М. Івянським [192], А.Д. Глуховським [193], А.С. Щепотьєвим [194] та іншими.

Для загального статичного розрахунку залізобетонних і сталобетонних плит, котрі працюють у двох напрямках, в наукових працях [70, 92, 195, 196, 198, 198] застосовується метод розрахунку тонких плоских пластин [199, 200], що ґрунтується на припущенні пружної роботи матеріалу. В основу цього методу покладене диференційне рівняння зігнутої поверхні пластини

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = \frac{q}{D} \quad (1.6)$$

та залежності для обчислення згинальних

$$M_x = -D \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right), \quad (1.7)$$

$$M_y = -D \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \right), \quad (1.8)$$

і крутного моментів

$$M_{xy} = -M_{yx} = D(1-\nu) \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y}, \quad (1.9)$$

де ω – функція прогинів пластини; q – функція інтенсивності розподіленого по площі пластини навантаження; $D = Eh^3 / (12(1-\nu^2))$ – циліндрична жорсткість пластини; E – модуль пружності пластини; ν – коефіцієнт Пуассона.

Розв'язок рівняння (1.6) можна отримати для пластин різної форми, використовуючи відповідні функції, що задовольняють граничні умови закріплення пластини по контуру. При цьому для залізобетонних плит використовується тільки початковий модуль пружності бетону, не враховуються пластичні характеристики бетону, виникнення тріщин та наявність арматури.

Вказані проблеми розв'язуються при дослідженні просторової роботи дисків перекриттів, які складаються з збірних залізобетонних плит, в роботах Т.Н. Азізова [29 – 31] та виконаних під його керівництвом [201 – 202]. Вдосконалені методики просторового розрахунку збірних і монолітних перекриттів, в яких враховано кручення полиць, поздовжній згин, опір пружної основи, часткове защемлення плит в стіні, осідання опор. Проведені дослідження дали змогу виявити резерви несучої здатності перекриттів, що підтверджено результатами експериментальних досліджень натурних фрагментів збірних дисків перекриттів, а також фрагментів монолітного ребристого перекриття.

Розробленню розрахункових схем плит перекриттів у складі плоского збірно-монолітного перекриття з прихованими ригелями, максимально наближених до реальної роботи конструкцій, присвячені роботи [203, 204]. Виявлено особливості напружено-деформованого стану елементів плоского збірно-монолітного перекриття – багатопустотних плит, визначений арковий ефект у них. Установлено, що за впливу аркового ефекту початковий згинальний момент у середніх ригелях від дії розподіленого навантаження частково зменшується. Врахування аркового ефекту та мембранних зусиль, котрі були описані Гвоздевим у [205], розглядається при розрахунку залізобетонних перекриттів також у багатьох роботах, зокрема в [206, 207]. У плоских безбалкових безкапітельних перекриттях через відсутність балок жорсткість горизонтальних розкріплень є низькою, але виникнення мембранних зусиль стиску було зафіксовано в цих перекриттях у роботах [208, 209] при високій жорсткості колон або за наявності обв'язувальних балок.

1.2.2 Розрахунок безбалкових каркасів шляхом поділу на плоскі рами

Викладені досі методи ґрунтувалися на розгляді пружної плити, підтримуваної колонами з розширеною верхньою частиною. Колони розглядалися як підтримуючі елементи конструкції, а не як складова рам. Альтернативний підхід, введений у норми, якому надають перевагу більшість проєктувальників і на сьогодні [210 – 215], розглядає плоскі плити та підтримуючі колони як систему пружних ортогональних рам. Цей метод був введений у норми на бетонні конструкції Німеччини у 1925 р.

За методом еквівалентних рам [25, 28, 216 – 228] розрахунок безбалкового каркасу зводиться до розрахунку двох рам, що перетинаються в ортогональних напрямках. Ригелями рам є плита шириною, котра дорівнює напівсумі двох суміжних прольотів (рис. 1.35, *а*). Кожна з рам у обох напрямках розраховується на повне навантаження.

Ригель еквівалентної рами безбалкових перекриттів із капітелями розглядається як нерозрізна балка змінної жорсткості на пружно-податливих опорах [25]. Розподіл згинальних моментів по ширині ригеля-плити (рис. 1.35, *б*) здійснюється за допомогою відповідних коефіцієнтів [25, 184, 186].

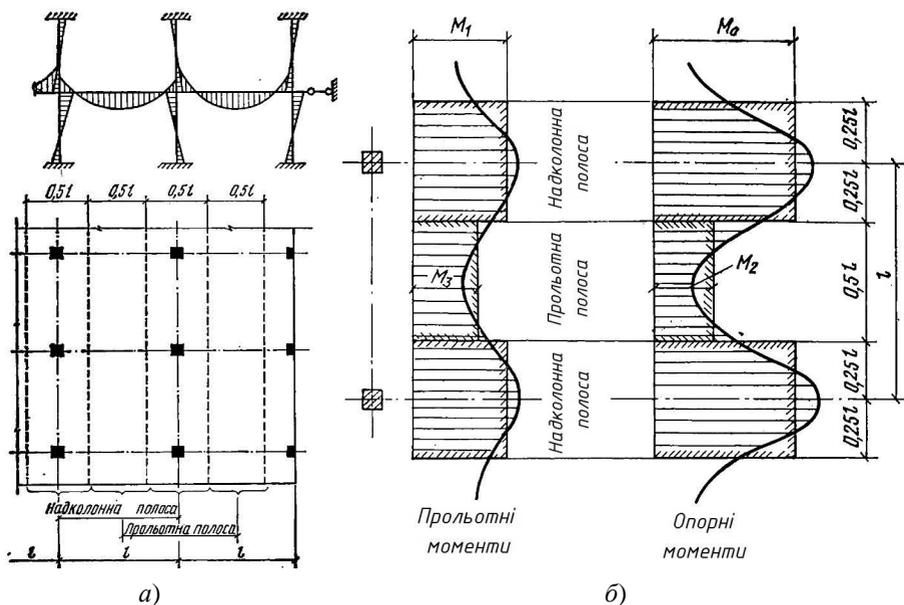


Рисунок 1.35 – Розрахункова схема для розрахунку за методом еквівалентних рам (а) та епюри розподілу згинального моменту по ширині ригеля-плити (б) [28]

Експериментальні та теоретичні дослідження безбалкових перекриттів без капітелей, проведені А.Е. Дорфманом та Л.Н. Левонтиним [28] свідчать, що коефіцієнти для перерозподілу згинальних моментів у [25] потребують корегування (табл. 1.2).

Таблиця 1.2 – Розподіл згинальних моментів у безбалковому безкапительному перекритті за методом еквівалентних рам [28]

Розташування колон в каркасі	Ригель-плита рами	Доля згинального моменту від рамного моменту	
		опорного	прольотного
Другий ряд	Надколонна поперечина	0,72	0,52
	Прольотна поперечина	0,28	0,48
Третій і четвертий ряди в багатопрольотній рамі	Надколонна поперечина	0,65	0,55
	Прольотна поперечина	0,35	0,45

На основі чисельного аналізу та порівняння методу еквівалентних плоских рам з розрахунками за теорією пластин та результатами випробувань W.G. Corley, M.A. Sozen та C.P. Siess [219] зробили висновок, що розгляд плоскої плити як еквівалентної двовимірної пружної рами в кращому випадку є лише хорошим наближенням. Вони відмітили, що варіації жорсткості плити, розташування навантажень і умов обпирання в ортогональному напрямі впливатимуть на моменти в розглядуваній еквівалентній плоскій рамі. Вплив названих факторів можна визначати за допомогою теорії пластин, але немає чіткого методу для визначення їх впливу при розгляді плоских рам.

Авторами в [219] було показано, що в більшості випадків розрахунок плоских рам загалом показує правильні тенденції у розподілі згинальних моментів. Це свідчить про те, що метод еквівалентних рам можна модифікувати, щоб отримати результати, які узгоджуються з результатами теорії пластин і результатами випробувань. Було визначено діапазони жорсткостей плит-ригелів та колон рам при яких, значення згинальних моментів є найбільш достовірними.

Розрахунок за методом еквівалентних рам здійснювався на повне рівномірне навантаження, прикладене у всіх прольотах. Між тим, проводились дослідження впливу різних схем завантаження безбалкових перекриттів на значення згинальних моментів. Зокрема, досліджувались смугові та шахові схеми завантаження перекриття [229, 230]. Запропонована процедура оцінки впливу різних схем завантажень показала, що шахові навантаження не є такими, що можуть спричинити появу критичних значень моментів. Також показано, що в більшості конструкцій смугові навантаження є більш небезпечними, особливо при значній гнучкості колон. Розроблена методика врахування схем завантаження безбалкових перекриттів при розрахунку за методом еквівалентних рам.

M.D. Vanderbilt та W.G. Corley [222, 223] при вдосконаленні методу еквівалентних рам відмічали, що моделювання жорсткості з'єднання колони з плитою є однією із ключових складностей при визначенні згинальних моментів, котрі розподіляються в плоскій рамі між колонами та плитними ригелями. Три моделі цього з'єднання були розглянуті: модель еквівалентної ширини, модель поперечного крутного елемента та «stub beam» модель. При цьому еквівалентна плоска рама розглядалась завантаженою вертикальними та горизонтальними навантаженнями. У висновку зазначено, що найбільш прийнятною для такого розрахунку, особливо при дії горизонтальних навантажень, є модель

поперечного крутного елемента, що враховує сукупну крутну жорсткість колони та прилеглої частини плити, котра являє собою поперечний крутний елемент. Не можна назвати запропоновану модель універсальною, оскільки вона має специфічні обмеження для використання при розрахунку на дію вертикальних навантажень.

Останніми роками метод еквівалентних рам застосовується з використанням розрахункової ширини плити. При цьому плоска плита моделюється як розрахункова балка, що має висоту плити та розрахункову ширину, що дорівнює ширині плити помноженій на коефіцієнт β ефективності ширини плити [223, 231 – 236]. Коефіцієнт ефективності ширини плити враховує зокрема зниження жорсткості плити через наявність тріщин. Розроблено багато пропозицій щодо визначення цього коефіцієнта. Зокрема авторами [223] пропонується його приймати сталим $\beta = 1/3$. Відмітивши суттєве заниження жорсткості з використанням $\beta = 1/3$, S.J. Hwang і J.P. Moehle [232] запропонували рівняння для розрахунку коефіцієнта зменшення жорсткості квадратних плит з квадратними колонами залежно від розмірів плити і колони та змінного навантаження. Y.H. Luo та A.J. Durgani [234 – 235] використовували ефективний момент інерції I_e балок для розрахунку приведеної жорсткості плити. J.S. Grossman [236] запропонував використовувати коефіцієнт K_d для обчислення ефективної ширини плити-ригеля відповідно до рівня бічних зсувів. Однак ним зазначено, що K_d враховує зменшення бічної жорсткості, а не жорсткості у вертикальному напрямі.

В роботі [237] відмічено, що варіації розвитку тріщин в різних зонах плити суттєво впливають на її жорсткість, тому коефіцієнт β має змінюватись по довжині прольоту. Запропоновано так звану «two-beam model», що полягає в розділенні плити-ригеля на частини з різним значенням β в місці перегину епюри згинальних моментів. Для прольотної частини пропонується $\beta = 1,0 \dots 0,5$, а для опорних частин на крайній та проміжній опорах $\beta = 0,25 \dots 0,20$ та $\beta = 0,1$ відповідно залежно від величини бічного зсуву. Висновки підкріплені експериментальними даними.

З аналізу останніх публікацій відмічено, що метод еквівалентних рам у різних модифікаціях використовується при розрахунках залізобетонних каркасів будівель на прогресуюче руйнування [238, 239], на дію горизонтальних навантажень [240 – 244], а також при проектуванні висотних будівель [245 – 247].

1.2.3 Розрахунок перекриттів безбалкових каркасів із застосуванням кінематичного способу методу граничної рівноваги

У 1921 р. датський інженер А. Ingerslev [248] запропонував метод розрахунку безбалкових перекриттів на основі постійних згинальних моментів, що діють уздовж ліній текучості. У 1931 р. К.В. Johansen [249] написав інноваційну роботу в цьому напрямі.

Теорія ліній текучості передбачає, що збільшення навантаження викликає концентрацію деформацій в сталі та бетони вздовж ліній максимального моменту. Ці лінії називаються лініями текучості, і вони утворюють контур, який ділить плиту на сегменти (рис. 1.36).

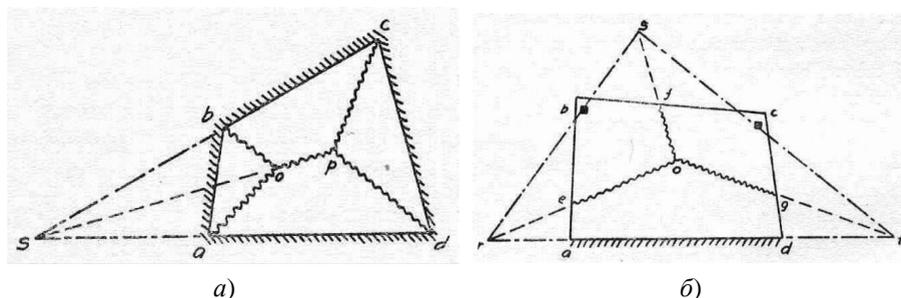


Рисунок 1.36 – Схеми утворення ліній текучості [249]: *a)* – в плиті, защемленій по контуру; *б)* – в плиті, що защемлена з однієї сторони та спирається на дві колони з протилежної сторони

При руйнуванні плити пружні деформації кожного сегмента вважаються незначними порівняно з пластичними деформаціями на межі текучості. Отже, всі викривлення плити при руйнуванні вважаються зосередженими на лініях текучості. На основі запропонованого механізму руйнування руйнівне навантаження визначається з рівняння енергії. Ця теорія була запропонована для використання при розрахунку несучої здатності плит довільної форми за будь-яких умов опирання і навантажень.

У 1962 році Європейський комітет бетону [250] опублікував звіт, який містить формули, виведені за запропонованим методом, для розрахунку плит

різної форми, що піддаються рівномірно розподіленому навантаженню по площі, по лінії і зосередженим навантаженням.

Згодом дослідники [251 – 253] окреслили коло плит, котрі можуть бути запроєктовані з використанням методу ліній текучості. Зокрема, відмічено, що ця теорія ефективна для аналізу руйнівного навантаження для рівноармованих плит, площа арматури в яких однакова в будь-якому перерізі. На той час були проведені експерименти з вільно опертими на чотири сторони квадратними плитами з різним розташуванням арматури. На основі проведених експериментів з квадратними плитами було виявлено, що плити з нерівномірним армуванням є більш жорсткими, ніж рівномірно армовані плити. Проте, застосування змінного армування не сприяло підвищенню несучої здатності. Тому на основі експериментальних досліджень виявлено, що найкращим розташуванням арматури для міцності та жорсткості плити полягає в тому, щоб стержні були паралельні її сторонам і розміщувались на однаковій відстані. Отже, припущення, що використовувалось в теорії ліній текучості для розрахунку залізобетонних плит про їх рівноармованість було цілком підтвердженим. Між тим, для плит з нерівномірним або обірваним у прольоті армуванням застосування цієї теорії було занадто ускладненим.

В Україні (УРСР) в 1961 році А.М. Дубинським [254] був розроблений кінематичний спосіб розрахунку плит в стадії граничної рівноваги, що базувався на теорії ліній текучості. При цьому використовувались принципові положення розрахунку залізобетонних плит за методом граничної рівноваги [255], закони утворення схеми зламу плит, а також основні розрахункові рівняння робіт зовнішніх та внутрішніх сил на можливих переміщеннях.

Для випадку довільного розподіленого по плиті навантаження рівняння робіт має вигляд [254]

$$\int_F p \delta dF = \sum \theta \bar{M} \cos(\theta, \bar{M}), \quad (1.10)$$

де p – функція розподілу навантаження по площі плити; δ – переміщення точок плити під дією навантаження p ; F – площа плити; θ – вектор обертання; $\bar{M} \cos(\theta, \bar{M})$ – проекція рівнодійної граничних моментів, що діють вздовж контуру елемента (диска, на які розламується плита при утворенні ліній текучості), на вісь його обертання.

А.М. Дубинським [254] розроблено розрахунок рівноармованих та нерівноармованих плит, завантажених зосередженим та розподіленим навантаженням. При цьому розглянуті випадки шарнірного опирання плит, а також висвітлюються особливості розрахунку плит, защемлених по контуру.

В посібнику під редакцією О.Б. Голишева [256] застосування кінематичного способу методу граничної рівноваги розглянуто для застосування при проектуванні монолітного ребристого перекриття з плитами, опертими по контуру.

На основі теорії ліній текучості розроблено велику кількість практичних методів розрахунку залізобетонних плит [257 – 262]. Цей підхід на сьогодні не втрачає своєї актуальності, оскільки базується на чітких фізичних законах та дозволяє отримувати прості аналітичні залежності для розрахунку плит різної конфігурації з довільним опиранням та з урахуванням варіативного завантаження. За допомогою практичних методів, котрі базуються на теорії ліній текучості, розроблені пропозиції до розрахунку несучої здатності залізобетонних плит підземних комунікаційних каналів при дії зосереджених навантажень від транспортних засобів [263], коробчатих тонкостінних конструкцій [264], консольних циліндричних оболонок [265], просторових пластинчатих конструкцій [266], плит, що спираються на дві суміжні сторони [267], плит, що спираються на три сторони під дією зосередженого навантаження [268], та інших плитних залізобетонних конструкцій [269 – 270].

При дослідженні фібробетонних плит під керівництвом Marco di Prisco [271] теоретичні розрахунки їх міцності виконані за допомогою теорії ліній текучості. За свідченням авторів експерименту названа теорія є найбільш придатною для конструкцій, котрі зазнають пластичного руйнування, яке не є очевидним для фібробетону. Між тим, виявлена експериментально пластична робота фібробетонних плит, що відображена викривленням графіків момент-кривизна, дає можливість застосування цієї теорії. Розрахункова гранична несуча здатність зразків фібробетону, обчислена із застосуванням середніх значень міцності використаних матеріалів, майже точно співпадає з експериментальними даними.

Аналогічні висновки щодо достовірності розрахунку несучої здатності гібридного фібро-залізобетонного безбалкового перекриття за допомогою теорії ліній текучості зроблені за результатами досліджень в роботі [272].

На основі теорії ліній текучості науковцями в публікації [273] розроблено спеціальний метод розрахунку за МКЕ. У цьому методі використовується пластинчастий трикутний скінченний елемент, модифікований таким чином, щоб дозволити пластичним «лініям текучості» проходити в будь-якому напрямку. Лінії текучості генеруються в напрямках, у яких досягається здатність до виникнення пластичного шарніра. Точність методу і збіжність оцінюється шляхом порівняння стандартних випадків з відомими результатами. У всіх випадках результати були близькі до теоретичних значень з різницею менше 1%.

Таким чином, теорія ліній текучості апробована багатьма дослідниками, а методи розрахунку несучої здатності залізобетонних плитних елементів, розроблені на її основі, підтверджені експериментально.

Застосування кінематичного способу методу граничної рівноваги, котрий використовує принципи теорії ліній текучості, до розрахунку плит збірної каркасної безбалкової безкапітельної конструктивної системи будівель здійснено в роботах [274 – 292].

1.3 Складне деформування колон у складі безбалкових каркасів

1.3.1 Причини і умови виникнення явища складного деформування колон безбалкових каркасів

Безбалкові каркасні конструктивні системи будівель характеризуються плоскими перекриттями, котрі з'єднуються з колонами із застосуванням капітелей або безпосередньо, без додаткових елементів. Причому друге конструктивне вирішення на сьогодні є пріоритетним у застосуванні [293 – 297].

Влаштування вузла з'єднання безбалкового перекриття з колоною без застосування балок, консолей чи капітелей (рис. 1.37) унеможливує передачу навантаження від перекриття на колону у вертикальній площині, що співпадає хоча б з однією з головних центральних осей перерізу колони. Тобто, навантаження до колони прикладається з ексцентриситетами відносно обох головних центральних осей перерізу колони. Таке завантаження спричиняє складне деформування (косе стискання) колон безбалкових конструктивних систем будівель. Описане явище косоного деформування є властивим колонам безбалкових каркасів як монолітного, так і збірною виконання. Зокрема, в роботах [298 – 304] відмічено, що як крайні, так і середні колони збірної

безбалкової безкапітельної конструктивної системи зазнають косого стискання, що виникає через особливості влаштування вузла спирання надколонних плит перекриття на колони [303].



Рисунок 1.37 – Фрагменти спирання надколонних плит на колони 16-ти поверхової будівлі збірної безбалкової безкапітельної конструктивної системи [303]

Складних деформацій тією чи іншою мірою зазнають усі стиснуті залізобетонні елементи, оскільки вони виникають не тільки від складного силового завантаження, але також і від інших за походженням впливів: нерівномірного розподілення температурних деформацій, технологічних неточностей при виготовленні та монтажі конструкцій, механічних пошкоджень та змін перерізів в ході реконструкцій будівель і споруд як в цілому, так і їх частин зокрема [303].

До технологічних неточностей при виготовленні залізобетонних конструкцій можна віднести [303] зміщення арматури від проектного положення при її укладанні в опалубку, невідповідність форми та розмірів проектним даним внаслідок спрацювання опалубки та інші фактори. У результаті зазначених причин відбувається зміщення точок прикладання рівнодійних зусиль в

стиснутій (N_c) або розтягнутій (N_s) зонах перерізу від головних центральних осей його інерції, тобто елемент зазнає косо́го стискання (рис. 1.38).

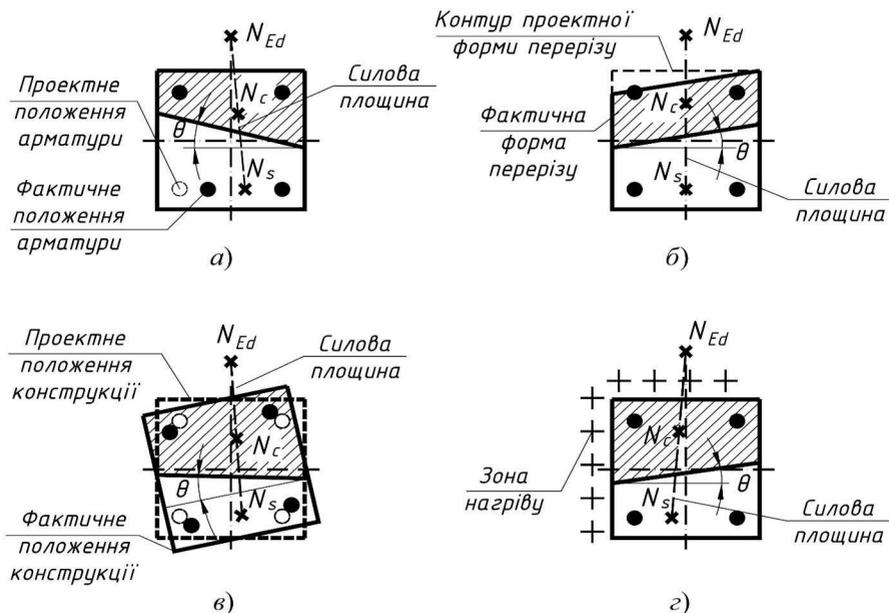


Рисунок 1.38 – Елементи, що зазнають косо́го стиску через:

- a* – неточності встановлення арматури; *б* – порушення форми перерізу конструкції; *в* – неточності монтажу; *г* – нерівномірну дію температури:
- N_{Ed} – поздовжня сила від зовнішнього навантаження; N_c , N_s – відповідно рівнодійні зусиль в стиснутій та розтягнутій зонах перерізу [303]

Аналізом зміни положення нейтральної лінії як в процесі завантаження, так і в момент руйнування в експериментальних зразках встановлено, що косо́му стисканні вона у загальному випадку не перпендикулярна до площини дії зовнішніх сил. Її положення в нормальному перерізі елемента має багатофакторну залежність, в яку входять ексцентриситети прикладання зовнішньої поздовжньої сили, форма поперечного перерізу, кількість і розташування арматури, клас бетону, рівень завантаження, наявність початкових тріщин. Але, не зважаючи на таку велику кількість існуючих факторів впливу, при будь-якому їх сполученні розташуванням арматури можна досягти ортогональності між нейтральною лінією та площиною дії зовнішнього зусилля [303].

Таким чином, на відміну від плоского позацентрового стиснення при косому стисненні положення нейтральної лінії в перерізі елемента характеризується не одним (висотою x стиснутої зони), а двома параметрами (висотою стиснутої зони x та кутом θ нахилу нейтральної лінії до головної осі перерізу), котрі у свою чергу залежать від багатьох факторів, що суттєво ускладнює опис напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних колон.

1.3.2 Врахування явища косо стиснення колон

У загальному випадку розрахунку несуча здатність косо стиснутих колон визначається за допомогою ітераційного пошуку [305, 306]. Особливої складності такий розрахунок набуває при необхідності оптимізувати арматуру або поперечний переріз. Тому розрахунку залізобетонних колон на косе стиснення весь час намагались уникнути, розробляючи методи його непрямого врахування або приведення до розрахунку на позацентровий стиск в двох ортогональних площинах головних осей інерції перерізу колони [307 – 316].

Відомо, що значення руйнівного зусилля, прикладеного до колони з ексцентриситетами e_x та e_y залежить від розмірів перерізу колони, кількості та розміщення арматури в ньому, фізико-механічних властивостей бетону й арматури, а також від таких другорядних факторів, як товщина захисного шару бетону, наявності та розташування поперечної арматури. Формулювання математичних виразів для врахування всіх перерахованих факторів було неможливим у 1960-х роках на думку багатьох закордонних науковців [307 – 311].

Натомість В. Bresler [307] запропонував два альтернативні методи для врахування косо стиснення при розрахунку несучої здатності залізобетонних колон. Другий із запропонованих методів на сьогодні включений до нормативних документів багатьох країн [211 – 213], зокрема, й України [210].

За пропозицією В. Bresler [307] опір колони косому стисканню схематично представлений поверхнею, утвореною рядом кривих залежностей «осьова сила P – згинальний момент M_n », проведених радіально від осі P (де P – поздовжня сила) (рис. 1.39).

Несуча здатність перерізу колони при косому стисканні є функцією трьох змінних P , M_{nx} і M_{ny} , які можна виразити через поздовжню силу P , що прикладена

з ексцентриситетами $e_x = M_{ny}/P$ і $e_y = M_{nx}/P$ (рис. 1.38). Поверхня взаємодії (руйнування) може бути описана як поверхня, створена шляхом побудови залежності руйнівного навантаження P як функції його ексцентриситетів e_x і e_y або пов'язаних з ними згинальних моментів M_{ny} і M_{nx} . Якщо навантаження P прикладене на колону таким чином, що точка з координатами (P, M_{1x}, M_{1y}) знаходиться всередині 3D-поверхні, несуча здатність колони буде забезпечена.

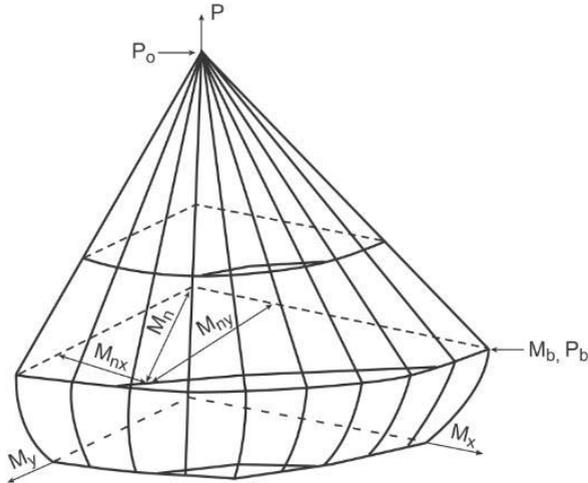


Рисунок 1.39 – Поверхня взаємодії при косому стисканні [308]

Спрощену апроксимацію кривих, що утворюють поверхню руйнування при сталому значенні P , за пропозицією В. Bresler [307] здійснено за допомогою безрозмірного рівняння. В сучасних нормах [211, 210] з проектування залізобетонних конструкцій на основі цього рівняння записана залежність для перевірки несучої здатності елемента при косому стисканні (рис. 1.39):

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}} \right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} \right)^a \leq 1,0, \quad (1.11)$$

де $M_{Edz/y}$ – розрахункове значення згинального моменту від зовнішнього навантаження відносно відповідної осі;

$M_{Rdz/y}$ – розрахункове значення згинального моменту, котрий може бути сприйнятий елементом, у відповідному напрямку;

a – експонента: для круглих та еліптичних перерізів $a = 2$, для прямокутних перерізів $a = 1 \dots 2$ залежно від N_{Ed}/N_{Rd} ;

N_{Ed} – розрахункове значення зовнішньої поздовжньої сили;

N_{Rd} – розрахункове значення осьової сили, котру може сприйняти елемент при центральному стисненні.

На основі цього підходу розроблено велику кількість пропозицій щодо врахування явища косоного стискання колон [309 – 322]. Зокрема, побудована трансформована поверхня взаємодії при косому стисненні для несиметрично армованих перерізів колон [310]. Розроблений метод, котрий базується на припущенні, що несуча здатність перерізу колони дорівнює алгебраїчній сумі несучих здатностей бетону та арматури при руйнуванні від стиску, із застосуванням ступінчастого розподілу напружень у стиснутій зоні [313]. Запропоновано діаграми двовісної взаємодії для будь-якого положення нейтральної лінії залізобетонних колон довільного поперечного перерізу та отримано вирази закритої форми для M_{nx} , M_{ny} та P_n , які оцінюють теоретичну граничну міцність залізобетонних колон з використанням квадратур Гауса, нелінійної залежності між напруженнями та деформаціями бетону і багатолінійної пружно-пластичної залежності для арматури [317]. Формули для розрахунку несучої здатності та співвідношення момент-кривина виведені для мостових колон з прямокутним порожнистим перерізом при різних значеннях поздовжньої сили, коефіцієнтів поздовжнього та поперечного армування [321].

Відомі пропозиції непрямого врахування косоного стискання колон шляхом введення в розрахунок на позacentровий стиск в одній з головних площин інерції перерізу колони збільшеного ексцентриситету прикладання зовнішньої поздовжньої сили [323, 324]. Величина збільшеного згинального моменту в цій площині обчислюється за виразом

$$M'_z = M_z + \beta \frac{h'}{b} M_y, \quad (1.12)$$

де

$$\beta = 1 - \frac{N_{Ed}}{bhf_{ck}} \quad (1.13)$$

h' , b' – відповідно робоча висота та робоча ширина перерізу (відстані від найбільш стиснутого ребра перерізу до центра ваги розтягнутої арматури).

Отже, на базі ідеї В. Bresler [307] сформувався цілий напрямок наукових досліджень з урахування косоного стискання колон. Він має у своїй суті деякі протиріччя: намагання спростити розрахунок косо стиснутих колон довільного перерізу і привести його до інженерного рівня шляхом побудови універсальних

кривих взаємодії призводить подекуди до грубих спрощень. Натомість розроблення кривих взаємодії для кожного конкретного випадку перерізу колони, коефіцієнта армування, міцнісних характеристик матеріалів є досить трудомістким процесом. На противагу розглянутому напрямку досліджень сформувався також інший напрям розв'язання задач несучої здатності косо стиснутих колон з прямими урахуванням явища косо стискання.

1.3.3 Огляд методів розрахунку несучої здатності косо стиснутих залізобетонних колон

У витоків розробки методики прямого врахування косо стискання колон у нашій країні стояв М.С. Торяник. Перші експериментально-теоретичні дослідження складно деформованих елементів були проведені ним у Полтавському інженерно-будівельному інституті, починаючи з другої половини 1930-х років [325 – 329]. Дослідження включали багаточисельні експерименти в лабораторії залізобетонних конструкцій з метою розробки загальних методів їх розрахунку на складні види деформацій. Ці дослідження охоплювали випробування звичайних та попередньо напружених залізобетонних елементів на косий стиск, косий згин і косий згин із крученням.

М.С. Торяник теоретично довів і експериментально підтвердив можливість застосування моделі напружено-деформованого стану для розрахунків міцності косо завантажених залізобетонних елементів на етапі руйнування. Використовуючи рівняння механіки деформівного твердого тіла, він отримав формули для визначення несучої здатності залізобетонних елементів та підбору геометричних параметрів їх перерізів при косому згинанні та стисканні.

Методи розрахунку, які М.С. Торяник запропонував у своїх роботах [325 - 329], ґрунтувались на основних припущеннях методу розрахунку залізобетонних конструкцій за руйнівними зусиллями [330 – 332]. При цьому дискретне розташування арматурних стержнів у перерізі замінювалось рівномірно розподіленим.

Учні та послідовники М.С. Торяника проводили наукові дослідження, котрі стали суттєвим вкладом у розвиток теорії складно деформованого залізобетону. Зокрема, залізобетонні елементи при косому стисканні та косому згинанні широко досліджувалися: В.І. Бабичем [333 – 334], Є.М. Бабичем [336 –

335], П.Ф. Вахненком [336 – 343], О.В. Гориком [344 – 345], К.Х. Долею [346], Є.В. Дяченком [347 – 348], В.І. Клименком [349], Є.В. Клименком [350 – 353], Д.В. Кочкар'овим [354 – 356], А.М. Павліковим [357 – 364], Р.І. Пахомовим [365], Ю.М. Руденком [366], О.В. Семком [367], Л.І. Сердюком [368], Ю.В. Усенко [369], Л.В. Фалєєвим [335, 338], Д.В. Федоровим [370 – 371], О.М. Харченко [372], П.А. Юрком [373], М.Л. Яровим [374] та багатьма іншими.

У дослідженнях цих вчених вивчалася міцність, тріщиностійкість та деформативність косо стиснутих та косо зігнутих залізобетонних елементів з прямокутним і тавровим перерізами, які мали звичайну або попередньо напружену арматуру, а також визначалася межа переармування перерізів при їх косому згинанні. Ці дослідження базувалися на моделях, які максимально наближалися до реального напружено-деформованого стану, застосовували натурні експерименти, статистичну обробку даних та порівняння з іншими результатами.

Серед проведених досліджень слід відмітити роботи науковців [333, 337, 338, 340, 342, 346, 349, 366], котрі стосуються аналізу несучої здатності гнучких і жорстких косо стиснутих елементів з прямокутним і тавровим перерізами, що мали поздовжню арматуру зі сталей різних класів.

Перехід на деформаційну модель розрахунку залізобетонних конструкцій стимулював подальший розвиток теорії розрахунку складно деформованих елементів. Удосконалення їх розрахунку пов'язане з вивченням механізму нелінійного деформування стиснутого бетону як структурно неоднорідного матеріалу [362, 363, 365, 373, 375 – 380]. Фізична нелінійність бетону проявляється на всіх етапах деформування, особливо інтенсивно наближаючись до граничної поверхні руйнування, що найбільш проявляється в косо деформованих залізобетонних елементах [362].

Використання реальних діаграм фізичного стану бетону та арматури у моделюванні напружено-деформованого стану косо деформованих залізобетонних елементів дозволило розв'язати низку важливих проблем, пов'язаних зі створенням деформаційної моделі напружено-деформованого стану залізобетонного елемента в умовах косоного стискання. При цьому для розв'язання задач із розрахунку параметрів напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних елементів за впровадженою моделлю доведено додаткове твердження про розташування внутрішніх і зовнішніх зусиль в одній площині [362].

При застосуванні нелінійної деформаційної моделі розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів ключовим фактором є критерій руйнування (вичерпання несучої здатності). На сьогодні за такий критерій прийнято досягнення фібровими деформаціями бетону та/або арматури у перерізі розглядуваного елемента певних граничних значень деформацій ε_{cu} , ε_{su} відповідно [210 – 213, 305]. Для залізобетонних елементів, що зазнають стискування, переважне застосування матиме критерій досягнення граничних значень деформацій бетоном стиснутої зони у вигляді:

$$\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu}, \quad (1.14)$$

де $\varepsilon_{c(1)}$ – значення відносних фібрових деформацій бетону найбільш стиснутого ребра (грані) залізобетонного елемента; ε_{cu} – граничні значення відносних фібрових деформацій бетону.

До встановлення граничних значень деформацій бетону ε_{cu} в складі залізобетонного елемента існує декілька підходів. Один із них – деформаційний критерій міцності, котрий полягає у тому, щоб приймати певне фіксоване значення граничних деформацій бетону залежно від його класу [210 – 213, 381 – 384]. Цей критерій за свідченням багатьох науковців є недостатньо переконливим, оскільки доведено [385], що граничні деформації бетону в складі залізобетонного елемента залежать від виду деформування, форми стиснутої зони, класу арматури, коефіцієнта армування та інших факторів. Тобто, використання деформаційного критерію є дещо узагальненим підходом, котрий нівелує вплив перерахованих факторів на значення граничних деформацій бетону, а отже, певною мірою, і на несучу здатність залізобетонного елемента. Між тим, для практичного застосування впровадження цього критерію є відчутним спрощенням та досить широко розповсюджено як у нормативних документах різних країн [210 – 213], так і при розробці інженерних методів розрахунку. Зокрема, на його основі розроблені методи розрахунку несучої здатності косо зігнутих, позацентрово та косо стиснутих залізобетонних елементів [386 – 407], котрі враховують різні форми стиснутої зони бетону та дозволяють досягти необхідної точності отриманих результатів [408 – 411].

Альтернативним підходом, котрий усуває недоліки деформаційного критерію, є екстремальний критерій несучої здатності залізобетонних елементів [412, 413, 414]. Існування екстремального критерію міцності косо стиснутих та косо зігнутих залізобетонних елементів доведено А.М. Павліковим [362, 363] у вигляді

$$N(\theta_u, \eta_u) = \max N(\eta_{bm}(\theta_m), \theta_m), \quad (1.15)$$

де N – поздовжня сила; θ – кут нахилу нейтральної лінії до горизонтальної осі інерції перерізу; η_u – значення граничного рівня фібрових деформацій бетону; η_m – значення рівня фібрових деформацій бетону у найвіддаленішій від нейтральної лінії фібрі перерізу косо стиснутого елемента.

Запропонована нелінійна деформаційна модель з екстремальним критерієм несучої здатності [362, 363, 415 – 421] при її застосуванні в задачах проектування косо завантажених залізобетонних конструкцій дозволяє визначати граничні значення відносних фібрових деформацій бетону на рівні найвіддаленішої від нейтральної лінії точки аналітичним способом безпосередньо з теоретичних розрахунків залежно не тільки від класу бетону, але й від форми стиснутої зони бетону, коефіцієнта армування та інших фізико-механічних характеристик елемента. Розроблена модель дає можливість отримувати аналітичні залежності для розрахунку параметрів напружено-деформованого стану нормальних перерізів та їх критеріїв, забезпечуючи єдність, системність і узгодженість усіх ієрархічних рівнів створення будівельної конструкції – матеріал, переріз, конструкція – з оцінюванням їх достовірності числовими та експериментальними методами. Застосування розробленої нелінійної деформаційної моделі напружено-деформованого стану дозволила створити нові методи розрахунків несучої здатності та визначення необхідної кількості арматури косо завантажених залізобетонних конструкцій.

Екстремальний критерій також успішно був застосований при розробці деформаційно-силової моделі опору залізобетону В.М. Ромашком [422 – 424]. В запропонованій моделі весь процес деформування бетонних та залізобетонних елементів і конструкцій відтворений за допомогою діаграм їх стану, отриманих з використанням функції жорсткості. Відмічено, що жорсткість залежить нелінійно від основних силових та деформаційних параметрів напружено-деформованого стану зазначених елементів та є тією ланкою, котра їх пов'язує. Застосування ж екстремального критерію розглядається в силовому аспекті, тобто фіксується момент втрати несучої здатності залізобетонного елемента та обмежуються граничні значення силових параметрів деформування. Аналітичним шляхом отримана залежність $M - 1/r$. Ця залежність разом із гіпотезою граничної рівноваги та гіпотезою еліптичної залежності основних параметрів напружено-деформованого стану залізобетонних елементів від кута

нахилу силової площини покладена в основу розроблених методів розрахунку залізобетонних елементів за граничними станами першої та другої груп.

Д.В. Кочкар'ов [355] на основі деформаційної моделі з екстремальним критерієм отримав розрахункові значення опору залізобетону для розрахунку залізобетонних елементів. Основна ідея впровадження розрахункового опору залізобетону полягає у відділенні геометричних параметрів залізобетонного елемента від фізико-механічних. Розрахунковий опір залізобетону, як композитного матеріалу, залежить від фізико-механічних параметрів усіх матеріалів, з яких складається переріз елемента. У загальному випадку це можна виразити наступною залежністю

$$f_i(a_1, \dots, a_n) = \frac{F_{Ed}}{f(b_1, \dots, b_n)}, \quad (1.16)$$

де $f_i(a_1, \dots, a_n)$ – розрахунковий опір перерізу елемента із композитного матеріалу при умові руйнування по i -му матеріалу, МПа; F_{Ed} – зовнішній розрахунковий силовий фактор, який відповідає граничному стану елемента; $f(b_1, \dots, b_n)$ – відповідна геометрична характеристика; a_1, \dots, a_n – фізико-механічні параметри матеріалів поперечного перерізу композитного елемента; b_1, \dots, b_n – геометричні параметри поперечного перерізу композитного елемента.

Введене поняття «опір залізобетону» дозволило розробити методологію розрахунку згинальних елементів прямокутного профілю з одиночною та подвійною арматурою, згинальних елементів круглого профілю, позациентрово стиснутих гнучких елементів прямокутного та круглого профілю [355, 425 – 428]. Розрахункові формули повністю відповідають формулам класичного опору матеріалів, та не залежать від вигляду прийнятих діаграм деформування матеріалів. Запропонований підхід знайшов своє ефективне застосування при розробці методик розрахунку несучої здатності сталезалізобетонних елементів [429, 430] та залізобетонних елементів за складних видів деформування: косий згин, косий стиск [356, 431 – 434].

Екстремальний критерій втрати несучої здатності залізобетонних елементів [363] реалізований при умові, що в момент руйнування напруження в розтягнутій арматурі є постійними, тобто арматура працює на ділянці текучості. За умови використання дволінійної діаграми деформування арматури з горизонтальною верхньою гілкою в розрахунку приймається $\sigma_s = f_{yd}$. Між тим, є можливість використання певного резерву міцності арматури за рахунок

застосування дволінійної діаграми її деформування з похилою верхньою гілкою, котра враховує зміцнення арматурної сталі, що підтверджено багатьма експериментальними даними, зокрема, в роботі [435]. Цей резерв найбільш суттєво проявляється в попередньо напружених залізобетонних елементах з огляду на застосування в них високоміцної арматури з умовною межею текучості. В елементах, що зазнають стискання, досить часто руйнування відбувається при роботі розтягнутої арматури на пружній ділянці діаграми її стану, тобто за умови, що напруження в ній не є сталими. Це є також характерним для переармованих згинальних елементів. Отже, для названих випадків роботи залізобетонних елементів екстремальний критерій не дозволяє аналітично визначати граничні значення деформацій бетону при максимальному опорі зовнішньому впливу.

Розв'язання проблеми визначення граничних деформацій бетону у складі залізобетонних елементів при умові, що напруження в розтягнутій арматурі у момент руйнування не є сталою величиною, здійснено в роботах [436, 437] за максимальним значенням добутку поточного напруження σ_c та поточної деформації ε_c з рівняння:

$$\sigma_c \varepsilon_{cR} = \max(\sigma_c \varepsilon_c), \quad (1.17)$$

де ε_{cR} – відносна гранична деформація на діаграмі деформування бетону при стиску $\sigma_c - \varepsilon_c$, котра відповідає деформації крайньої фібри стиснутої зони залізобетонного елемента.

Недоліком цього підходу є те, що він ґрунтується на ототожненні двох різних за фізичною суттю явищ: деформування бетону при осьовому стисненні бетонного зразка і деформування бетону у складі залізобетонного елемента. Внаслідок цього запропонованому критерію йому притаманні недоліки деформаційного критерію, а саме регламентування граничних значень деформацій залежно тільки від класу бетону без урахування інших факторів, котрі доведено мають вплив на означені деформації.

Розв'язання існуючої проблеми обчислення граничних деформацій бетону стиснутої зони у складі залізобетонних елементів, в котрих напруження арматури в момент руйнування не є фіксованим значенням, в роботах [438 – 443] здійснено на основі сформульованого критерію максимальної міцності стиснутої зони бетону при умові, що напруження в розташованій у перерізі поздовжній арматурі зростають.

Цей критерій у сукупності з екстремальним критерієм міцності бетону може бути покладено в основу методики розрахунку міцності залізобетонних конструкцій. Його застосування є можливим для косо стиснутих елементів, згинальних елементів з переармованим перерізом, елементів з високоміцною арматурою. Виведені залежності [440] дозволяють розрахувати граничні значення фібрових деформацій бетону залежно від будь-яких факторів. Отриману діаграму значень можна використовувати для нормалізації граничних значень деформацій бетону для різних класів бетону. На основі деформаційної моделі виведені формули для розрахунку міцності косо стиснутих залізобетонних колон з використанням обчислених граничних деформацій бетону [441]. Результати розрахунків підтверджені експериментально [444 – 445].

1.4 Висновки за розділом 1

З аналізу наукових праць щодо стану та напрямів удосконалення каркасних конструктивних систем будівель із залізобетону, зроблені наступні висновки:

1. Узагальненням процесу виникнення і розвитку конструктивних систем будівель із залізобетону виявлено, що він відбувався шляхом підвищення ефективності використання окремих елементів та з одночасним підвищенням рівня архітектурно-планувальних рішень. Цей процес взяв свій початок від стінової конструктивної системи з поздовжніми або з поперечними несучими стінами, в якій робота плит перекриття за балковою схемою була вдосконалена до більш ефективної роботи плит, опертих по контуру. Внаслідок чого сформувалась перехресно-стінова конструктивна система.

2. На другому етапі вдосконалення конструктивних систем будівель виникла каркасна конструктивна система, як наслідок дискретизації та приведення перерізів стін до форми колон. Подальше вдосконалення каркасної конструктивної системи відбувалось в напрямі забезпечення просторової жорсткості будівлі на дію горизонтальних навантажень, що реалізувалось одним із двох способів: спеціальним конструюванням вузлів рам каркасів чи застосуванням вертикальних елементів жорсткості. Залежно від способу сприймання горизонтального навантаження сформувались рамні та в'язеві каркаси будівель, а також їх комбінації. Дальший розвиток каркасів відбувався у напрямі вдосконалення конструкцій перекриття.

3. Основним напрямом розвитку конструкцій перекриттів каркасної конструктивної системи будівель стало зменшення загальної товщини перекриття з удосконаленням способу їх зведення: монолітного чи збірного. Розвиток перекриттів відбувався у такому порядку: ребристі перекриття з балковими плитами трансформувались в ребристі перекриття з плитами, опертими по контуру. Останній вид перекриття набув конструктивного вирішення у вигляді безбалкових перекриттів з капітелями, які згодом були вдосконалені до остаточної сучасної конфігурації – безкапітельно-безбалкових перекриттів.

4. Розрахунок безкапітельно-безбалкових перекриттів на сьогодні базується на засадах, характерних для балкових перекриттів, та здійснюється за методом еквівалентних рам. При цьому виявлено, що, на відміну від монолітного, для збірному варіанту безкапітельно-безбалкового перекриття цей метод дозволяє із задовільною точністю оцінювати його несучу здатність тільки в окремих випадках, а прийняті передумови протирічать роботі перекриття під навантаженням та не враховують наявність стиків збірних елементів перекриття. Тому застосування цього усталеного методу розрахунку гальмує подальше удосконалення збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель.

5. Для ефективного застосування збірної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи перекриття в каркасі будівлі розрахунок несучої здатності цієї системи та її елементів потребує вдосконалення на основі кінематичного методу граничної рівноваги з урахуванням роботи перекриття під навантаженням та з'єднання його складових елементів між собою.

6. Через особливості стику безкапітельно-безбалкового перекриття з колонами без використання консолей, котрі забезпечували б прикладання навантаження до колон в площині інерції їх перерізу, колони в складі безкапітельно-безбалкового каркасу зазнають косоного стиснення, що зазвичай не враховується повною мірою при розрахунку їх несучої здатності.

7. Для ефективного застосування нелінійної аналітичної моделі напружено-деформованого стану косо стиснутих елементів при проектуванні колон збірної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель, вона має бути доповнена шляхом врахування випадку втрати несучої здатності при роботі арматури у пружній стадії.

РОЗДІЛ 2

СИНТЕЗ КАРКАСНИХ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ БУДІВЕЛЬ ТА ОСНОВИ РОЗРАХУНКІВ ЕЛЕМЕНТІВ ЗБІРНОЇ КАРКАСНОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ З БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВИМ ПЕРЕКРИТТЯМ

2.1 Синтез каркасних конструктивних систем будівель

В основу створення розрахунків збірної каркасної конструктивної системи будівель з безкапітельно-безбалковим перекриттям покладено синтез конструктивних систем будівель, як метод дослідження розглядуваних систем в їх єдності та взаємному зв'язку елементів, зведення до цілого даних, здобутих аналізом. За мету ставиться логічна систематизація знання про створення збірної каркасної конструктивної безкапітельно-безбалкової системи будівель, віднайдення її дійсного прототипу та моделювання її напружено-деформованого стану на основі прийнятих передумов та положень сучасної теорії залізобетону.

Дослідження каркасних конструктивних систем будівель розпочато з аналізу етапів їх виникнення і розвитку (1.1 – 1.2), на основі якого виявлено, що їх перетворення відбувається стрибкоподібно. Спочатку створюється принципове рішення конструктивної системи будівлі, а потім проводиться її оптимізація за різними параметрами. При цьому визначальними факторами вибору конструктивної системи для зведення будівлі є, насамперед, техніко-економічні показники її будівництва та подальшої експлуатації. Тому широке впровадження нової конструктивної системи будівель не відбувається до того моменту, поки не вичерпані можливості покращення названих показників узвичаєної. У конструктивному розумінні оптимізація конструктивних систем із залізобетону являє собою пошук проектних рішень з мінімальними витратами матеріалів: бетону й арматури. Цей адаптивний пошук відбувається шляхом накопичення дрібних змін геометрії, вузлів з'єднання елементів, розташування арматури, котрі своєю чергою призводять до виникнення нової конструктивної системи. Отже, розвиток конструктивних систем будівель відбувався шляхом їх оптимізації з метою покращення техніко-економічних показників будівництва.

Традиційна стінова система, котра стоїть першою у процесі виникнення й розвитку конструктивних систем будівель, і на сьогодні вважається однією із

найбільш вартісних, тому її перетворення із метою вдосконалення та здешевлення було закономірним. Це перетворення розпочалося від поздовжньо-стінової системи, за якою традиційно зводились перші кам'яні будівлі, і продовжилось шляхом створення поперечно-стінової системи у відповідь на необхідність забезпечення жорсткості будівель у поперечному напрямі. Перехресно-стінова система була створена поєднанням названих систем. Це поєднання було викликане необхідністю збільшення площі приміщень, котра досягалась більш ефективним використанням перекриття у вигляді плити, опертої по контуру. Отже, з узагальнення процесу перетворення стінової конструктивної системи відмічено, що виникнення перехресно-стінової системи стало результатом створення нової конструкції – перекриття, котре працює в двох напрямках.

Розширення застосування залізобетону в будівництві, а також зростання вимог суспільства до архітектурно-планувальних рішень внутрішнього простору, потреба у збільшенні прорізів у несучих стінах з поступовим застосуванням пілястр, пілонів, а згодом колон та прогонів, спричинили поступове перетворення стінової конструктивної системи будівель в каркасну з ребристим перекриттями. На першому етапі це перетворення відбувалось шляхом заміни внутрішніх несучих стін колонами, і така будівля являла собою прототип будівлі з неповним каркасом. На другому етапі трансформації стінової конструктивної системи заміни зазнали також зовнішні несучі стіни, і в результаті були створені будівлі з повним каркасом (рис. 2.1).

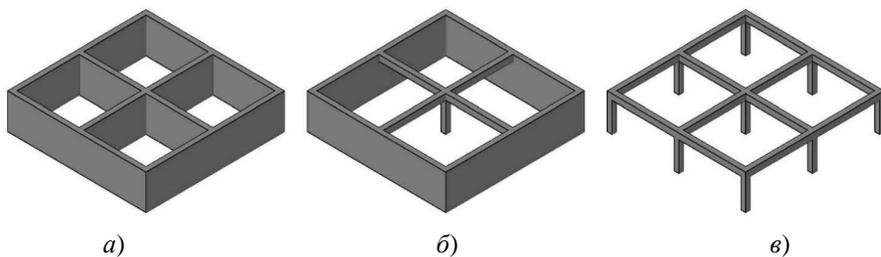


Рисунок 2.1 – Процес трансформації конструктивних систем: (а) стінової в (б) каркасну з неповним каркасом та стінової з неповним каркасом (б) у каркасну (в)

Застосування каркасної конструктивної системи будівель розширило варіативність їх архітектурно-планувальних рішень, знизило витрати матеріалів,

а також сприяло підвищенню енергоефективності будівель. Названі показники досягалися за рахунок передачі функцій несучої конструкції зі стін на рами каркасу. У результаті зовнішні стіни – як огорожувальні конструкції – проектувались навісними, чи автономно спирались на перекриття в межах поверху.

Для проектування перших монолітних каркасних будинків застосовувались рамні каркаси, жорсткість яких забезпечується жорсткістю монолітного з'єднання балок з колонами. Рамні каркаси мають ряд переваг, властивих статично невизначним системам, а саме: рівномірність деформацій окремих рам у загальній системі каркасу, особливо в тих випадках, коли рами сконструйовані приблизно рівної жорсткості, можливість перерозподілу зусиль при перенапруженні окремих елементів каркасу, можливість більш вільного планування будівлі.

Розвиток технології збірного залізобетону обумовив синтез збірних каркасних конструктивних систем будівель зі збірних стінових. Проектування і реалізація балкових каркасів у збірному варіанті є подальшим суттєвим кроком у розвитку і трансформації конструктивних систем будівель. При цьому питання забезпечення жорсткості збірних рам будівель набуло суттєвого значення.

Рамні каркаси намічались в початкових варіантах ряду перших збірних каркасних будівель і були застосовані в кількох будинках, в яких об'ємно-планувальні рішення дозволяли спроектувати багатопрогонові рами відносно однотипної конструкції. Рамний каркас у його збірному виконанні має суттєві недоліки. Потужні перерізи елементів конструкції при рамному вирішенні каркасу – колон, ригелів і особливо вузлів їх з'єднання – призводять до ускладнення конструктивних форм елементів каркасу і відповідно до збільшення трудомісткості його зведення. Таким чином, переваги каркасів рамної схеми – відносно вільне планування – досягалися на шкоду вимогам економії сталі та зменшенню трудомісткості виконання робіт.

Більш раціональними для більшості об'ємно-планувальних рішень збірних багатоповерхових будівель стали в'язеві каркаси, в яких для забезпечення просторової жорсткості застосовуються додаткові елементи жорсткості – в'язі. В'язі являють собою площинні залізобетонні чи кам'яні елементи (діафрагми) або лінійні сталеві елементи, котрі встановлюються у створі колон. Їх застосування забезпечує високу жорсткість каркасу при одночасному зниженні витрат на його зведення. Зіставлення витрат матеріалів показує, що витрата сталі на рамний каркас значно (на 20 – 30%) перевищує витрату сталі на каркас

в'язевої схеми [22]. Поєднання двох основних типів каркасів зі створенням рамно-в'язевих каркасів будівель із збірною залізобетоною викликано особливими умовами будівництва, зокрема, на ділянках, де можливі сейсмічні впливи, явища зсуву та просідання ґрунтів тощо.

Впровадження збірних каркасів будівель зробило можливим членування елементів каркасу на окремі різні типи рам. Рами каркасних будівель членують на збірні елементи за кількома схемами: на прямолінійні із однопролітних ригелів та колон без консолей, на прямолінійні елементи у вигляді однопролітних ригелів і колон з виносними консолями, на хрестоподібні колони з вкладеними ригелями, на окремі рами з вкладеними ригелями (рис. 2.2).

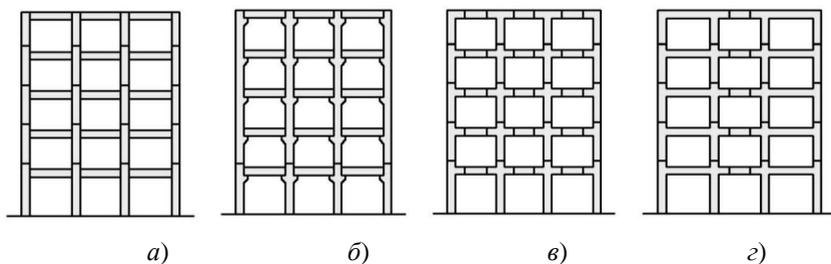


Рисунок 2.2 – Схеми членування каркасних балкових конструктивних систем будівель на збірні елементи: *а*) – прямолінійні елементи; *б*) – прямолінійні ригелі та колони з консолями; *в*) – хрестоподібні колони з вкладними ригелями; *з*) – окремі рами з вкладними ригелями [172]

Дві останні системи мають значні переваги порівняно з першими, оскільки за цими схемами стики збірних елементів проєктують у місцях дії найменших згинальних моментів. Але, незважаючи на це, найбільшого поширення набули каркаси, що монтуються з прямолінійних елементів, за їх переваги перед іншими у зручності заводського виготовлення та транспортування.

Як збірні, так і монолітні каркасні конструктивні системи будівель з ребристими перекриттями, володіючи багатьма перевагами, характеризуються також суттєвими недоліками, котрі пов'язані в першу чергу із наявністю виступаючих із площини перекриття частинами ригелів. Це істотно погіршує вентиляцію приміщень, збільшує висоту перекриття, істотно зменшуючи при цьому вільний простір приміщення, звужує можливості вільного планування

приміщень та погіршує естетичні їх характеристики. Найбільш відчутно названі недоліки проявляються у житлових будівлях, в яких висота поверху невелика, а висота перерізу ригелів складає суттєву її частину. Тому каркасні конструктивні системи з ребристими перекриттями набули свого поширення в будівлях, що за своїм призначенням мають збільшену висоту поверху та потребують значних площ без проміжних опор, а саме: в громадських та промислових. Житлові будівлі донедавна реалізувались переважно за стіновою конструктивною системою. Усуненню цієї прогалини сприяло перетворення ребристих перекриттів у плоскі.

Одним зі шляхів цієї трансформації була інтеграція ригеля у товщину перекриття. Цей процес відбувався шляхом збільшення ширини ригеля з одночасним зменшенням його висоти (рис. 2.3, *a – б*). Наслідком чого було зменшення моменту інерції перерізу ригеля в площині дії зовнішнього згинального моменту. Це призводило до перевитрат матеріалів, але таке перетворення ригеля в плитний ригель певною мірою дозволило зменшити негативний вплив наявності ригелів на планувальні та естетичні властивості приміщень.

Подальший розвиток цієї ідеї виявив себе у влаштуванні прихованого ригеля в товщині перекриття. Результатом стало утворення плоского перекриття, що спирається безпосередньо на колони (рис. 2.3, *a – в*). При цьому слід відмітити, що таке перекриття не можна назвати безкапітельно-безбалковим, оскільки фактично балки, як конструктивні елементи, наявні у його складі.

«Істинно» каркасами з плоскими безкапітельно-безбалковими перекриттями є такі, котрі утворились від безбалкових каркасів із капітелями шляхом зменшення висоти капітелей, перетворення їх на надколонні панелі збільшеної товщини і подальшою інтеграцією у товщину перекриття (рис. 2.3, *г – е*).

Таким чином, формування плоского перекриття безпосередньо з'єданого з колонами в каркасній конструктивній системі будівель реалізувалось двома шляхами: від балкових систем шляхом перетворення балкових ригелів (рис. 2.3, *a*) на плитні (рис. 2.3, *б*), а потім з їх інтеграцією у товщину плити перекриття (рис. 2.3, *в*), а також шляхом зменшення висоти капітелей (рис. 2.3, *г*) з їх поступовим перетворенням на надколонні плити (рис. 2.3, *д*) та подальшою інтеграцією у товщу плити перекриття (рис. 2.3, *е*). Між тим, робота сформованих конструкцій плоских перекриттів та перерозподіл навантаження в цих перекриттях буде відрізнятися залежно від особливостей їх конструкції. Очевидно, що плоскі монолітні

перекриття залежно від схеми армування, а збірні залежно від конфігурації збірних елементів можуть трансформуватись із балкових у безбалкові і навпаки. Отже, за своєю сутністю в цьому і виявляється єдність конструкцій каркасів, які при певних конструктивних змінах переходять один в один.

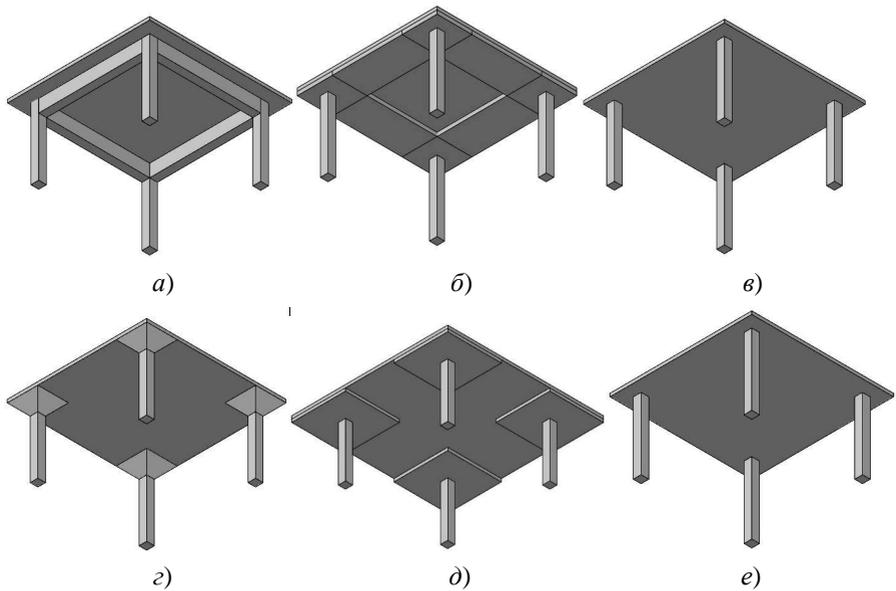


Рисунок 2.3 – Трансформація балкового та безкапітельно-безбалкового перекриттів у плоске перекриття (вид знизу) [446]: *a)* – балкове перекриття; *б)* – перекриття з плитними ригелями; *в)* – плоске перекриття з прихованими ригелями; *г)* – безбалкове перекриття з капітелями; *д)* – безбалкове перекриття з надколонними панелями; *е)* – безкапітельно-безбалкове перекриття

Описані процеси трансформації конструктивних систем будівель та їх елементів проілюстровані схемою логічної систематизації створення каркасної конструктивної системи будівель з безкапітельно-безбалковим перекриттям (рис. 2.4). Слід відмітити, що ця схема (за виключенням виникнення різних типів каркасів за способом забезпечення їх жорсткості) не відрізняється для збірного та монолітного варіантів конструктивних систем. Шляхи трансформації, виявлені спочатку для монолітних конструктивних систем, прослідковуються згодом при розгляді процесу виникнення збірних.

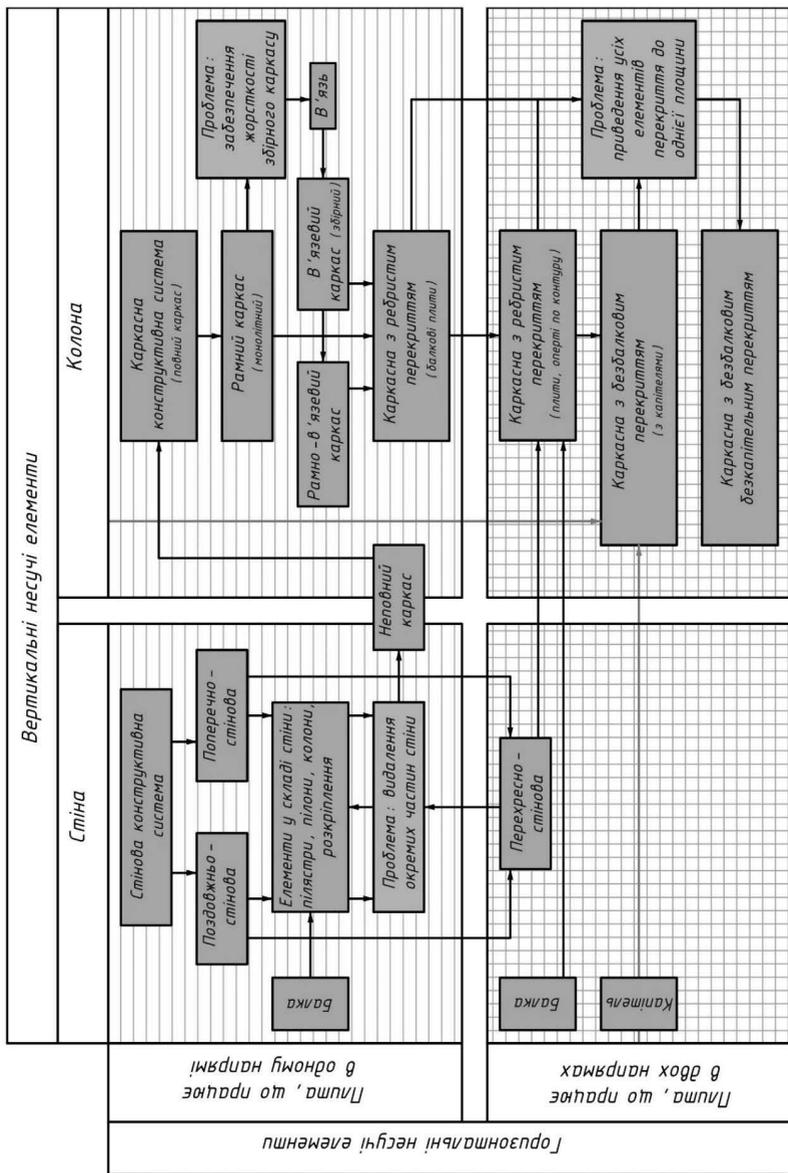


Рисунок 2.4 – Схема синтезу каркасної конструктивної системи будівель з безкапітельно-безбалковим переkritтям

Завершальним етапом у наведеній схемі є створення каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель, котра на сьогодні має оптимальні техніко-економічні показники та дозволяє реалізувати найбільш ефективні архітектурно-планувальні й конструктивні рішення в житловому будівництві.

Впровадження зірного варіанта каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель [164, 167, 168] у будівництво на додаток до названих переваг дозволяє суттєво прискорити його темпи, сприяючи швидкому відновленню зруйнованого житлового фонду України. Для цього здійснюється постійне вдосконалення названої конструктивної системи будівель, зокрема, шляхом збільшення поверховості, зменшення власної ваги елементів, удосконалення вузлів спирання плити на колону та з'єднання плит між собою тощо [151 – 155].

2.2 Функціональний аналіз структури зірної каркасної конструктивної системи будівель з безкапітельно-безбалковим перекриттям

Зірна каркасна безкапітельно-безбалкова конструктивна система будівель складається із виготовлених у заводських умовах залізобетонних збірних елементів, що монтуються безпосередньо на будівельному майданчику. Універсальність цієї системи дозволяє застосовувати її як для багатоповерхових будівель висотою до 16 поверхів з сейсмостійкістю до 8 балів включно [167], так і для котеджів висотою 2 – 3 поверхи [168] в усіх кліматичних районах України. Ця система успішно зарекомендувала себе в практиці будівництва наземних багатоповерхових паркінгів, житлових (рис. 2.5) та громадських будівель.

Зірна безкапітельно-безбалкова конструктивна система будівель розроблена для її застосування з координаційною сіткою колон 6×6 м та висотою поверху 2,8 – 3,3 м. Згодом система зазнала суттєвих конструктивних вдосконалень [151 – 155], при цьому номінальні розміри координаційної сітки колон та основних елементів залишилися незмінними.

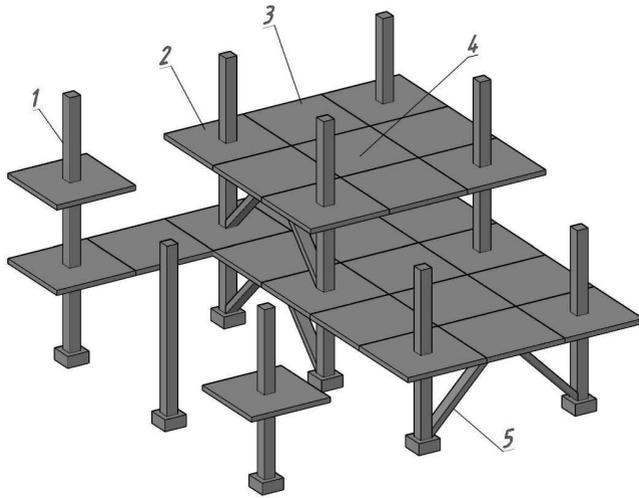
Міжповерхові перекриття у будівлях, зведених на основі безкапітельно-безбалкового каркасу, спираються безпосередньо на колони (рис. 2.6) та містять у собі три типи збірних залізобетонних плит: надколонні, міжколонні та середні.



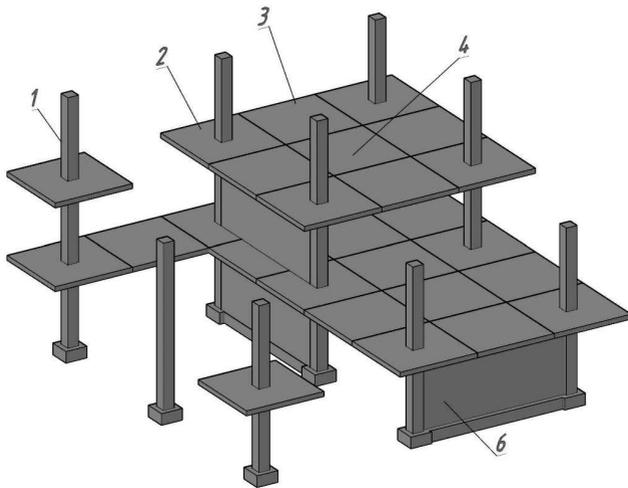
Рисунок 2.5 – Будівля безкапітельно-безбалкової конструктивної системи в процесі зведення (м. Полтава, вул. Соборності, 60)

На названі типи плит розроблені технічні умови (розробники А.М. Павліков, О.В. Гарькава, В.В. Шульгін) [448]. Для використання універсальної опалубки плити перекриття уніфіковані за формою та розміром. Вони прийняті квадратної форми з номінальними розмірами в плані 3×3 м (конструктивні розміри 2980×2980 мм). Товщина всіх плит – 160 мм.

Вертикальними несучими елементами каркасу є збірні залізобетонні двоярусні чи триярусні колони з розмірами поперечного перерізу 400×400 мм. Відповідно до розроблених технічних умов (розробники А.М. Павліков, О.В. Гарькава, В.В. Шульгін) [449] залежно від розташування по висоті каркасу колони поділяються на нижні, середні та верхні. Для переміщення між поверхами каркасу використовуються суцільні сходові марші, котрі поєднують у своєму складі верхню та нижню сходові площадки [450].



a)



б)

Рисунок 2.6 – Загальний вигляд безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель: а) з лінійними в'язями; б) з діафрагмами жорсткості; 1 – колона; 2 – надколонна плита; 3 – міжколонна плита; 4 – середня плита; 5 – лінійна в'язь; 6 – діафрагма жорсткості

Для забезпечення просторової жорсткості каркасу спільно з елементами перекриття використовуються лінійні елементи – в'язі (рис. 2.6, а), які монтуються в створі колон. Поверховість каркасів з лінійними в'язями обмежується 12-ма поверхами, що обумовлено значним навантаженням на колони нижніх поверхів.

На основі синтезу як методу дослідження конструктивної системи в її єдності та взаємному зв'язку частин розроблені пропозиції з об'єднання функцій елементів, котрі сприймають вертикальні та горизонтальні навантаження. Ця ідея знайшла свою реалізацію у використанні в якості елементів жорсткості суцільних залізобетонних діафрагм [151] з подвійною метою – для сприймання горизонтального і частини вертикального навантаження з передаванням його безпосередньо на фундамент (рис. 2.6, б).

Діафрагмою жорсткості слугує плоска залізобетонна панель номінальною шириною, яка дорівнює відстані між колонами, та номінальною висотою, яка дорівнює висоті поверху в провітрі. Товщина діафрагми визначається розрахунком на сприйняття частини вертикального навантаження.

Розташування діафрагм жорсткості в кожному конкретному випадку залежить від задач, котрі вирішуються проектувальником. Наприклад, в будівлі з безкапітельно-безбалковим каркасом, представлений планом на рисунку 2.7, видно, що застосоване розташування діафрагм (поз. 2) зменшує навантаження на найбільш завантажені колони (поз. 1), що підтверджено патентом на корисну модель [151].

Такий підхід, як свідчать розрахунки, дозволяє збільшити поверховість будівлі до 16 поверхів. За рахунок цього чотири будівлі з 12-ма поверхами можна замінити з відчутною економією площі ділянки забудови на три будівлі з 16-ма поверхами, тим самим зменшивши вартість 1 м² житла та підвищивши доступність його придбання.

Крім того, діафрагми жорсткості в житловій будівлі одночасно виконуватимуть функції внутрішніх стін-перегородок.

З'єднання перекриття з колонами здійснюється шляхом влаштування шпонкового стику надколонної плити з колоною (рис. 2.8).

Для цього в центрі плити утворений квадратний отвір зі сталевією обіймою по його контуру. У процесі влаштування перекриття надколонна плита нанизується на колону та закріплюється за допомогою приварювання

з'єднувальних металевих деталей до закладеної обійми плити та робочої арматури колони.

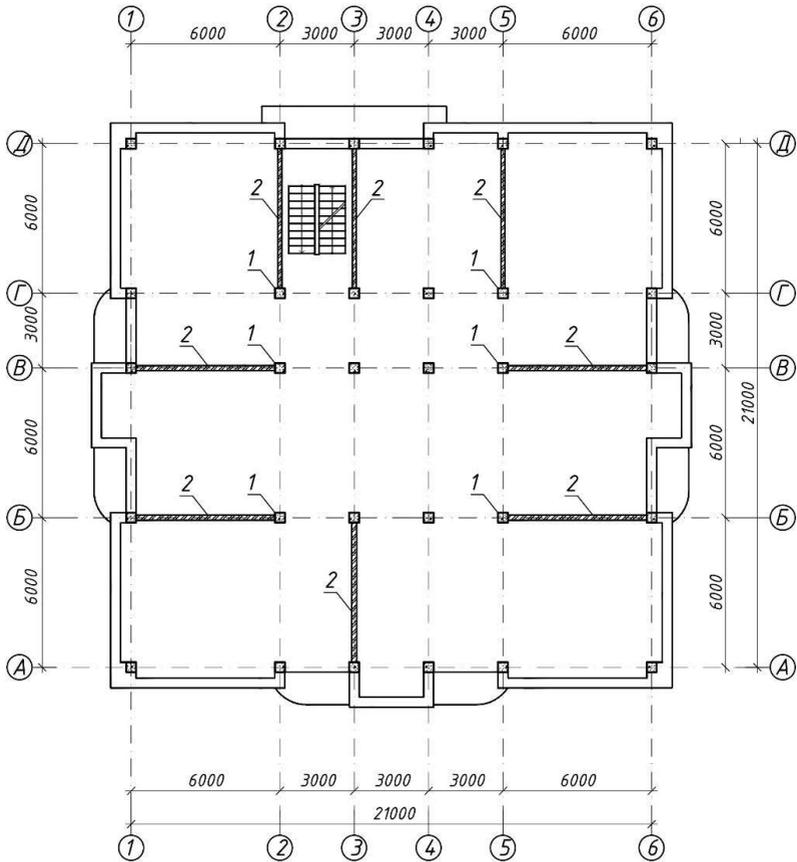


Рисунок 2.7 – План будівлі безкапітельно-безбалкової конструктивної системи з влаштуванням діафрагм жорсткості [151]: 1 – колона; – 2 діафрагма жорсткості

Передбачені в конструкції стику монтажні проміжки між колоною та обіймою, а також між плитами заповнюються високоміцним дрібнозернистим бетоном. При цьому в забетонуваних стиках утворюються шпонки з бетону, міцність котрих додатково збільшується за рахунок всебічного обтиснення.

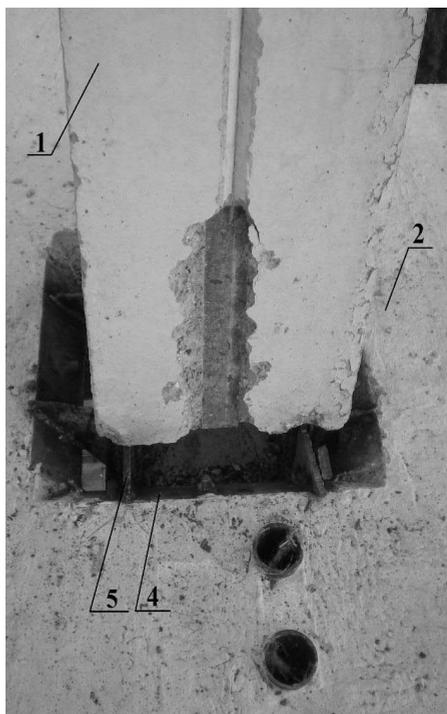
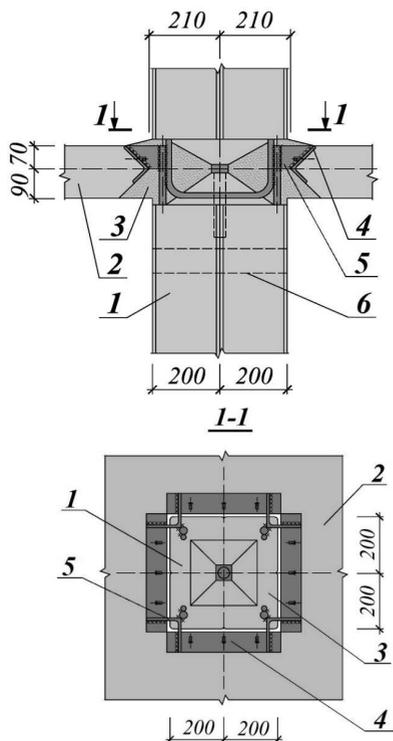


Рисунок 2.8 – Конструкція стику безкапітельно-безбалкового перекриття з колоною: 1 – колона; 2 – надколонна плита; 3 – дрібнозернистий бетон; 4 – сталева обойма плити; 5 – з’єднувальні деталі; 6 – монтажний отвір

Для цього в центрі плити утворений квадратний отвір зі сталеву обоймою по його контуру. У процесі влаштування перекриття надколонна плита нанизується на колоно та закріплюється за допомогою приварювання з’єднувальних металевих деталей до закладеної обойми плити та робочої арматури колоно.

Передбачені в конструкції стику монтажні проміжки між колоною та обоймою, а також між плитами заповнюються високоміцним дрібнозернистим бетоном. При цьому в забетонуваних стиках утворюються шпонки з бетону, міцність котрих додатково збільшується за рахунок всебічного обтиснення.

В розрахунках несучої здатності перекриття стик надколонної плити з колоною розглядається як жорсткий безконсольний з утворенням шпонок з

бетону замонолічування проміжків між гранями колон та обіймою. Але в шпонках від дії опорного моменту у вузлі виникають тріщини, котрі суттєво зменшують початкову висоту шпонки. Для усунення цього недоліку розроблені пропозиції щодо зміцнення шпонок стику шляхом застосування з'єднувальних деталей, котрі забезпечують роботу шпонки на зріз за всією висотою [154]. Існують також пропозиції щодо зміни геометрії шпонок [155].

Усі збірні плити переkritтя з'єднуються між собою петлевими випусками арматури (рис. 2.9). Подібне з'єднання окремих залізобетонних елементів вперше було запропоновано академіком Г.П. Передерієм для стикування розтягнутих елементів збірних залізобетонних ферм. Надалі цей тип стику був застосований для почастинного з'єднання розтягнутої арматури балкових залізобетонних елементів.

Стикування колон за висотою примусове за рахунок входження стержня-фіксатора нижнього торця верхньої колони в гніздо верхнього торця нижньої колони (рис. 2.10). Стик колон розташовується в стику колони із надколонною плитою. З'єднання колон забезпечується зварюванням їх робочої арматури внапуск. Стик омонолічується дрібнозернистим бетоном.

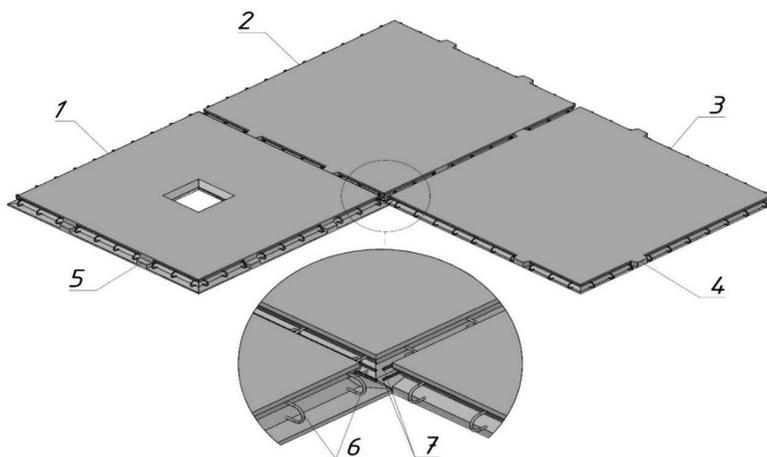


Рисунок 2.9 – Розташування плит безкапітельно-безбалкової конструктивної системи та їх з'єднання: 1 – надколонна плита; 2 – міжколонна плита; 3 – середня плита; 4 – верхній опорний столик; 5 – нижній опорний столик; 6 – петлеві випуски арматури; 7 – арматурні стержні

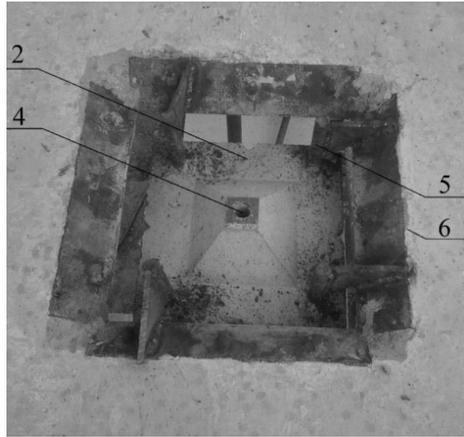
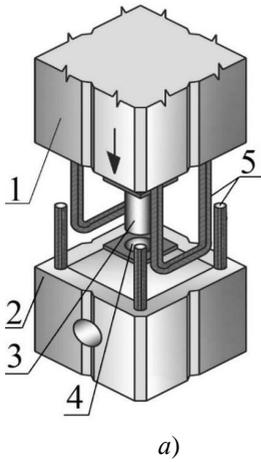


Рисунок 2.10 – Стик колон: *а)* схема стика; *б)* вигляд верхнього торця колони нижнього ярусу зі змонтованою надколонною плитою; 1 – колона верхнього ярусу; 2 – колона нижнього ярусу; 3 – стержень-фіксатор; 4 – гніздо для стержня-фіксатора; 5 – випуски робочої арматури колон; 6 – надколонна плита

На основі проведеного аналізу безкапітельно-безбалкового каркасу за його вартістю, об'ємно-планувальними можливостями, трудомісткістю, технологією зведення та архітектурними рішеннями виявлені значні переваги порівняно з іншими конструктивними системами. Результати аналізу дозволили переваги цієї конструктивної системи будівель структурувати за такими основними показниками:

1. Універсальність застосування:

– безбалкові каркаси можна використовувати для будівництва будь-яких об'єктів: житлових [164] та офісних будівель; будівель адміністративного, соціально-культурного та побутового призначення; індивідуальних котеджів [168]; торгових і розважальних центрів; виробничих споруд; багатоярусних стоянок, складів тощо;

– в одних і тих же типах опалубкових форм можна виготовляти збірні елементи для будівель від 2-х до 16 поверхів [448 – 450] зі складними архітектурно-просторовими рішеннями, а також конструкції для громадських та промислових будівель з навантаженням до 25 кН/м²;

– зовнішні та внутрішні стіни можуть бути виготовлені з будь-яких неконструкційних будівельних матеріалів [451].

2. Економічність будівництва:

– витрати бетону і сталі на 1 м³ конструкції порівняно з іншими системами значно нижчі [116];

– за рахунок економії витратних матеріалів при оптимальному проектуванні досягається економічна ефективність до 28%.

3. Надійність будівлі:

– заводське виготовлення залізобетонних елементів, завдяки лабораторному контролю і сертифікації продукції [448 – 450], гарантує високу контрольовану якість виробів;

– випробування конструкцій підтвердили високі жорсткісні і міцнісні якості конструкції [278, 288, 447].

4. Архітектурна привабливість:

– конструкція каркаса дозволяє вирішувати будь-яку пластику фасадів і створювати різноманітну силуетну композицію житлових комплексів.

5. Широкі можливості для проектування:

– маючи основний крок колон 6×6 м, конструктивна система дає більшу свободу для проектування, ніж інші види каркасів [172], в яких застосовують меншу кратність;

– система дозволяє вільне планування і перепланування приміщень;

– висота ярусів колон [449], а, отже, і відповідна висота поверхів, може варіюватись у діапазоні від 2,8 до 3,5 м.

6. Простота і висока швидкість монтажу:

– зручність монтажу каркасу, за рахунок самофіксації елементів і заводських стандартів;

– висока продуктивність праці;

– незалежність виробничого процесу від погодних умов та пори року;

– можливість швидкого налагодження виробничої лінії на заводах залізобетонних виробів;

– головною перевагою збірного безкапітельно-безбалкового каркасу порівняно з іншими системами є скорочення термінів введення будівельних об'єктів в експлуатацію.

Отже, збірна безкапітельно-безбалкова конструктивна система у процесі розвитку зазнала багатьох перетворень, які стосувались у першу чергу

вдосконалення конструкції стиків, способів та методів монтажу, покращення монтажних пристроїв. При цьому принципи розрахунку системи загалом та її несучих елементів у складі каркасу залишились незмінними. Між тим, при проектуванні збірної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи виникають певні неточності, котрі можуть привести до погіршення роботи її елементів, і внаслідок цього – до недовикористання її ресурсів. Саме тому ці положення потребують перегляду, зважаючи на процес трансформації збірної безкапітельно-безбалкової каркасної конструктивної системи та принципи компонування її елементів, що забезпечують встановлену схему їх роботи.

2.3 Узагальнення протиріч у теоретичних дослідженнях безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель та шляхи їх усунення

Розв'язання задачі визначення зусиль в елементах безкапітельно-безбалкової каркасної конструктивної системи потребує подальшого вдосконалення та створення нової розрахункової моделі, яка враховує специфіку способу з'єднання плит з колонами та плит між собою. Традиційні підходи у цьому аспекті не завжди враховують конструктивні особливості вузлів з'єднання елементів перекриття та принципи перерозподілу навантаження між ними. Тому назріла необхідність синтезувати на основі існуючих підходів метод розрахунку, який урахує відмічені особливості та містить вдосконалені способи розрахунку і проектування елементів системи.

На сьогодні для проектування як збірних, так і монолітних безбалкових каркасів застосовується метод членування перекриття на плоскі рами, котрий рекомендується чинними нормативними документами з проектування залізобетонних конструкцій [210]. Сутність цього методу зводиться до статичного розрахунку двох плоских ортогональних рам з метою отримання значень зусиль в перерізах колон та ригелях-плитах.

Свій початок цей метод бере з історично сформованої практики розрахунку балкових каркасів. Зважаючи на шлях еволюції балкової системи перекриття в безбалкову, застосування цього методу є цілком виправданим, оскільки тут добре проглядається перетворення складного в просте.

При статичному розрахунку безкапітельно-безбалкового каркаса зусилля визначаються як у рамній системі, де колони є стійками, а за ригелі правлять

стрічки перекриття, розташовані в створі розглядуваних колон. В розрахунок вводиться ригель-плита, ширина якого дорівнює кроку колон у напрямі, перпендикулярному до площини рами, а товщина дорівнює товщині плит. Розрахунок таким чином виконується на дію горизонтальних та вертикальних зусиль у двох взаємно перпендикулярних напрямках.

При застосуванні збірного варіанту безкапітельно-безбалкової конструктивної системи також був прийнятий вищевикладений алгоритм її розрахунку [156] (рис. 2.11), котрий не переглядався багато років.

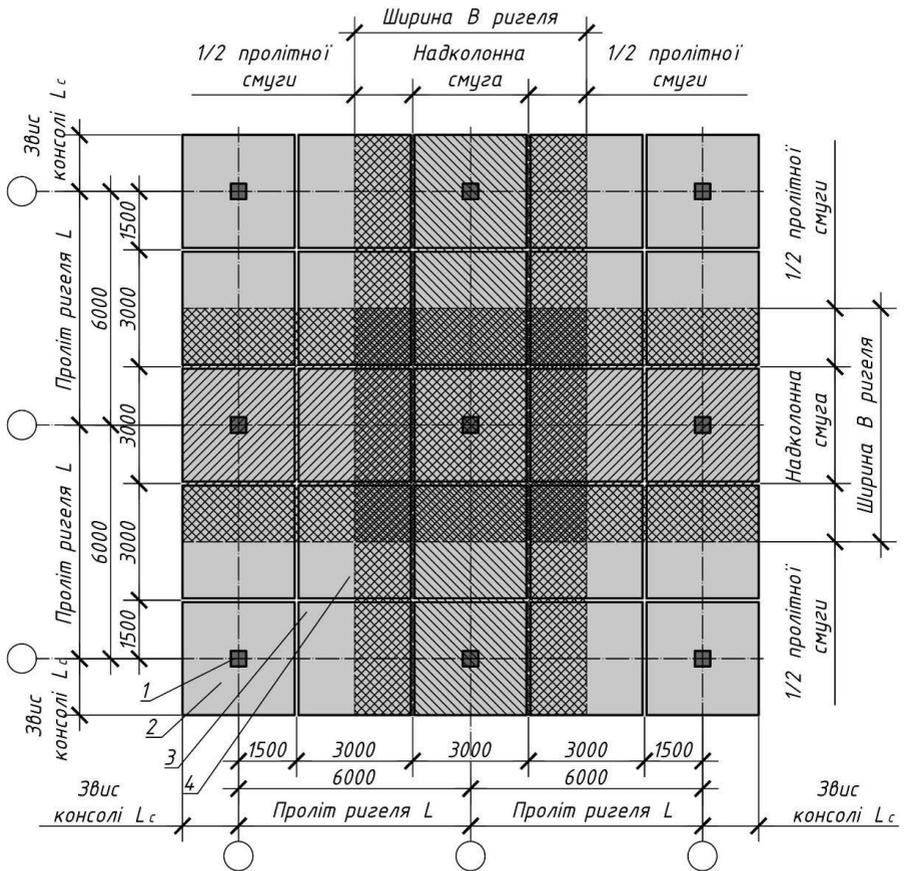


Рисунок 2.11 – План-схема членування просторового збірного безкапітельно-безбалкового каркасу на плоскі рами в розрахунку: 1 – колона; 2 – надколонна плита; 3 – міжколонна плита; 4 – середня плита

Кожна з виділених плоских ортогональних рам (рис. 2.12) розрахується на повне навантаження $p = q \cdot B$, де q – навантаження на 1 м^2 перекриття, B – ширина ригеля, що дорівнює кроку колон поперечного напрямку.

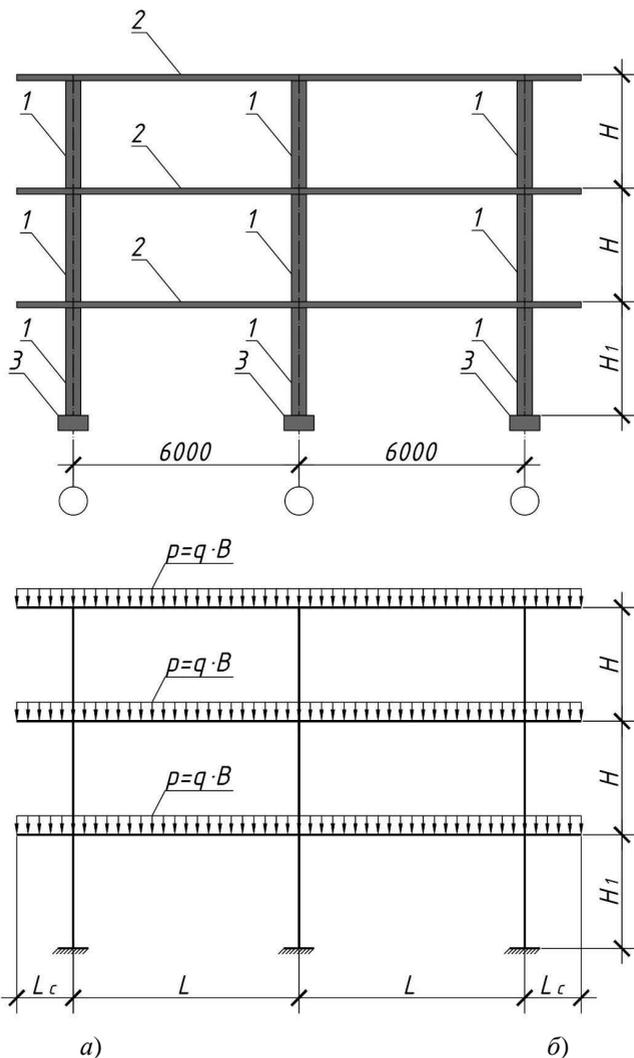


Рисунок 2.12 – Плоска рама безкапітельно-безбалкового каркасу: а) – загальний вигляд; б) – розрахункова схема рами; 1 – колона; 2 – перекриття; 3 – фундамент

Однією з основних умов забезпечення надійності будівель є максимально повне відображення в їх розрахункових моделях дійсних умов роботи. При цьому повинні враховуватися всі фактори, що визначають напружений та деформований стан конструкцій. Особливості розрахунку залізобетонних каркасів пов'язані, насамперед, з нелінійною роботою конструкцій та виникненням у них тріщин, а також з наявністю у збірних каркасах великої кількості стиків, що значно впливає на напружено-деформований стан елементів та будівлі загалом. Отже, для збірних каркасів характерна підвищена, порівняно з монолітними, податливість вузлів та з'єднань окремих елементів, що має суттєвий вплив на напружено-деформований будівлі в цілому та її окремих елементів. Тому для збірного варіанту безкапітельно-безбалкової конструктивної системи викладений варіант поділу її на розрахункові частини не може бути застосований. Адже через наявність стиків збірних елементів перекриття у експериментально визначених місцях запропонована схема розподілу каркасу на рами не відповідає дійсності. Ця невідповідність пояснюється тим, що включення в ширину ригеля частини міжколонних та середніх плит (рис. 2.11) не є таким, що забезпечується в умовах експлуатації перекриття.

Ширина ригеля-плити плоскої рами має обмежуватись виключно шириною надколонних плит (рис. 2.11), тому що включення частин міжколонних та середніх плит зліва і справа від надколонної смуги в роботу рами не може бути забезпечене з огляду на те, що вони монолітно не зв'язані з нею через наявність стиків між ними та надколонною смугою. При цьому ширина вантажної ділянки буде більшою та дорівнюватиме кроку колон перпендикулярного напрямку.

Крім того, як відмічено в багатьох роботах [219, 221, 222, 224, 233, 238, 241, 242, 246], згинальний момент розподіляється нерівномірно по ширині плитного ригеля. Це враховується коефіцієнтами його розподілу між надколонною та пролітною смугами для монолітних перекриттів. У збірних каркасах нерівномірність розподілу згинального моменту сягає свого піку, де передавання його на суміжні з надколонною половою елементи в зв'язку з їх з'єднанням є гіпотетичною. Тому розподілення значень згинальних моментів, визначених із розрахунку плоскої рами, на надколонну (яка включає надколонні та міжколонні плити) та прольотну (яка містить міжколонну та середню плити) смуги не є правомірним.

При проектуванні каркасу безкапітельно-безбалкової системи на основі методу членування його на плоскі рами стик збірних елементів перекриття

раціонально розміщувати в точках плитного ригеля з нульовими моментами. Як свідчить епюра (рис. 2.13) згинальних моментів, що виникають в елементах каркасу при розрахунку плоскої рами на дію рівномірно розподіленого по перекриттю навантаження, точки з нульовими моментами наближені до місць стикування елементів перекриття тільки в середніх прольотах. В крайніх же прольотах відстані між цими точками та стиками варіюються залежно від величини консольного вильоту крайніх плит. При застосуванні стандартних крайніх плит розміром 3×3 м ця відстань сягає 300 мм.

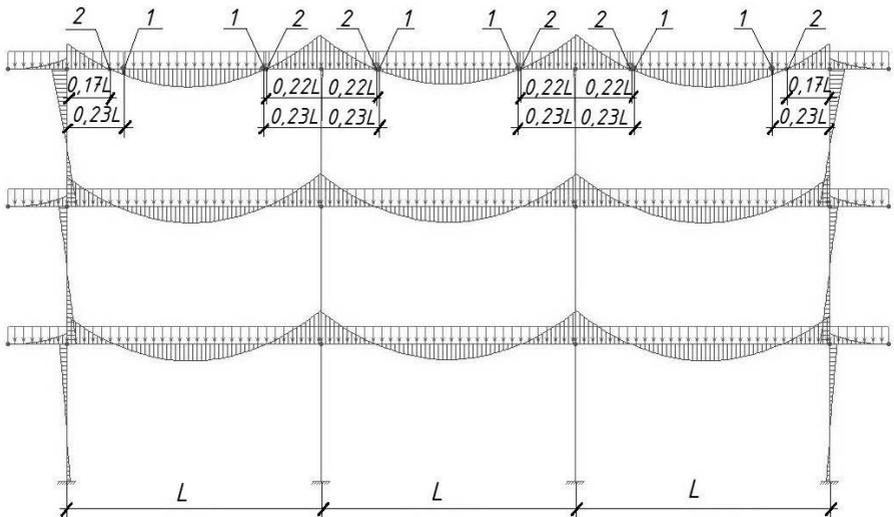


Рисунок 2.13 – Епюра згинальних моментів у плоскій рамі безкапітельно-безбалкового каркасу при рівномірно розподіленому суцільному завантаженні перекриттів: 1 – вісь стика плит перекриття; 2 – точка з нульовим значенням згинального моменту

Для випадків розташування змінного навантаження через проліт (рис. 2.14) відстань між вищезазначеними точками та стиками варіюється від 0 до 250 мм в обидва боки від осі стика залежно від розташування змінного навантаження та співвідношення змінного й постійного навантаження. Це вимагає внесення змін до розрахункової схеми плоскої рами каркасу, а саме: влаштування шарніра в місці стика з прикладеним зовнішнім моментом, що дорівнює моменту, котрий сприймається стиком. Отже, в кожному конкретному випадку розрахунку

міцності плоскої рами каркасу доводиться підбирати найбільш відповідну розрахункову схему.

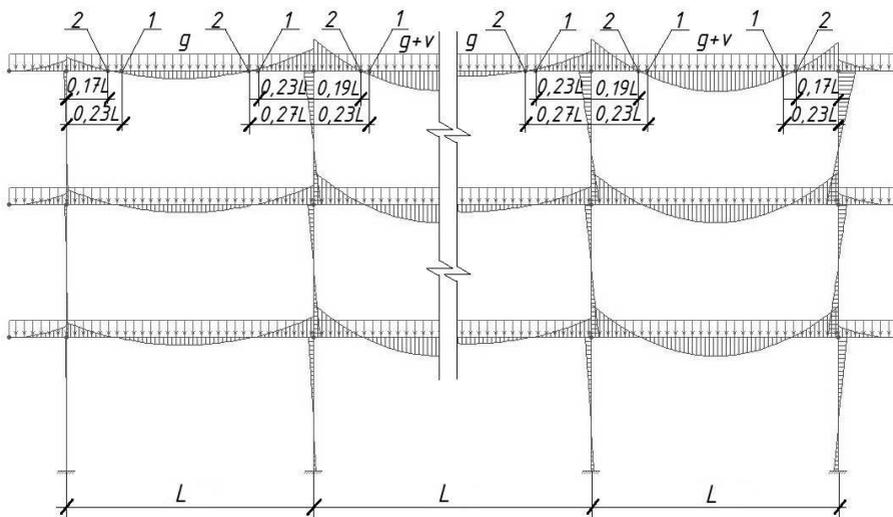


Рисунок 2.14 – Епюра згинальних моментів в плоскій рамі безкапітельно-безбалкового каркасу при розташуванні змінного (v) навантаження через прольот ($v/g = 1$, де g – постійне навантаження): 1 – вісь стику плит перекриття; 2 – точка з нульовим значенням згинального моменту

Між тим, для визначення зусиль в колонах метод членування просторового каркасу на плоскі рами з певною долею ідеалізації може бути застосований. При цьому пропонується використовувати систему з жорсткими вузлами для розрахунку плоскої рами на дію вертикальних навантажень, оскільки вузол з'єднання збірного безкапітельно-безбалкового перекриття з колоною (рис. 2.8) здатний перерозподіляти згинальний момент між колоною та плитою. Але як зазначається в роботах [232, 233, 234, 237, 240 – 242], вузли рамних каркасів (у збірних будинках на всіх стадіях завантаження, а в монолітних – після утворення тріщин) опираються вигину з помітною кутовою податливістю. Таким чином, при критичному аналізі можна зрозуміти, що стик надколонної плити з колоною є частково жорстким та може сприймати обмежений згинальний момент та поперечну силу, яка складає 4413 кН [156]. Тому для розрахунку каркаса на дію

горизонтальних навантажень пропонується приймати в'язеву систему з передачею зусиль на елементи жорсткості, такі як діафрагми та в'язі.

На даний час при розрахунку каркасних систем багатоповерхових будівель широко застосовується метод скінченних елементів, що має помітні переваги перед іншими розрахунковими методами. Він досить універсальний, дозволяє розраховувати практично будь-які несучі системи з урахуванням їхньої просторової роботи, виконувати розрахунки при різних типах впливів на будівлю без зміни основних параметрів її розрахункової схеми.

Однак, основні передумови розрахункової моделі методу скінченних елементів, такі як сталість по площі кінцевого елемента геометричних та жорстких характеристик, а також взаємна залежність параметрів, що визначають опір елемента різним компонентам деформацій, ускладнюють застосування методу з урахуванням сучасних вимог. Врахування специфіки деформування залізобетону, фізичної нелінійності та податливості з'єднань між збірними конструкціями за допомогою застосовуваних у поширених програмних комплексах універсальних кінцевих елементів вимагають складання складних розрахункових схем та введення додаткових вузлів, що призводить до значного ускладнення введення вихідних даних й аналізу результатів, підвищенню ймовірності помилок, різкому зростанню трудомісткості та тривалості виконання й перевірки розрахунків. Таким чином, просторові розрахунки збірних безбалкових безкапітельних перекриттів за методом скінченних елементів з докладним урахуванням перерахованих факторів є досить ускладненою задачею, пов'язаною з удосконаленням розрахункової моделі, яка в кінцевому рахунку призводить до надмірних ускладнень, за чим втрачається фізична сутність та розуміння процесу роботи каркасу.

Для вивчення впливу податливості вузлів з'єднання збірних елементів безкапітельно-безбалкового перекриття каркасної конструктивної системи будівель на перерозподіл внутрішніх зусиль, а також зміну їх максимальних значень було проведено чисельне дослідження за допомогою скінченно-елементного моделювання напружено-деформованого стану фрагменту цього перекриття з сіткою колон 6×6 м. Моделювання проведено за допомогою програмного комплексу RFEM6.04.0008 (використовувалась Trial Version для викладачів). Застосовувався геометрично нелінійний розрахунок за ітераційним методом Пікара. В дослідженні враховувалось постійне навантаження від

власної ваги перекриття товщиною 160 мм, котре склало 4 кН/м^2 , та задавалось змінне навантаження на перекриття 5 кН/м^2 .

Перше моделювання було здійснено без урахування наявності стиків збірних елементів, тобто перекриття задавалось як плоска суцільна (монолітна) залізобетонна плита, котра спирається безпосередньо на колони. Розподіл згинальних моментів (M_x) у горизонтальному напрямі, наведений на рисунку 2.15.

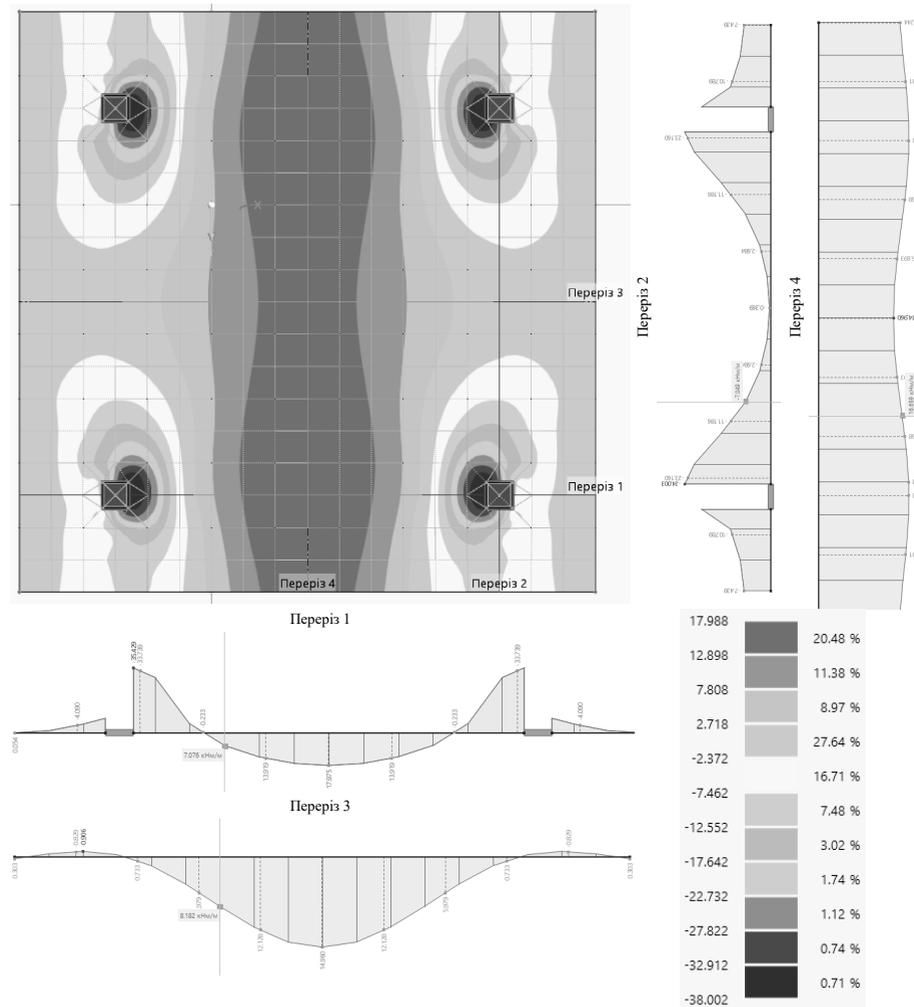


Рисунок 2.15 – Розподіл згинальних моментів у фрагменті монолітного безкапітельно-безбалкового перекриття каркасної конструктивної системи будівель

В наступному моделюванні перекриття задавалось, як набір плоских залізобетонних плит розміром 3×3 м, з'єднаних між собою лінійними шарнірами з поворотною жорсткістю пружини $c_{\varphi,x} = 0,001$ кН/м/рад (рис. 2.16).

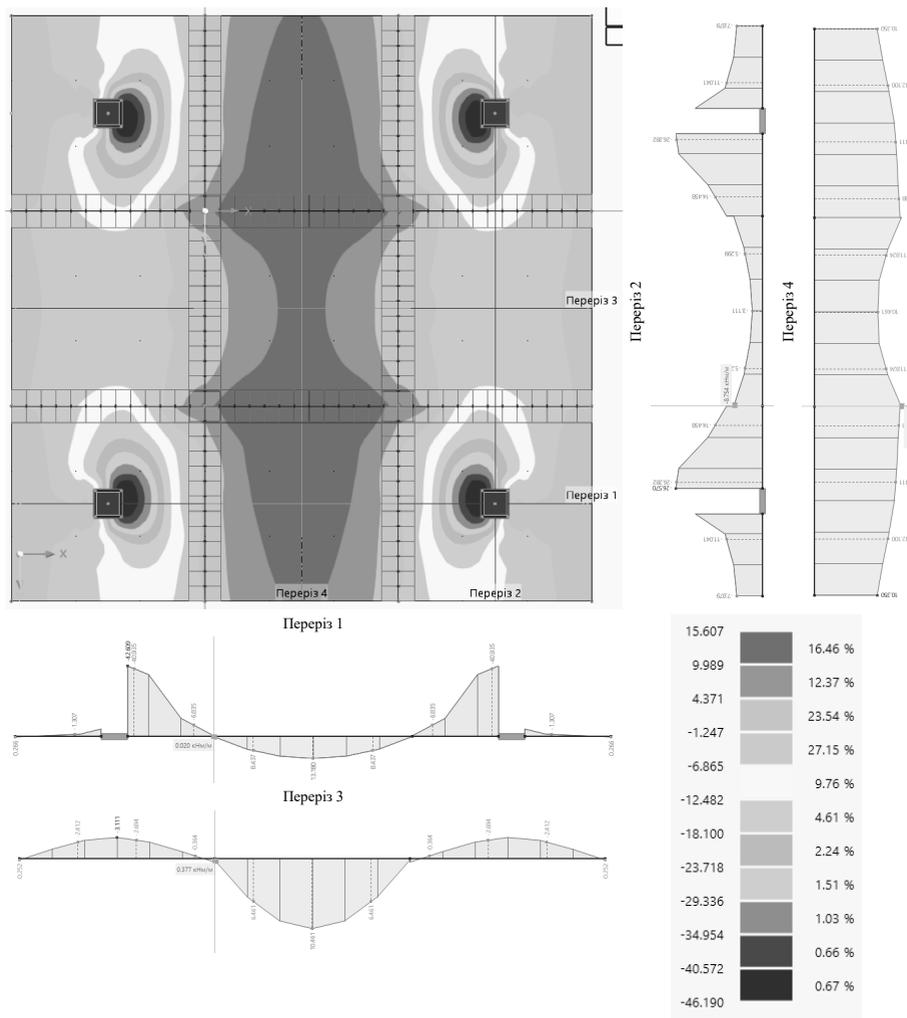


Рисунок 2.16 – Розподіл згинальних моментів у фрагменті збірного безкапітельно-безбалкового перекриття каркасної конструктивної системи будівель при моделюванні шарнірних стиків між збірними плитами

З аналізу результатів моделювання відмічено, що розподіл згинальних моментів у площині перекриття суттєво відрізняється для двох розглянутих варіантів. Це може вносити певні неточності при розробці схеми армування перекриття, оскільки безпосередньо впливає на визначення точок теоретичного обриву арматурних стержнів.

Максимальні значення згинальних моментів у прольоті й на опорах варіюються в певних межах, залежно від жорсткості з'єднання. Зокрема, в перерізі 1 значення прольотних моментів при введенні шарнірного стику елементів (рис. 2.16) зменшились на 27%, а значення опорних – зросли на 20% порівняно з варіантом відсутності стиків у розрахунковій моделі (рис. 2.15). В перерізі 3 спостерігалась аналогічне зменшення прольотних моментів на 30% та зростання опорних – на 24 %.

Тобто для отримання вірогідних результатів з визначення згинальних моментів у збірному безкапітельно-безбалковому перекритті за допомогою методу скінчених елементів слід додатково досліджувати податливість стику між його збірними елементами (плитами).

Отже, при розробці методу розрахунку міцності збірного безкапітельно-безбалкового каркасу необхідно знайти баланс між трудомісткістю побудови розрахункової моделі та точністю і достовірністю вихідних розрахункових положень й отриманих результатів. При цьому слід раціонально врахувати такі особливості конструкції збірного безкапітельно-безбалкового перекриття, як наявність стиків між елементами та простоту геометричних форм збірних елементів. Це можливо здійснити на основі застосування до їх розрахунку кінематичного способу методу граничної рівноваги [254], що базується на чітких, простих і фізично обґрунтованих положеннях. Це дозволить поєднати простоту реалізації розрахунку міцності та усунути виявлені невідповідності між існуючими методами розрахунку та дійсною роботою каркаса при навантаженні.

2.4 Основи розрахунку елементів збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель

Узагальнення досліджених у п.2.3 фактів показало, що метод членування просторового збірного безкапітельно-безбалкового каркасу на плоскі рами не відображає дійсну роботу збірного безкапітельно-безбалкового перекриття, тому

для його розрахунку пропонується використати кінематичний спосіб методу граничної рівноваги.

Метод граничної рівноваги для статично невизначуваних залізобетонних систем був розроблений О.О. Гвоздевим [189]. Ним введено поняття пластичного шарніра, який відрізняється від ідеального тим, що він може сприймати згинальний момент рівний граничному моменту M_{Rd} , значення котрого залежить від розмірів та матеріалу перерізу. Крім того, пластичний шарнір є шарніром незворотної дії, оскільки в елементах, між якими виникає пластичний шарнір зі зменшенням навантаження деформації не зменшуються. Зокрема, у статично визначуваній згинальній конструкції поява пластичного шарніра в одному із перерізів викликає безперервний ріст прогинів без збільшення навантаження, елементи повертаються, і початкова конструкція перетворюється в механізм. Пояснення цього явища – текучість арматури. З плином часу при достатній протяжності ділянки текучості відбудеться роздроблення бетону стиснутої зони і повне руйнування конструкції. Стан конструкцій, при якому вона перетворюється в кінематичний механізм і подальші її деформації зростають без збільшення навантаження, є граничним станом.

В статично невизначуваній конструкції поява пластичного шарніра в одному з перерізів не призведе до безперервного зростання деформацій і подальше збільшення навантаження на цю конструкцію буде можливим. Конструкція при цьому розділяється на дві самостійні частини, кожна з яких завантажена навантаженням та граничним моментом M_{Rd} у місці взаємного з'єднання. Поява наступного пластичного шарніра збільшує кількість окремих частин поділу. Подальше утворення пластичних шарнірів приводить до перетворення конструкції в кінематично змінну систему, в якій спостерігатиметься наростання деформацій при постійному навантаженні і настане руйнування конструкції.

Методом граничної рівноваги покладено в основу поняття вичерпання несучої здатності конструкції, коли ріст деформацій відбувається без зростання навантаження. Для визначення граничного навантаження користуються рівняннями рівноваги, котрі за фізичним змістом описують відсутність переміщень, а також граничними умовами, що пов'язані з властивостями матеріалів елементів конструкції, обмежуючи при цьому максимальні деформації конструкції.

У стані граничної рівноваги конструкції виконуються дві умови:

1. Зусилля в усіх елементах системи задовольняють умови рівноваги.
2. Схема поділу конструкції на окремі частини (схема розламу) допускає переміщення точок системи.

На основі викладених умов визначення граничного навантаження (несучої здатності) на конструкцію можливо реалізувати статичним або кінематичним способами методу граничної рівноваги. Максимальне навантаження, що задовольняє умови рівноваги, може бути визначене статичним способом. Одночасно це ж навантаження буде мінімальним навантаженням, котре перетворює розглядувану систему в змінну систему, тобто механізм, та визначатиметься кінематичним способом розрахунку.

2.4.1 Диска модель перекриттів у граничному деформованому стані

Можливість застосування кінематичного способу розрахунку (yield line method) міцності до залізобетонного перекриття та його окремих плит підтверджена численними теоретичними [254, 256 – 292] та експериментальними [268, 271, 288] дослідженнями. Відмічено, що при дії навантаження на плиту в найбільш напружених її місцях арматура досягає межі текучості. Лінії, вздовж котрих концентруються перерізи з напруженнями текучості в арматурі, утворюють лінійні пластичні шарніри. Цими лінійними пластичними шарнірами плита розділяється на окремі диски. Подальша їх деформація полягає у взаємному повороті утворених дисків навколо лінійних пластичних шарнірів.

У граничному стані плита перетворюється в механізм із подальшим зростанням деформацій без збільшення навантаження. Навантаження, що відповідає такому станові плити, є граничним, і подальше інтенсивне зростання деформацій свідчить про те, що несуча здатність її вже вичерпана. Отже, при експериментальному випробуванні плит граничний їх стан характеризується появою пластичних шарнірів, котрі візуально проявляються на поверхнях плити. Тому поняття граничного стану як стану, при якому подальше навантаження призводить до різкого збільшення деформацій є характерним для плит.

Визначення несучої здатності плити в граничному стані є можливим на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги. Кінематичний спосіб методу граничної рівноваги дозволяє врахувати виявлені особливості і

синтезувати метод розрахунку для всіх типів плит збірного безкапітельно-безбалкового перекриття.

При розробці схеми зламу безкапітельно-безбалкового перекриття слід враховувати кінематичні особливості залізобетонної плити в граничному стані. Схема зламу плити може складатись із ліній зламу двох типів: позитивних і негативних. Позитивні лінії зламу виникають в місцях плити, де розтягнута арматура розташована в нижній зоні. Ці лінії зламу відповідають позитивним граничним моментам. Якщо розтягнута арматура розташована у верхній зоні, то лінії зламу і граничні моменти будуть негативними. Відсутність арматури будь-якій зоні плити виключає можливість виникнення тут пластичного шарніра, а отже, і лінії зламу відповідного знаку.

Деформація плити в граничному стані зводиться до обертання її окремих елементів (дисків) навколо миттєвих осей обертання. Положення осей обертання залежить від способу опирання плит. У вільно опертого вздовж краю елемента вісь обертання збігається з умовним конструктивним шарніром. Для елемента, опертого на колону, вісь повинна проходити через точку сходження зусиль, але може мати будь-який напрямок. На защемленому краї плити, коли розтягнута арматура знаходиться у верхній зоні, граничний момент у лінійному пластичному шарнірі, котрий проходить вздовж защемленої грані, буде негативним. При побудові схеми зламу використовують положення [254] про те, що загальна лінія зламу двох елементів плити проходить через точку перетину осей їх обертання.

При дослідженні монолітного безкапітельно-безбалкового перекриття проведені експериментальні випробування показали, що при різних видах розподілу навантаження можуть бути реалізовані дві схеми його руйнування (рис. 2.17).

Перша схема руйнування (рис. 2.17, *a*) виникає при смуговому завантаженні перекриття через проліт. У граничному стані рівноваги в завантаженій смузі перекриття утворюються три паралельних пластичних лінійних шарніри: два опорних, які віддалені від осі кожної з колон на відстань $b/2$, обумовлену розмірами перерізу колони, та один прольотний – в середній частині смуги перекриття уздовж осі завантаженого прольоту. Монолітне перекриття в межах завантаженої смуги цими опорними та пролітним лінійними шарнірами поділяється на два жорсткі диски.

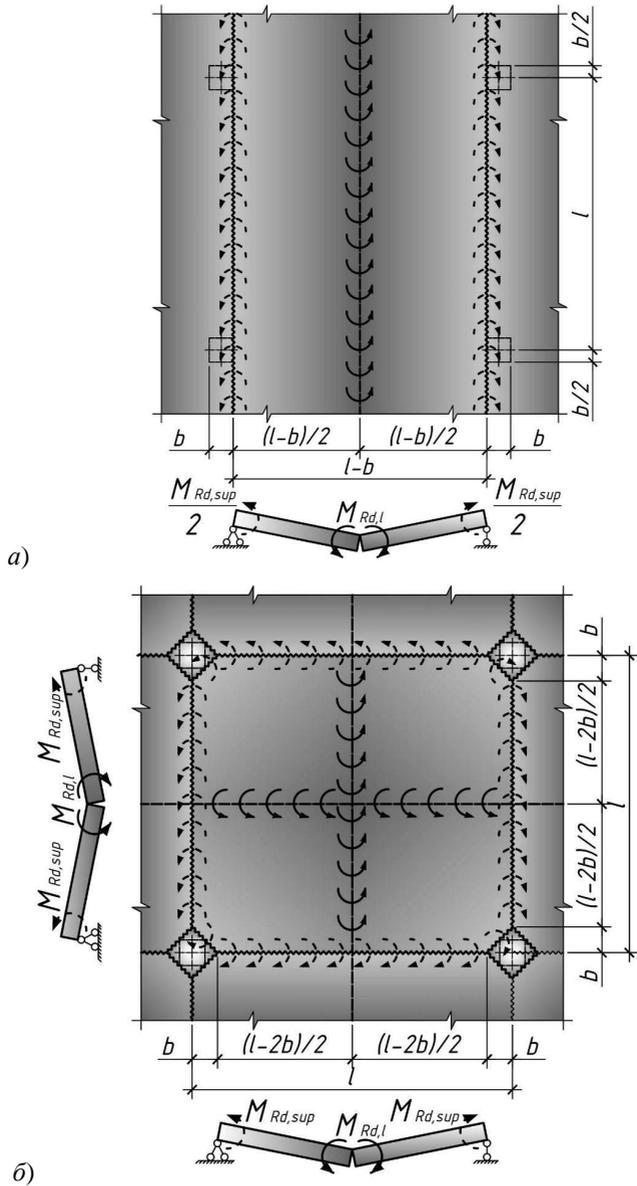


Рисунок 2.17 – Кінематично можливі схеми зламу монолітних безкапітельно-безбалкових перекриттів в граничному стані: а) – при смуговому навантаженні через проліт; б) – при суцільному навантаженні

Друга схема руйнування монолітного безкапітельно-безбалкового перекриття реалізується при суцільному його завантаженні (рис. 2.17, б). У цьому випадку лінійні пластичні шарніри утворюються у взаємно перпендикулярних напрямках вздовж рядів колон, а також вздовж осей кожного прольоту в середніх частинах перекриття. За цією схемою руйнування частина перекриття, яка спирається на чотири колони, розділяється на чотири жорсткі диски, які повертаються навколо лінійних пластичних шарнірів, осі котрих розташовані під кутом (зазвичай 45°) до рядів колон.

За методом граничної рівноваги розрахунок можна здійснювати статичним або кінематичним способом. Статичний спосіб полягає у тому, що перевірка несучої здатності перекриття здійснюється за умовою

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}, \quad (0.1)$$

в якій M_{Ed} – розрахункове значення згинального моменту від зовнішнього навантаження на перекриття;

M_{Rd} – розрахункове значення згинального моменту, котрий може бути прийнятий перекриттям зі встановленою арматурою.

При розрахунку монолітного перекриття на дію рівномірно розподіленого смугового навантаження за першою схемою руйнування (рис. 2.17, а) розрахункове значення згинального моменту від зовнішнього навантаження на перекриття дорівнює моменту вільно опертої балкової плити завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю q (кН/м²). Для перекриття з квадратною координатною сіткою колон ширина балкової плити приймається l , а прольот $l - b$, де b – відстань від опорних пластичних шарнірів до осі колон у напрямку прольоту l , котра в розглядуваному випадку дорівнює ширині перерізу квадратної колони. В цьому випадку

$$M_{Ed} = \frac{ql(l-b)^2}{8}. \quad (0.2)$$

Згинальний момент, котрий може бути прийнятий перекриттям із встановленою арматурою, дорівнює сумі опорного $M_{Rd,sup}$ та прольотного $M_{Rd,b}$ моментів, які сприймаються перерізом плити в трьох пластичних шарнірах, тобто

$$M_{Rd} = M_{Rd,sup} + M_{Rd,b}, \quad (0.3)$$

де

$$M_{Rd,sup} = f_{yd} A_{s,sup} \left(d - \chi \frac{f_{yd} A_{s,sup}}{f_{cd} l} \right); \quad (0.4)$$

$$M_{Rd,l} = f_{yd} A_{s,l} \left(d - \chi \frac{f_{yd} A_{s,l}}{f_{cd} l} \right), \quad (0.5)$$

$A_{s,sup}$ – площа верхньої робочої арматури перекриття, котра перетинається опорним шарніром у межах ширини l балкової плити;

$A_{s,l}$ – площа нижньої робочої арматури перекриття, котра перетинається прольотним шарніром у межах ширини l балкової плити.

З рівності значень $M_{Ed} = M_{Rd}$ з урахуванням залежностей (0.2) та (0.3) формула для визначення граничного навантаження на перекриття має вигляд

$$q = \frac{8M_{Rd}}{l(l-b)^2}, \quad (0.6)$$

в якій

$$M_{Rd} = f_{yd} A_s \left(d - \chi \frac{f_{yd} A_s (2k^2 - 2k + 1)}{f_{cd} l} \right), \quad (0.7)$$

де A_s – загальна площа робочої арматури (верхньої та нижньої), котра перетинається пластичними шарнірами плити на опорі та в прольоті у межах ширини l балкової плити, в одному напрямі плити;

d – робоча висота перерізу плити;

$k = A_{s,sup} / A_s$ – співвідношення площі верхньої робочої арматури до загальної площі;

$(1 - k) = A_{s,l} / A_s$ – співвідношення площі нижньої робочої арматури до загальної площі;

$\chi = 0,52 \dots 0,59$ – параметр, котрий залежить від класу бетону [418].

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури в одному з напрямів перекриття у межах ширини l балкової плити при заданому навантаженні розв'язується на основі умови рівності внутрішнього і зовнішнього згинальних моментів за формулою

$$A_s = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 4\chi\bar{\alpha}_m}}{2\chi} \right) dl, \quad (0.8)$$

в якій

$$\bar{\alpha}_m = \frac{ql(l-b)^2}{8f_{cd}d^2}. \quad (0.9)$$

При суцільному завантаженні перекриття з квадратною сіткою колон за другою схемою руйнування (рис. 2.17, б) рівнодійна зовнішнього навантаження, яке діє в межах чверті перекриття, створює момент $M_{Ed,1}$ відносно опорного пластичного шарніра на ділянці розміщення колони, розташованого під кутом 45° до осей рядів колон. При цьому момент $M_{Ed,2}$ створює відносно цього ж шарніра рівнодійна зовнішнього навантаження, прикладеного в межах трикутника перекриття над колоною. Тоді згинальний момент від рівнодійної зовнішнього навантаження відносно опорного шарніра дорівнює

$$M_{Ed} = M_{Ed,1} + M_{Ed,2}, \quad (0.10)$$

де

$$M_{Ed,1} = \frac{ql^2}{4\sqrt{2}} \left(\frac{l}{2} - b \right); \quad (0.11)$$

$$M_{Ed,2} = \frac{qb^2}{2} \frac{b}{3\sqrt{2}} = \frac{qb^3}{6\sqrt{2}}, \quad (0.12)$$

b – відстань від розгалуження опорних пластичних шарнірів під кутом 45° до осі колон у напрямку прольоту l , котра в розглядуваному випадку дорівнює ширині перерізу квадратної колони.

Момент внутрішніх сил, що виникають в пластичних шарнірах по контуру розглядуваного диска (чверті), відносно опорного пластичного шарніра можна записати формулою (0.3), в якій для перекриття однаково армованого в обох напрямках

$$M_{Rd,sup} = \frac{f_{yd} A_{s,sup}}{2\sqrt{2}} \left(d - \chi \frac{f_{yd} A_{s,sup}}{f_{cd} l} \right); \quad (0.13)$$

$$M_{Rd,l} = \frac{f_{yd} A_{s,l}}{2\sqrt{2}} \left(d - \chi \frac{f_{yd} A_{s,l}}{f_{cd} l} \right), \quad (0.14)$$

$A_{s,sup}$ – площа верхньої робочої арматури в обох напрямках перекриття;

$A_{s,l}$ – площа нижньої робочої арматури в обох напрямках перекриття.

Для дисків перекриття з квадратною координатною сіткою колон розрахункова залежність для визначення руйнівного навантаження за другою схемою руйнування набуває вигляду

$$q = \frac{8M_{Rd}}{l^3 \left(1 - 2\frac{b}{l} + \frac{4}{3} \left(\frac{b}{l} \right)^3 \right)}, \quad (0.15)$$

в якій M_{Rd} визначається за формулою (0.7).

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури в одному з напрямів перекриття при заданому навантаженні розв'язується на основі умови рівності внутрішнього і зовнішнього згинальних моментів за формулою (0.8), в якій

$$\bar{\alpha}_m = \frac{ql^3 \left(1 - 2\frac{b}{l} - \frac{4}{3} \left(\frac{b}{l} \right)^3 \right)}{8f_{cd}d^2}. \quad (0.16)$$

де b – катет прямокутного трикутника, що відламується від плити, котрий в розглядуваному випадку дорівнює ширині перерізу квадратної колони.

Ймовірні схеми зламу збірного безкапітельно-безбалкового перекриття порівняно зі схемами монолітного мають суттєву відмінність, котра полягає у тому, що утворення лінійних пластичних шарнірів у ньому спровоковано наявністю петлевих стиків між складовими збірними плитами. Як відмічено в [156], у граничному стані в петлевому стикі плит виникає згинальний момент $M_{sup} = 8,5$ кН·м. Тобто з'єднання плит між собою являє собою пружно-пластичний стик, здатний сприймати фіксоване значення згинального моменту. В граничному стані роботи збірного безкапітельно-безбалкового перекриття лінійні пластичні шарніри запрогнозовано утворюватимуться вздовж стиків збірних плит, тим самим розділяючи його на диски, котрі являють собою, власне, збірні плити. Подальше формоутворення схеми руйнування перекриття визначатиметься основними принципами побудови схем зламу залізобетонних плит з урахуванням їх сумісної роботи в складі збірного перекриття. При цьому для кожної плити в кінцевому розрахунку слід прийняти за розрахункову ту схему зламу, котра може бути реалізована при найменшому значенні зовнішнього навантаження.

Кінематична модель №1 руйнування збірного перекриття в цілому, що наведена на рисунку 2.18 [116], обумовлена двома чинниками, а саме: розломом міжколонних плит в середній частині прольоту між колонами та діагональним

розламом надколонних плит, затиснутих в вузлі їх з'єднання з колоною. Розлам названих плит може ініціювати розлам середньої плити на вісім дисків з шляхом утворення лінійних пластичних шарнірів, котрі є продовженням лінійних пластичних шарнірів, що сформувались у оточуючих середню плиту міжколонних та надколонних плитах. Розлам міжколонних плит провокує появу ліній розламу середньої плити у взаємно перпендикулярних напрямках вздовж прольотів. Поява пластичних шарнірів біля верхньої поверхні середньої плити, котрі є продовженням пластичних шарнірів надколонної плити, можлива за наявності розтягнутої арматури біля цієї поверхні плити.

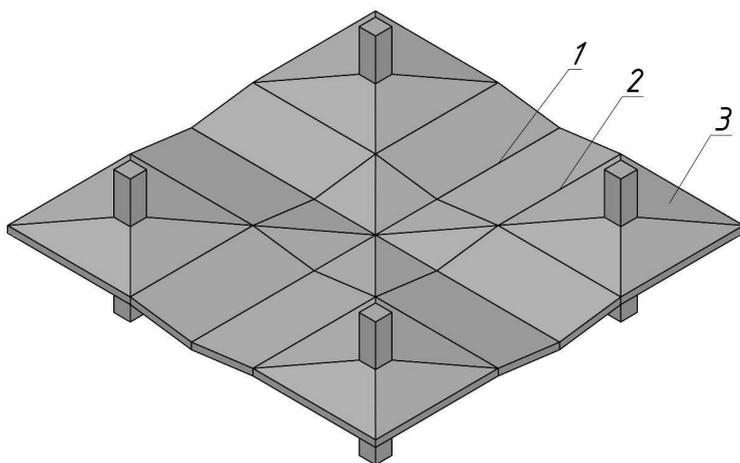


Рисунок 2.18 – Кінематично можлива модель №1 деформування збірного безкапітельно-безбалкового перекриття [116] в граничному стані руйнування в межах одного блоку координаційної сітки колон 6×6 м: 1 – позитивна лінія зламу; 2 – негативна лінія зламу; 3 – плоский диск

Кінематична модель №2 розламу перекриття в граничному стані (рис. 2.19) ініціюється двома чинниками: розламом міжколонних плит в ортогональних напрямках, а також відламом закріплених кутів середньої плити за наявності арматури у її верхній зоні. Піднімання незакріплених кутів вільно опертих плит відмічено науковцями при проведенні дослідних випробувань [254]. Закріплення кутів середньої плити в місцях її з'єднання з міжколонними плитами ортогональних напрямків викликатиме появу негативних ліній зламу,

що перпендикулярні діагоналям середньої плити (рис. 2.19). Поява пластичних шарнірів біля верхньої поверхні середньої плити можлива за наявності розтягнутої арматури біля цієї поверхні плити.

Кінематично можливою моделлю деформування збірного безкапітельно-безбалкового перекриття в граничному стані є також модель, наведена на рисунку 2.20. В ній відсутні негативні лінії розламу середньої плити.

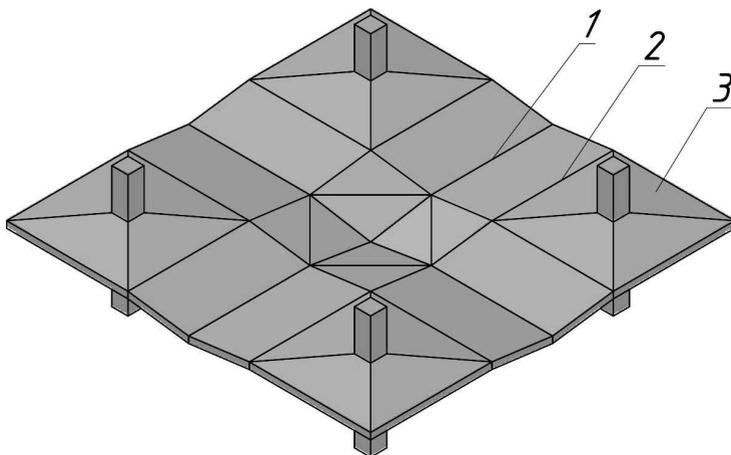


Рисунок 2.19 – Кінематично можлива модель №2 деформування збірного безкапітельно-безбалкового перекриття в граничному стані руйнування в межах одного блоку координаційної сітки колон 6×6 м: 1 – позитивна лінія зламу; 2 – негативна лінія зламу; 3 – плоский диск

Середня плита розділяється на 4 елементи, миттєві осі обертання котрих проходять через кути цієї плити під кутом 45° до її контуру. Таким чином, лінії зламу середньої плити проходять через точки перетину її миттєвих осей обертання. Оскільки, робоче армування міжколонної плити, як правило, здійснюється в одному напрямі, а середня плита буде перешкоджати зламу міжколонної в середині прольоту в напрямі, перпендикулярному робочому армуванню, тому існує ймовірність утворення лінійних пластичних шарнірів, котрі з'єднують кути міжколонної плити з серединою її прольоту. Для квадратної міжколонної плити схема розламу набуде вигляду руйнування плити опертої по контуру (рис. 2.20). Отже, в цьому випадку руйнування як міжколонної, так і

середньої плити може відбутися шляхом їх розділення на чотири диски з утворенням лінійних пластичних шарнірів вздовж діагоналей цих плит.

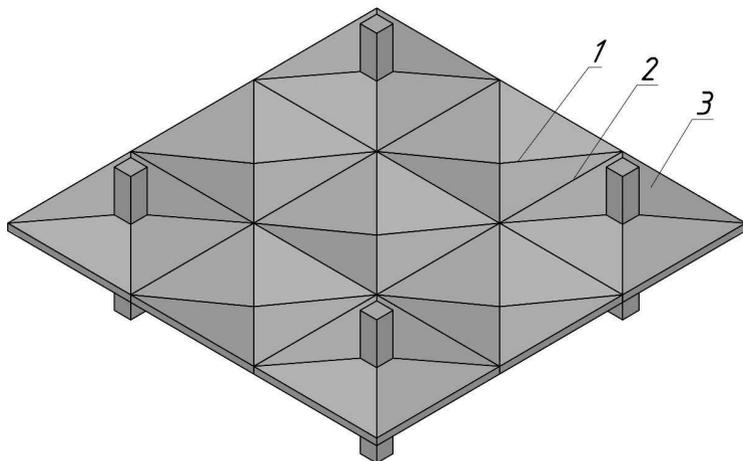


Рисунок 2.20 – Кінематично можлива модель №3 деформування збірною безкапітально-безбалкового перекриття в граничному стані руйнування в межах одного блоку координаційної сітки колон 6×6 м: 1 – позитивна лінія зламу; 2 – негативна лінія зламу; 3 – плоский диск

Таким чином, визначаючи граничне навантаження для плит збірної безкапітально-безбалкової системи перекриття, слід для кожної плити розглянути схеми руйнування, котрі можуть бути реалізовані при розгляді кінематично можливих моделей деформування збірною безкапітально-безбалкового перекриття в граничному стані (рис. 2.18 – 2.20).

2.4.2 Робота плит перекриттів під навантаженням на основі кінематичного способу розрахунку

На основі проведеного аналізу роботи збірною безкапітально-безбалкового перекриття виявлено, що навантаження по ньому передається із елемента на елемент залежно від схеми руйнування. Ця схема не співпадає зі схемою розподілу навантаження на монолітне перекриття, адже в цьому процесі

суттєву роль відіграє кінематичний поділ перекриття на окремі диски в стадії його граничної рівноваги.

Монолітне безбалкове перекриття являє собою суцільний диск і навантаження з нього на колони буде передаватись найкоротшими шляхами, тобто, навантаження з певної ділянки перекриття передаватиметься на найближчу колону (рис. 2.21, *a*).

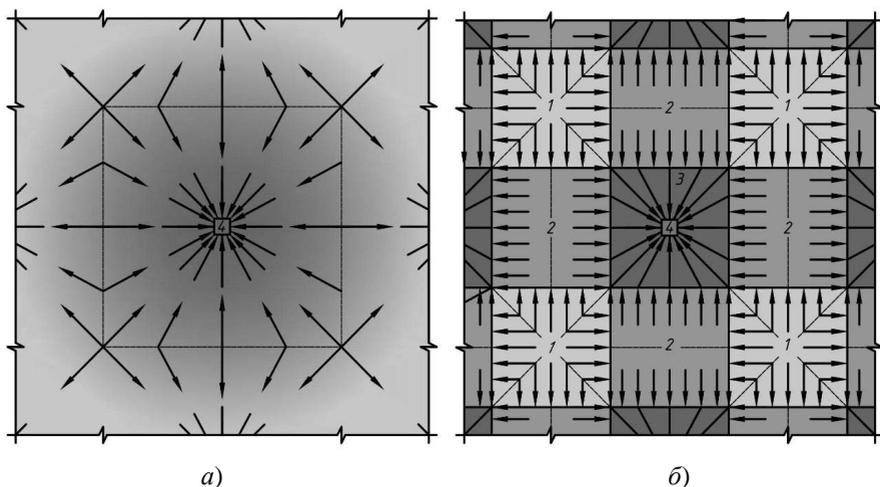


Рисунок 2.21 – Розподіл навантаження між елементами безкапітельно-безбалкового перекриття залежно від способу виготовлення [275]:

- a*) – монолітного; *б*) – збірного: 1 – середня плита; 2 – міжколонна плита; 3 – надколонна плита; 4 – колони

Позаяк середня плита збірного безкапітельно-безбалкового перекриття з'єднана петлевими стиками тільки з міжколонними плитами, тому навантаження від неї буде передаватись тільки на ці плити (рис. 2.21, *б*), а не безпосередньо на надколонну плиту найкоротшим шляхом як у монолітному перекритті. У подальшому навантаження з міжколонних плит передається на надколонні плити. Після чого надколонні плити передають навантаження на колони. Така схема розподілу навантаження обумовлена конструкцією з'єднань елементів збірного перекриття та розділенням його на окремі частини в момент руйнування.

Установлена схема розподілу навантажень вимагає в розрахунках розглядати кожен частину перекриття окремо одну від одної, але при цьому слід урахувати їх взаємодію між собою.

Найменш завантаженим елементом збірного перекриття є середня плита: вона забезпечує роль з'єднувального елемента в процесі роботи перекриття як суцільного жорсткого диска. На цю плиту-вставку діє рівномірне розподілене навантаження q , яке складається зі змінного та постійного (рис. 2.22, *a*). Робота середньої плити під дією цього навантаження може розглядатись як обертої по контуру. Петлеве з'єднання плит між собою являє лінійний пружно-пластичний стик, здатний сприймати фіксоване значення згинального моменту $M_{sup} = 8,5 \text{ кН}\cdot\text{м/м}$.

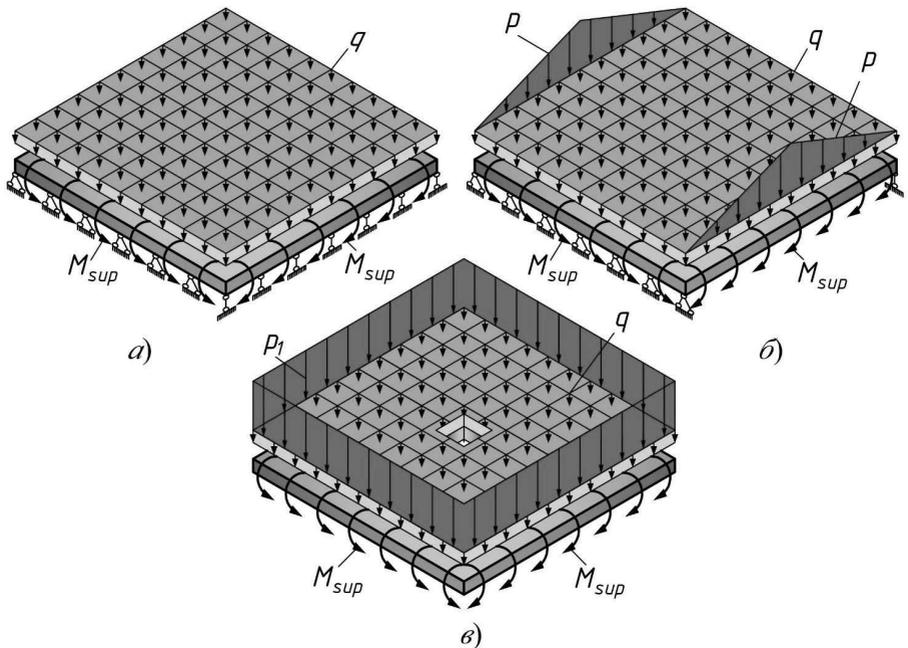


Рисунок 2.22 – Розрахункові схеми спирання та завантаження збірних плит безкапітельно-безбалкового перекриття: *a* – середньої; *б* – міжколонної; *в* – надколонної

Таким чином, за розрахункову схему середньої плити можна прийняти шарнірно оперту плиту з прикладеним по контуру рівномірно розподіленим згинальним моментом M_{sup} (рис. 2.22, а).

У подальшому із середньої плити навантаження передається на міжколонні плити, які у свою чергу спираються двома протилежними сторонами на надколонні плити. Міжколонні плити сприймають такі навантаження (рис. 2.22, б): рівномірно розподілене q постійне та змінне по всій площі плити, а також трикутно розподілене p вздовж стиків із середніми плитами навантаження від реакції опор цих плит. Розрахунковою схемою міжколонної плити буде плита, шарнірно оперта по двох сторонах, завантажена крім вертикального навантаження ще й згинальним моментом M_{sup} , що виникає в стиках плит, по контуру плити.

Надколонна плита є найбільш завантаженою, адже все навантаження, що діє на перекриття передається на колону через надколонні плити. Вона сприймає змінне та постійне рівномірно розподілене навантаження q , а також рівномірно розподілене навантаження p_1 вздовж контуру від реакції обпирання міжколонних плит. З'єднання надколонної плити з колоною в розрахунковій схемі приймається жорстким, тому плита розглядається як жорстко закріплена по контуру внутрішнього отвору та завантажена крім вертикального навантаження згинальним моментом M_{sup} , що виникає в стиках плит, по зовнішньому контуру плити (рис. 2.22, в).

Отже, на основі проведеного аналізу доведено, що монолітне і збірне безбалкові перекриття працюють по-різному. Збірне безбалкове перекриття хоч за своєю сутністю і є аналогом монолітного варіанта, але має певні особливості як у розрахунку, так і в конструюванні. Це обумовлено по-перше – способом з'єднання його елементів між собою, а по-друге – перерозподілом навантаження між окремими збірними елементами збірного перекриття. Тому, на відміну від монолітного перекриття, котре являє собою суцільний диск, збірне перекриття поєднує в собі елементи як балкових, так і безбалкових каркасів. Це виявляється при аналізі роботи кожної плити у складі перекриття на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги. Наслідком цього є можливість розгляду розрахунку кожної плити окремо з урахуванням характеру розподілу навантажень на неї, схеми спирання та взаємодії між плитами у складі перекриття.

2.4.3 Косе стискання колон у складі каркасу

У перших залізобетонних каркасах будівель системи балкових перекриттів компонувались таким чином, щоб забезпечити прикладання навантаження до колон в одній із площин інерції їх перерізів. Таке завантаження колон реалізувалось шляхом розташування головних балок перекриття так, щоб вісі балок лежали у одній площині з однією з осей інерції перерізу колони (рис. 2.23, *а*). Отже, лінія дії рівнодійної зовнішнього навантаження примусово (теоретично) лежала в площині вісі інерції перерізу колони. У збірному варіанті каркасу, таке прикладання навантаження до колон забезпечувалось наявністю симетричних консолей у збірній колоні.

Удосконалення конструкції перекриттів шляхом перетворення ребристих перекриттів з балковими плитами на ребристі перекриття з плитами, опертими по контуру призвело до прикладання зовнішнього навантаження до колони в двох площинах (рис. 2.23, *б*). При цьому загальна рівнодійна зовнішнього навантаження, як правило, не лежала в площині жодної з осей інерції перерізу колони. Цей факт зазвичай ігнорувався, а отже розрахунок несучої здатності колони виконувався на плоский стиск в двох ортогональних площинах інерції її перерізу.

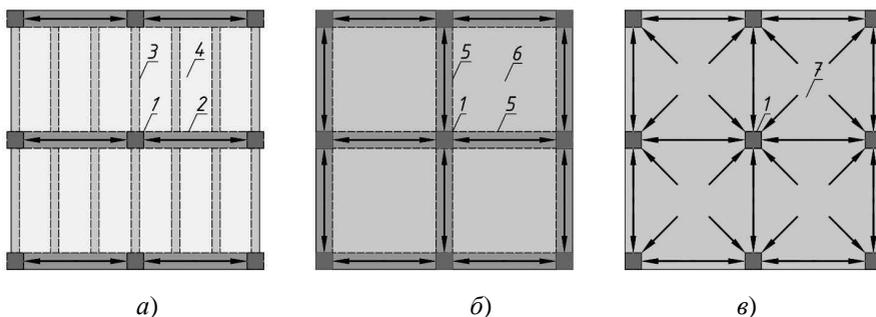


Рисунок 2.23 – Напрями передавання навантаження на колони: *а*) – від ребристого перекриття з балковими плитами; *б*) – від ребристого перекриття з плитами, опертими по контуру; *в*) – від безкапітельно-безбалкового перекриття;

1 – колона; 2 – головна балка; 3 – другорядна балка; 4 – балкова плита; 5 – балка; 6 – плита, оперта по контуру; 7 – безбалкове перекриття

Створення безбалкових перекриттів, а згодом і їх удосконалення шляхом усунення капітелей, призвело до складного деформування колон залізобетонних каркасів, а саме: до косого їх стикання (рис. 2.24).

В крайніх куткових колонах каркасу цей вид деформування є очевидним, зважаючи на несиметричність розташування площі завантаження перекриття відносно центра ваги перерізу колони (рис. 2.24). При цьому колони крайніх та середніх рядів безбалкових каркасів також будуть косо стиснутими через передачу навантаження на них поза площинами інерції їх перерізів при різних схемах завантаження каркасу. Додатковими чинниками, що спричиняють виникнення косого стискання колон безбалкових каркасних будівель, є фактори технологічного та експлуатаційного характеру [303]. Таким чином можна стверджувати, що колони безбалкових каркасних будівель переважно експлуатуються в умовах косого стиску.

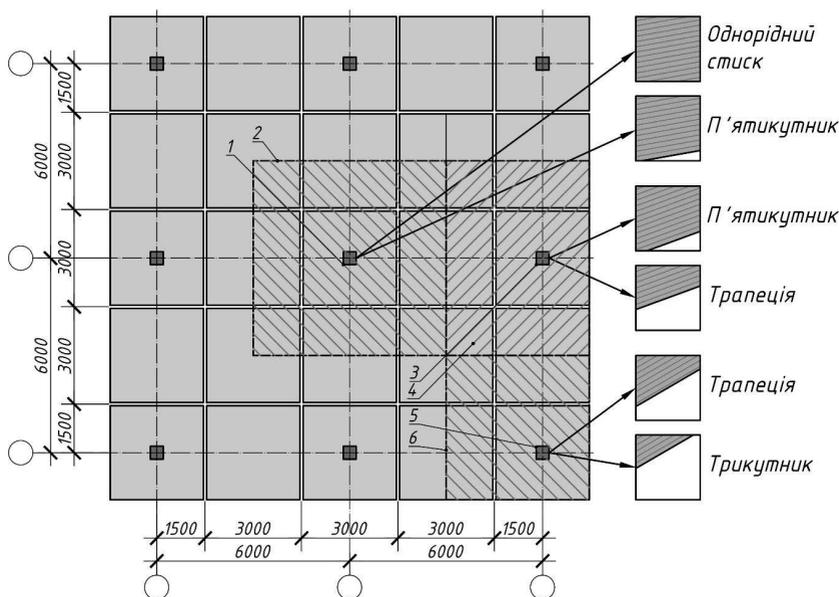


Рисунок 2.24 – Ділянки завантаження колон збірної безкапітельно-безбалкової безкапітельної конструктивної системи залежно від їх положення в каркасі та відповідні характерні форми стиснутої зони: 1 – середня колона; 2 – вантажна ділянка середньої колони; 3 – крайня колона; 4 – вантажна ділянка крайньої колони; 5 – кутова колона; 6 – вантажна ділянка кутової колони

В косо стиснутих залізобетонних колонах прямокутного чи квадратного профілю стиснута зона бетону може набувати різних форм (рис. 2.24): трикутної, трапецієподібної (з основами трапеції на довших або коротших гранях колони), прямокутної (частковий випадок), п'ятикутної або співпадати з формою перерізу у випадку, якщо весь переріз колони стиснутий.

Визначальною (головною) умовою існування тієї чи іншої форми стиснутої зони бетону є величина ексцентриситету прикладання зовнішнього поздовжнього зусилля стиску. Між тим, на формування стиснутої зони впливають також міцнісні та деформативні характеристики бетону й арматури, коефіцієнт армування, розташування арматури, форма та розміри перерізу. Тому однозначно встановити форму стиснутої зони бетону залізобетонних колон за одним лише значенням ексцентриситетів прикладання зовнішньої поздовжньої сили неможливо. Це є додатковим чинником, котрий ускладнює розрахунок колон збірної безкапітельно-безбалкової безкапітельної конструктивної системи будівель.

Можна відмітити лише наступні особливості їх деформування. У косо стиснутих колонах квадратного профілю п'ятикутна форма стиснутої зони виникає при прикладанні зовнішнього поздовжнього зусилля стиску з малими ексцентриситетами в обох площинах інерції перерізу. При силовому деформуванні колон поздовжнім зусиллям стиску, прикладеним з великими ексцентриситетами утворюються, як правило, трапецієподібна або трикутна форми стиснутої зони.

2.5 Висновки за розділом 2

1. На основі синтезу каркасних конструктивних систем будівель виявлені та структуровані шляхи виникнення і розвитку збірної каркасної безкапітельно-безбалкової безкапітельної конструктивної системи та її елементів. Показано, що походження цієї системи являє собою поєднання трансформації балкових каркасів та розширення оголовків колон. Подальше удосконалення цієї конструктивної системи в напрямі позбавлення від капітелей та прихованих ригелів сприяло більшому відокремленню її від балкових конструктивних систем. На шляху створення збірного варіанту каркасної безкапітельно-

безбалкової конструктивної системи її аналогія з балковими каркасами стала ще більш неочевидною.

2. Досліджено вплив синтезу конструктивних систем будівель на формування та розвиток методів розрахунку їх несучої здатності. Простежено чіткий взаємозв'язок розрахунку безкапітельно-безбалкових каркасів із засадами, характерними для балкових перекриттів. Виявлено низку невідповідностей у розрахунку несучої здатності збірної каркасної конструктивної системи будівель з безкапітельно-безбалковим перекриттям при поділі просторового каркаса плоскі рами, які стосуються неврахування наявності стиків збірних елементів, неточності перерозподілу згинальних моментів та неврахування роботи плит у двох напрямках, нехтування складним деформуванням колон. Сукупність виявлених неузгоджень гальмує подальший розвиток розглядуваної конструктивної системи будівель.

3. На основі проведеного функціонального аналізу збірної каркасної безкапітельно-безбалкової безкапітельної конструктивної системи встановлено, що збільшення поверховості будівель цієї системи залежить у першу чергу від несучої здатності колон нижніх поверхів. Запропоновано та розроблено конструктивне рішення, котре полягає у сприйманні частини вертикального навантаження елементами жорсткості з подальшим передаванням його безпосередньо на фундамент. В якості елементів жорсткості запропоновані суцільні залізобетонні діафрагми – плоскі залізобетонні панелі номінальної шириною, яка дорівнює відстані між колонами, та номінальною висотою, яка дорівнює висоті поверху в проєкті.

4. Обґрунтовано необхідність врахування таких особливостей конструкції безкапітельно-безбалкового перекриття збірної каркасної конструктивної системи, як наявність стиків між елементами та простоту геометричних форм збірних елементів, при розробці методу розрахунку несучої здатності перекриття. Запропоновано реалізацію цієї ідеї здійснити на основі застосування до розрахунку перекриття кінематичного способу методу граничної рівноваги, що базується на чітких, простих і фізично обґрунтованих положеннях. Використання цього методу дозволяє поєднати простоту реалізації розрахунку несучої здатності з усуненням виявлених невідповідностей між існуючими методами розрахунку та роботою перекриття при навантаженні.

5. На основі проведеного кінематичного аналізу доведено, що монолітне і збірне безбалкові перекриття працюють по-різному. Це обумовлено по-перше –

з'єднанням елементів збірного перекриття між собою, а по-друге – перерозподілом навантаження між окремими збірними елементами перекриття. Тому, на відміну від монолітного перекриття, котре являє собою суцільний диск, збірне перекриття складається з окремих дисків, котрі являють собою збірні плити, та з'єднуються між собою лінійними пластичними шарнірами, на котрі в граничному стані перетворюються петлеві стики збірних плит. Наслідком цього є можливість розгляду розрахунку кожної плити окремо з урахуванням характеру розподілу навантажень на неї, схеми спірання та взаємодії між плитами у складі перекриття.

6. З використанням основних положень кінематичного способу методу граничної рівноваги створена модель деформування збірного безкапітельно-безбалкового перекриття в граничному стані. Розроблена розрахункова модель робить можливим генерування схем деформування, властивих кожному типу плит. Ці схеми запропоновано використовувати для визначення несучої здатності кожної плити та розрахунку їх необхідної площі робочої арматури.

7. Доведено, що у складі збірного безкапітельно-безбалкового каркасу колони можуть зазнавати як однорідного так неоднорідного деформування при косому стисканні. При цьому за умови неоднорідного деформування стиснута зона бетону у перерізі колон може набувати 4 форм: п'ятикутника, трапеції, прямокутника або трикутника залежно від схеми завантаження каркасу. Таким чином, для визначення несучої здатності колон збірного безкапітельно-безбалкового каркасу необхідно удосконалити методику розрахунку колон на косий стиск з урахуванням перерахованих випадків їх деформування.

РОЗДІЛ 3
РОЗРАХУНОК ПЛИТ ЗБІРНОГО БЕЗКАПТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОГО
ПЕРЕКРИТТЯ КІНЕМАТИЧНИМ СПОСОБОМ
МЕТОДУ ГРАНИЧНОЇ РІВНОВАГИ

3.1 Загальні положення розрахунку

Несучу здатність залізобетонних плит безбалкової каркасної конструктивної системи будівель доцільно визначати на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги.

Суть розрахунку несучої здатності плит кінематичним способом методу граничної рівноваги полягає в наступному:

– плита розділяється на плоскі диски, з'єднані між собою лініями зламу (лінійними пластичними шарнірами). Лінії зламу можуть утворюватися на нижній та / або верхній поверхні плити, відповідно згинальні моменти, котрі будуть діяти в цих лінійних пластичних шарнірах будуть позитивні та / або негативні. Лінії зламу і опорні лінійні шарніри (за їх наявності) утворюють схему зламу плити;

– задаються довільні найменші можливі (віртуальні) переміщення дисків плити для прийнятої схеми зламу і схеми завантаження;

– складають рівняння рівності робіт зовнішніх та внутрішніх зусиль на заданому переміщенні – рівняння віртуальних робіт;

– значення зовнішнього навантаження, котре задовольняє складене рівняння рівноваги, є несучою здатністю плити.

Схема зламу плити повинна відповідати умовам її спирання та схемі завантаження, а також забезпечувати однократну кінематичну змінність системи. Для кожної плити можна уявити собі безкінечну множину схем зламу, які відповідають вказаним вимогам. Дійсною буде та, при якій несуча здатність плити має найменше значення.

При цьому вважається, що деформації системи до настання стану її граничної рівноваги будуть настільки малими, при яких можна знехтувати зміною геометричних розмірів системи в результаті деформації. У стані граничної рівноваги конструкції повинні виконуватися наступні вимоги:

– зусилля у елементах задовольняють умови рівноваги та граничні умови;

– конфігурація зон текучості і вид можливих деформацій елементів, що належать цим зонам, повинні допускати переміщення точок системи;

– робоча арматура з фізичною ділянкою текучості в момент розламу досягає межі текучості;

– елементи, арматура яких не знаходиться в стані текучості, розглядаються як такі, що не деформуються.

Пластичні деформації вздовж ліній зламу супроводжуються пружними деформаціями частин плити між лініями зламу. У граничному стані пружні деформації будуть суттєво меншими за пластичні. Нехтуючи ними, можна вважати окремі частини плити плоскими жорсткими дисками, а лінії її зламу – прямолінійними шарнірами. Таким чином, у граничному стані, враховуються тільки пластичні деформації, які виникають вздовж ліній зламу і полягають у поворотах сусідніх елементів плити, з'єднаних лінійними пластичними шарнірами.

При кінематичному способі розрахунку розглядаються усі можливі кінематичні схеми руйнування та визначається мінімальне навантаження, при якому конструкція перетворюється в змінну систему. Розрахунок плит за методом граничної рівноваги з використанням кінематичного способу ґрунтується на таких положеннях [254]:

1. Пластичні шарніри конструкції замінюються ідеальними шарнірами з прикладеними до них моментами відповідного напрямку дії, які в момент розламу набувають граничних значень.

2. За граничний стан системи приймається такий її стан, при якому вона стає геометрично змінною.

3. Навантаження, за дії якого система досягає граничного стану, визначається на основі принципу можливих переміщень.

Рівняння рівноваги, що виражає рівність між віртуальними роботами зовнішніх W_{Ed} і внутрішніх W_{Rd} зусиль на відповідних можливих переміщеннях плити в напрямі дії зусиль у загальному вигляді представлено таким чином:

$$W_{Ed} = W_{Rd}. \quad (3.1)$$

Як відомо, збірні плити перекриття з'єднані між собою шляхом влаштування стика Передерія. Цей стик сприймає визначене значення згинального моменту, тому робота внутрішніх сил визначатиметься не тільки

згинальними моментами, що діють в лінійних пластичних шарнірах при розламі плити, але і згинальними моментами, котрі діють в стиках плит. Рівняння віртуальних робіт (3.1) для випадку розрахунку плит, завантажених розподіленими по площі та по лініях навантаженнями, представлено так:

$$\int_A q y_q dA + \int_l p(l) y_p dl = \sum_{i=1}^n M_{Rd,i} \varphi_i l_i + \sum_{j=1}^m M_{sup,j} \varphi_j l_j, \quad (3.2)$$

де q – розрахункове граничне значення рівномірно розподіленого навантаження по площі A , кН/м²; y_q – віртуальне переміщення плити в напрямі дії навантаження q , м; A – площа тієї частини плити, на якій діє навантаження q , м²; $p(l)$ – розрахункове граничне значення розподіленого навантаження по лінії довжиною l , кН/м; y_p – віртуальне переміщення плити в напрямі дії навантаження $p(y)$, м; l – довжина тієї частини плити, вздовж якої діє навантаження $p(y)$, м; $M_{Rd,i}$ – граничне значення згинального моменту, який сприймається i -тим пластичним шарніром на одиницю його довжини, кН·м/м; φ_i – взаємний кут повороту дисків в i -тому пластичному шарнірі; l_i – довжина i -того пластичного шарніра, м; n – кількість лінійних пластичних шарнірів; $M_{sup,j}$ – граничне значення згинального моменту, який сприймається j -тим опорним шарніром на одиницю його довжини, кН·м/м; φ_j – кут повороту диска плити в j -тому опорному шарнірі; l_j – довжина j -того опорного шарніра, м; m – кількість лінійних опорних шарнірів.

3.2 Розрахунок середньої плити

Середня плита являє собою квадратну плоску залізобетонну плиту армовану нижньою сіткою з однаковою площею робочих арматурних стержнів в ортогональних напрямках (рис. 3.1, *a*). З метою економії арматури доцільно виконувати армування плити двома сітками, стержні однієї з яких не доводяться до опор на деяку визначену відстань la , де a – частка ділянки плити з обривом арматури відносно загальної довжини плити (зазвичай $a = 1/4$) (рис. 3.1, *b*).

Середня плита завантажена рівномірно розподіленим навантаженням по її площі та спирається з чотирьох сторін на міжколонні плити. Стик середньої плити з міжколонною плитою характеризується сприйняттям заданого значення згинального моменту, тому в розрахунок середня плита розглядається як

шарнірно оперта по контуру, вздовж котрого прикладений рівномірно розподілений за довжиною згинальний момент M_{sup} , що виникає в стикі плит (рис. 3.2 – 3.5).

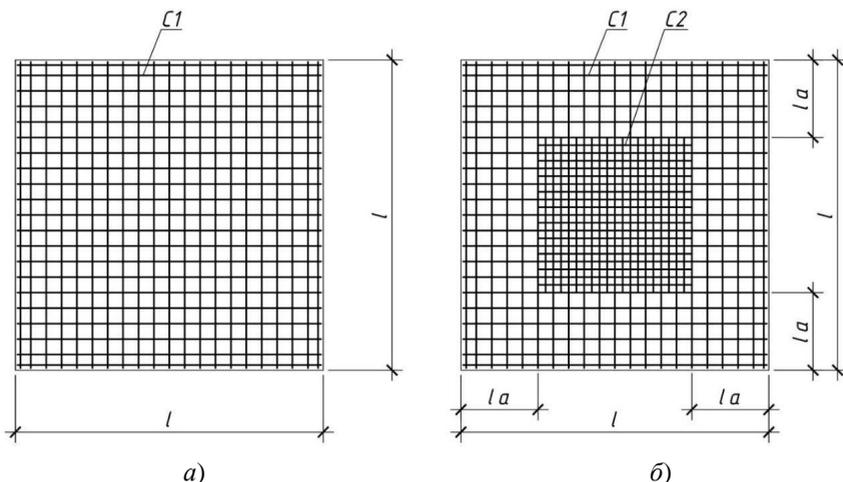


Рисунок 3.1 – Схеми армування середньої плити: а) – без обриву арматури; б) – з обривом арматури

Завдяки симетрії контуру та навантаження можливі схеми зламу середньої плити також будуть симетричними. Для плити без обриву арматури характерною та підтвердженою експериментально є схема №1 розламу на чотири диски з утворенням лінійних пластичних шарнірів по діагоналям плити (рис. 3.2). В лінійних шарнірах в момент розламу діють внутрішні згинальні моменти M_{Rd} , котрі залежать від площі робочої арматури плити, яка перетинається лінійним шарніром. У випадку обриву арматури в розглядуваній схемі розламу на ділянках лінійних шарнірів довжиною $la / \cos 45^\circ$ діятимуть зменшені моменти kM_{Rd} (рис. 3.3), де k – частка площі робочої арматури, котра не обривається, відносно всієї площі робочої арматури, що перетинається лінійним шарніром.

У випадку обриву частини арматури в прольоті для середньої плити можлива також схема №2 розламу плити, якій лінійні пластичні шарніри утворюються вздовж ліній обриву арматури та по діагоналям плити (рис. 3.4). В цьому випадку у всіх лінійних шарнірах діятимуть зменшені згинальні моменти kM_{Rd} .

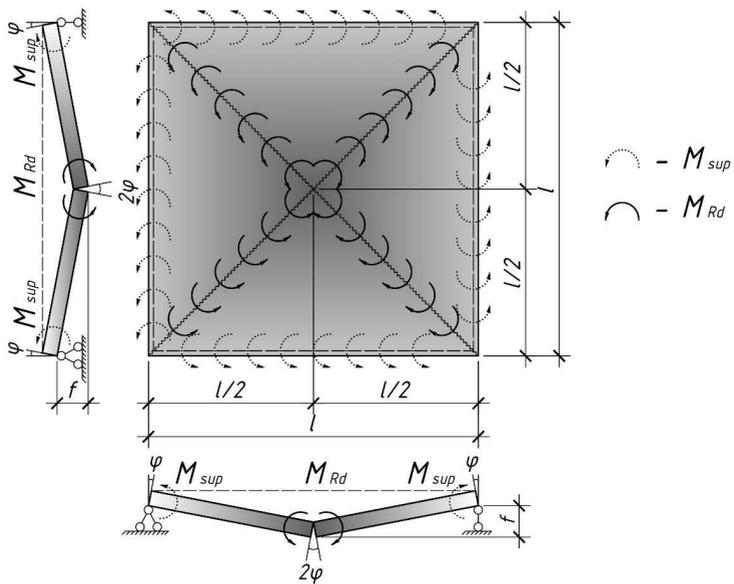


Рисунок 3.2 – Можлива схема №1 зламу середньої плити без обриву арматури

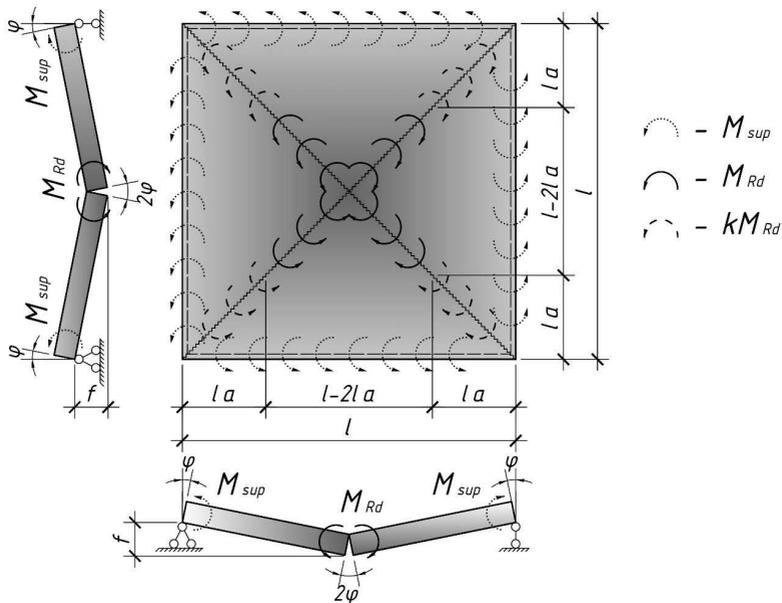


Рисунок 3.3 – Можлива схема №1 зламу середньої плити з обривом арматури

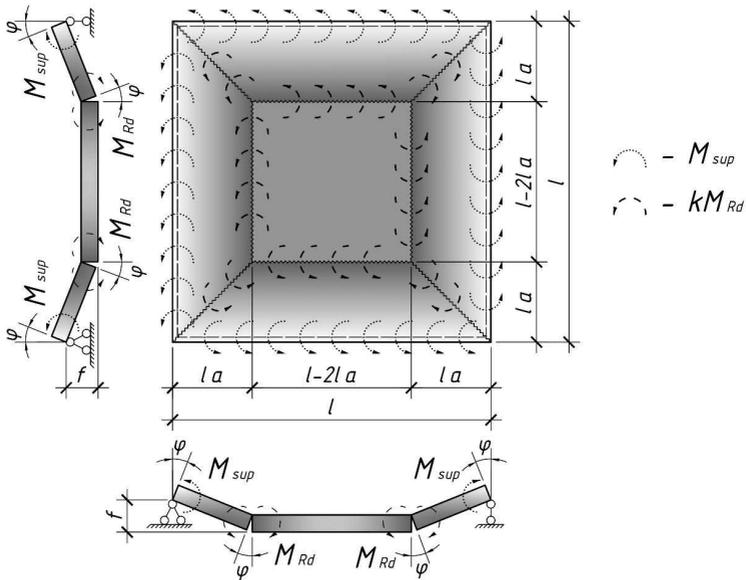


Рисунок 3.4 – Можлива схема №2 зламу середньої плити з обривом арматури

Можливою схемою №2 розламу середньої плити без обриву арматури є також схема її розламу на 8 дисків, котра розглядалась при побудові кінематично можливої моделі деформування збірного безбалкового перекриття в граничному стані руйнування (рис. 2.18). Ця схема ініціюється розломом опорного контуру середньої плити, утвореного 4-ма міжколонними плитами. В розглядуваній схемі (рис. 3.5) утворюються лінійні пластичні шарніри, що проходять в середині плити паралельно її сторонам та є продовженням лінійних пластичних шарнірів міжколонних плит у граничному стані. В цих шарнірах у момент розламу діють позитивні внутрішні згинальні моменти M_{Rd1} , значення котрих залежать від площі нижньої робочої арматури плити, яка перетинається лінійним шарніром. Також вздовж діагоналей середньої плити утворюються лінійні пластичні шарніри, які є продовженням лінійних шарнірів надколонної плити у її граничному стані. В цих діагональних шарнірах у момент розламу діють негативні внутрішні згинальні моменти M_{Rd2} , значення котрих залежать від площі верхньої робочої арматури плити, яка перетинається лінійним шарніром. Таким чином, передумовою реалізації розглядуваної схеми розламу середньої плити є наявність робочої арматури у верхній зоні середньої плити.

$$W_{Rd} = 4M_{12}\varphi_{12}l \cos 45^0 + 4M_{sup}\varphi l, \quad (3.4)$$

де M_{12} – внутрішній згинальний момент, який діє при розламі плити на суміжні диски 1 та 2 на одиницю довжини пластичного шарніра між цими дисками, $M_{12} = M_{23} = M_{34} = M_{41}$;

φ_{12} – взаємний кут повороту суміжних дисків 1 та 2, $\varphi_{12} = \varphi_{23} = \varphi_{34} = \varphi_{41}$;

$M_{sup} = 51 / 6 = 8,5$ кН·м/м – внутрішній згинальний момент, який виникає в петлевому стику [156];

φ – кут повороту дисків плити відносно проектного положення.

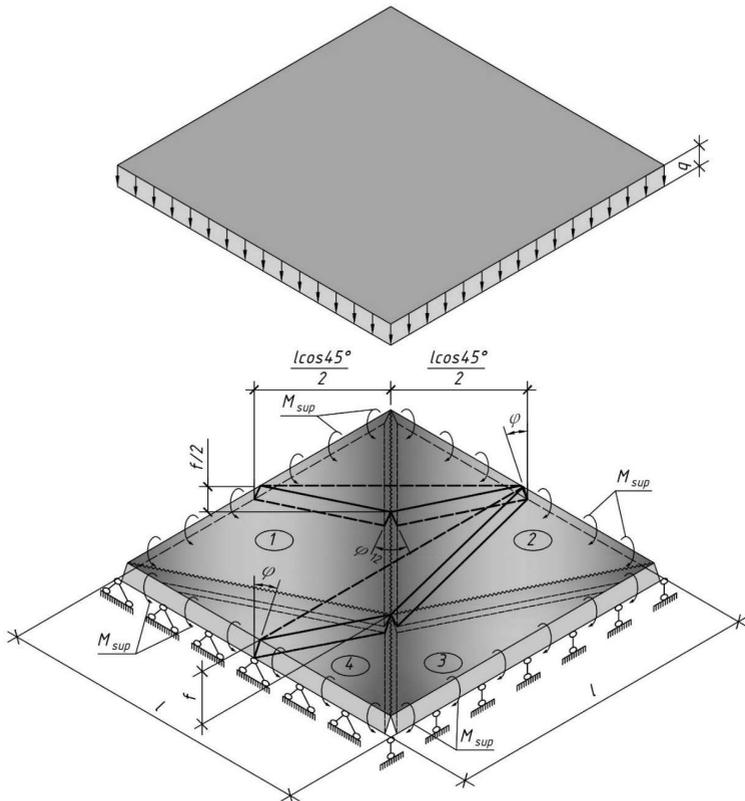


Рисунок 3.6 – Розрахункова кінематична схема №1 зламу середньої плити без обриву арматури

У формулі (3.4) кути повороту дисків можна виразити наступним чином:

$$\varphi \approx \operatorname{tg} \varphi = \frac{2f}{l}, \quad (3.5)$$

$$\varphi_{12} \approx \operatorname{tg} \varphi_{12} = \frac{2f}{l \cos 45^\circ}. \quad (3.6)$$

Після підстановки виразів (3.5) – (3.6) у рівняння (3.4) отримаємо, що

$$W_{Rd} = 8M_{12}f + 8M_{\text{sup}}f. \quad (3.7)$$

Рівняння (3.7) містить згинальний момент M_{12} , значення якого на одиницю довжини пластичного шарніра залежить від площі перерізу робочої арматури, що перетинається цим шарніром. Розглядуваний шарнір перетинає робочу арматуру обох напрямків, при цьому середня плита є рівномірно армованою, тобто кількість арматури в обох напрямках є однаковою, а отже і згинальні моменти, котрі сприймаються плитою в цих напрямках також однакові. Згинальні моменти, які сприймаються арматурою одного напрямку, складатимуть $M_{Rd} \sin 45^\circ$, іншого – $M_{Rd} \cos 45^\circ$. Значення згинального моменту M_{12} являє собою геометричну суму моментів, які діють у двох напрямках:

$$M_{12} = \sqrt{M_{Rd}^2 \sin^2 45^\circ + M_{Rd}^2 \cos^2 45^\circ} = M_{Rd}, \quad (3.8)$$

де M_{Rd} – згинальний момент, який сприймається плитою в одному напрямку, на одиницю ширини плити.

Згинальний момент, котрий сприймається плитою в одному напрямку, на одиницю ширини плити обчислюється за формулою:

$$M_{Rd} = \frac{f_{yd} A_s z_s}{l}, \quad (3.9)$$

де f_{yd} – розрахункове значення міцності арматури на межі текучості;

A_s – площа перерізу робочої арматури плити одного напрямку;

z_s – плече внутрішньої пари сил.

У випадку, якщо арматура плити в прольоті не обривається рівняння (3.1) з урахуванням (3.3), (3.7) та (3.8) набуває вигляду

$$\frac{ql^2}{3} = 8(M_{Rd} + M_{sup}). \quad (3.10)$$

Граничне навантаження, яке може сприйняти середня плита за кінематичною схемою руйнування (рис. 3.6) із заданим армуванням, може бути визначене з рівняння (3.10) за формулою:

$$q = \frac{24(M_{Rd} + M_{sup})}{l^2}, \quad (3.11)$$

в якій

$$M_{Rd} = \frac{f_{yd}A_s}{l} \left(d - \chi \frac{f_{yd}A_s}{f_{cd}l} \right), \quad (3.12)$$

де M_{Rd} – значення внутрішнього згинального моменту на одиницю довжини плити;

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

d – робоча висота перерізу плити;

$\chi = 0,52 \dots 0,59$ – параметр, котрий залежить від класу бетону [418].

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури в одному з напрямів плити при заданому навантаженні розв'язується на основі умови рівності внутрішнього і зовнішнього згинальних моментів з використанням залежності (3.10) за формулою

$$A_s = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 4\chi\bar{\alpha}_m}}{2\chi} \right) dl, \quad (3.13)$$

де

$$\bar{\alpha}_m = \frac{ql^2 - 24M_{sup}}{24f_{cd}d^2}. \quad (3.14)$$

В кінематичній схемі №2 руйнування (рис. 3.5) середня плита розміром $l \times l$ без обриву арматури в граничному стані від дії рівномірно розподіленого по її площі навантаження q набуває форму ламаної поверхні з найнижчою точкою,

розташованою на відстані, що дорівнює прогину f , від недеформованої поверхні плити (рис. 3.7).

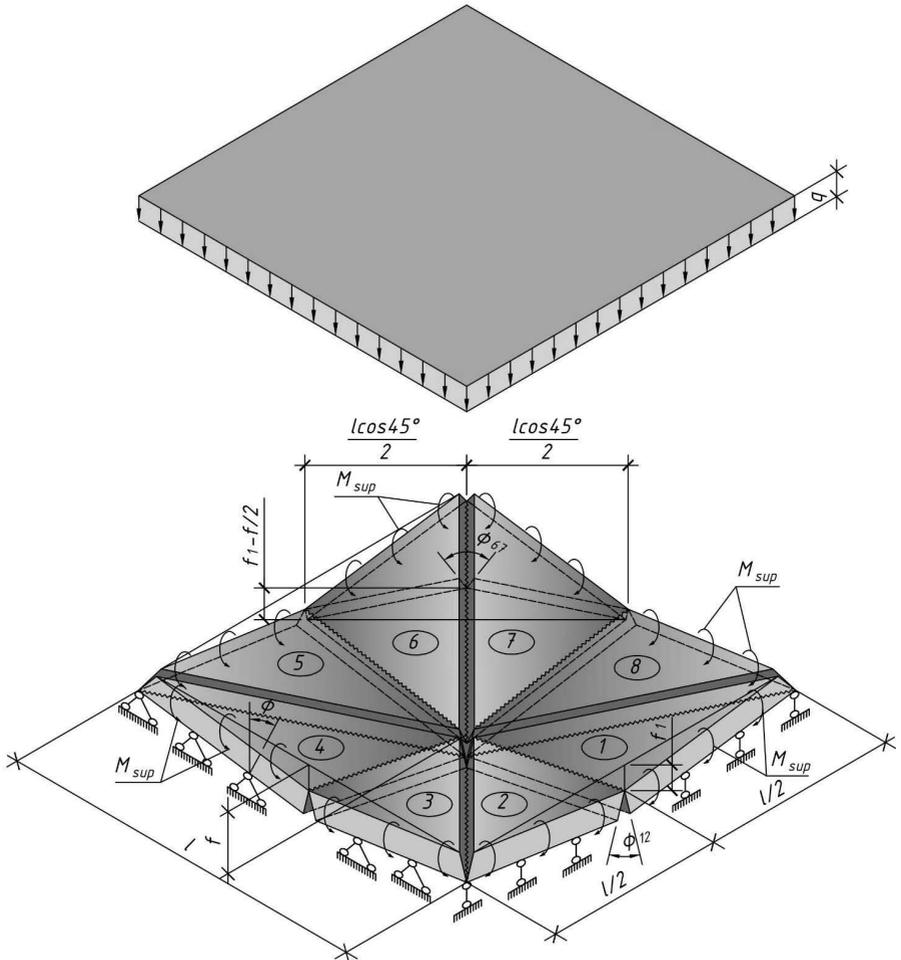


Рисунок 3.7 – Розрахункова кінематична схема №2 зламу середньої плити без обриву арматури

Віртуальна робота зовнішніх сил в (3.1) визначається за формулою:

$$W_{Ed} = 8 \int_0^{\frac{l}{2}} q dz \int_0^{\frac{2fx}{l}} dx + 8 \int_0^{\frac{l}{2}} q dx \int_0^x \left(f_1 - \frac{2f_1x}{l} \right) dz = \frac{qt^2(f + f_1)}{3}. \quad (3.15)$$

У розрахунку несучої здатності середня плита розглядається як шарнірно оперта. При цьому в лінійних шарнірах, що утворені в місцях з'єднань з міжколонними плитами, діє рівномірно розподілений згинальний момент M_{sup} , який виникає в петлевому стику (рис. 3.7). Ураховуючи введені позначення, робота внутрішніх моментів на відповідних кутах поворотів визначається за виразом

$$W_{Rd} = 4M_{12}\varphi_{12}l + 4M_{67}\varphi_{67}l \cos 45^0 + 4M_{sup}\varphi l, \quad (3.16)$$

де M_{12} – внутрішній згинальний момент, який діє при розламі плити на суміжні диски 1 та 2 на одиницю довжини пластичного шарніра між цими дисками, $M_{12} = M_{34} = M_{56} = M_{78}$;

φ_{12} – взаємний кут повороту суміжних дисків 1 та 2, $\varphi_{12} = \varphi_{34} = \varphi_{56} = \varphi_{78}$;

M_{67} – внутрішній згинальний момент, який діє при розламі плити на суміжні диски 6 та 7 на одиницю довжини пластичного шарніра між цими дисками, $M_{67} = M_{81} = M_{23} = M_{45}$;

φ_{67} – взаємний кут повороту суміжних дисків 6 та 7, $\varphi_{67} = \varphi_{81} = \varphi_{23} = \varphi_{45}$.

$M_{sup} = 51 / 6 = 8,5$ кН·м/м – внутрішній згинальний момент, який виникає в петлевому стику [156];

φ – кут повороту дисків плити відносно проектного положення.

У формулі (3.16) кути повороту дисків можна виразити наступним чином:

$$\varphi_{12} \approx \text{tg} \varphi_{12} = \frac{4f_1}{l}, \quad (3.17)$$

$$\varphi_{67} \approx \text{tg} \varphi_{67} = \frac{2(f_1 - f/2)}{l \cos 45^0}. \quad (3.18)$$

Після підстановки виразів (3.17) – (3.18) у рівняння (3.16) та виключення його останнього складника з метою спрощення отримання кінцевої розрахункової формули отримано, що

$$W_{Rd} = 8M_{12}f_1 + 8M_{67}f. \quad (3.19)$$

Рівняння (3.19) містить згинальний момент M_{12} , значення якого на одиницю довжини пластичного шарніра залежить від площі перерізу робочої арматури, що перетинається цим шарніром. Розглядуваний шарнір перетинає нижню робочу арматуру обох напрямків. Значення згинального моменту M_{12} обчислюється за формулами (3.8) та (3.9).

Значення згинального моменту M_{67} залежить від площі перерізу верхньої робочої арматури, що перетинається цим шарніром. Значення згинального моменту M_{67} обчислюється за формулами (3.8) та (3.9).

Якщо прийняти, армування середньої плити у верхній та нижній зонах однаковим, тоді отримаємо

$$M_{12} = M_{67} = M_{Rd}. \quad (3.20)$$

У випадку, якщо арматура плити в прольоті не обривається рівняння (3.1) з урахуванням (3.15), (3.19) та (3.20) набуває вигляду

$$\frac{ql^2}{3} = 8M_{Rd}. \quad (3.21)$$

Граничне навантаження, яке може сприйняти середня плита за кінематичною схемою руйнування (рис. 3.6) із заданим армуванням, може бути визначене з рівняння (3.21) за формулою:

$$q = \frac{24M_{Rd}}{l^2}, \quad (3.22)$$

в якій M_{Rd} – значення внутрішнього згинального моменту на одиницю довжини плити обчислюється за формулою (3.12).

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури на одиницю довжини в одному з напрямів плити при заданому навантаженні розв'язується на основі умови рівності внутрішнього і зовнішнього згинальних моментів з використанням залежності (3.21) за формулою (3.13), в якій

$$\bar{\alpha}_m = \frac{ql^2}{24f_{cd}d^2}. \quad (3.23)$$

3.2.2 Розрахунок з обривом арматури в прольоті

При обриві частини арматурних стержнів на відстані la від опори можливими є дві схеми розламу (рис. 3.3 – 3.4) середньої плити.

Для схеми №1 (рис. 3.8) віртуальна робота зовнішніх сил визначається за формулою (3.3). Розрахункова кінематична робота внутрішніх моментів на відповідних кутах поворотів визначається за виразом

$$W_{Rd} = 4M_{12}\varphi_{12}(l-2la)\cos 45^{\circ} + 4kM_{12}\varphi_{12}2lacos45^{\circ} + 4M_{sup}\varphi l \quad (3.24)$$

де M_{12} – внутрішній згинальний момент на одиницю довжини пластичного шарніра, який виникає на ділянці довжиною $(l-2la)\cos 45^{\circ}$, в межах якої шарнір перетинає всі арматурні стержні при розламі плити на суміжні диски 1 та 2, $M_{12} = M_{23} = M_{34} = M_{41}$;

la – довжина / ширина частини плити, в межах якої частина робочої арматури обривається;

k – коефіцієнт зменшення, що відображає частку згинального моменту M_{12} , котра може бути сприйнята тільки тією арматурою, яка не обривається та доводиться до опори, в межах ділянки $2lacos45^{\circ}$.

Кути повороту у формулі (3.24) визначаються за залежностями (3.5) та (3.6).

Після підстановки виразів (3.5) – (3.6) у рівняння (3.24) отримуємо, що

$$W_{Rd} = 8M_{12}f(1-2a) + 8kM_{12}f2a + 8M_{sup}f. \quad (3.25)$$

Значення згинального моменту M_{12} на одиницю довжини пластичного шарніра залежить від площі перерізу робочої арматури, що перетинається цим шарніром та визначається за залежністю (3.8).

У випадку, якщо арматура плити в прольоті не обривається рівняння (3.1) з урахуванням (3.3), (3.8) та (3.24) набуває вигляду

$$\frac{ql^2}{3} = 8\left(M_{Rd}(1+2a(k-1)) + M_{sup}\right). \quad (3.26)$$

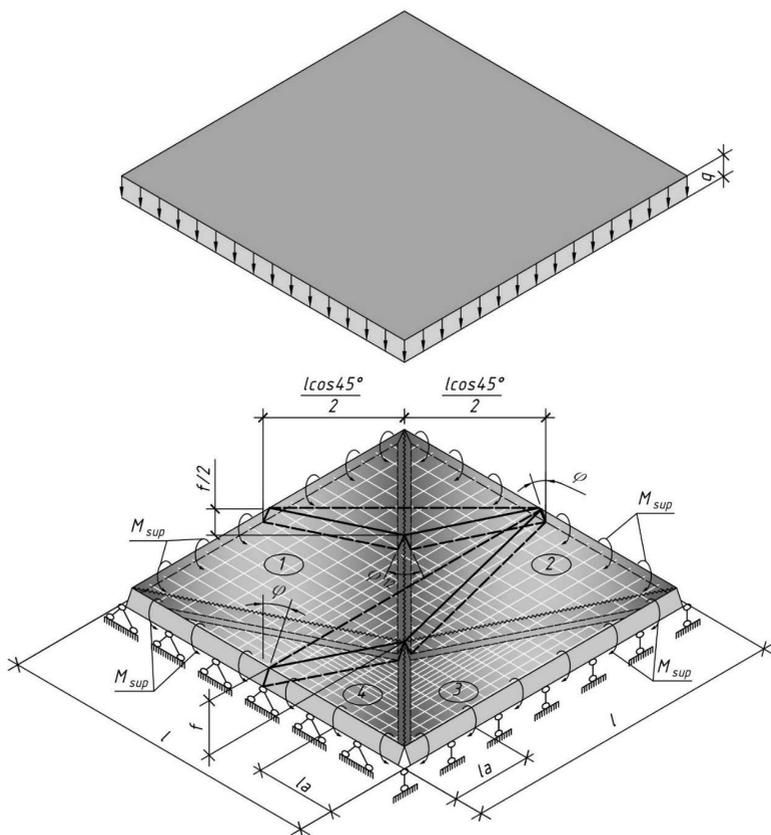


Рисунок 3.8 – Розрахункова кінематична схема №1 зламу середньої плити з обривом арматури

Граничне навантаження, яке може сприйняти середня плита за кінематичною схемою руйнування (рис. 3.6) із заданим армуванням із обривом арматури, може бути визначене з рівняння (3.26) за формулою:

$$q = \frac{24(M_{Rd}(1 + 2a(k - 1)) + M_{sup})}{l^2}, \quad (3.27)$$

в якій M_{Rd} – значення внутрішнього згинального моменту на одиницю довжини плити обчислюється за формулою (3.12).

Якщо 50% арматури обривається на відстані $1/4$ від грані опори, тобто $k = 0,5$, $a = 0,25$, то граничне навантаження, яке може сприйняти середня плита кінематичною схемою руйнування (рис. 3.8) становить

$$q = \frac{18M_{Rd} + 24M_{sup}}{l^2} \quad (3.28)$$

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури на одиницю довжини в одному з напрямів плити при заданому навантаженні розв'язується за формулою (3.13), в якій

$$\bar{\alpha}_m = \frac{ql^2 - 24M_{sup}}{24(1 + 2a(k - 1))f_{cd}d^2}. \quad (3.29)$$

При розгляді середньої плити з обривом арматури можлива реалізація іншої кінематичної схеми №2 її руйнування (рис. 3.9), при якій пластичні шарніри утворюються також в місцях обриву арматури, тобто на відстані la від опор.

Для розглядуваної кінематичної схеми руйнування середня плита в граничному стані від дії рівномірно розподіленого по її площі навантаження q набуває форму зрізаної піраміди з висотою, що дорівнює прогину f (рис. 3.9). Тому віртуальна робота зовнішніх сил в (3.1) визначається за формулою:

$$W_{Ed} = 8 \int_0^{la} q dx \int_0^{\frac{l-x}{la}} \frac{fx}{la} dz + qfl^2(1-2a)^2 = \frac{qfl^2}{3}(3-6a+4a^2). \quad (3.30)$$

У розрахунку несучої здатності середня плита розглядається як шарнірно оперта. При цьому в лінійних шарнірах, що утворені в місцях з'єднань з міжколонними плитами, діє рівномірно розподілений згинальний момент M_{sup} , який виникає в петлевому стику. Ураховуючи введені позначення, робота внутрішніх моментів на відповідних кутах поворотів визначається за виразом:

$$W_{Rd} = 4kM_{12}\varphi_{12}2la \cos 45^\circ + 4kM_{25}\varphi_{25}(l-2la) + 4M_{sup}\varphi_l, \quad (3.31)$$

де kM_{12} – внутрішній згинальний момент, який діє при розламі плити на суміжні диски 1 та 2 на одиницю довжини пластичного шарніра між цими дисками, $kM_{12} = kM_{23} = kM_{34} = kM_{41}$;

k – коефіцієнт зменшення, що відображає частку загального згинального моменту M_{Rd} , котра може бути сприйнята тільки тією арматурою, яка не обривається та доводиться до опори, в межах ділянки la ;

φ_{12} – взаємний кут повороту суміжних дисків 1 та 2, $\varphi_{12} = \varphi_{23} = \varphi_{34} = \varphi_{41}$;

kM_{25} – внутрішній згинальний момент, який діє при розламі плити на суміжні диски 2 та 5 на одиницю довжини пластичного шарніра між цими дисками, $kM_{15} = kM_{25} = kM_{35} = kM_{45}$;

φ_{25} – взаємний кут повороту суміжних дисків 2 та 5, $\varphi_{15} = \varphi_{25} = \varphi_{35} = \varphi_{45} = \varphi$;

φ – кут повороту дисків плити відносно проектного положення;

$M_{sup} = 51 / 6 = 8,5$ кН·м/м – внутрішній згинальний момент, який виникає в петлевому стику.

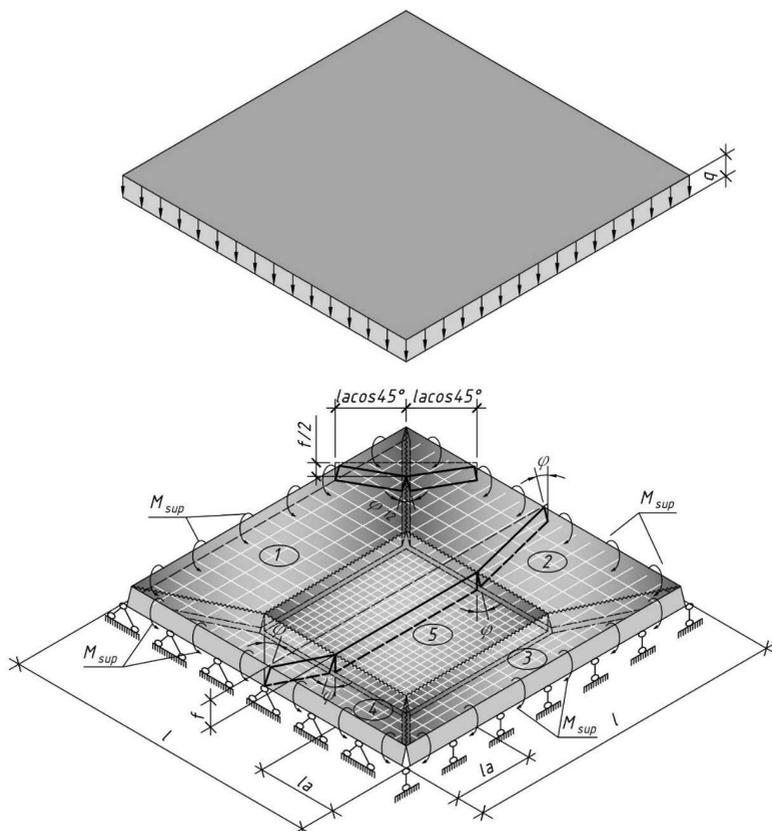


Рисунок 3.9 – Розрахункова кінематична схема №2 зламу середньої плити з обривом арматури

У формулі (3.31) кути повороту дисків можна виразити наступним чином:

$$\varphi \approx \operatorname{tg} \varphi = \frac{f}{la}, \quad (3.32)$$

$$\varphi_{12} \approx \operatorname{tg} \varphi_{12} = \frac{f}{la \cos 45^{\circ}}. \quad (3.33)$$

Після підстановки виразів (3.32) – (3.33) у рівняння (3.31) отримаємо, що

$$W_{Rd} = 4kM_{12}2f + 4kM_{25}f \frac{(1-2a)}{a} + 4M_{\text{sup}} \frac{f}{a}. \quad (3.34)$$

Згинальний момент M_{12} визначається за залежністю (3.8), а згинальний момент M_{25} визначається за рівністю

$$M_{25} = M_{Rd}. \quad (3.35)$$

Рівняння (3.1) з урахуванням (3.8), (3.30), (3.34) та (3.35) набуває вигляду

$$\frac{ql^2}{3}(3-6a+4a^2) = \frac{4}{a}(kM_{Rd} + M_{\text{sup}}). \quad (3.36)$$

Граничне навантаження, яке може сприйняти середня плита за кінематичною схемою №2 руйнування (рис. 3.9) із заданим армуванням, може бути визначене з рівняння (3.36) за формулою:

$$q = \frac{12(kM_{Rd} + M_{\text{sup}})}{l^2 a (3 - 6a + 4a^2)}, \quad (3.37)$$

в якій M_{Rd} – значення внутрішнього згинального моменту на одиницю довжини плити обчислюється за формулою (3.12);

Якщо 50% арматури обривається на відстані 1/4 від грані опори, тобто $k = 0,5$, $a = 0,25$, то граничне навантаження, яке може сприйняти середня плита кінематичною схемою руйнування (рис. 3.9) становить

$$q = \frac{6M_{Rd} + 12M_{\text{sup}}}{0,4375l^2} \approx \frac{13,7M_{Rd} + 27,4M_{\text{sup}}}{l^2}. \quad (3.38)$$

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури на одиницю довжини в одному з напрямів плити при заданому навантаженні розв'язується на основі умови рівності внутрішнього і зовнішнього згинальних моментів з використанням залежності (3.36) за формулою (3.13), в якій

$$\bar{\alpha}_m = \frac{ql^2 a(3 - 6a + 4a^2) - 12M_{sup}}{12(1 + a(k - 2))f_{cd}d^2}. \quad (3.39)$$

З використанням формули (3.27) обчислено, що розрахункове граничне навантаження, яке може сприйняти у складі збірного безкапітельно-безбалкового перекриття середня плита, виготовлена з бетону класу C20/25, армована в розтягнутій зоні (12Ø8+7Ø8)A400C ($k = 0,63$; $a = 0,188$), складає $q = 54,59$ кН/м². Без урахування сумісної роботи збірних плит у складі безбалкового перекриття, тобто при $M_{sup} = 0$, за (3.27) отримано $q = 31,93$ кН/м². Отже, врахування сумісної роботи збірних плит у складі безбалкового перекриття шляхом введення в розрахунок згинального моменту M_{sup} , котрий сприймається петлевым стиком збірних плит, на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги, виявило резерв несучої здатності середньої плити, який у розглянутому випадку становить 42%.

3.3 Розрахунок міжколонної плити

Міжколонна плита являє собою квадратну плоску залізобетонну плиту армовану сіткою з робочою арматурою розташованою в одному напрямі (рис. 3.10, а). З метою економії арматури доцільно виконувати армування плити двома сітками, робочі стержні однієї з яких не доводяться до опор на деяку визначену відстань la , де a – частка ділянки плити з обривом арматури відносно загальної довжини плити (зазвичай $a = 1/4$) (рис. 3.10, б).

Міжколонна плита спирається з двох протилежних сторін на надколонні плити та завантажена рівномірно розподіленим навантаженням по її площі. На надколонну плиту спираються середні плити, тому вона також завантажена реакціями опор середньої плити, котрі являють собою трикутно розподілене лінійне навантаження вздовж протилежних граней міжколонної плити. Стикти міжколонної плити з середньою та надколонною плитою характеризується сприйняттям заданого значення згинального моменту. В розрахунку міжколонна

плита розглядається як шарнірно оперта по двох сторонах. При цьому вздовж контуру міжколонної плити прикладений рівномірно розподілений за довжиною згинальний момент M_{sup} , що виникає в стикі плит (рис. 3.11 – 3.12).

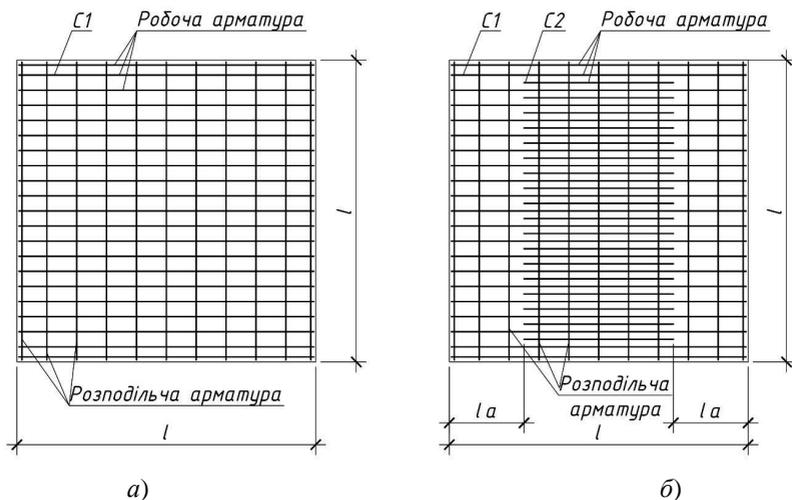


Рисунок 3.10 – Схеми армування міжколонної плити: а) – без обриву арматури; б) – з обривом арматури

Для міжколонної плити як без обриву арматури, так і з обривом арматури характерною та підтвердженою експериментально є схема розламу на два диски з утворенням лінійного пластичного шарніра по середині плити вздовж опорних шарнірів (рис. 3.11). В лінійному пластичному шарнірі в момент розламу діє внутрішній згинальний момент M_{Rd} , котрий залежить від площі робочої арматури плити, яка перетинається лінійним шарніром. У випадку обриву арматури на довжину la від опор розглядувана схема розламу не зміниться, оскільки лінійний пластичний шарнір перетинає всю робочу арматуру, тому згинальний момент в ньому не зміниться при обриві арматури, за умови, що $la < l / 2$.

У випадку обриву частини арматури в прольоті для міжколонної плити можливою стає також схема №2 розламу плити, якій лінійні пластичні шарніри утворюються вздовж ліній обриву арматури паралельно опорним шарнірам (рис. 3.12). В цьому випадку у всіх лінійних пластичних шарнірах діятимуть зменшені згинальні моменти kM_{Rd} .

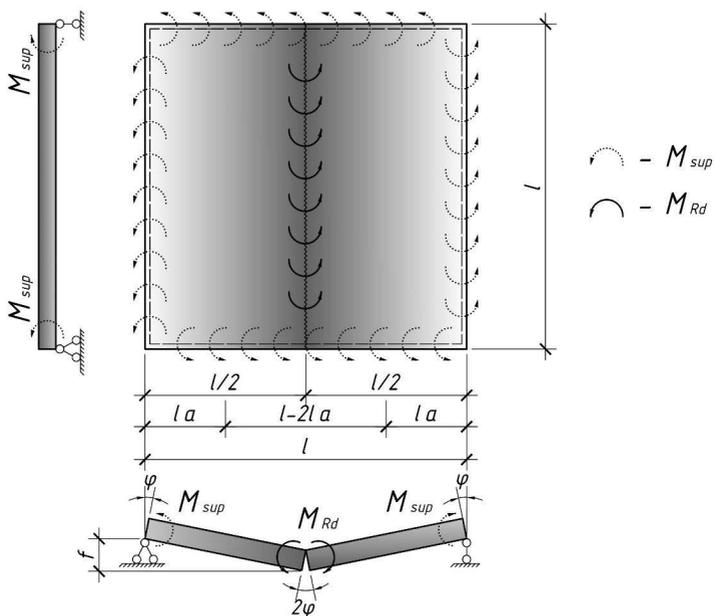


Рисунок 3.11 – Можлива схема №1 зламу міжколонної плити

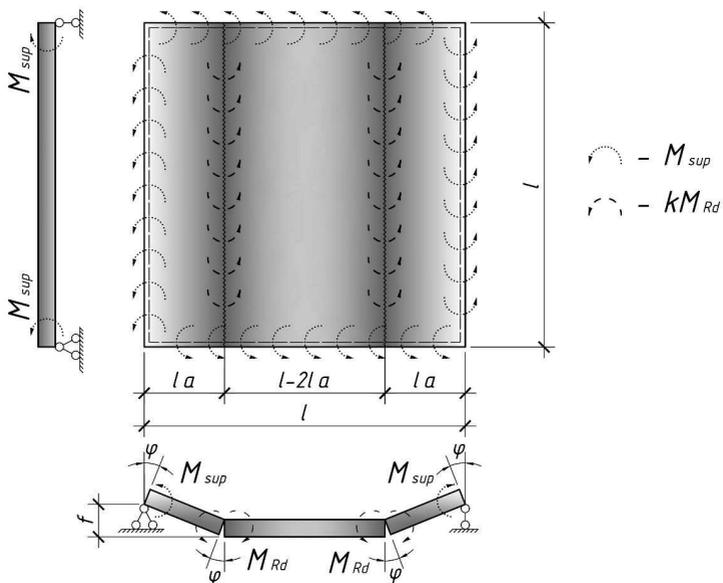


Рисунок 3.12 – Можлива схема №2 зламу міжколонної плити з обривом арматури

3.3.1 Розрахунок без обриву арматури в прольоті

Міжколонна плита безбалкового перекриття розміром $l \times l$ сприймає такі навантаження: рівномірно розподілене q по всьому перекриттю, а також навантаження $p(l)$ від реакції опор середніх плит розподіленого у вигляді трикутників по протилежним граням міжколонної плити. Це розподілене навантаження на міжколонну плиту передається від двох сусідніх середніх плит. Оскільки кожна середня плита спирається уздовж 4 сторін на міжколонні плити, то на одну міжколонну плиту передається навантаження з 1/4 площі середньої плити з кожної сторони. Ця площа за формою являє собою трикутник, тому приведене поgone навантаження на міжколонну плиту буде трикутноподібним із максимальним значенням ординати $ql/2$ по середині прольоту. Міжколонна плита фактично є ригелем за характером роботи та схемами обпирання.

Відповідно до застосованої кінематичної схеми (рис. 3.13), руйнування міжколонної плити відбувається в результаті утворення в ній лінійного пластичного шарніру знизу посередині плити.

Робота зовнішніх сил в міжколонній плиті в (3.1) визначається за формулою

$$W_{Ed} = 2 \int_0^{\frac{l}{2}} q dx \int_0^l \frac{2fx}{l} dz + 4 \int_0^{\frac{l}{2}} qx \frac{2fx}{l} dx = \frac{5ql^2}{6} \quad (3.40)$$

Робота внутрішніх моментів на відповідних кутах поворотів визначається за виразом

$$W_{Rd} = M_{12} \varphi_{12} l + 2M_{\text{sup}} \varphi l, \quad (3.41)$$

де M_{12} – внутрішній згинальний момент, що виникає при розламі плити на суміжні диски 1 та 2 на одиницю довжини пластичного шарніра між цими дисками;

φ_{12} – взаємний кут повороту суміжних дисків 1 та 2;

M_{sup} = 8,5 кН·м/м – внутрішній згинальний момент, що виникає в петлевому стику на одиницю його довжини;

φ – кут повороту дисків плити відносно проектного положення.

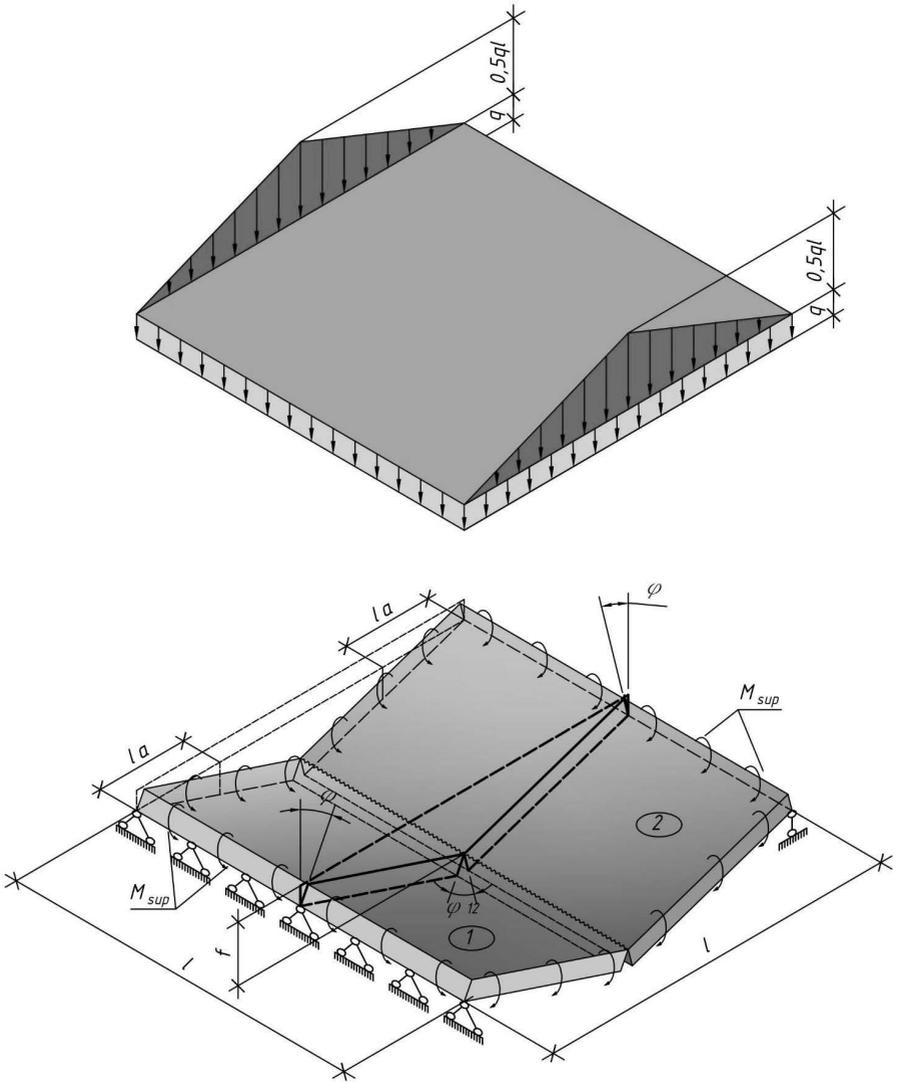


Рисунок 3.13 – Розрахункова кінематична схема №1 зламу міжколонної плити

У формулі (3.41) кути повороту дисків можна виразити наступним чином:

$$\varphi \approx \operatorname{tg} \varphi = \frac{2f}{l} \quad (3.42)$$

$$\varphi_{12} = 2\varphi \approx \frac{4f}{l} \quad (3.43)$$

Після підстановки виразів (3.42) – (3.43) у рівняння (3.41) отримаємо, що

$$W_{Rd} = 4M_{12}f + 4M_{sup}f \quad (3.44)$$

Рівняння (3.44) містить згинальний момент M_{12} , значення якого на одиницю довжини пластичного шарніра залежить від площі перерізу робочої арматури, що перетинається цим шарніром. Розглядуваний шарнір перетинає всю робочу арматуру, яка розташована в одному напрямі, тому значення згинального моменту M_{12} визначається як

$$M_{12} = M_{Rd}, \quad (3.45)$$

де згинальний момент M_{Rd} , що сприймається міжколонною плитою в одному напрямі обчислюється за формулою (3.9).

Рівняння (3.1) з урахуванням (3.40), (3.44) та (3.45) набуває вигляду

$$\frac{5ql^2}{6} = 4(M_{Rd} + M_{sup}) \quad (3.46)$$

Граничне навантаження, яке може сприйняти міжколонна плита як без обриву арматури, так і з обривом арматури (при умові її відповідного анкерування) за розглядуваною кінематичною схемою руйнування (рис. 3.13) із заданим армуванням, може бути визначене з рівняння (3.46) за формулою:

$$q = \frac{24(M_{Rd} + M_{sup})}{5l^2}, \quad (3.47)$$

в якій M_{Rd} – значення внутрішнього згинального моменту на одиницю довжини плити, що обчислюється за формулою (3.12).

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури на одиницю довжини в одному з напрямів плити при заданому навантаженні розв'язується на основі умови рівності внутрішнього і зовнішнього згинальних моментів за формулою (3.13), в якій

$$\bar{\alpha}_m = \frac{5ql^2 - 24M_{\text{sup}}}{24f_{cd}d^2} \quad (3.48)$$

3.3.2 Розрахунок з обривом арматури в прольоті

При обриві частини арматури міжколонної плити в прольоті другою можливою схемою її руйнування буде утворення лінійних пластичних шарнірів в місцях обриву арматури, тобто на відстані la від опор (рис. 3.14). При цьому схема завантаження та спирання плити залишиться незмінною.

Робота зовнішніх сил в міжколонній плиті відповідно до розрахункової схеми (рис. 3.14) в (3.1) визначається за формулою

$$W_{Ed} = 2 \int_0^{la} q \frac{fx}{a} dx + qfl^2(1-2a) + 4 \int_0^{la} qx \frac{fx}{la} dx + 4 \int_{la}^{\frac{l}{2}} qxf dx = \frac{qfl^2}{6} (9 - 6a - 4a^2). \quad (3.49)$$

Робота внутрішніх моментів на відповідних кутах поворотів визначається за виразом

$$W_{Rd} = 2kM_{12}\varphi_{12}l + 2M_{\text{sup}}\varphi l, \quad (3.50)$$

де kM_{12} – внутрішній згинальний момент, що виникає при розламі плити на суміжні диски 1 та 2 на одиницю довжини пластичного шарніра між цими дисками, $kM_{12} = kM_{23}$;

k – коефіцієнт зменшення, що відображає частку загального згинального моменту M_{Rd} , котра може бути прийнята тільки тією арматурою, яка не обривається та доводиться до опори, в межах ділянки la ;

φ_{12} – взаємний кут повороту суміжних дисків 1 та 2, $\varphi_{12} = \varphi$;

$M_{\text{sup}} = 8,5$ кН·м/м – внутрішній згинальний момент, що виникає в петлевому стику на одиницю його довжини;

φ – кут повороту дисків плити відносно проектного положення.

У формулі (3.50) кут повороту дисків можна виразити наступним чином:

$$\varphi \approx \text{tg} \varphi = \frac{f}{la}. \quad (3.51)$$

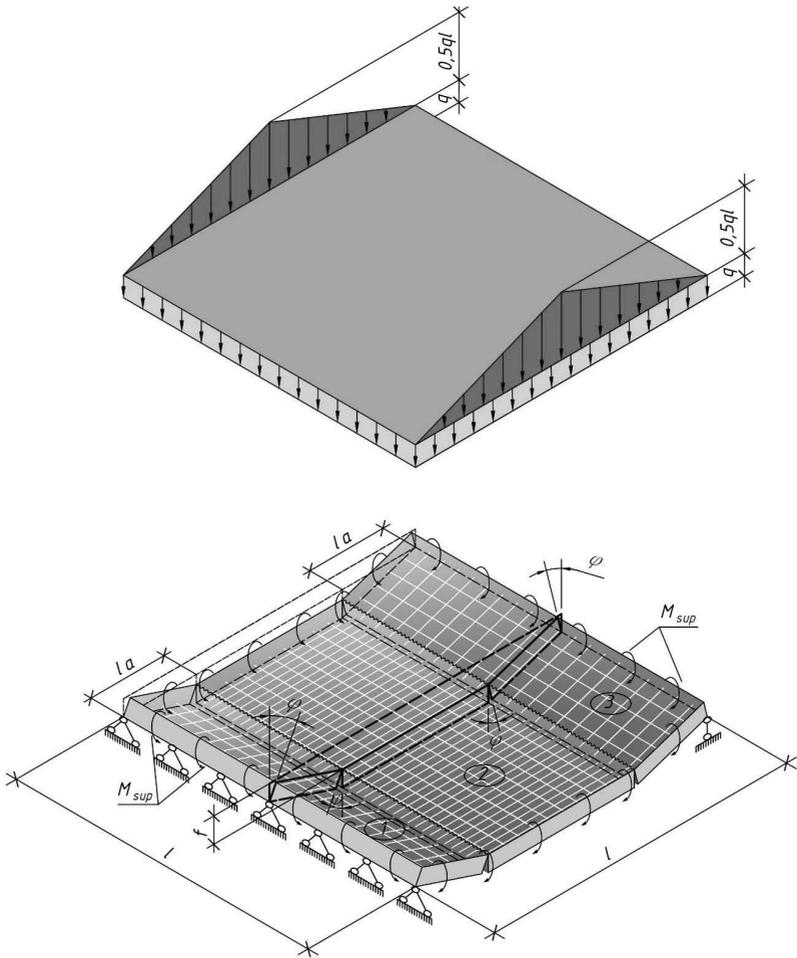


Рисунок 3.14 – Розрахункова кінематична схема №2 зламу міжколонної плити з обривом арматури

Після підстановки виразів (3.51) у рівняння (3.50) отримаємо, що

$$W_{Rd} = \frac{2f}{a} (kM_{12} + M_{sup}). \quad (3.52)$$

Значення згинального моменту M_{12} визначається за рівністю (3.45).

У випадку, якщо арматура плити в прольоті обривається рівняння (3.1) з урахуванням (3.49), (3.52) та (3.45) набуває вигляду

$$\frac{ql^2}{6}(9-6a-4a^2) = \frac{2f}{a}(kM_{Rd} + M_{sup}). \quad (3.53)$$

Граничне навантаження, яке може сприйняти середня плита за кінематичною схемою руйнування (рис. 3.14) із заданим армуванням, може бути визначене з рівняння (3.53) за формулою:

$$q = \frac{12(kM_{Rd} + M_{sup})}{l^2 a (9 - 6a - 4a^2)}, \quad (3.54)$$

в якій M_{Rd} – значення внутрішнього згинального моменту на одиницю довжини плити обчислюється за формулою (3.12).

Якщо 50% арматури обривається на відстані 1/4 від грані опори, тобто $k = 0,5$, $a = 0,25$, то граничне навантаження, яке може сприйняти міжколонна плита кінематичною схемою руйнування (рис. 3.14) становить

$$q = \frac{6M_{Rd} + 12M_{sup}}{1,8125l^2} \approx \frac{10,9M_{Rd} + 6,6M_{sup}}{l^2}. \quad (3.55)$$

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури на одиницю довжини в одному з напрямів плити при заданому навантаженні розв'язується на основі умови рівності внутрішнього і зовнішнього згинальних моментів за формулою (3.13), в якій

$$\bar{\alpha}_m = \frac{ql^2 a (9 - 6a - 4a^2) - 12M_{sup}}{12k f_{cd} d^2}. \quad (3.56)$$

З використанням формули (3.47) обчислено, що розрахункове граничне навантаження, яке може сприйняти у складі збірного безкапітельно-безбалкового перекриття міжколонна плита, виготовлена з бетону класу C20/25, армована в розтягнутій зоні 21Ø10A400C, складає $q = 16,99$ кН/м². Без урахування сумісної роботи збірних плит у складі безбалкового перекриття, тобто при $M_{sup} = 0$, за (3.47) отримано $q = 12,45$ кН/м². Отже, врахування сумісної роботи збірних плит у складі безбалкового перекриття шляхом введення в розрахунок згинального моменту M_{sup} , котрий сприймається петлевим стиком збірних плит, на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги,

виявило резерв несучої здатності міжколонної плити, який у розглянутому випадку становить 27%.

3.4 Розрахунок надколонної плити

Надколонна плита являє собою квадратну плоску залізобетонну плиту з отвором по центру для її монтажу на колоні. Ця плита армується сіткою з однаковою площею робочих арматурних стержнів в ортогональних напрямках (рис. 3.15, а). З метою економії арматури доцільно виконувати армування плити двома сітками, стержні однієї з яких не доводяться до опор на деяку визначену відстань la , де a – частка ділянки плити з обривом арматури відносно загальної довжини плити (зазвичай $a = 1/4$) (рис. 3.15, б).

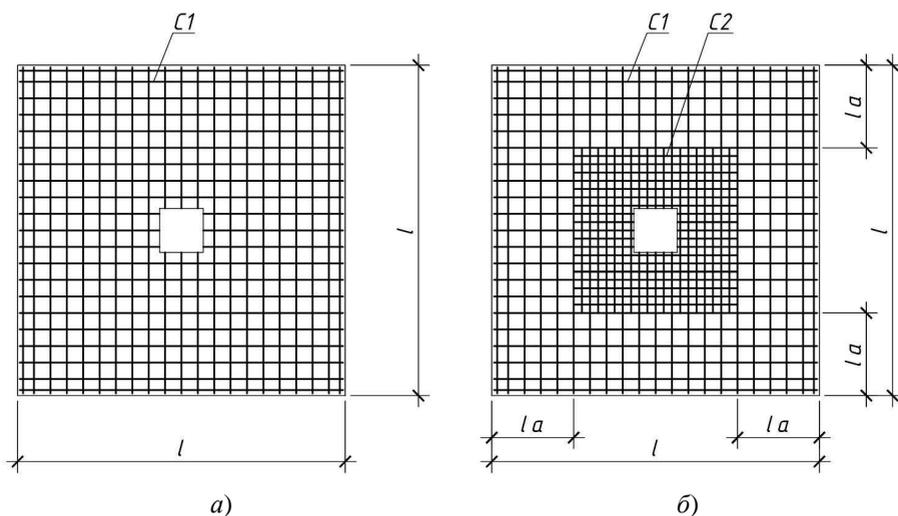


Рисунок 3.15 – Схеми армування надколонної плити: а) – без обриву арматури; б) – з обривом арматури

Надколонна плита закріплена по контуру отвору на колоні і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням по її площі. На надколонну плиту спираються міжколонні плити, тому вона також завантажена реакціями опор міжколонних плит, котрі являють собою рівномірно розподілене лінійне навантаження прикладене вздовж контуру надколонної плити. Стик надколонної

плити з колоною в розрахунку приймається жорстким, отже розрахунковою схемою надколонної плити буде плита защемлена в межах контуру отвору. Стики надколонної плити з міжколонними плитами характеризується сприйняттям заданого значення згинального моменту, тому в розрахунку вздовж зовнішнього контуру надколонної плити прикладений рівномірно розподілений за довжиною згинальний момент M_{sup} , що виникає в стикі плит (рис. 3.16 – 3.18).

Завдяки симетрії контуру та навантаження можливі схеми зламу надколонної плити також будуть симетричними. Для плити без обриву арматури характерною та підтвердженою експериментально є схема розламу на чотири диски з утворенням лінійних пластичних шарнірів по діагоналям плити, а також вздовж контуру отвору (рис. 3.16). В лінійних шарнірах в момент розламу діють внутрішні згинальні моменти M_{Rd} , котрі залежать від площі робочої арматури плити, котра перетинається лінійним шарніром. У випадку обриву арматури в розглядуваній схемі розламу на ділянках лінійних шарнірів довжиною $la / \cos 45^\circ$ діятимуть зменшені моменти kM_{Rd} (рис. 3.17), де k – частка площі робочої арматури, котра не обривається, відносно всієї площі робочої арматури, що перетинається лінійним шарніром.

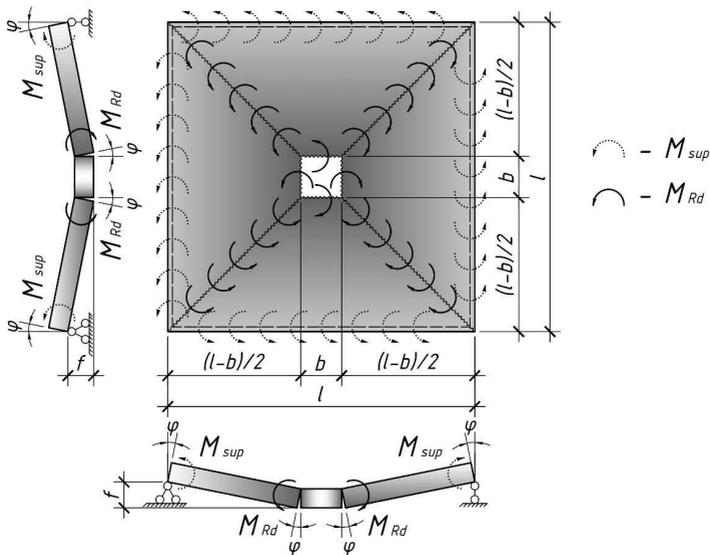


Рисунок 3.16 – Можлива схема зламу надколонної плити без обриву арматури

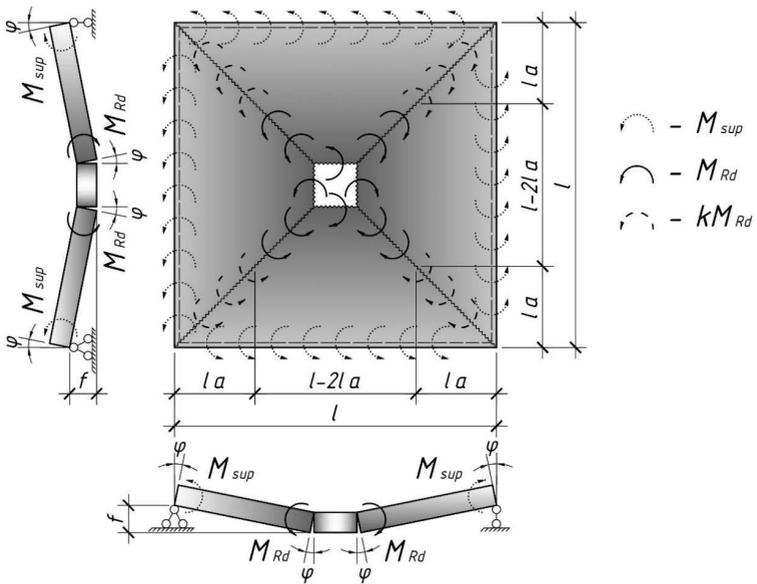


Рисунок 3.17 – Можлива схема №1 зламу надколонної плити з обривом арматури

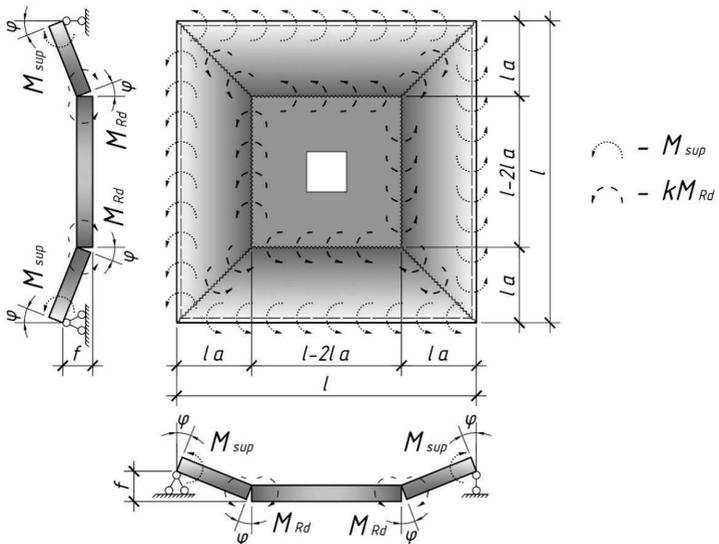


Рисунок 3.18 – Можлива схема №2 зламу надколонної плити з обривом арматури

У випадку обриву частини арматури в прольоті для надколонної плити можлива також схема №2 розламу плити, якій лінійні пластичні шарніри утворюються вздовж ліній обриву арматури та по діагоналям плити (рис. 3.18). В цьому випадку у всіх лінійних шарнірах діятимуть зменшені згинальні моменти kM_{Rd} .

3.4.1 Розрахунок без обриву арматури в прольоті

Надколонні плити безбалкового перекриття сприймають такі навантаження: рівномірно розподілене q по всьому перекриттю, а також навантаження p від реакції опор міжколонних плит, рівномірно розподілене вздовж зовнішнього контуру плити. Оскільки кожна міжколонна плита спирається по 2 сторонам на надколонні плити, то на одну надколонну плиту передається навантаження з 1/2 площі міжколонної плити з кожної сторони. Ця площа за формою являє собою прямокутник, тому приведені погонні навантаження на надколонну плиту буде рівномірно розподіленим із максимальним значенням ординати $0,75ql$. Надколонна плита жорстко закріплена в середній частині у межах отвору і працює як консоль у чотирьох напрямках.

Відповідно до можливої кінематичної схеми (рис. 3.19), руйнування надколонної плити без обриву арматури відбувається в результаті її розділення на чотири диски діагональними лінійними шарнірами з утворенням лінійних пластичних шарнірів у місцях закріплення по периметру отвору.

Робота зовнішніх сил в надколонній плиті в (3.1) визначається за формулою

$$\begin{aligned}
 W_{Ed} &= 8 \int_0^{\frac{l-b}{2}} q dx \int_0^{\frac{l-x}{2}} \left(f - \frac{2fx}{l-b} \right) dz + 0,75ql \cdot 4fl = \\
 &= \frac{qf(2l^2 - lb - b^2)}{3} + 3qfl^2 = \frac{qf(11l^2 - lb - b^2)}{3}
 \end{aligned}
 \tag{3.57}$$

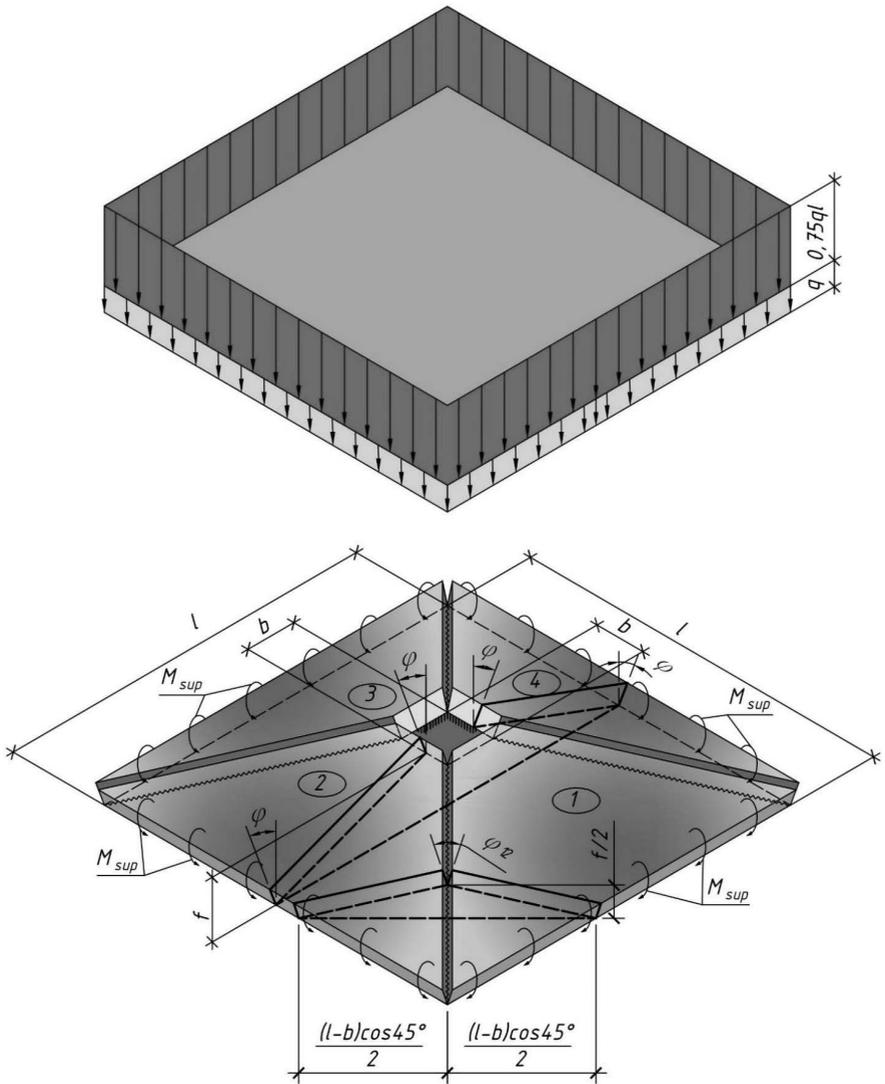


Рисунок 3.19 – Розрахункова кінематична схема зламу надколонної плити без обриву арматури

Робота внутрішніх моментів на відповідних кутах поворотів визначається за виразом

$$W_{Rd} = 4M_{12}\varphi_{12}(l-b)\cos 45^\circ + 4M_1\varphi b + 4M_{sup}\varphi l \quad (3.58)$$

де M_{12} – внутрішній згинальний момент, що виникає при розламі плити на суміжні диски 1 та 2 на одиницю довжини пластичного шарніра між цими дисками, $M_{12} = M_{23} = M_{34} = M_{41}$;

φ_{12} – взаємний кут повороту суміжних дисків 1 та 2;

M_1 – внутрішній згинальний момент, що виникає при відламуванні диска 1 від опори вздовж грані отвору на одиницю довжини пластичного шарніра, що утворився по лінії відламування, $M_1 = M_2 = M_3 = M_4$;

$M_{\text{sup}} = 8,5$ кН·м/м – внутрішній згинальний момент, що виникає в петлевому стику;

φ – кут повороту дисків плити відносно проектного положення.

У формулі (3.58) кути повороту дисків можна виразити наступним чином:

$$\varphi \approx \text{tg} \varphi = \frac{2f}{l-b}, \quad (3.59)$$

$$\varphi_{12} \approx \text{tg} \varphi_{12} = \frac{2f}{(l-b) \cos 45^\circ}. \quad (3.60)$$

Після підстановки виразів (3.59) – (3.60) у рівняння (3.58) отримаємо, що

$$W_{Rd} = 8M_{12}f + 8M_1f \frac{b}{l-b} + 8M_{\text{sup}}f \frac{l}{l-b}. \quad (3.61)$$

В рівнянні (3.61) згинальний момент M_{12} , визначається за формулою (3.8). Рівняння (3.61) містить також згинальний момент M_1 , значення якого на одиницю довжини пластичного шарніра залежить від площі перерізу робочої арматури, що перетинається цим шарніром. Розглядуваний шарнір перетинає всю робочу арматуру, яка розташована в одному напрямі, тому значення згинального моменту M_1 визначається як

$$M_1 = M_{Rd}. \quad (3.62)$$

З урахуванням цього рівняння (3.1) з використанням (3.57), (3.61), (3.8) та (3.45) для випадку, якщо арматура плити в прольоті не обривається, набуває вигляду

$$\frac{q(11l^2 - lb - b^2)}{3} = 8 \frac{l}{l-b} (M_{Rd} + M_{sup}). \quad (3.63)$$

Граничне навантаження, яке може сприйняти надколонна плита за кінематичною схемою руйнування (рис. 3.19) із заданим армуванням, може бути визначене з рівняння (3.63) за формулою:

$$q = \frac{24l(M_{Rd} + M_{sup})}{11l^3 - 12l^2b + b^3}, \quad (3.64)$$

в якій M_{Rd} – значення внутрішнього згинального моменту на одиницю довжини плити обчислюється за формулою (3.12).

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури на одиницю довжини в одному з напрямів плити при заданому навантаженні розв'язується на основі умови рівності внутрішнього і зовнішнього згинальних моментів за формулою (3.13), в якій

$$\bar{\alpha}_m = \frac{q(11l^3 - 12l^2b + b^3) - 24lM_{sup}}{24f_{cd}ld^2}. \quad (3.65)$$

3.4.2 Розрахунок з обривом арматури в прольоті

При обриві частини арматурних стержнів на відстані la від опори можливими є дві схеми розламу (рис. 3.17 – 3.18) надколонної плити.

Для схеми №1 (рис. 3.20) віртуальна робота зовнішніх сил визначається за формулою (3.57). Розрахункова кінематична робота внутрішніх моментів на відповідних кутах поворотів визначається за виразом

$$W_{Rd} = 4M_{12}\varphi_{12}(l - b - 2la)\cos 45^\circ + 4kM_{12}\varphi_{12}2la\cos 45^\circ + 4M_1\varphi b + 4M_{sup}\varphi l, \quad (3.66)$$

де M_{12} – внутрішній згинальний момент на одиницю довжини пластичного шарніра, який виникає на ділянці довжиною $(l - b - 2la)\cos 45^\circ$, що перетинає всі арматурні стержні при розламі плити на суміжні диски 1 та 2, $M_{12} = M_{23} = M_{34} = M_{41}$;

φ_{12} – взаємний кут повороту суміжних дисків 1 та 2;

la – довжина/ширина частини плити, в межах якої частина робочої арматури обривається;

k – коефіцієнт зменшення, що відображає частину згинального моменту M_{12} , котрий може бути сприйнятий тільки тією арматурою, яка не обривається та доводиться до опори, в межах ділянки $2l\cos 45^\circ$.

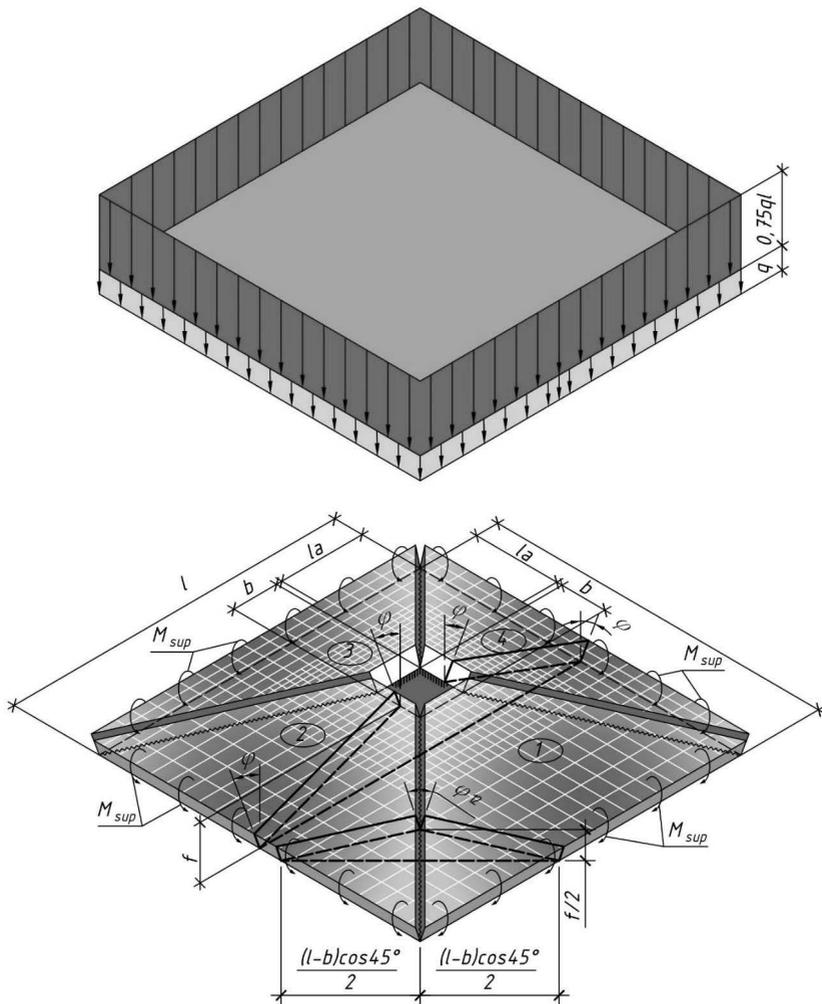


Рисунок 3.20 – Розрахункова кінематична схема №1 зламу надколонної плити з обривом арматури

Кути повороту у формулі (3.66) визначаються за залежностями (3.59) та (3.60). З урахуванням цього робота внутрішніх моментів визначається за залежністю

$$\frac{q(11l^2 - lb - b^2)}{3} = \frac{8l}{l-b} (M_{Rd} (1 + 2a(k-1)) + M_{sup}). \quad (3.67)$$

Граничне навантаження, яке може сприйняти надколонна плита за кінематичною схемою руйнування (рис. 3.20) із заданим армуванням із обривом арматури, може бути визначене з рівняння (3.67) за формулою:

$$q = \frac{24l(M_{Rd}(1 + 2a(k-1)) + M_{sup})}{11l^3 - 12l^2b + b^3}, \quad (3.68)$$

в якій M_{Rd} – значення внутрішнього згинального моменту на одиницю довжини плити обчислюється за формулою (3.12).

Якщо 50% арматури обривається на відстані 1/4 від грані опори, тобто $k = 0,5$, $a = 0,25$, то граничне навантаження, яке може сприйняти надколонна плита за кінематичною схемою руйнування (рис. 3.20)

$$q = \frac{18M_{Rd}l + 24M_{sup}l}{11l^3 - 12l^2b + b^3}. \quad (3.69)$$

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури на одиницю довжини в одному з напрямів плити при заданому навантаженні розв'язується за формулою (3.13), в якій

$$\bar{\alpha}_m = \frac{q(11l^3 - 12l^2b + b^3) - 24M_{sup}l}{24f_{cd}ld^2(1 + 2a(k-1))}. \quad (3.70)$$

При розгляді надколонної плити з обривом арматури можлива реалізація іншої кінематичної схеми №2 її руйнування (рис. 3.21), при якій пластичні шарніри утворюються в місцях обриву арматури, тобто на відстані la від опор та вздовж діагоналей плити.

Робота зовнішніх сил в надколонній плиті в (3.1) визначається за формулою

$$W_{Ed} = 8 \int_0^{la} q dx \int_0^{\frac{l}{2}-x} f - \frac{fx}{la} dz = \frac{qfl^2}{3} (9 + 6a - 4a^2). \quad (3.71)$$

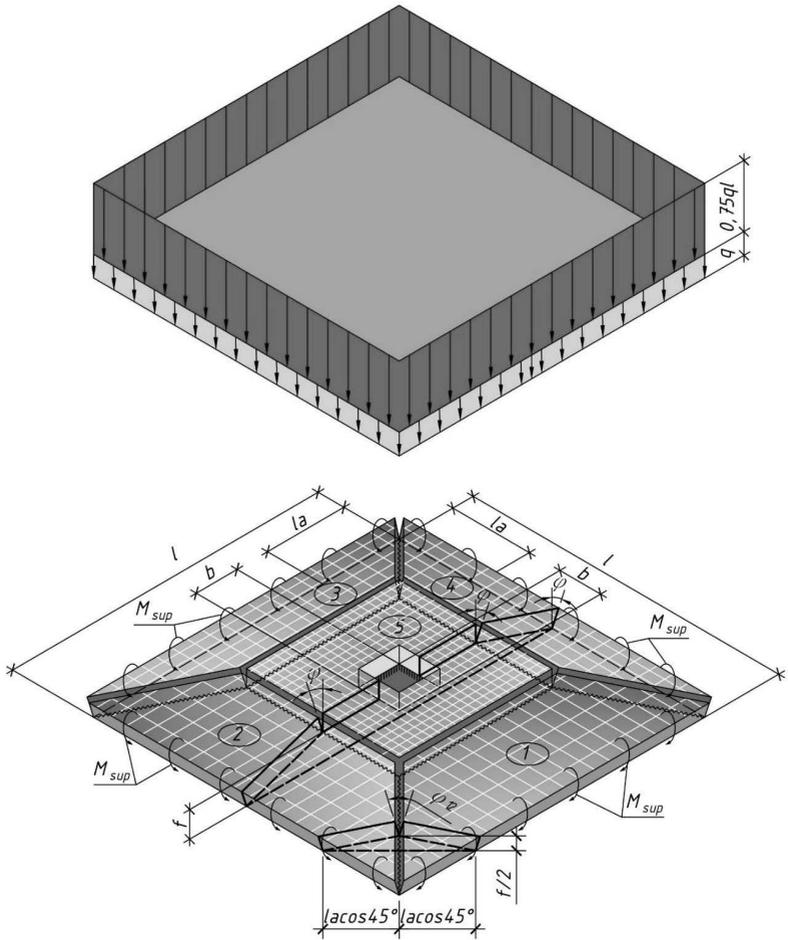


Рисунок 3.21 – Розрахункова кінематична схема №2 зламу надколонної плити з обривом арматури

Робота внутрішніх моментів на відповідних кутах поворотів визначається за виразом

$$W_{Rd} = 4kM_{12}\varphi_{12}2la \cos 45^{\circ} + 4kM_{25}\varphi(l - 2la) + 4M_{sup}\varphi l \quad (3.72)$$

де kM_{12} – внутрішній згинальний момент, який діє при розламі плити на суміжні диски 1 та 2 на одиницю довжини пластичного шарніра між цими дисками, $kM_{12} = kM_{23} = kM_{34} = kM_{41}$;

k – коефіцієнт зменшення, що відображає частку загального згинального моменту M_{Rd} , котра може бути сприйнята тільки тією арматурою, яка не обривається та доводиться до опори, в межах ділянки la ;

φ_{12} – взаємний кут повороту суміжних дисків 1 та 2, $\varphi_{12} = \varphi_{23} = \varphi_{34} = \varphi_{41}$;

kM_{25} – внутрішній згинальний момент, який діє при розламі плити на суміжні диски 2 та 5 на одиницю довжини пластичного шарніра між цими дисками, $kM_{15} = kM_{25} = kM_{35} = kM_{45}$;

φ_{25} – взаємний кут повороту суміжних дисків 2 та 5, $\varphi_{15} = \varphi_{25} = \varphi_{35} = \varphi_{45} = \varphi$;

φ – кут повороту дисків плити відносно проектного положення;

$M_{sup} = 51 / 6 = 8,5$ кН·м/м – внутрішній згинальний момент, який виникає в петлевому стику.

У формулі (3.72) кути повороту дисків обчислюються за виразами (3.32) та (3.33). Після їх підстановки у рівняння (3.72) отримаємо, що

$$W_{Rd} = 4kM_{12}2f + 4kM_{25}f \frac{(1-2a)}{a} + 4M_{sup} \frac{f}{a}. \quad (3.73)$$

В рівнянні (3.73) згинальний момент M_{12} , визначається за формулою (3.8), згинальний момент M_1 визначається за рівністю (3.62).

З урахуванням цього рівняння (3.1), беручи до уваги (3.71), (3.73), (3.8) та (3.62) для випадку, якщо арматура плити в прольоті обривається, набуває вигляду

$$\frac{ql^2(9+6a-4a^2)}{3} = \frac{4}{a}(kM_{Rd} + M_{sup}). \quad (3.74)$$

Граничне навантаження, яке може сприйняти надколонна плита за кінематичною схемою руйнування (рис. 3.21) із заданим армуванням, може бути визначене з рівняння (3.74) за формулою:

$$q = \frac{12(kM_{Rd} + M_{sup})}{l^2 a (9 + 6a - 4a^2)} \quad (3.75)$$

в якій M_{Rd} – значення внутрішнього згинального моменту на одиницю довжини плити обчислюється за формулою (3.12).

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури на одиницю довжини в одному з напрямів плити при заданому навантаженні розв’язується на основі умови рівності внутрішнього і зовнішнього згинальних моментів за формулою (3.13), в якій

$$\bar{\alpha}_m = \frac{ql^2 a (9 + 6a - 4a^2) - 12M_{sup}}{12kf_{cd}d^2} \quad (3.76)$$

З використанням формули (3.68) обчислено, що розрахункове граничне навантаження, яке може сприйняти у складі збірного безкапітельно-безбалкового перекриття надколонна плита, виготовлена з бетону класу C20/25, армована в розтягнутій зоні (11Ø14+6Ø14)A400C ($k = 0,65$; $a = 0,170$), складає $q = 11,32$ кН/м². Без урахування сумісної роботи збірних плит у складі безбалкового перекриття, тобто при $M_{sup} = 0$, за (3.68) отримано $q = 8,91$ кН/м². Отже, врахування сумісної роботи збірних плит у складі безбалкового перекриття шляхом введення в розрахунок згинального моменту M_{sup} , котрий сприймається петлевым стиком збірних плит, на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги, виявило резерв несучої здатності надколонної плити, який у розглянутому випадку становить 21%.

За розробленою в розділі методикою здійснено розрахунок необхідної кількості робочої арматури збірних плит безкапітельно-безбалкового перекриття. Перекриття завантажене постійним навантаженням від власної маси $g = 4$ кПа та змінним навантаженням $v = 5$ кПа. При розрахунку використані такі матеріали: бетон класу C20/25 за [210] та арматура класу A500C за [449]. Розрахунок виконувався за залежностями, розробленими для плит без обриву арматури. Для порівняння розрахунок робочої арматури також був здійснений із використанням методу скінченних елементів за допомогою програмного комплексу RFEM6.04.0008 (використовувалась Trial Version для викладачів). Результати розрахунків наведені в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Результати розрахунку необхідної площі робочої арматури збірних плит безкапітельно-безбалкового перекриття

Тип плити	Площа $A_{s,1}$ робочої арматури, обчислена за формулами розділу 3, мм ²	Площа $A_{s,2}$ робочої арматури, обчислена RFEM6.04.0008, мм ²	$\Delta = \frac{A_{s,2} - A_{s,1}}{A_{s,2}}$, %
Середня	–	101,30	–
Міжколонна	157,15	201,87	22,2
Надколонна	457,45	857,67	46,7

На основі даних таблиці 3.1 можна відмітити, що розрахунок за методом скінченних елементів суттєво завищує необхідну площу робочої арматури для безкапітельно-безбалкового перекриття порівняно з розробленим методом.

3.5 Визначення точок обриву арматури плит

Для кожного виду плит при обриві частини арматурних стержнів у прольоті характерними є дві схеми зламу (рис. 3.3 та 3.4, рис. 3.11 та 3.12, рис. 3.17 та 3.18). Згідно з передумовами розрахунку, несуча здатність плити визначається мінімальним навантаженням, котре буде прийнято плитою при її розламі. Тобто, з умови рівномірності плити за двома розглядуваними схемами можна визначити раціональні точки обриву арматурних стержнів.

З умови рівності навантаження, що може бути прийнято середньою плитою за схемою № розламу за формулою (3.27) з руйнівним навантаженням для схеми №2 за формулою (3.37), отримано залежність

$$k = \frac{\frac{M_{sup}}{M_{Rd}} + 2a(3 - 6a + 4a^2) \left(2a - 1 - \frac{M_{sup}}{M_{Rd}} \right)}{4a^2(3 - 6a + 4a^2) - 1}, \quad (3.77)$$

за допомогою якої можна обчислити відносну кількість робочої арматури, що не обривається в прольоті і доводиться до опор, залежно від відносної довжини обриву a та співвідношення прольотного і опорного моментів M_{Rd}/M_{sup} . На практиці частіше доводиться вирішувати обернену задачу з

визначення раціональної довжини ділянки обриву. Для цього побудовані графіки залежності $a - k$ для визначених значень M_{Rd} / M_{sup} (рис. 3.22).

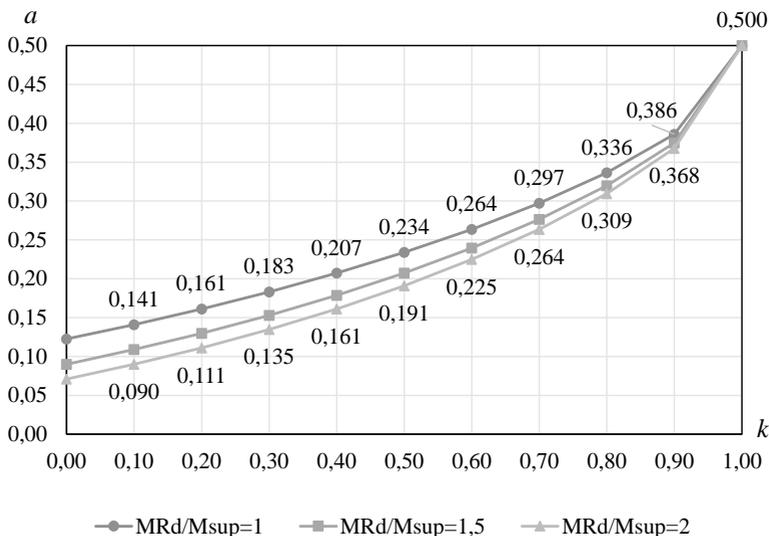


Рисунок 3.22 – Графіки залежності відносної довжини обриву арматури a від відносної кількості арматури, що не обривається, k для середньої плити

Застосувавши умову рівномірності для міжколонної плити, тобто приврівнявши формули (3.47) та (3.54), отримано

$$k = \frac{18a - 12a^2 - 8a^3}{5} \frac{M_{sup}}{M_{Rd}} \frac{(5 - 18a + 12a^2 + 8a^3)}{5}. \quad (3.78)$$

Графічна ілюстрація залежності (3.78) для вирішення практичних задач представлена на рисунку 3.23.

Для надколонної плити за умови рівності руйнівного навантаження за формулами (3.68) та (3.75) отримано залежність

$$k = \frac{(11l^3 - 12l^2b + b^3) - 2l^3a(9 + 6a - 4a^2) \left(1 + \frac{M_{Rd}}{M_{sup}}(1 - 2a)\right)}{\left(\frac{M_{Rd}}{M_{sup}}(4l^3a^3(9 + 6a - 4a^2) - (11l^3 - 12l^2b + b^3))\right)}. \quad (3.79)$$

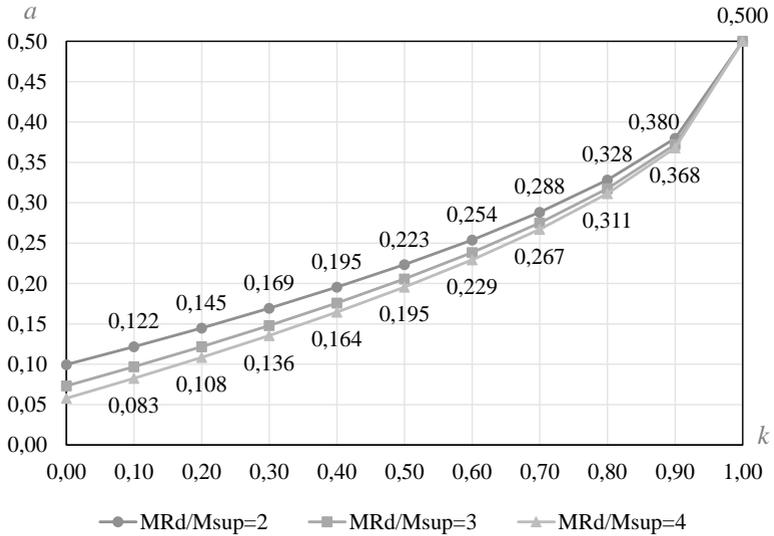


Рисунок 3.23 – Графіки залежності відносної довжини обриву арматури a від відносної кількості арматури, що не обривається, k для міжколонної плити

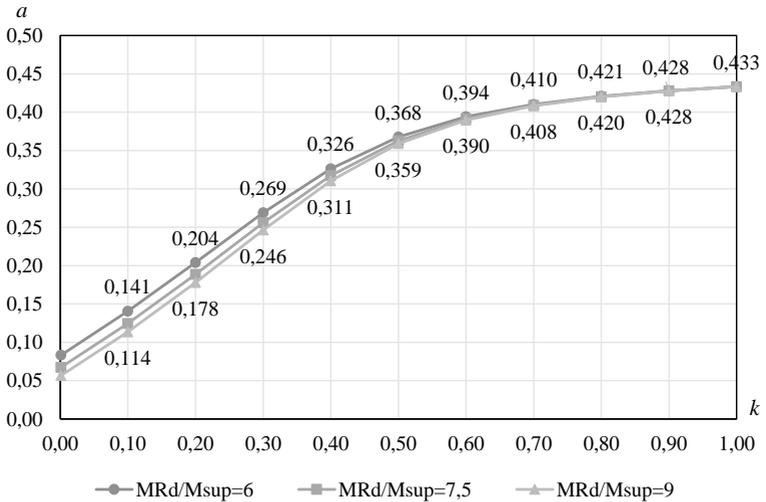


Рисунок 3.24 – Графіки залежності відносної довжини обриву арматури a від відносної кількості арматури, що не обривається, k для надколонної плити

Таким чином, з аналізу графіків на рисунках 3.22 – 3.24 виявлено, що ефективність обривів арматури стосовно зниження її витрат є неоднаковою для різних типів плит. В середніх плитах при обриві 50% арматури в прольоті зниження її витрат варіюється в межах 19,1% – 23,4%, в міжколонній плиті – від 19,5% до 22,3%, а в надколонній – від 35,9% до 36,8%.

3.6 Висновки за розділом 3

1. Із застосуванням кінематичного способу методу граничної рівноваги розв'язані задачі несучої здатності всіх типів плит безкапітально-безбалкового перекриття збірної каркасної конструктивної системи будівель.

2. Запропоновані та теоретично обґрунтовані можливі кінематичні схеми руйнування кожної окремої плити, котрі реалізуються в загальних моделях деформування безкапітально-безбалкового перекриття. З метою більш ефективного використання робочої арматури та її економії розроблені схеми руйнування плит з обривом арматури у прольоті.

3. Взаємодія плит між собою врахована шляхом моделювання стику плит у вигляді лінійного пружно-пластичного шарніра, який сприймає фіксоване значення згинального моменту в стані граничної рівноваги. Це дозволило виявити резерви несучої здатності збірних плит безкапітально-безбалкового перекриття, які в розглянутих випадках складають 42%, 27% та 21% для середньої, міжколонної та надколонної плит відповідно.

4. Отримані залежності для визначення граничного навантаження, а також для розрахунку необхідної площі арматури плит безкапітально-безбалкової конструктивної системи будівель, котрі дозволяють здійснювати перевірку несучої здатності плит та виконувати їх оптимальне проектування.

5. Виявлено, що виконання практичних розрахунків несучої здатності плит збірного безкапітально-безбалкового перекриття кінематичним способом методу граничної рівноваги дає підстави суттєво (від 22% у розглянутому випадку) зменшити кількість робочої арматури плит порівняно з розрахунком за методом скінченних елементів.

6. З умов рівномірності плит за різними схемами руйнування визначені діапазони раціонального обриву арматури залежно від її кількості для кожного типу плит. Виявлено, що найбільш доцільним є обрив робочої арматури надколонних плит, для яких економія сталі при обриві 50% арматури може сягати 37%.

РОЗДІЛ 4
МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КОЛОН
ЗБІРНОЇ КАРКАСНОЇ БЕЗКАПТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОЇ
КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ

4.1 Основні засади моделювання напружено-деформованого стану косо стиснутих колон

Як показано в п.2.5, колони збірної каркасної конструктивної системи будівель з безбалковим перекриттям працюють в умовах косоного стискання. Як найбільш загальний вид деформування стиснутих елементів, косий стиск включає в себе як часткові, випадки позацентрового стиску з великими та малими ексцентриситетами, а також центрального стиску. Всіх названих випадків деформування можуть зазнавати колони у складі безбалкового каркасу залежно від схеми його завантаження. Тому, моделюючи напружено-деформований стан залізобетонних колон збірної каркасної конструктивної системи будівель з безбалковим перекриттям, слід врахувати вказані випадки деформування та передбачити можливості отримання часткових моделей для розв'язання задач міцності колон.

При моделюванні напружено-деформованого стану залізобетонних колон на основі деформаційної моделі однією із ключових є проблема встановлення розрахункових граничних (конструкційних) значень деформацій бетону на рівні найбільш стиснутої фібри перерізу в момент утрати несучої здатності. На даний час при розв'язанні цієї задачі застосовуються різні підходи, найбільш широкого застосування з яких набули: визначення шуканих значень деформацій бетону з експериментів [305, 375, 378], розрахунок цих значень на основі екстремального критерію міцності $N_{Rd}(\varepsilon_{c(1)}) = \max N_{Rd}(\varepsilon_{cu})$ (де ε_{cu} – деформації бетону в найбільш стиснутій фібрі перерізу залізобетонного елемента в момент досягнення максимального опору N_{Rd} дії зовнішнього поздовжнього зусилля) [412 – 414] та інші [375 – 380].

Застосування екстремального критерію в роботі [421] розглянуто для косо стиснутих залізобетонних елементів з великими ексцентриситетами прикладання зовнішнього навантаження, тобто таких, у котрих в момент їх

руйнування напруження в арматурі розтягнутої зони досягають межі текучості $\sigma_s = f_{yd}$. На цій основі визначені аналітично розрахункові граничні деформації бетону стиснутої зони залізобетонних елементів при їх косому стисканні для різних форм стиснутої зони. Здобути значення можуть бути використаними для визначення несучої здатності косо зігнутих та косо стиснутих у випадку прикладання навантаження з великими ексцентриситетами. Таким чином, проблема моделювання напружено-деформованого стану косо деформованих залізобетонних елементів за названих умов вирішена. На її основі розв'язані задачі визначення несучої здатності та розрахунку кількості арматури для цих елементів як за умов плоского, так і за умов складного деформування.

Для стиснутих залізобетонних елементів, у котрих за умов неоднорідного деформування в момент руйнування деформації розтягнутої арматури не досягають межі текучості, граничні фіброві деформації бетону будуть перевищувати значення, обчислені на основі екстремального критерію при $\sigma_s = f_{yd}$. В цьому випадку при досягненні граничного опору бетону стиску $\sigma_c = f_{cd}$ в найбільш стиснутій фібрі значення несучої здатності елемента може зростати до певного моменту. Таке зростання може бути обумовлено збільшенням значення рівнодіючої зусиль в розтягнутій арматурі (відповідно і в стиснутому бетоні), котра в цей момент працює в пружній стадії, а також зростанням плеча внутрішньої пари сил при зміщенні рівнодіючої зусиль стиску в бетоні в бік найбільш стиснутого ребра як результату збільшення повноти епюри напружень. Отже, в такому випадку деформування бетону залізобетонного елемента в інтервалі низхідної гілки буде більшим порівняно з елементами, в яких розтягнута арматура працює в межах ділянки текучості. Описане явище може бути притаманним як косо стиснутим елементам з малими ексцентриситетами прикладання зовнішнього навантаження, так і переармованим згинальним елементам та елементам, армованим високоміцною арматурою.

При моделюванні напружено-деформованого стану названих елементів пошук розрахункових граничних значень фібрових деформацій бетону здійснюється ітераційним шляхом [306] за допомогою екстремального критерію $\partial N_{Rd} / \partial \varepsilon_{c(1)} = 0$ за умови, що $\sigma_s < f_{yd}$, оскільки на сьогодні немає пропозицій щодо аналітичного їх визначення.

Викладене вище говорить про те, що для використання на практиці деформаційної моделі напружено-деформованого стану залізобетонного елемента з упровадженням в неї повної діаграми стану бетону існує проблема

аналітичного визначення граничних фібрових деформацій бетону в складі елементів, напруження в розтягнутій арматурі яких не є сталою величиною $\sigma_s < f_{yd}$. Особливо актуальним є її вирішення для широко розповсюджених залізобетонних колон, котрі працюють при косому стиску в складі каркасів будівель із безбалковим перекриттями.

4.1.1 Загальні передумови

Моделювання напружено-деформованого стану залізобетонних косо стиснутих колон при дії згинальних моментів і поздовжньої сили виконується на основі деформаційного методу з використанням передумов за чинними нормами [210, 305 – 306]:

- за розрахунковий приймається усереднений переріз, що відповідає середнім деформаціям бетону й арматури по довжині блока між тріщинами за умови їх утворення;
- арматура з бетоном працюють сумісно, тобто деформації в арматурі та оточуючому її бетону однакові;
- для розрахункового перерізу приймається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті;
- зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого бетону приймається у вигляді дробово-раціональної діаграми, розглянутої в 4.1.2;
- зв'язок між напруженнями та деформаціями в звичайній арматурі та високоміцній арматурі приймається у вигляді діаграм, описаних у 4.1.3;
- робота бетону розтягнутої зони не враховується.

4.1.2 Розрахункові діаграми деформування бетону

Процес деформування важкого бетону при стиску моделюється на основі використання нелінійної діаграми напруження-деформації стиснутого бетону (рис. 4.1) відповідно до рекомендацій [210, 305].

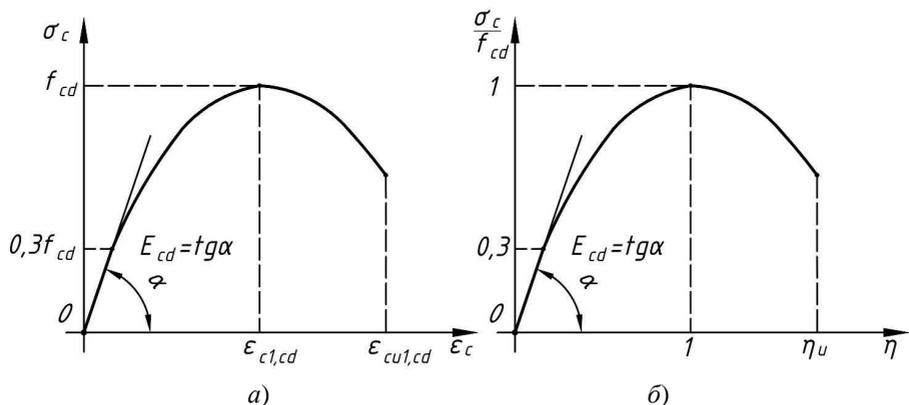


Рисунок 4.1 – Діаграма напруження-деформації стиснутого бетону:
 а) – в системі координат $\sigma_c O \epsilon_c$; б) – в системі координат $\sigma_c / f_{cd} O \eta$

Залежність $\sigma_c / f_{cd} - \eta$, показана на рисунку 4.1, б, описується рівнянням:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (4.1)$$

де $k = 1,05 E_{cd} \epsilon_{c1,cd} / f_{cd}$; $\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1,cd}$;

$\epsilon_{c1,cd}$ – значення відносних деформацій бетону при максимальних напруженнях.

З метою надання методики розрахунку несучої здатності колон при косому стиску інженерного рівня відповідно до [210] розглядається також рівномірний характер розподілу нормальних напружень у бетоні стиснутої зони за рисунком 4.2.

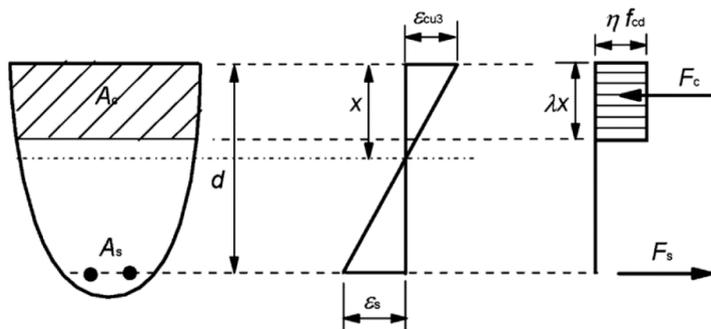


Рисунок 4.2 – Рівномірний розподіл напружень у бетоні стиснутої зони

Коефіцієнт $\lambda = 0,8$ (для бетонів класу не вище C50/60) визначає розрахункову висоту стиснутої зони, коефіцієнт $\eta = 1$ визначає фактичну міцність бетону. Якщо ширина стиснутої зони зменшується в напрямі найбільш стиснутого волокна, що є характерним при косому стиску, значення ηf_{cd} необхідно зменшувати на 10%.

4.1.3 Розрахункові діаграми деформування арматури

В теоретичних дослідженнях прийнято до застосування при моделюванні напружено-деформованого стану косо стиснутих колон розрахункову дволінійну діаграму деформування арматури з горизонтальною верхньою гілкою (рис. 4.3) за [305].

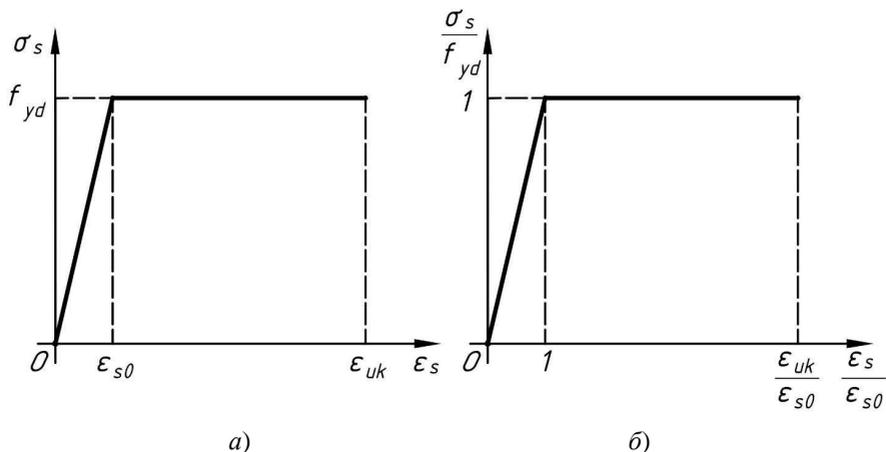


Рисунок 4.3 – Розрахункова діаграма напруження-деформації звичайної арматури: а) – в системі координат $\sigma_s O \epsilon_s$; б) – в системі координат $\sigma_s / f_{yd} O \epsilon_s / \epsilon_{s0}$

Значення напружень σ_s в арматурі визначаються залежно від відносних деформацій ϵ_s згідно з діаграмою стану арматури (рис. 4.3, а) за залежностями:

$$\text{при } 0 \leq \epsilon_s < \epsilon_{s0}, \quad \sigma_s = E_s \epsilon_s; \quad (4.2)$$

$$\text{при } \epsilon_{s0} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{ud}, \quad \sigma_s = f_{yd} \quad (4.3)$$

де $\epsilon_{s0} = f_{yd} / E_s$ – відносні деформації видовження арматури при досягненні напружень розрахункового опору f_{yd} ;

ε_{uk} – характеристичні значення граничних відносних деформацій видовження арматури.

4.2 Загальна модель неоднорідного напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних колон

Теоретична модель напружено-деформованого стану створюється для косо стиснутих колон прямокутного профілю, що зазнають неоднорідного напруженого стану, тобто в розрахунковому перерізі яких у граничному стані наявна зона розтягу (рис. 4.4). При цьому створення моделі базується на передумовах і допущеннях, викладених в п. 4.1.

Прийнята система координат розташовується так, що її початок співпадає з найбільш віддаленою від нейтральної лінії стиснутою точкою перерізу. Вісь Z_0 перпендикулярна до площини поперечного перерізу і має напрямок в сторону точки спостереження, а осі X_0 і Y_0 направлені від початку координат вздовж ребер перерізу так, що кут між віссю Y_0 і висотою стиснутої зони дорівнює кутіві θ нахилу нейтральної лінії до осі X_0 . Поверхні розподілення напружень і деформацій по перерізу утворюються твірними, котрі паралельні нейтральній лінії.

У прийнятій системі координат $X_0Y_0Z_0$ відповідно до застосованої моделі (рис. 4.4) загальна система рівнянь рівноваги зусиль у перерізі косо стиснутої колони записана у вигляді:

$$\sum Z_0 = N_{Ed} - \iint_{A_c} \sigma_c dx_{0,c} dy_{0,c} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} = 0; \quad (4.4)$$

$$\sum M_{Y_0} = N_{Ed} x_{0,Ed} + \iint_{A_c} \sigma_c x_{0,c} dx_{0,c} dy_{0,c} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} x_{0,si} = 0; \quad (4.5)$$

$$\sum M_{X_0} = N_{Ed} y_{0,Ed} + \iint_{A_c} \sigma_c y_{0,c} dx_{0,c} dy_{0,c} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} y_{0,si} = 0; \quad (4.6)$$

де N_{Ed} – розрахункове значення поздовжньої сили від зовнішнього навантаження;

$\sigma_c = f(x_0, y_0)$ – закон розподілення напружень по перерізу стиснутої зони бетону в системі координат $X_0Y_0Z_0$;

$dx_{0,c} dy_{0,c} = dA_c$ – елементарне значення площі стиснутої A_c зони перерізу колони;

σ_{si} – напруження у i -тому арматурному стержні залежно від його розташування в поперечному перерізі косо стиснутої колони;

A_{si} – площа перерізу i -того арматурного стержня;

n – кількість арматурних стержнів у перерізі;

$x_{0,Ed}, y_{0,Ed}$ – координати прикладання сили N_{Ed} в системі координат $X_0Y_0Z_0$;

$x_{0,c}, y_{0,c}$ – координати точки прикладання елементарних значень рівнодійної зусиль на ділянці dA_c в бетоні стиснутої зони в системі координат $X_0Y_0Z_0$;

$x_{0,si}, y_{0,si}$ – координати точки прикладання рівнодійної зусиль у i -тому арматурному стержні в системі координат $X_0Y_0Z_0$.

При виведенні функціональної залежності розподілення напружень $\sigma_c = f(x_0, y_0)$ по перерізу в системі координат $X_0Y_0Z_0$ використано закон розподілення напружень в площині YOZ системи координат XYZ , котра проходить ортогонально до нейтральної лінії через найбільш віддалену від нейтральної лінії точку в стиснутій зоні, у вигляді залежності [411]

$$\sigma_c = \frac{f_{cd}\eta_{(1),y}(kX - \eta_{(1),y})}{X(X + (k-2)\eta_{(1),y})}, \quad (4.7)$$

в якій $\eta_{(1)} = \varepsilon_{c(1)} / \varepsilon_{c1}$ – рівень деформацій стиску бетону в точці перерізу з відносною деформацією $\varepsilon_{c(1)}$, найвіддаленіший від нейтральної лінії (рис. 4.6);

y – поточне значення координати в системі координат XYZ ;

X – висота стиснутої зони бетону.

Функцію розподілення напружень по перерізу в системі координат $X_0Y_0Z_0$ з (4.7) отримано в [362] шляхом переходу в цю систему координат із системи координат XYZ у вигляді

$$\sigma_c = \frac{f_{cd}\eta_{(1)}(X - x_0 \sin \theta - y_0 \cos \theta)(kX - \eta_{(1)}(X - x_0 \sin \theta - y_0 \cos \theta))}{X(X + (k-2)\eta_{(1)}(X - x_0 \sin \theta - y_0 \cos \theta))}, \quad (4.8)$$

де θ – кут нахилу нейтральної лінії до горизонтальної вісі інерції перерізу;

x_0, y_0 – поточні значення координат в системі координат $X_0Y_0Z_0$.

Напруження σ_{si} у i -тому арматурному стержні визначається за (4.2) – (4.3) для звичайної арматури від її деформацій у перерізі косо стиснутої колони

$$\varepsilon_{si} = \frac{\varepsilon_{c(1)}y_{si}}{X}, \quad (4.9)$$

де координата

$$y_{si} = X - x_{0,si} \sin \theta - y_{0,si} \cos \theta. \quad (4.10)$$

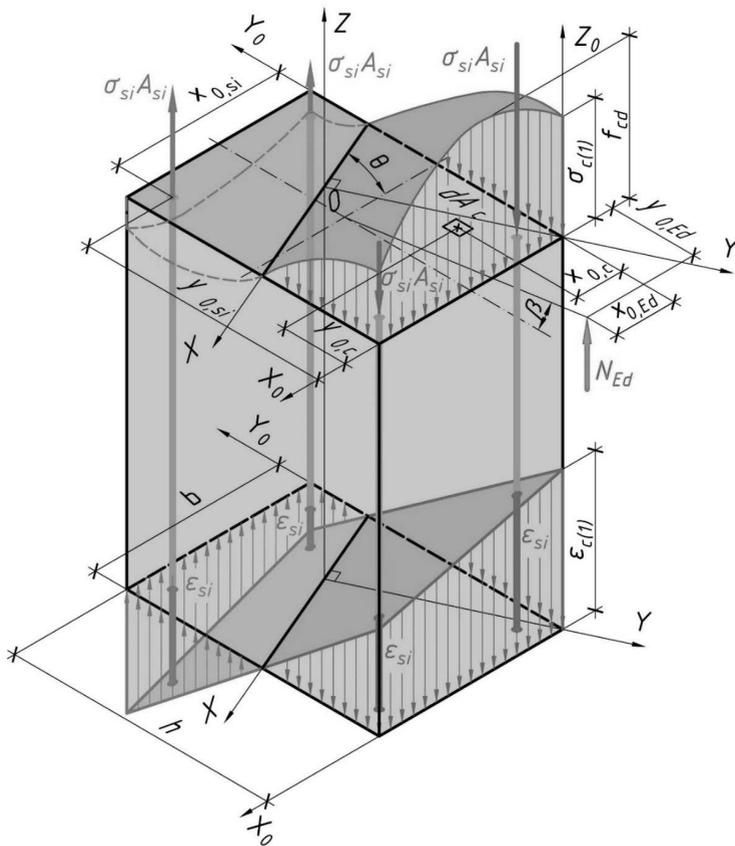


Рисунок 4.4 – Загальна модель неоднорідного напружено-деформованого стану косо стиснутої залізобетонної колони

З аналізу виразів (4.7) – (4.10) з’ясовано, що для моделювання напружено-деформованого стану косо стиснутих колон необхідним є встановлення залежності між кутом θ нахилу нетральної лінії та ексцентриситетами прикладання зовнішньої поздовжньої сили відносно геометричного центра перерізу, котрі в розглядуваній схемі (рис. 4.4) представлені через координати $x_{0,Ed}$ та $y_{0,Ed}$ таким чином, що

$$x_{0,Ed} = 0,5b - e_b, \quad (4.11)$$

$$y_{0,Ed} = 0,5h - e_h, \quad (4.12)$$

де e_b , e_h – ексцентриситети прикладання зовнішньої сили N_{Ed} відносно геометричного центра перерізу колони в напрямках b та h відповідно.

4.2.1 Положення площин дії зовнішніх та внутрішніх зусиль в перерізі

Кут θ нахилу нейтральної лінії до горизонтальної вісі інерції перерізу при моделюванні напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних колон за (4.4) – (4.10) визначається залежно від ексцентриситетів (e_b , e_h) прикладання зовнішньої поздовжньої сили відносно центра інерції перерізу колони. Для визначення кута θ застосовується умова про розташування поздовжньої сили N_{Ed} від зовнішніх навантажень та рівнодійних внутрішніх зусиль в стиснутій (N_{cs}) і розтягнутій (N_s) зонах перерізу в одній – силовій площині. Лінія перетину цієї силової площини з площиною поперечного перерізу колони утворює кут β з вертикальною віссю інерції перерізу (рис. 4.5, а) [303, 304].

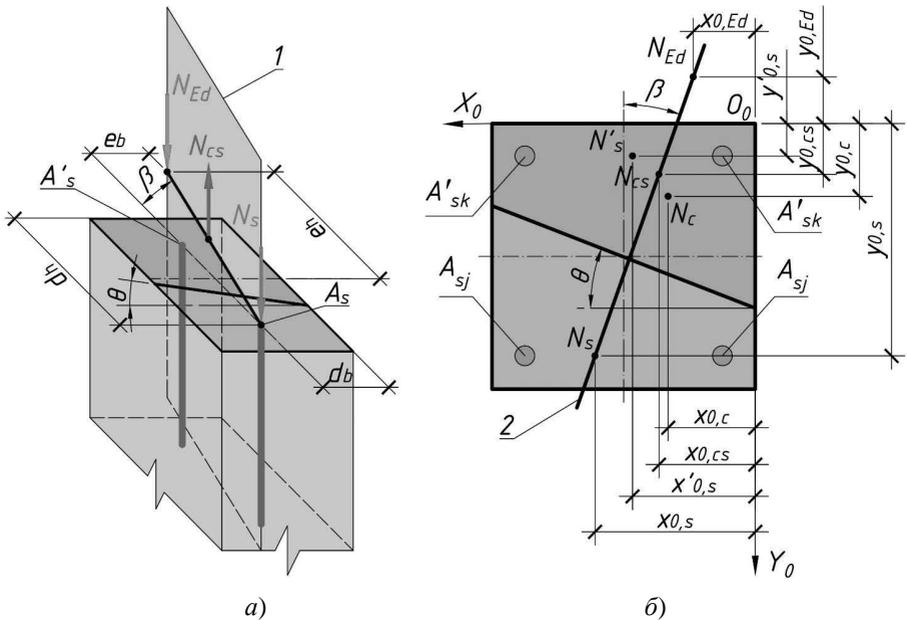


Рисунок 4.5 – Розташування зовнішніх та внутрішніх зусиль: а) – у косо стиснутому елементі, армованому одним стержнем в розтягнутій зоні; б) – у поперечному перерізі косо стиснутої колони; 1 – площина дії зовнішніх та внутрішніх зусиль; 2 – лінія перетину площини 1 із площиною поперечного перерізу колони

Наведене твердження випливає з того, що відповідно до умов рівноваги зусиль в перерізі косо стиснутого залізобетонного елемента, зовнішній момент від позацентрового прикладання поздовжньої сили N_{Ed} урівноважується відповідними внутрішніми моментами від рівнодійних внутрішніх зусиль в стиснутій N_{cs} та розтягнутій N_s зонах перерізу відносно осей X_0 та Y_0 відповідно (рис. 4.5, б).

Оскільки робота розтягнутого бетону майже не впливає на міцність косо стиснутого елемента в граничному стані, в якості рівнодійної внутрішніх зусиль в розтягнутій зоні перерізу прийнята рівнодійна N_s зусиль в розтягнутій арматурі. При цьому в стиснутій зоні перерізу при визначенні рівнодійної N_{cs} беруться до уваги як зусилля у бетоні, так і в стиснутій арматурі.

З метою спрощення доведення наведеного твердження про розташування всіх сил і зусиль, котрі діють у перерізі косо стиснутої колони, в одній площині припустимо, що в розтягнутій зоні перерізу знаходиться один арматурний стержень (рис. 4.5, а). Лінія дії рівнодійної зусиль N_s буде співпадати з віссю цього стержня. Тоді площина $N_s - N_{Ed}$, в якій лежатимуть лінія дії поздовжньої сили N_{Ed} та лінія дії внутрішнього зусилля N_s , буде чітко зафіксованою у просторі відносно поперечного перерізу колони ексцентриситетами (e_b та e_h) прикладання сили N_{Ed} та відстанями (d_b та d_h) від найбільш стиснутого ребра до розтягнутого арматурного стержня перерізу в напрямках b та h відповідно.

Момент рівнодійної N_{cs} внутрішніх зусиль стиснутої зони відносно будь-якої точки лінії (рис. 4.5, а, поз. 2) перетину площини $N_s - N_{Ed}$ з площиною поперечного перерізу колони повинен дорівнювати нулю, оскільки відносно цієї лінії зусилля N_s і N_{Ed} моментів не створюють, бо проходять через неї. Таким чином, лінія дії внутрішнього зусилля N_{cs} також лежить у площині $N_s - N_{Ed}$.

Враховуючи вищенаведене доведення, в моделюванні загального виду напружено-деформованого стану косо стиснутої залізобетонної колони приймається умова про співпадіння площин дії зовнішніх і внутрішніх зусиль.

На основі прийнятої умови кут β нахилу лінії перетину силової площини із площиною поперечного перерізу колони (рис. 4.5, б) можна виразити через координати точок перетину ліній дії сил, що діють в цій площині, із площиною поперечного перерізу колони у системі координат $X_0O_0Y_0$ таким чином:

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{x_{0,s} - x_{0,cs}}{y_{0,s} - y_{0,cs}}, \quad (4.13)$$

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{x_{0,s} - x_{0,Ed}}{y_{0,s} - y_{0,Ed}}, \quad (4.14)$$

де $x_{0,s}$, $y_{0,s}$ – координати точки перетину лінії дії рівнодійної N_s у розтягнутій зоні перерізу з площиною поперечного перерізу колони, котрі визначаються за виразами

$$x_{0,s} = \frac{\sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} x_{0,sj}}{\sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj}}, \quad (4.15)$$

$$y_{0,s} = \frac{\sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} y_{0,sj}}{\sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj}}, \quad (4.16)$$

в яких σ_{sj} – напруження в j -тому розтягнутому арматурному стержні;

A_{sj} – площа перерізу j -того розтягнутого арматурного стержня;

$x_{0,sj}$, $y_{0,sj}$ – координати розташування j -того розтягнутого арматурного стержня в системі координат $X_0O_0Y_0$;

m – кількість розтягнутих арматурних стержнів у перерізі;

$x_{0,cs}$, $y_{0,cs}$ – координати точки перетину лінії дії рівнодійної зусиль N_{cs} в стиснутій зоні перерізу з площиною поперечного перерізу колони, котрі обчислюються за залежностями

$$x_{0,cs} = \frac{N_c x_{0,c} + N'_s x'_{0,s}}{N_c + N'_s}, \quad (4.17)$$

$$y_{0,cs} = \frac{N_c y_{0,c} + N'_s y'_{0,s}}{N_c + N'_s}, \quad (4.18)$$

де N_c , N'_s – рівнодійні зусиль у стиснутому бетоні та стиснутих арматурних стержнях відповідно;

$x_{0,c}$, $y_{0,c}$ – координати точки перетину лінії дії рівнодійної зусиль N_c в стиснутій зоні бетону з площиною поперечного перерізу колони, котрі визначаються залежно від форми стиснутої зони;

$x'_{0,s}$, $y'_{0,s}$ – координати точки перетину лінії дії рівнодійної зусиль N'_s в стиснутих арматурних стержнях з площиною поперечного перерізу колони, що визначаються за виразами

$$x'_{0,s} = \frac{\sum_{k=1}^{n-m} \sigma'_{sk} A'_{sk} x'_{0,sk}}{\sum_{k=1}^{n-m} \sigma'_{sk} A'_{sk}}, \quad (4.19)$$

$$y'_{0,s} = \frac{\sum_{k=1}^{n-m} \sigma'_{sk} A'_{sk} y'_{0,sk}}{\sum_{k=1}^{n-m} \sigma'_{sk} A'_{sk}}, \quad (4.20)$$

в яких σ'_{sk} – напруження в k -тому стиснутому арматурному стержні;
 A'_{sk} – площа перерізу k -того стиснутого арматурного стержня;
 $x'_{0,sk}$, $y'_{0,sk}$ – координати розташування k -того стиснутого арматурного стержня в системі координат $X_0O_0Y_0$;

$n - m$ – кількість стиснутих арматурних стержнів у перерізі;

$x_{0,Ed}$, $y_{0,Ed}$ – координати точки перетину лінії дії поздовжньої сили N_{Ed} від зовнішніх навантажень з площиною поперечного перерізу колони.

Прирівнявши між собою залежності (4.13) та (4.14), отримали

$$\frac{x_{0,s} - x_{0,cs}}{y_{0,s} - y_{0,cs}} = \frac{x_{0,s} - x_{0,Ed}}{y_{0,s} - y_{0,Ed}} \quad (4.21)$$

Оскільки координати $(x_{0,c}, y_{0,c})$ точки перетину лінії дії рівнодійної зусиль N_c з площиною поперечного перерізу колони залежать від форми стиснутої зони бетону та кута θ нахилу нейтральної лінії до горизонтальної осі інерції перерізу (рис. 4.5, б), то рівність (4.21) з урахуванням (4.17) і (4.18) за своєю суттю є залежністю, яка неявно відображає функцію $\theta = f(\beta)$. Її використання дозволяє визначати кут θ нахилу нейтральної осі в перерізі косо стиснутої колони при різних формах стиснутої зони бетону.

4.2.2 Критерії міцності косо стиснутих колон

Моделювання роботи залізобетонних елементів у граничному стані опирається на поняття критерію їх міцності. Під поняттям міцності конструкції або конструкційної міцності мається на увазі здатність конструкції чинити опір руйнуванню, котра не залежить від способу прикладання навантаження і є характеристикою конструкції. На відміну від несучої здатності, котра являє

собою навантаження на конструкцію, перевищення якого приводить до необмежених пластичних деформацій.

На сьогодні загально прийнятим в нормативних документах багатьох країн [210 – 213] є деформаційний критерій міцності. Цей критерій певною мірою усунув недоліки попереднього так званого «силового критерію», котрий визначав момент руйнування досягненням граничного значення напруження стиску в бетоні і не повною мірою враховував як особливості пружно-пластичного деформування бетону в складі залізобетонного елемента, так і фізичні характеристики високоміцної арматури, що особливо було відчутним при застосуванні її в стиснутій зоні елементів.

Деформаційним критерієм регламентується руйнування залізобетонного елемента в момент, коли не напруження, а деформації в бетоні в найвіддаленішій від нейтральної лінії точці (рис. 4.4) досягають граничного значення на стиск або відбувається розрив всіх розтягнутих арматурних стержнів при досягненні в них граничних значень деформацій на розтяг:

$$\varepsilon_{c(l)} = \varepsilon_{cu}, \quad (4.22)$$

або

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{ud}, \quad (4.23)$$

де $\varepsilon_{c(l)}$ – поточне значення відносних фібрових деформацій бетону найбільш стиснутої фібри перерізу залізобетонного елемента;

ε_{cu} – граничні значення відносних деформацій стиску бетону за діаграмою $\sigma_c - \varepsilon_c$ (рис. 4.1, а) $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu1,cd}$;

ε_s – поточне значення відносних деформацій розтягнутих арматурних стержнів залізобетонного елемента;

ε_{ud} – розрахункові значення відносних деформацій арматури при максимальному навантаженні.

Критерієм (4.22) значення граничних відносних деформацій бетону ε_{cu} запропоновано визначати експериментально на рівні найбільш стиснутої грані залізобетонного елемента, тобто в його складі. За результатами випробувань [382 – 384] було виявлено, що значення граничних фібрових деформацій бетону ε_{cu} стиснутої зони зменшуються при підвищенні класу бетону, що відображено в нормативних документах [210 – 213] шляхом встановлення значень ε_{cu} залежно від класу бетону.

Між тим, багатьма дослідженнями виявлено залежність ε_{cu} від деяких інших факторів. Зокрема відмічено [385], що в елементах з низьким відсотком армування відносні деформації бетону в момент руйнування мали суттєво менші значення порівняно з переармованими елементами. Це явище пояснюється тим, що в переармованих елементах арматура в момент руйнування елемента працює пружно, тобто не вичерпує свій міцнісний ресурс, і це сприяє значному збільшенню граничних значень фібрових деформацій стиснутого бетону.

Також відмічено [385, 363], що у балках та колонах, стиснута зона яких в момент їх руйнування мала вигляд трикутника, відповідні значення фібрових деформацій ε_{cu} були більші ніж в балках і колонах з прямокутною формою стиснутої зони при всіх інших однакових умовах. Таким чином, виявлена залежність значень ε_{cu} і від форми стиснутої зони (форми перерізу).

Отже, ретельний аналіз критерію (4.22) [363], показав, що поряд з його позитивними сторонами все ж таки він не враховує достатньою мірою прояв фізико-механічних властивостей бетону залежно від виду завантаження, форми стиснутої зони, коефіцієнта армування та інших факторів. Критерієм (4.22) також не враховується явище розміщення бетону на рівні і поблизу найбільш стиснутої грані залізобетонного елемента, котрий зазнає неоднорідного напружено-деформованого стану, що характеризується зменшенням напружень в межах найбільш деформованих ділянок при рості деформацій і збільшенням напружень в менш деформованих ділянках.

Тобто, впровадження деформаційного критерію може бути доцільним при застосуванні спрощеного рівномірного розподілення напружень у стиснутій зоні бетону (рис. 4.2) при розробці інженерних методів розрахунку міцності залізобетонних елементів.

При нелінійному моделюванні роботи залізобетонних елементів на основі повної діаграми деформування бетону за (4.1) в роботах [362, 363, 412 – 414] доведено можливість застосування екстремального критерію міцності.

Під екстремальним критерієм міцності залізобетонного елемента пропонується приймати значення фібрових деформацій бетону на рівні найвіддаленішої від нейтральної лінії точки стиснутої зони при досягненні ним максимального значення зусилля опору руйнуванню.

Відповідно до запропонованого визначення, екстремальний критерій міцності для косо деформованих елементів буде мати такий аналітичний вигляд [363]

$$F_{Rd}(\varepsilon_{cu}, \theta_u) = \max F_{Rd}(\varepsilon_{c(1)}, \theta) \quad (4.24)$$

де F_{Rd} – внутрішнє зусилля, що виникає від косоного деформування;

$\varepsilon_{c(1)}$ – фіброві деформації бетону в складі залізобетонного елемента, які залежать від виду завантаження, коефіцієнта армування, фізико-механічних характеристик бетону, форми стиснутої зони бетону тощо;

θ – кут нахилу нейтральної лінії.

Екстремальний критерій (4.24) міцності залізобетонних елементів усуває відмічені недоліки деформаційного критерію (4.22), дає можливість ефективного впровадження повної діаграми стану бетону в деформаційну модель напружено-деформованого стану косо стиснутого залізобетонного елемента і ґрунтується на рівняннях механіки деформівного твердого тіла. Застосування такого критерію дозволяє проектувати залізобетонні елементи із точним та всебічним урахуванням впливу на несучу здатність різних факторів.

Для згинальних та позацентрово стиснутих елементів, у яких в граничному стані руйнування починається із досягнення межі текучості в розтягнутій арматурі, тобто значення $\sigma_s = f_{yd}$ є постійним, застосування екстремального критерію дозволяє отримати аналітично розрахункові граничні значення деформацій бетону найбільш стиснутої фібри залізобетонного елемента. Такі значення вперше отримані в [414] залежно від коефіцієнта фізико-механічних властивостей бетону для різних форм стиснутої зони бетону.

Для стиснутих залізобетонних елементів при їх неоднорідному деформуванні за умови прикладання навантаження з малими ексцентриситетами, тобто таких, у яких в момент руйнування напруження в арматурі розтягнутої зони не досягають межі текучості, розрахункові граничні значення деформацій бетону в найбільш стиснутій фібрі перерізу будуть перевищувати значення, визначені за умови $\sigma_s = f_{yd}$. Оскільки в граничному стані елемента напруження в розтягнутій арматурі зростають при її роботі пружній стадії, відповідно рівнодійна зусиль в арматурі також збільшується, тому для її врівноважування рівнодійна в стиснутій зоні перерізу також буде зростати за рахунок наповнення епюри напружень та більш інтенсивного деформування найбільш стиснутих волокон бетону. В певний момент це наповнення досягне свого максимуму, що буде відповідати найбільшому значенню рівнодійної зусиль в бетоні стиснутої зони. В цей момент відбудеться руйнування елемента

як такого, в якому вичерпані міцнісні та деформативні якості стиснутої зони бетону.

Це явище може бути також реалізоване в елементах, армованих високоміцною арматурою, в розрахунку міцності яких застосовується дволінійна діаграма фізичного стану арматури з похилою верхньою ділянкою. В них напруження в арматурі після досягнення значення $\sigma_p = f_{pd}$ є величиною змінною залежно від положення нейтральної лінії. У цьому випадку граничні значення деформацій бетону можуть досягати більших значень порівняно з розрахованими при встановленому сталому значенні напружень в арматурі.

Застосування для такого випадку екстремального критерію не дозволяє отримати аналітичного розв'язку. При деформуванні залізобетонного елемента за умови, що в граничному випадку розтягнута арматура не досягає межі текучості, функція внутрішнього поздовжнього зусилля є функцією двох змінних

$$N_{Rd} = f(\eta_{c(1)}; \eta_s), \quad (4.25)$$

де $\eta_{(1)} = \varepsilon_{c(1)} / \varepsilon_{c1,cd}$; $\varepsilon_{c(1)}$ – відносні деформації найбільш стиснутої фібри бетону в складі залізобетонного елемента;

$\eta_s = \varepsilon_s / \varepsilon_{s1,cd}$; ε_s – відносні деформації розтягнутої арматури у складі залізобетонного елемента.

В цьому випадку критерієм руйнування залізобетонного елемента може бути досягнення напружень в розтягнутій зоні, котрі відповідають межі текучості звичайної розтягнутої арматури, тобто

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{s0}. \quad (4.26)$$

Застосування критерію (4.26) є можливим тільки за умови, що відповідні деформації $\varepsilon_{c(1)}$ (або їх рівень $\eta_{(1)}$) найбільш стиснутої фібри бетону в перерізі залізобетонного елемента знаходяться на визначеному проміжку деформацій бетону $\varepsilon_{cu} < \varepsilon_{c(1)} \leq \varepsilon_{co}$ ($\eta_u < \eta_{(1)} \leq \eta_o$), в межах котрого деформування бетону є фізично можливим. Нижня межа розглядуваного діапазону відповідає значенням граничних деформацій $\varepsilon_{cu}(\eta_u)$ бетону найбільш стиснутої фібри залізобетонного елемента, визначених в [420] за екстремальним критерієм при умові, що $\sigma_s = f_{yd}$. Верхня межа $\varepsilon_{co}(\eta_o)$ являє собою критерій максимальної міцності бетону стиснутої зони залізобетонного елемента і є за своєю фізичною сутністю критерієм руйнування бетону стиснутої зони.

Для його реалізації розглянемо випадок плоского позацентрового навантаження залізобетонної колони прямокутного профілю (рис. 4.6).

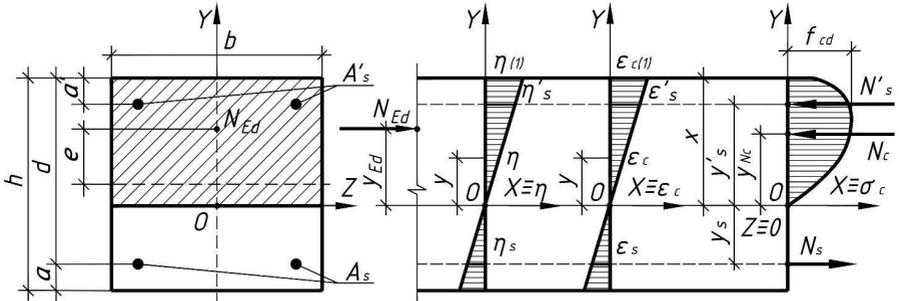


Рисунок 4.6 – Розрахункова схема перерізу позацентрово стиснутої залізобетонної колони при неоднорідному деформуванні

Моделювання напружено-деформованого стану залізобетонних позацентрово стиснутих колон виконується на основі деформаційного методу з використанням передумов, запроваджених чинними нормами [210, 306]. При цьому для описання процесу деформування стиснутого бетону прийнято дробово-раціональну функцію $\sigma_c - \varepsilon_c$ за (4.1). Зв'язок між напруженнями і деформаціями в арматурі описується дволінійною діаграмою з горизонтальною верхньою гілкою за (4.2) та (4.3).

Розрахункові рівняння рівноваги у площині координатної осі Y , перпендикулярної до нейтральної лінії (рис. 4.6), записані у такому вигляді:

$$\sum Z = 0: N_{Ed} - N_c - N'_s + N_s = 0; \quad (4.27)$$

$$\sum M_B = 0: N_c (y_{Ed} - y_{Nc}) + N'_s (y_{Ed} - y'_s) + N_s (y_{Ed} - y_s) = 0, \quad (4.28)$$

де N_{Ed} – поздовжня сила від зовнішнього навантаження;

N_c – рівнодійна напружень в бетони стиснутої зони;

N'_s, N_s – рівнодійні зусиль в стиснутій та розтягнутій арматурі відповідно;

y_{Nc} – координата точки прикладання зусилля N_c ;

y'_s – координата точки прикладання зусилля N'_s , $y'_s = x - a'$;

y_s – координата прикладання зусилля N_s , $y_s = x - d$;

y_{Ed} – координата точки прикладання сили N_{Ed} , $y_{Ed} = x - 0,5h + e$;

x – висота стиснутої зони бетону;

e – ексцентриситет прикладання зовнішньої сили N_{Ed} відносно центра інерції перерізу колони.

Закон розподілення напружень в системі координат XOY отримано з використанням функції $\sigma_c - \varepsilon_c$ за (4.1) в [362, 363] у вигляді залежності

$$\sigma_c = \frac{f_{cd} \eta_{(1)} y (kx - \eta_{(1)} y)}{x (x + (k - 2) \eta_{(1)} y)} \quad (4.29)$$

в якій $\eta_{(1)} = \varepsilon_{c(1)} / \varepsilon_{c1}$ – рівень деформацій стиску бетону в точці перерізу з відносною деформацією $\varepsilon_{c(1)}$, найвіддаленіший від нейтральної лінії (рис. 4.6);

y – поточне значення координати в системі координат XOY ;

x – висота стиснутої зони бетону.

Рівнодійна зусиль в бетоні стиснутої зони з урахуванням (4.29) визначається за залежністю [362, 363]:

$$N_c = b \int_0^x \frac{f_{cd} \eta_{(1)} y (kx - \eta_{(1)} y)}{x (x + (k - 2) \eta_{(1)} y)} dy = f_{cd} b x \omega, \quad (4.30)$$

в якій

$$\omega = \left. \begin{aligned} & \frac{(k-1)^2 (c - \ln c - 1)}{(k-2)^3 \eta_{(1)}} - \frac{\eta_{(1)}}{2(k-2)} \text{ при } k \neq 2, \\ & \omega = \eta_{(1)} \left(1 - \frac{\eta_{(1)}}{3} \right) \text{ при } k = 2, \end{aligned} \right\} \quad (4.31)$$

де ω – коефіцієнт повноти епюри напружень у бетоні стиснутої зони;

$$c = 1 + (k - 2) \eta_{(1)}.$$

Координата прикладання зусилля N_c визначається за залежністю, отриманою в [362, 363]

$$y_{N_c} = \frac{S_c}{N_c} = x \frac{\varphi}{\omega}, \quad (4.32)$$

$$S_c = b \int_0^x \frac{f_{cd} \eta_{(1)} y (kx - \eta_{(1)} y)}{x (x + (k - 2) \eta_{(1)} y)} y dy = f_{cd} b x \varphi, \quad (4.33)$$

де

$$\varphi = \left. \begin{aligned} & \frac{(k-1)^2}{(k-2)^3} \left(\frac{k-2}{2} - \frac{1}{\eta_{(1)}} \left(1 - \frac{\ln c}{(k-2)\eta_{(1)}} \right) \right) - \frac{\eta_m}{3(k-2)} \text{ при } k \neq 2 \\ & \varphi = \eta_{(1)} \left(\frac{2}{3} - \frac{\eta_{(1)}}{4} \right) \text{ при } k = 2 \end{aligned} \right\} \quad (4.34)$$

Рівнодійні зусиль в стиснутій та розтягнутій арматурі обчислюються залежно від напружень

$$N'_s = \sigma'_s A'_s, \quad (4.35)$$

$$N_s = \sigma_s A_s. \quad (4.36)$$

Напруження в арматурі визначається за дволінійним законом її деформування (4.2) та (4.3) залежно від її деформацій у перерізі колони (рис. 4.6):

$$\sigma'_s = E'_s \varepsilon'_s \leq f'_{yd}, \quad (4.37)$$

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \leq f_{yd}, \quad (4.38)$$

де деформації арматури:

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{c(1)} y'_s}{x}, \quad (4.39)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{c(1)} y_s}{x} \quad (4.40)$$

Критерієм міцності у розрахунках може слугувати критерій повного використання опору бетону стиснутої зони залізобетонного елемента. Він за своєю фізичною сутністю є критерієм руйнування бетону стиснутої зони при максимальному значенні зусилля N_c , тобто при максимальному наповненні епюри напружень стиску. Визначення критерію реалізується шляхом дослідження функції $N_c = f(\varepsilon_{c(1)})$, на екстремум, що також може бути еквівалентно дослідженню функції коефіцієнта ω повноти епюри напружень стиску в бетоні стиснутої зони у вигляді умов:

$$\omega(\varepsilon_{co}) = \max \omega(\varepsilon_{c(1)}) \quad (4.41)$$

або

$$\omega(\eta_o) = \max \omega(\eta_{(1)}), \quad (4.42)$$

де розрахункове граничне значення деформації бетону на стиск (або її рівень) ε_{co} ($\eta_o = \varepsilon_{co} / \varepsilon_{c1,cd}$) перевищує значення деформацій ε_{cu} ($\eta_u = \varepsilon_{cu} / \varepsilon_{c1,cd}$), що відповідають екстремальному критерію міцності даного перерізу при сталому значенні напружень текучості в арматурі [420].

Застосування критерію (4.41) є прийнятним за умови, що відповідні деформації ε_s розтягнутої арматури в перерізі залізобетонного елемента знаходяться на визначеному проміжку її деформацій $0 < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{so}$, що відповідає пружній роботі арматури.

Із викладеного випливає, що, використовуючи критерій (4.42), залежність для визначення невідомої величини $\varepsilon_{co}(\eta_o)$, можна отримати шляхом диференціювання функції $\omega = f(\eta_{c(1)}, \dots)$, поклавши в основу шуканої залежності – критерій повного використання опору стиснутої зони бетону при умові, що напруження в розташованій у перерізі розтягнутій арматурі зростають, а також урахувавши той факт, що висота x стиснутої зони бетону прийматиме цілком обумовлені значення.

Опираючись на запропонований критерій, для визначення значень $\varepsilon_{co}(\eta_o)$ залежність (4.31) досліджена на екстремум за умовою:

$$\frac{\partial \omega}{\partial \eta_{(1)}} = 0. \quad (4.43)$$

Розв'язком рівняння (4.43) є залежність, котра подібно до роботи [363] дозволяє визначати граничні деформації бетону залежно від коефіцієнта k фізико-механічних властивостей бетону

$$\eta_o = \frac{e^\lambda - 1}{k - 2}, \quad k \neq 2, \quad (4.44)$$

де λ – корінь характеристичного рівняння

$$e^\lambda (2k(k-2)(\lambda-1) + 2\lambda - 3) - e^{3\lambda} + 2e^{2\lambda} + 2k(k-2) + 2 = 0. \quad (4.45)$$

Для значення $k = 2$

$$\frac{\partial \omega}{\partial \eta_{(1)}} = 1 - \frac{2\eta_{(1)}}{3}. \quad (4.46)$$

Представивши (4.46) у вигляді рівняння за (4.43), отримуємо $\eta_o = 1,5$.

Графічно результати дослідження виразу (4.31) у вигляді функції $\omega = f(\eta_{c(1)}, \dots)$ на екстремум являють собою діаграму граничних значень рівнів фібрових деформацій бетону прямокутної стиснутої зони залізобетонних елементів у момент досягнення епюрою напружень в бетоні стиснутої зони максимального наповнення (рис. 4.7). Отриману діаграму можна використовувати у розрахунках.

На рисунку 4.7 наведена також діаграма граничних значень бетону залізобетонних елементів, отриманих в [414] на основі екстремального критерію міцності. Різниця між наведеними значеннями при однакових значеннях k демонструє резерви міцності бетону в складі залізобетонного елемента, арматура в якому працює в пружній стадії. Цей резерв може також бути ефективно реалізований при застосуванні високоміцної арматури.

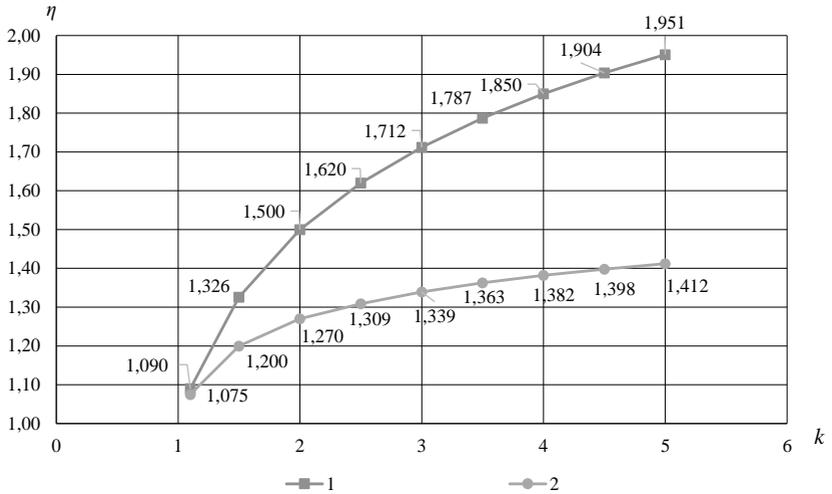


Рисунок 4.7 – Діаграми граничних значень рівнів фібрових деформацій бетону прямокутної стиснутої зони поперечного перерізу позациентрово стиснутої колони: 1 – η_o за (4.42) при $\sigma_s < f_{yd}$ та 2 – η_u за екстремальним критерієм [414] при $\sigma_s = f_{yd}$ залежно від параметра k

Для практичного застосування параметрів ω та φ , котрі залежать від $\eta_{(1)}$, в розрахунках міцності позациентрово стиснутих залізобетонних колон їх значення, обчислені за умовою (4.42) з урахуванням даних графіка 1 на рисунку 4.7, зведені у таблицю 4.1 залежно від класу бетону C .

Таблиця 4.1 – Значення параметрів η_o , ω та φ для позациентрово стиснутих колон при $\sigma_s < f_{yd}$ залежно від класу бетону C

Клас бетону	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
η_o	1,741	1,705	1,669	1,642	1,620	1,598	1,578	1,564	1,543	1,518
ω	0,820	0,811	0,801	0,794	0,788	0,781	0,775	0,771	0,764	0,756
φ	0,456	0,454	0,416	0,449	0,448	0,446	0,444	0,443	0,441	0,439
φ/ω	0,557	0,560	0,519	0,565	0,569	0,571	0,573	0,575	0,577	0,581

Розглянемо застосування розробленої методики при визначенні несучої здатності колони з поперечним перерізом квадратного профілю розмірами

$b = 400$ мм, $h = 400$ мм (рис. 4.7), виготовленої із бетону класу С30/35 ($f_{cd} = 19,5$ МПа, $E_{cd} = 27$ ГПа, $\varepsilon_{c1,cd} = 1,72\%$) із арматурою класу А400С ($f_{yd} = 364$ МПа, $E_s = 210$ ГПа, $\varepsilon_{s0} = 0,0017$) площею $A'_s = A_s = 628$ мм², котра розташована на відстані від граней перерізу на відстані $a' = a = 50$ мм. Ексцентриситет прикладання зовнішньої сили N_{Ed} складає $e = 60$ мм. Робоча висота перерізу $d = h - a = 400 - 50 = 350$ мм.

Для розглядуваної колони за методикою [421] встановлено, що в момент руйнування розтягнута арматура не досягає межі текучості.

Визначаємо висоту x стиснутої зони бетону з рівняння (4.28), виразивши його складові через x , при таких значеннях величин: $\omega = 0,787$, $\varphi = 0,449$, $\varphi/\omega = 0,569$ (табл. 4.1). Для спрощення приймаємо, що напруження в стиснутій арматурі досягають межі текучості, тобто $\sigma'_s = f_{yd} = 364$ МПа.

Після розв'язання рівняння з одним невідомим, отримано $x = 346,65$ мм. При цьому отримано такі значення складових рівняння (4.28): $N_c = 2127,92$ кН; $y_{Nc} = 197,33$ мм; $y_{Ed} = 206,65$ мм; $y'_s = 296,65$ мм; $\varepsilon'_s = 0,0024 > \varepsilon_{s0} = 0,0017$; $\sigma'_s = 364$ МПа; $N'_s = 228,59$ кН; $y_s = -3,35$ мм; $\varepsilon_s = 0,00003 < \varepsilon_{s0} = 0,0017$; $\sigma_s = 5,66$ МПа; $N_s = 3,56$ кН.

Поздовжню силу визначаємо з рівняння (4.27) $N_{Rd} = N_{Ed} = 2352,95$ кН.

Значення поздовжньої сили, обчислене ітераційним методом за [306] з використанням апроксимації діаграми стану бетону поліномом 5-го ступеня, складає $N_{Rd} = 2418,00$ кНм.

Таким чином, сумісне застосування екстремального критерію (4.24) та критерію повного використання опору бетону стиснутої зони (4.42) при моделюванні напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних колон дозволяє реалізувати розрахунок їх несучої здатності. Тобто, дає можливість аналітично розв'язувати задачі міцності стиснутих залізобетонних елементів при їх неоднорідному деформуванні для всіх випадків прикладання зовнішнього навантаження.

Аналіз виведених формул (4.31), (4.41) та (4.42) показує, що числові значення фібрових деформацій бетону функціонально залежать безпосередньо від форми стиснутої зони, що на практиці означає їх залежність від форми поперечного перерізу залізобетонного елемента. Отримані і наведені розрахункові значення фібрових деформацій (рис. 4.7) є прийнятними для бетону в складі стиснутої зони прямокутної форми залізобетонного елемента.

Як свідчать результати роботи багатьох дослідників, зокрема роботи [362,

363, 414], при перетворені прямокутної форми стиснутої зони в трикутну чи трапецієподібну при повороті поперечного перерізу (за умов косоного стискання чи згинання), значення граничних фібрових деформацій концентруються на рівні найбільш стиснутого ребра елемента, тобто вони зростають. Такі значення деформацій для умов складного деформування отримані аналітично на основі екстремального критерію міцності для випадку досягнення розтягнутою арматурою межі текучості в [414].

Використання ж запропонованого критерію повного використання опору стиснутої зони бетону (4.41) – (4.42) для випадку форм стиснутої зони (поперечних перерізів) відмінних від прямокутної, за умови, що деформації розтягнутої арматури реалізуються в межах пружної ділянки її роботи, здійснено в п.4.2.3 при розробці практичних методів розрахунку несучої здатності косо стиснутих колон. Це дає можливість отримати повний діапазон змін граничних значень фібрових деформацій бетону як для прямокутної, так і інших форм стиснутої зони бетону (поперечних перерізів). Тобто, в кінцевому підсумку здобуто діаграми граничних значень фібрових деформацій бетону залежно від форми поперечного перерізу, для елементів, в яких розтягнута арматура в граничному стані працює в пружній стадії.

Таким чином, сукупність застосованих передумов та виведених залежностей дозволяє моделювати напружено-деформований стан косо стиснутих залізобетонних колон при їх неоднорідному їх деформуванні за умови роботи арматури в пружній стадії.

4.2.3 Розрахунок несучої здатності косо стиснутих колон

На основі створеної моделі напружено-деформованого стану косо стиснутих колон за їх неоднорідного деформування розроблено розрахункову схему зусиль напружень та деформацій в перерізі косо стиснутої колони з трикутною формою стиснутої зони бетону (рис. 4.8).

Методика розрахунку несучої здатності залізобетонної симетрично армованої колони з трикутною формою стиснутої зони бетону при косому стиску розробляється для випадку прикладання зовнішнього навантаження з малими ексцентриситетами, тобто за умови, що арматура розтягнутої зони не досягає межі текучості в граничному стані.

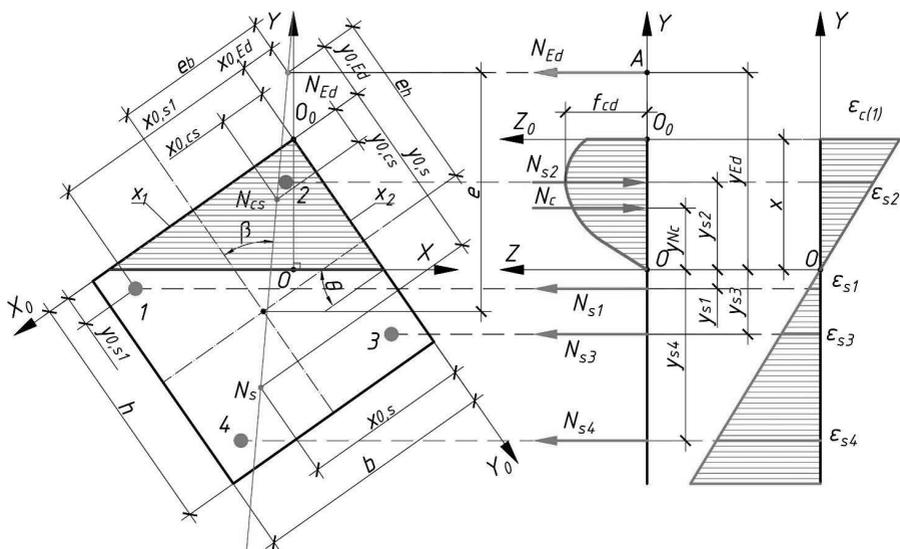


Рисунок 4.8 – Розрахункова схема зусиль, напружень та деформацій у перерізі косо стиснутої залізобетонної колони з трикутною формою стиснутої зони

При цьому для описання роботи стиснутого бетону прийнята дробово-раціональна функція (4.1). Зв'язок між напруженнями і деформаціями в арматурі описується дволінійною діаграмою з горизонтальною верхньою гілкою (4.2) – (4.3).

Для виведення розрахункових формул записані загальні рівняння рівноваги зусиль у координатній площині YOZ , розташованій таким чином, що вісь Y перетинає найбільш стиснуте ребро перерізу і перпендикулярна до нейтральної лінії (рис. 4.8):

$$\sum Z = 0: N_c + \sum_{i=1}^n N_{si} - N_{Ed} = 0; \quad (4.47)$$

$$\sum M_A = 0: N_c (y_{Ed} - y_{Nc}) + \sum_{i=1}^n N_{si} (y_{Ed} - y_{si}) = 0, \quad (4.48)$$

де N_c – рівнодійна напружень в бетоні стиснутої зони;

N_{si} – зусилля в i -тому арматурному стержні;

n – кількість арматурних стержнів у перерізі;

N_{Ed} – поздовжня сила від зовнішнього навантаження;

y_{Ed} – координата точки прикладання сили N_{Ed} ;

y_{Nc} – координата точки прикладання зусилля N_c ;

y_{si} – координата точки прикладання зусилля N_{si} .

Визначення зусилля N_c та координати y_{Nc} її прикладання для трикутної форми стиснутої зони бетону із застосуванням аналітичного виразу $\sigma_c = f(y)$ розподілу напружень в стиснутій зоні бетону в площині YOZ (4.7) здійснено в [362, 363]:

$$N_c = \int_0^{x_2} \int_{x_1}^{x_2} \frac{f_{cd} \eta_{(1)} y (kx - \eta_{(1)} y)}{x(x + (k-2)\eta_{(1)} y)} dx dy = \frac{f_{cd} X^2}{\sin 2\theta} \omega_1; \quad (4.49)$$

$$y_{Nc} = \frac{S_c}{N_c} = \frac{\varphi_1}{\omega_1} X; \quad (4.50)$$

$$S_c = \int_0^{x_2} \int_{x_1}^{x_2} \frac{f_{cd} \eta_{(1)} y (kx - \eta_{(1)} y)}{x(x + (k-2)\eta_{(1)} y)} y dx dy = \frac{f_{cd} X^3}{\sin 2\theta} \varphi_1, \quad (4.51)$$

$$\text{де } x_1 = \frac{y-X}{\operatorname{tg} \theta}; \quad x_2 = (X-y) \operatorname{tg} \theta.$$

θ – кут нахилу нейтральної лінії до горизонтальної осі симетрії перерізу;

ω_1 , φ_1 – відповідно коефіцієнти повноти епюри напружень у бетоні стиснутої зони та відносного значення координати точки прикладання зусилля N_c :

$$\left. \begin{aligned} \omega_1 &= \frac{(k-1)^2 (c(c-2 \ln c) - 1)}{(k-2)^4 \eta_{(1)}^2} - \frac{\eta_{(1)}}{3(k-2)}, \quad k \neq 2 \\ \omega_1 &= \frac{\eta_{(1)}}{6} (4 - \eta_{(1)}), \quad k = 2 \end{aligned} \right\}; \quad (4.52)$$

$$\left. \begin{aligned} \varphi_1 &= \frac{(k-1)^2 (1 - c^2 + 2c \ln c)}{(k-2)^5 \eta_{(1)}^3} - \frac{c - 2(k-1)^2 - 1}{6(k-2)^2}, \quad k \neq 2 \\ \varphi_1 &= \frac{\eta_{(1)}}{30} (10 - 3\eta_{(1)}), \quad k = 2 \end{aligned} \right\}, \quad (4.53)$$

$$\text{де } c = 1 + k\eta_{(1)} - 2\eta_{(1)}.$$

Визначення рівнодійних N_{si} пропонується виконувати залежно від значення напружень σ_{si} , що відповідають деформаціям ϵ_{si} на розрахунковій дволінійній діаграмі стану арматури, на основі виразу:

$$N_{si} = \sigma_{si} A_{si}, \quad (4.54)$$

де A_{si} – площа поперечного перерізу i -го стержня арматури.

Значення напружень σ_{si} визначаються за (4.2) залежно від відносних деформацій арматури за (4.9).

Координати точок прикладання зусиль N_{si} в арматурних стержнях у прямокутному перерізі колони (рис. 4.8) визначатимуться за (4.10).

Координата точки прикладання сили N_{Ed} обчислюється за залежністю

$$y_{Ed} = X + e - 0,5b \sin \theta - 0,5h \cos \theta, \quad (4.55)$$

в якій e – ексцентриситет прикладання сили N_{Ed} відносно геометричного центра поперечного перерізу колони, $e = e_b \sin \theta + e_h \cos \theta$;

e_b, e_h – ексцентриситети прикладання сили N_{Ed} відносно геометричного центра перерізу колони в напрямку b та h відповідно;

b – ширина поперечного перерізу залізобетонної колони;

h – висота поперечного перерізу залізобетонної колони.

Після підстановки залежностей (4.49) – (4.55) у рівності (4.47) – (4.48) отримаємо два рівняння з чотирма невідомими, а саме: $\eta_{(1)}, X, \theta, N_{Ed}$. Для аналітичного розв'язання задачі застосувати дві додаткові умови.

Перша умова – застосування критерію максимальної міцності бетону стиснутої зони залізобетонного елемента за (4.41) або (4.42) для визначення фібрових відносних деформацій бетону $\varepsilon_{c(1)}(\eta_{(1)})$ у складі косо стиснутої колони у граничному стані. Застосування критерію (4.41) є прийнятним за умови, що відповідні деформації ε_s розтягнутої арматури в перерізі залізобетонної колони знаходяться на визначеному проміжку її деформацій $0 < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s0}$, що відповідає пружній роботі арматури.

Опираючись на запропонований критерій, для визначення значень $\varepsilon_{co}(\eta_o)$ залежність (4.52) досліджена на екстремум за умовою:

$$\frac{\partial \omega_1}{\partial \eta_{(1)}} = 0. \quad (4.56)$$

Розв'язком рівняння (4.56) є залежність, котра подібно до роботи [363] дозволяє визначати граничні деформації бетону залежно від коефіцієнта k фізико-механічних властивостей бетону

$$\eta_o = \frac{e^\lambda - 1}{k - 2}, \quad k \neq 2, \quad (4.57)$$

де λ – корінь характеристичного рівняння

$$e^\lambda (2k(k-2)(\lambda-1) + 2\lambda - 3) - e^{3\lambda} + 2e^{2\lambda} + 2k(k-2) + 2 = 0. \quad (4.58)$$

Для значення $k = 2$

$$\frac{\partial \omega}{\partial \eta_{(1)}} = \frac{2 - \eta_{(1)}}{3}. \quad (4.59)$$

Представивши (4.59) у вигляді рівняння за (4.56), отримуємо $\eta_o = 2,0$.

Графічно результати дослідження виразу (4.52) у вигляді функції $\omega_1 = f(\eta_{c(1)}, \dots)$ на екстремум являють собою діаграму граничних значень рівнів фібрових деформацій бетону трикутної стиснутої зони залізобетонних елементів у момент досягнення епурою напружень в бетоні стиснутої зони максимального наповнення (рис. 4.9). Отриману діаграму можна використовувати у розрахунках.

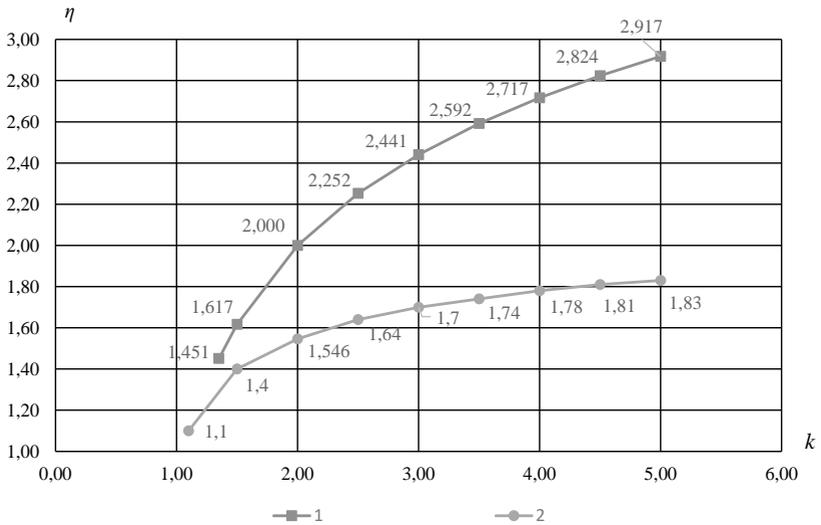


Рисунок 4.9 – Діаграми граничних значень рівнів фібрових деформацій бетону трикутної стиснутої зони поперечного перерізу косо стиснутої колони:

1 – η_o за (4.46) при $\sigma_s < f_{yd}$ та 2 – η_u за екстремальним критерієм [414] при $\sigma_s = f_{yd}$ залежно від параметра k

Друга умова – використання теореми про розташування внутрішніх зусиль N_s і N_c та зовнішньої сили N_{Ed} в одній площині для визначення значення кута θ нахилу нейтральної лінії. Ця теорема реалізується у вигляді залежності (4.21), в яку входять $(x_{0,cs}, y_{0,cs})$ координати точки перетину лінії дії рівнодійної зусиль N_{cs} в стиснутій зоні перерізу з площиною поперечного перерізу колони, котрі обчислюються за (4.17) – (4.18) з урахуванням $(x_{0,c}, y_{0,c})$ координат точки

перетину лінії дії рівнодійної зусиль N_c в стиснутій зоні бетону з площиною поперечного перерізу колони, котрі у свою чергу залежать від форми стиснутої зони бетону.

Визначення координат $(x_{0,c}, y_{0,c})$ для трикутної форми стиснутої зони можна здійснити за формулами:

$$x_{0,c} = \frac{S_{c,X_0}}{N_c}; \quad (4.60)$$

$$y_{0,c} = \frac{S_{c,Y_0}}{N_c}, \quad (4.61)$$

в яких S_{c,Y_0} , S_{c,X_0} – статичні моменти об’ємної фігури розподілу напружень в бетоні трикутної стиснутої зони відносно осей Y_0 і X_0 відповідно (рис. 4.8).

З використанням функції розподілення напружень по площі стиснутої зони бетону в площині $Y_0O_0Z_0$ за (4.7) в [363] отримано формули для визначення координат точки прикладання зусилля N_c в системі координат $X_0Y_0Z_0$ у вигляді:

$$x_{0,c} = \frac{X}{\sin \theta} \frac{\omega_1 - \varphi_1}{2\omega_1}; \quad (4.62)$$

$$y_{0,c} = \frac{X}{\cos \theta} \frac{\omega_1 - \varphi_1}{2\omega_1}. \quad (4.63)$$

Оскільки координати $(x_{0,c}, y_{0,c})$ точки прикладання рівнодійної зусиль N_c в стиснутій зоні залежать від кута θ згідно з (4.62) та (4.63), то після їх підстановки в залежності (4.17) та (4.18), а далі у рівність (4.21), отримаємо залежністю, що відображає в неявному вигляді функцію $\theta = f(\beta)$ та дозволяє визначати кут θ нахилу нейтральної лінії в перерізі косо стиснутої колони при трикутній формі стиснутої зони бетону.

Сумісне розв’язання рівнянь (4.47) і (4.48) з урахуванням даних рисунка 4.9 і залежностей (4.21), (4.62) та (4.63) дає можливість обчислити всі невідомі параметри напружено-деформованого стану косо стиснутої залізобетонної колони в нормальному перерізі для випадку трикутної форми стиснутої зони, тобто розв’язати задачу визначення її несучої здатності.

У результаті проведених теоретичних досліджень на основі застосування деформаційної моделі отримані аналітичні залежності для визначення всіх параметрів, необхідних для розв’язання задачі визначення несучої здатності косо стиснутих залізобетонних колон при трикутній формі стиснутої зони бетону за умови, що розтягнута арматура не досягає межі текучості.

4.3 Загальна модель однорідного напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних колон

Теоретична модель розглядається для косо стиснутих колон прямокутного профілю, що зазнають однорідного напруженого стану, тобто в розрахунковому перерізі яких у граничному стані наявна лише зона стиску (рис. 4.10). При цьому створення моделі базується на передумовах і допущеннях, викладених в 4.1.

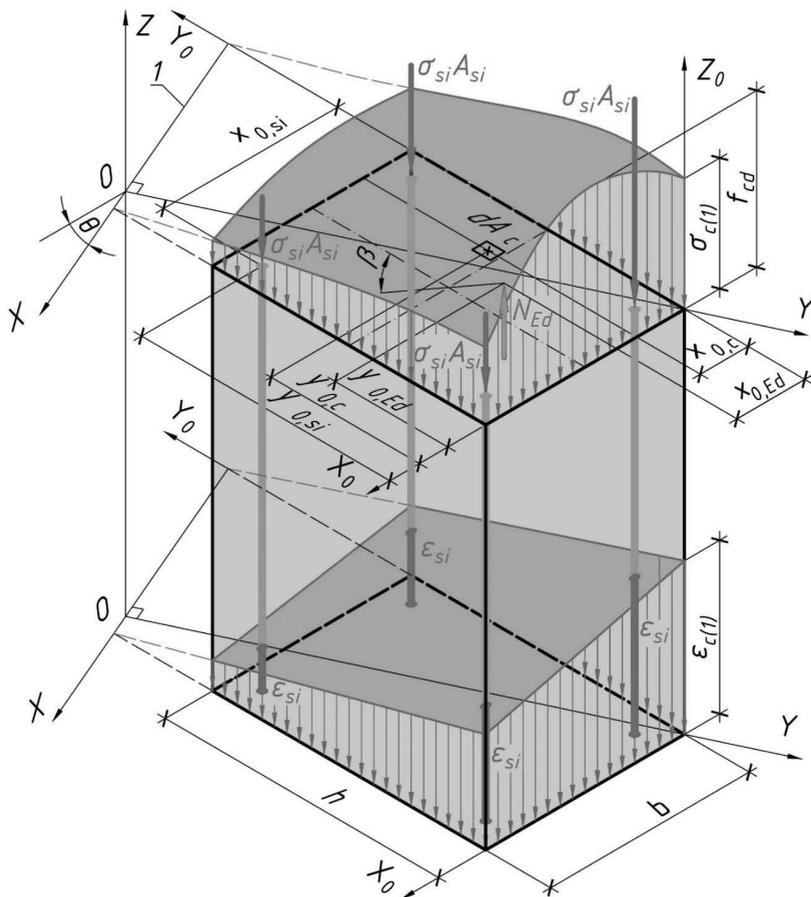


Рисунок 4.10 – Загальна схема розподілу зусиль, напружень та деформацій косо стиснутої залізобетонної колони при її однорідному стисканні:

1 – умовна нейтральна лінія

Для проведення теоретичних досліджень загальна система рівнянь рівноваги відповідно до розрахункової схеми (рис. 4.10) записується в прямокутній декартовій системі координат $X_0Y_0Z_0$. Прийнята система координат розташовується так, що її початок співпадає з найбільш віддаленою від нейтральної лінії стиснутою точкою перерізу. Вісь Z_0 перпендикулярна до площини поперечного перерізу і має напрямок в сторону точки спостереження, а осі X_0 і Y_0 направлені від початку координат вздовж ребер перерізу так, що кут між віссю Y_0 і висотою стиснутої зони дорівнює куту θ нахилу нейтральної лінії до осі X_0 . Поверхні розподілення напружень і деформацій по перерізу утворюються твірними, котрі паралельні нейтральній лінії.

Для прийнятої системи координат $X_0Y_0Z_0$ загальний вигляд системи рівнянь рівноваги зусиль у перерізі косо стиснутої колони відповідно до застосованої моделі (рис. 4.10) записано у вигляді рівнянь (4.4) – (4.6).

При інтегруванні функціональної залежності розподілення напружень $\sigma_c = f(x_0, y_0)$ по перерізу в системі координат $X_0Y_0Z_0$ застосовується залежність (4.8), а в площині YOZ системи координат XYZ – (4.7).

Напруження σ_{si} у i -тому арматурному стержні визначається за (4.2) – (4.3) для звичайної арматури залежно від її деформацій за (4.9) у перерізі косо стиснутої колони

З аналізу виразів (4.7) – (4.10) з'ясовано, що для моделювання напружено-деформованого стану косо стиснутих колон необхідним є встановлення залежності між кутом θ нахилу нейтральної лінії та ексцентриситетами прикладання зовнішньої поздовжньої сили відносно центра інерції перерізу, котрі в розглядуваній схемі (рис. 4.10) представлені залежностями (4.11) та (4.12).

4.3.1 Положення площин дії зовнішніх та внутрішніх зусиль в перерізі

Кут θ нахилу нейтральної лінії до горизонтальної вісі інерції перерізу при моделюванні напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних колон за (4.4) – (4.10) при однорідному стиску визначається залежно від ексцентриситетів прикладання зовнішньої поздовжньої сили відносно геометричного центра перерізу. Для отримання шуканої залежності розглядається взаємне прикладання поздовжньої сили N_{Ed} від зовнішніх

навантажень та рівнодійної N_{cs} внутрішніх зусиль стиску в перерізі, котра є рівнодійною зусиль в бетоні й арматурі (рис. 4.11). Оскільки в граничному стані в перерізі діють лише дві рівнодійні сили N_{Ed} та N_{cs} , то їх рівність та розташування в одній точці впливає з умов рівноваги.

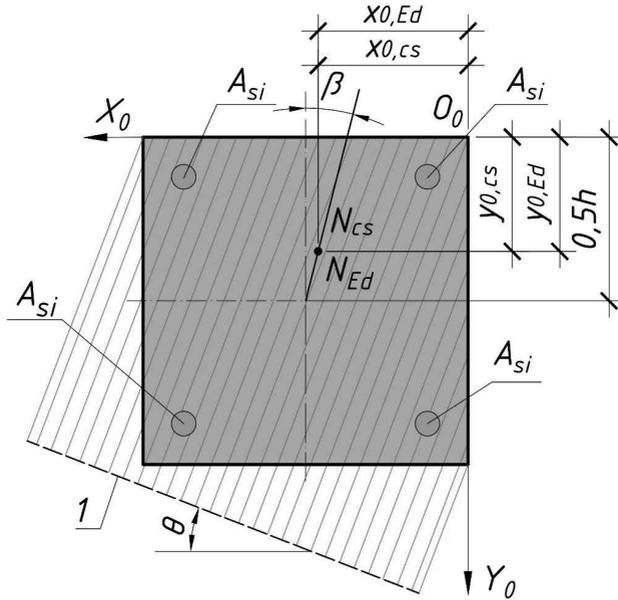


Рисунок 4.11 – Схема розташування зовнішніх та внутрішніх зусиль в перерізі косо стиснутої колони при її однорідному деформуванні:
1 – умовна нейтральна лінія

Враховуючи вищенаведене, при моделюванні загального виду напружено-деформованого стану косо стиснутої залізобетонної колони приймається умова про співпадіння точок прикладання рівнодійних зовнішніх і внутрішніх зусиль. На основі прийнятої умови координати розташування цих сил (рис. 4.11) можна порівняти таким чином:

$$x_{0,Ed} = x_{0,cs}, \quad (4.64)$$

$$y_{0,Ed} = y_{0,cs}, \quad (4.65)$$

де $x_{0,Ed}$, $y_{0,Ed}$ – координати точки прикладання поздовжньої сили N_{Ed} від зовнішніх навантажень в системі координат $X_0O_0Y_0$.

$x_{0,cs}$, $y_{0,cs}$ – координати точки прикладання рівнодійної зусиль N_{cs} в стиснутому перерізі в системі координат $X_0O_0Y_0$, котрі обчислюються за залежностями

$$x_{0,cs} = \frac{N_c x_{0,c} + N_s x_{0,s}}{N_c + N_s}, \quad (4.66)$$

$$y_{0,cs} = \frac{N_c y_{0,c} + N_s y_{0,s}}{N_c + N_s}, \quad (4.67)$$

де N_c , N_s – рівнодійні зусиль у стиснутому бетоні та стиснутих арматурних стержнях відповідно;

$x_{0,c}$, $y_{0,c}$ – координати точки прикладання рівнодійної N_c в стиснутій зоні бетону в системі координат $X_0O_0Y_0$, котрі визначаються залежно від її форми;

$x_{0,s}$, $y_{0,s}$ – координати точки прикладання рівнодійної N_s в стиснутих арматурних стержнях в системі координат $X_0O_0Y_0$, що визначаються за виразами

$$x_{0,s} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} x_{0,si}}{\sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si}}, \quad (4.68)$$

$$y_{0,s} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} y_{0,si}}{\sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si}}, \quad (4.69)$$

в яких σ_{si} – напруження в i -тому стиснутому арматурному стержні;

A_{si} – площа перерізу i -того стиснутого арматурного стержня;

$x_{0,si}$, $y_{0,si}$ – координати розташування i -того стиснутого арматурного стержня в системі координат $X_0O_0Y_0$;

n – кількість стиснутих арматурних стержнів у перерізі.

Кут β нахилу лінії перетину площини, що проходить через точку прикладання зусиль в перерізі та його геометричний центр, із площиною поперечного перерізу колони (рис. 4.11), до вертикальної осі інерції перерізу можна виразити через наведені координати таким чином:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{0,5b - x_{0,cs}}{0,5h - y_{0,cs}}. \quad (4.70)$$

Оскільки координати $(x_{0,cs}, y_{0,cs})$ точки прикладання рівнодійної N_{cs} в стиснутому перерізі залежать від кута θ нахилу нейтральної лінії до горизонтальної осі інерції перерізу (рис. 4.11), то рівність (4.70) за своєю суттю є залежністю, яка неявно відображає функцію $\theta = f(\beta)$. Її використання дозволяє визначати кут θ нахилу нейтральної лінії при однорідному напруженому стані.

4.3.2 Критерії міцності косо стиснутих колон

В 4.2.2 розглянуто застосування критерію максимальної міцності бетону стиснутої зони для стиснутих залізобетонних колон при їх неоднорідному деформуванні за умови прикладання навантаження з малими ексцентриситетами, тобто таких, у яких в момент руйнування напруження в арматурі розтягнутої зони не досягають межі текучості $\sigma_s < f_{yd}$. При цьому для стиснутих колон за їх однорідного деформування, тобто за наявності в перерізі тільки стиснутої зони, цей критерій також є актуальним. Оскільки руйнування таких елементів, як правило, починається із роздроблення бетону найбільш стиснутого ребра за умови $\eta = \eta_0$, отже критерієм втрати несучої здатності може бути досягнення максимуму рівнодійною зусиль стиску в бетонному перерізі.

В граничному стані симетрично армованої колони, весь переріз котрої є стиснутим, напруження в більш стиснутій арматурі досягають межі текучості, як наслідок, зусилля в ній є постійним. При цьому в менш стиснутій арматурі зусилля, як правило зростає, тобто вона працює в пружній стадії. Це зростання є лінійним і буде відбуватися до моменту, коли вичерпаються міцнісні та деформативні якості бетону. Таким чином, максимальної несучої здатності елемент досягає тоді, коли досягатиме найбільшого значення рівнодійна N_c зусиль в бетоні, що відбуватиметься за рахунок наповнення епюри напружень стиску та більш інтенсивного деформування найбільш стиснутих волокон бетону. В певний момент це наповнення досягне свого максимуму, що буде відповідати найбільшому значенню N_c . В цей момент відбудеться руйнування елемента як такого, в якому вичерпані міцнісні та деформативні якості стиснутого бетону.

Спираючись на вищевикладене, за критерій руйнування в цьому випадку раціонально прийняти досягнення максимальної міцності стиснутого бетону в перерізі елемента у вигляді умов (4.41) або (4.42).

Із цього випливає, що залежність для визначення невідомої величини ϵ_{co} , можна отримати шляхом диференціювання функції $N_c = f(x, \eta_{c(1)}, \dots)$, поклавши в основу шуканої залежності – критерій максимальної міцності бетону стиснутого перерізу.

Для його реалізації у випадку однорідного деформування перерізу залізобетонної колони прямокутного профілю розглянемо випадок її плоского позацентрового завантаження (рис. 4.12). Моделювання напружено-деформованого стану залізобетонних позацентрово стиснутих колон виконано на основі деформаційного методу з використанням передумов, запроваджених чинними нормами [210, 305, 306]. При цьому для описання процесу деформування стиснутого бетону прийнято дробово-раціональну функцію $\sigma_c - \epsilon_c$ за (4.1). Зв'язок між напруженнями і деформаціями в арматурі описується дволінійною діаграмою з горизонтальною верхньою гілкою за (4.2) та (4.3).

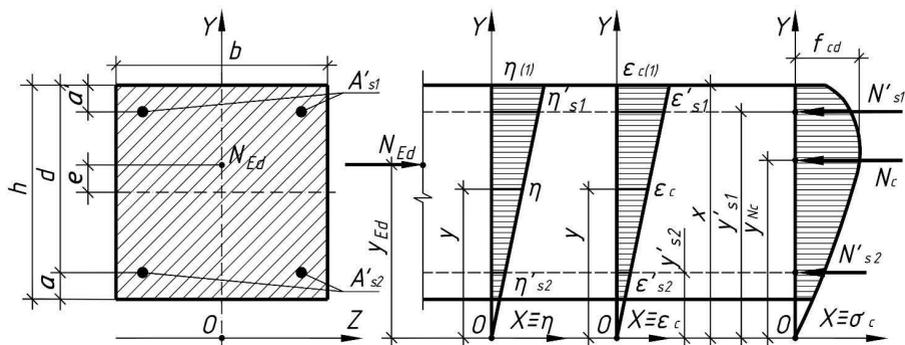


Рисунок 4.12 – Розрахункова схема перерізу позацентрово стиснутої залізобетонної колони при однорідному деформуванні

Розрахункові рівняння рівноваги у площині координатної осі Y , перпендикулярної до нейтральної лінії (рис. 4.12), записані у такому вигляді:

$$\sum Z = 0: N_{Ed} - N_c - N'_{s1} - N'_{s2} = 0; \quad (4.71)$$

$$\sum M_B = 0: N_c(y_{Ed} - y_{Nc}) + N'_{s1}(y_{Ed} - y'_{s1}) + N'_{s2}(y_{Ed} - y'_{s2}) = 0, \quad (4.72)$$

де N_{Ed} – поздовжня сила від зовнішнього навантаження;

N_c – рівнодійна напружень в бетоні стиснутої зони;

N'_{s1}, N'_{s2} – рівнодійні зусиль в стиснутій арматурі;

y_{Nc} – координата точки прикладання зусилля N_c ;

y'_{s1} – координата точки прикладання зусилля N'_{s1} , $y'_{s1} = x - a'_1$;

y'_{s2} – координата прикладання зусилля N'_{s2} , $y'_{s2} = x - a'_2$;

y_{Ed} – координата точки прикладання сили N_{Ed} , $y_{Ed} = x - 0,5h + e$;

x – висота стиснутої зони бетону;

e – ексцентриситет прикладання зовнішньої сили N_{Ed} відносно центра інерції перерізу колони.

Закон розподілення напружень в системі координат XOY отримано з використанням функції $\sigma_c - \varepsilon_c$ за (4.1) в [362] у вигляді залежності (4.29).

Для позациентрово стиснутих залізобетонних колон, переріз яких має форму прямокутника (рис. 4.12), за умови $x \geq h$ рівнодіяна зусиль в бетоні стиснутого перерізу зони з урахуванням (4.1) визначається за залежністю:

$$N_c = b \int_{x-h}^x \frac{f_{cd} \eta_{(1)} y (kx - \eta_{(1)} y)}{x (x + (k-2) \eta_{(1)} y)} dy = f_{cd} b h \omega, \quad (4.73)$$

в якій ω – коефіцієнт повноти епюри напружень у бетоні стиснутого перерізу колони

$$\omega = \left. \begin{aligned} & \frac{(k-1)^2}{(k-2)^2} - \frac{\eta_{(1)} (2\gamma-1)}{2\gamma(k-2)} - \frac{\gamma(k-1)^2 \ln B}{\eta_{c(1)} (k-2)^3} \text{ при } k \neq 2, \\ & \omega = \eta_{(1)} \left(2 - \eta_{(1)} + \frac{\eta_{(1)} - 1}{\gamma} - \frac{\eta_{(1)}}{3\gamma^2} \right) \text{ при } k = 2, \end{aligned} \right\}, \quad (4.74)$$

$$\text{де } B = \frac{\gamma(1+(k-2)\eta_{(1)})}{(k-2)(\gamma-1)\eta_{(1)} + \gamma};$$

$\gamma = \frac{x}{h}$ – відносна висота епюри напружень стиску.

Характер зміни параметра ω залежно від k для різних γ , проілюстрований на рисунку 4.13, свідчить, що для найбільш розповсюджених класів бетону, котрі відповідають діапазону зміни k від 2 до 4, коефіцієнт ω повноти епюри напружень від середнього значення 0,8 збільшується зі зростанням відносної висоти γ цієї епюри і прямує до 1 при $\gamma \rightarrow \infty$.

Зважаючи на безпосередню залежність відносної висоти γ епюри напружень стиску від ексцентриситету прикладання зовнішнього навантаження, відмічена закономірність відображає наповнення епюри напружень в бетоні у межах висоти стиснутого перерізу та її перетворення з криволінійної на

прямокутну при наблизненні точки прикладання зовнішнього навантаження до центру перерізу ($e \rightarrow 0$).

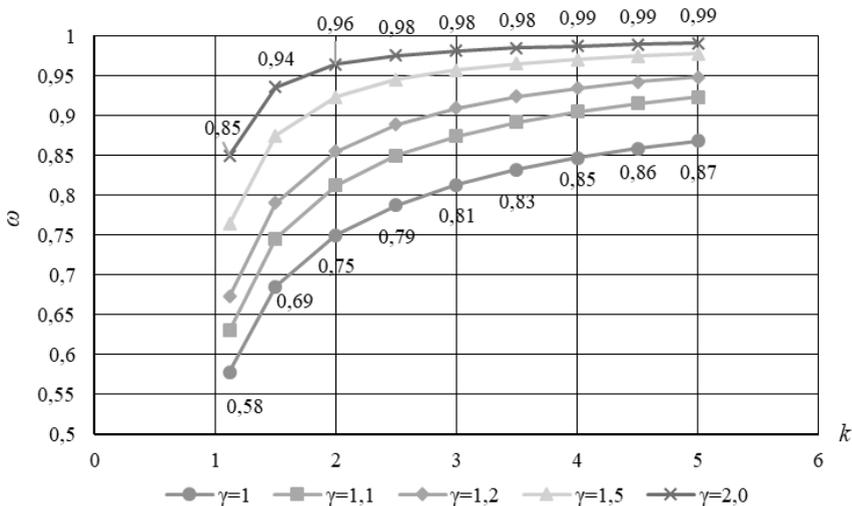


Рисунок 4.13 – Графіки зміни коефіцієнта ω повноти епюри напружень у бетоні стиснутої зони за (4.74) залежно від k при різних значеннях γ

Координата прикладання зусилля N_c визначається за залежністю

$$y_{N_c} = \frac{S_c}{N_c} = \frac{\varphi}{\omega}, \quad (4.75)$$

$$S_c = b \int_{x-h}^x \frac{f_{cd} \eta_{(1)} y (kx - \eta_{(1)} y)}{x(x + (k-2)\eta_{(1)} y)} y dy = f_{cd} b h \varphi, \quad (4.76)$$

в якій

$$\left. \begin{aligned} \varphi &= \frac{\gamma^2 (k-1)^2 \ln C}{\eta_{(1)}^2 (k-2)^4} - \frac{\gamma (k-1)^2}{\eta_{(1)} (k-2)^3} + \frac{(k-1)^2 (2\gamma-1)}{2(k-2)^2} - \frac{\eta_{(1)} (3\gamma^2 - 3\gamma + 1)}{3\gamma (k-2)} \text{ при } k \neq 2, \\ \varphi &= \eta_{(1)} \left(\frac{2}{3\gamma} + \frac{\eta_{(1)} (2\gamma-3)}{4\gamma} + 2(\gamma-1) \right) \text{ при } k=2, \end{aligned} \right\} \quad (4.77)$$

$$\text{де } C = \frac{\gamma (1 + (k-2)\eta_{(1)})}{\gamma - (\gamma-1)(k-2)\eta_{(1)}}.$$

Виведені залежності є справедливими за умови $\gamma \geq 1$, тобто при $x \geq h$. При цьому варто зауважити, що при $\gamma = 1$, залежності (4.74) та (4.77) перетворюються в (4.31) та (4.34) відповідно, що вказує на єдність створеної моделі.

Рівнодійні зусиль N'_{s1}, N'_{s2} в стиснутій арматурі обчислюються залежно від напружень за залежністю (4.35).

Напруження в арматурі $\sigma'_{s1}, \sigma'_{s2}$ визначається за дволінійним законом її деформування (4.2) та (4.3) залежно від її деформацій $\varepsilon'_{s1}, \varepsilon'_{s2}$ у перерізі колони (рис. 4.12) за формулою (4.37), в якій деформації арматури обчислюються за (4.39).

Критерієм вичерпання несучої здатності у розрахунках може слугувати критерій повного використання опору стиснутої зони бетону залізобетонного елемента (4.42). Використовуючи цей критерій, залежність для визначення невідомої величини $\varepsilon_{co}(\eta_o)$ при однорідному деформуванні перерізу залізобетонної колони, можна отримати шляхом диференціювання функції $\omega = f(\eta_{c(1)}, \dots)$. Опираючись на запропонований критерій, для визначення значень $\varepsilon_{co}(\eta_o)$ залежність (4.74) досліджена на екстремум за умовою (4.43).

Наприклад, для значення $k = 2$ похідна функції (4.74) матиме вигляд

$$\frac{d\omega}{d\eta_{(1)}} = f_{cd}bh \left(2(1 - \eta_{(1)}) + \frac{2\eta_{(1)} - 1}{\gamma} - \frac{2\eta_{(1)}}{3\gamma^2} \right). \quad (4.78)$$

Прирівнявши вираз (4.78) до нуля, отримуємо

$$\eta_o = \frac{3\gamma(2\gamma - 1)}{2(1 - 3\gamma + 3\gamma^2)}. \quad (4.79)$$

При умові, що $\gamma = 1$ (тобто $x = h$) отримуємо значення $\eta_u = 1,5$, що відповідає значенню η_o за (4.46).

Графічно результати дослідження функції (4.74) на екстремум являють собою діаграми граничних значень рівнів фібрових деформацій бетону позацентрово стиснутих залізобетонних колон при їх однорідному деформуванні в момент досягнення бетоном максимального опору дії зовнішньому навантаженню за різних значень відносної висоти епюри напружень стиску, котрі обумовлюються значенням ексцентриситету прикладання зовнішньої поздовжньої сили (рис. 4.14). Її можна використовувати у розрахунках.

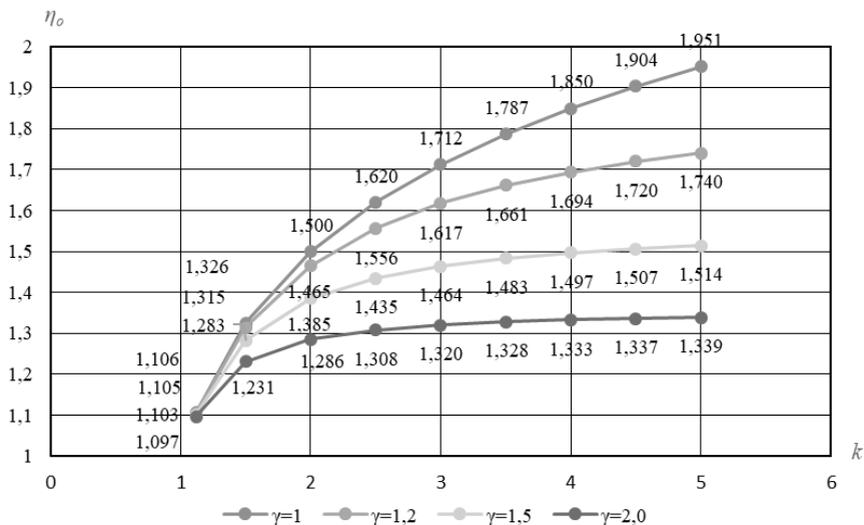


Рисунок 4.14 – Діаграми граничних значень рівнів фібрових деформацій бетону η_o в стиснутому поперечному перерізі позацентрово стиснутої колони прямокутного профілю при її однорідному деформуванні залежно від параметрів k та γ

Слід відмітити, що при умові $\gamma = 1$, граничні значення відносних деформацій η_o бетону стиснутого прямокутного перерізу співпадають зі значеннями, отриманими для залізобетонних елементів з прямокутною формою стиснутої зони бетону за їх неоднорідного деформування (рис. 4.7).

Аналізуючи наведені графіки (рис. 4.14), можна констатувати характерну особливість деформування бетону, а саме: зі збільшенням відносної висоти γ епюри напружень стиску зменшуються граничні фіброві деформації бетону в складі перерізу залізобетонних колон, тобто зменшується протяжність реалізації низхідної гілки діаграми деформування бетону. Це пояснюється тим, що волокна перерізу більш рівномірно включаються в роботу, а отже концентрація напружень на певній ділянці, на котрій ініціюється явище розміцнення, поволі згасає. Іншими словами, при переході до рівномірного деформування (центрального стиску) залізобетонного елемента реалізація низхідної гілки діаграми деформування бетону поступово нівелюється. В кінцевому рахунку $\eta_o \rightarrow 1$ за умови, що $\gamma \rightarrow \infty$, тобто позацентровий стиск перетворюється в

центрального. При цьому коефіцієнт ω повноти епюри напружень у бетоні стиснутої зони також прямує до 1, тобто епюра напружень в стиснутому бетоні перетворюється на прямолінійну, котра є характерною при центральному стисканні елемента.

У випадку, коли ексцентриситет прикладання зовнішньої сили прямує до нуля, роль стиснутої арматури може бути недоврахована, оскільки при $\eta = 1$ за такого поєднання класів бетону й арматури в колоні, що $\varepsilon_{cl,cd} < \varepsilon_{s0}$, стиснута арматура не досягає межі текучості, а отже її опір буде недовикористаним у в розрахунковій моделі. Те саме буде характерним при застосуванні високоміцної арматури. Критерієм руйнування в цьому випадку доцільно врахувати потенційну можливість стиснутої арматури до повного використання її міцнісних властивостей.

Аналіз виведених формул (4.73), (4.79) показує, що числові значення фібрових деформацій бетону в складі позацентрово стиснутого елемента при його однорідному деформуванні функціонально залежать безпосередньо від форми перерізу та від відносної висоти γ епюри напружень стиску. Отримані і наведені розрахункові значення фібрових деформацій (рис. 4.14) є прийнятними для бетону в складі прямокутного перерізу при позацентровому стиску.

За умов косо стискання, коли нейтральна лінія займатиме похиле положення відносно горизонтальної осі перерізу, граничні фіброві деформації бетону в складі прямокутного перерізу матимуть значення, відмінні від значень, наведених на рисунку 4.14. Це обумовлено з фізичної точки зору зосередженням максимальних напружень на більш стиснутому куті перерізу, що й спровокує більш інтенсивне розміщення бетону в місці їх концентрації. З математичної точки зору рівнодійна в бетоні стиснутого перерізу в цьому випадку, а отже і її похідна, визначатиметься через два параметри, а саме: відносну висоту γ епюри напружень в бетоні (висоту x стиснутої зони) та кут θ нахилу нейтральної лінії до горизонтальної вісі інерції перерізу, оскільки її визначення здійснюється шляхом інтегрування функції розподілу напружень вздовж осі перпендикулярної нейтральній лінії в межах стиснутого перерізу. Отже, використання запропонованого критерію (4.41) – (4.42) при однорідному деформуванні для косо стиснутих колон може бути реалізовано з урахуванням вказаних особливостей при розробці практичних методів розрахунку несучої здатності косо стиснутих колон.

Це дасть можливість отримати повний діапазон змін граничних значень

фібрових деформацій бетону в складі прямокутного перерізу при однорідному косому стисканні (за відсутності зони розтягу) залізобетонних елементів. Таким чином, сукупність застосованих передумов та виведених залежностей дозволить моделювати напружено-деформований стан косо стиснутих залізобетонних колон при їх однорідному їх деформуванні.

4.4 Експериментальна перевірка розрахунку несучої здатності косо стиснутих колон

Результати розрахунку значень кута θ нахилу нейтральної лінії, висоти X стиснутої зони та несучої здатності N_{Em} (руйнівної зовнішньої поздовжньої сили при певних ексцентриситетах відносно осей інерції перерізу) колон за розробленою методикою порівняно з експериментальними даними для 25 зразків колон за [411] (табл. 4.2). Для порівняння використано дані випробувань колон прямокутного перерізу розмірами 250×350 мм. Колони були виготовлені з бетону із середнім значенням міцності на стиск $f_{cm} = 25$ МПа, межа текучості поздовжньої арматури $\sigma_y = 420$ МПа.

Таблиця 4.2 – Порівняння результатів теоретичних розрахунків несучої здатності косо стиснутих залізобетонних колон з експериментальними даними

Шифр колони	Кут θ° нахилу нейтральної лінії			Висота X стиснутої зони, мм			Руйнівна поздовжня сила N_{Em} , кН		
	Теор.	Експ.	$\frac{\text{Теор.}}{\text{Експ.}}$	Теор.	Експ.	$\frac{\text{Теор.}}{\text{Експ.}}$	Теор.	Експ.	$\frac{\text{Теор.}}{\text{Експ.}}$
K1-1.1	-20,0	-20,7	0,97	126	136	0,93	542	509	1,06
K1-1.2	33,8	35,6	0,95	212	237	0,89	429	486	0,88
K1-1.3	48,8	53,0	0,92	188	225	0,84	331	378	0,88
K1-2.1	-21,0	-20,2	1,04	94	103	0,91	543	580	0,94
K1-2.2	34,0	33,0	1,03	192	215	0,89	528	584	0,90
K1-2.3	49,2	54,2	0,91	188	209	0,90	370	415	0,89
K1-3.1	-23,0	-22,6	1,02	78	91	0,85	548	576	0,95
K1-3.2	34,0	32,9	1,03	192	210	0,92	528	589	0,90
K1-3.3	49,2	54,5	0,90	188	199	0,95	430	427	1,01

Шифр колони	Кут θ° нахилу нейтральної лінії			Висота X стиснутої зони, мм			Руйнівна поздовжня сила N_{Em} , кН		
	Теор.	Експ.	$\frac{\text{Теор.}}{\text{Експ.}}$	Теор.	Експ.	$\frac{\text{Теор.}}{\text{Експ.}}$	Теор.	Експ.	$\frac{\text{Теор.}}{\text{Експ.}}$
K2-1.1	-10,0	-11,7	0,85	68	77	0,88	369	400	0,92
K2-1.2	25,4	29,6	0,86	128	145	0,88	277	326	0,85
K2-1.3	38,5	50,0	0,77	139	127	1,10	125	137	0,91
K2-2.1	-10,8	-12,0	0,90	68	76	0,90	359	400	0,90
K2-2.2	25,7	30,6	0,84	129	145	0,89	325	345	0,94
K2-2.3	37,1	50,1	0,74	127	120	1,06	225	252	0,89
K2-3.1	-10,9	-10,9	1,00	66	72	0,92	369	396	0,93
K2-3.2	25,7	28,2	0,91	129	124	1,04	375	375	1,00
K2-3.3	37,1	50,6	0,73	127	120	1,06	236	260	0,91
K2-3.4	48,8	65,5	0,74	103	108	0,95	319	340	0,94
K4-1.1	-12,0	-12,1	0,99	96	121	0,79	477	515	0,93
K4-1.2	32,5	34,4	0,94	166	185	0,90	432	466	0,93
K4-1.3	45,4	53,4	0,85	167	162	1,03	311	350	0,89
K4-1.4	53,8	68,2	0,79	161	150	1,08	409	418	0,98
K4-3.1	-13,7	-16,0	0,86	85	96	0,89	513	600	0,86
K4-3.2	32,2	37,9	0,85	166	191	0,87	482	552	0,87
Математичне очікування			0,8960			0,9329			0,9221
Середнє арифметичне відхилення			0,0774			0,0642			0,0368
Дисперсія			0,0090			0,0066			0,0025
Середнє квадратичне відхилення			0,0949			0,0812			0,0500
Коефіцієнт варіації			0,1059			0,0870			0,0542

Результати порівняння (табл. 4.2) теоретичних та розрахункових значень параметрів напружено-деформованого стану косо стиснутих колон в граничному стані підтверджують достатню точність і доцільність застосування розробленої методики розрахунку несучої здатності колон на практиці.

4.5 Висновки за розділом 4

1. Створені та аналітично описані моделі напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних колон збірної каркасної конструктивної системи будівель з безкапітельно-безбалковим перекриттям за умов їх неоднорідного (за наявності зони розтягу в перерізі), так і за умов та однорідного (за відсутності зони розтягу в перерізі) їх деформування в граничному стані втрати несучої здатності. У розроблених моделях виявлені та враховані особливості положення нейтральної лінії, котре виступає ключовою ланкою між із силовими характеристиками (зовнішня поздовжня сила, рівнодійні внутрішніх зусиль) та деформативними характеристиками (деформації бетону й арматури, гіпотеза плоских перерізів) перерізу колони. Розроблені об'ємні розрахункові моделі напружено-деформованого стану косо стиснутих колон дозволяють отримувати часткові моделі для розв'язання задач несучої здатності залізобетонних колон при косому стиску, позацентровому та центральному стиску.

2. Сформульовано критерій для обчислення розрахункових граничних значень деформацій бетону стиснутої зони у складі косо стиснутих залізобетонних колон при їх неоднорідному деформуванні, в котрих напруження розтягнутої арматури в момент руйнування не досягають межі текучості. Цей критерій повного використання опору стиснутої зони бетону залізобетонного елемента за своєю фізичною сутністю є критерієм руйнування бетону стиснутої зони при максимальному значенні внутрішнього зусилля в ній, тобто при максимальному наповненні епюри напружень стиску. Сформульований критерій у сукупності з екстремальним критерієм міцності залізобетонного елемента може бути покладено в основу методики розрахунку несучої здатності залізобетонних конструкцій.

3. На основі розробленого критерію максимальної міцності бетону стиснутої зони виведені залежності, що дозволяють розрахувати граничні значення фібрових деформацій бетону в складі косо стиснутих залізобетонних колон при прямокутній та трикутній формі стиснутої зони бетону за умови роботи розтягнутої арматури в пружній стадії. Отримана діаграма значень деформацій може бути використана для систематизації граничних значень деформацій бетону залежно від різних класів бетону та форм стиснутої зони перерізу.

4. Застосування виведеного критерію максимальної міцності бетону стиснутої зони дозволило визначити розрахункові граничні значення деформацій бетону в складі залізобетонних колон при їх однорідному деформуванні. За результатами обчислень побудовані діаграми розрахункових граничних значень деформацій для різних класів бетону, котрі можуть бути застосовані для практичних розрахунків несучої здатності залізобетонних колон.

5. Нелінійна деформаційна модель напружено-деформованого стану залізобетонних елементів, що зазнають косоного стискання, доповнена та приведена до універсального вигляду, котрий дозволяє здійснювати його моделювання з урахуванням пластичних властивостей бетону, отримувати аналітичні залежності обчислення граничних значень фібрових деформацій бетону залежно як від її форми, так і профілю перерізу.

6. Доцільність застосування розробленої методики визначення несучої здатності колон підтверджена експериментально, що дає підстави використовувати її при проектуванні оптимально насичених поздовжньою арматурою колон безкапітельно-безбалкових каркасів при будь-якому положенні колони в складі каркасу (будь-якій формі стиснутої зони бетону).

РОЗДІЛ 5
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ВИПРОБУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ЗБІРНОЇ
КАРКАСНОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ З
БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВИМ ПЕРЕКРИТТЯМ

5.1 Випробування середніх плит перекриття до руйнування

5.1.1 Конструкція дослідного зразка середньої плити

З метою оцінки несучої здатності збірних залізобетонних середніх плит перекриття та вивчення їх роботи під навантаженням, а також для підтвердження розроблених в розділі 3 на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги схем їх руйнування були проведені експериментальні випробування натурної середньої плити збірного безкапітельно-безбалкового перекриття. Під час експериментальних досліджень увага також приділялась дослідженню деформативності та тріщиностійкості середньої плити.

Для проведення експериментальних випробувань було виготовлено дослідний натурний зразок середньої плити ПС-1 (рис. 5.1).



Рисунок 5.1 – Загальний вигляд середніх плит

Зразок плити перекриття мав номінальні розміри 2980×2980×160 мм. Зазначені геометричні характеристики розроблені з метою уніфікації збірних

залізобетонних конструкцій елементів збірного безкапітельно-безбалкового перекриття. Конструкція досліджуваного зразка та його геометричні розміри наведені на рисунку 5.2, а характерні монтажні вузли плити – на рисунку 5.3.

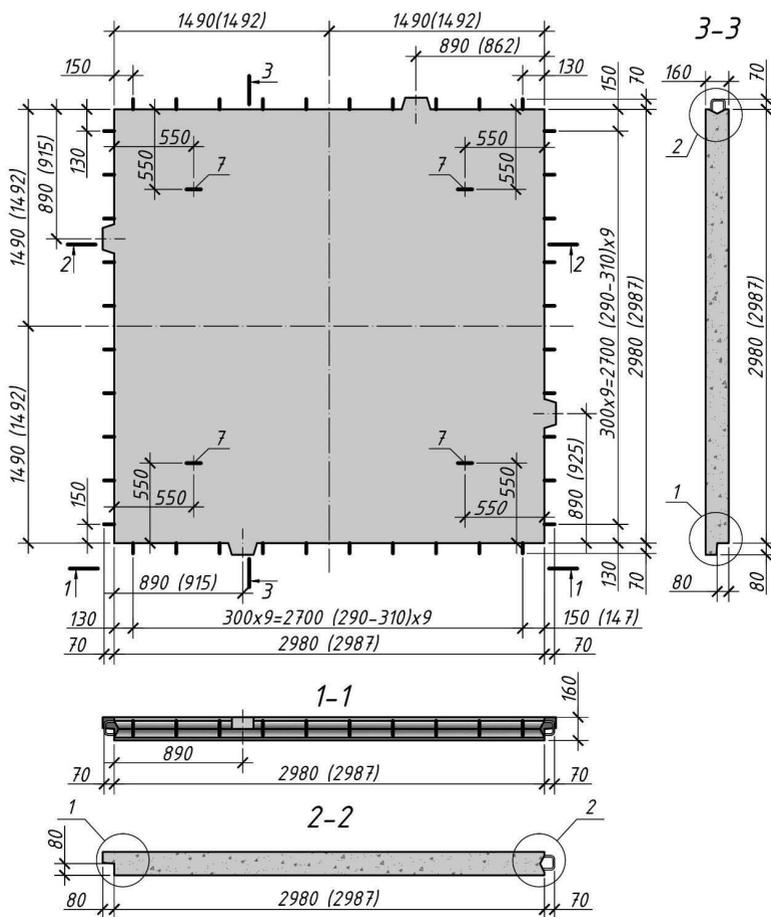


Рисунок 5.2 – Конструкція дослідного зразка середньої плити ПС-1
(в дужках вказані фактичні розміри)

Середня плита була виготовлена з важкого бетону, який має середню густину в межах від 2200 кг/м³ до 2500 кг/м³ включно та відповідає вимогам [456] до важкого бетону. Клас бетону за міцністю С20/25 [305].

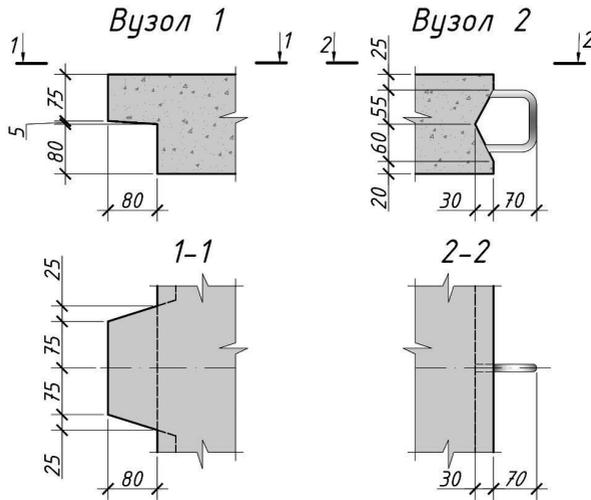


Рисунок 5.3 – Характерні вузли середньої плити

Для армування дослідного зразка середньої плити використані плоска сітка С-1 з арматурного дроту зі сталі класу Вр-І, діаметром 4 мм довжиною 2960 мм (рис. 5.4, а) та плоска сітка С-2 з арматурних стержнів зі сталі класу А400С діаметром 8 мм довжиною 2960 мм та 1850 мм (рис. 5.4, б).

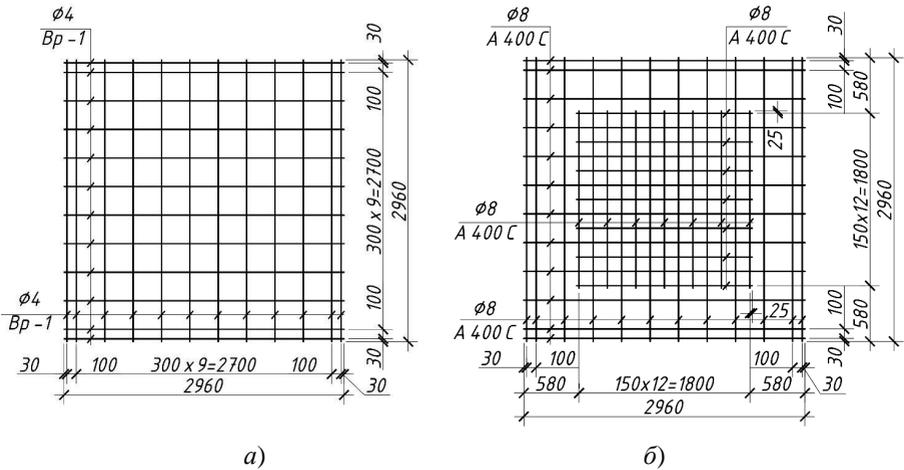


Рисунок 5.4 – Конструкція сіток арматурних середньої плити ПС-1:

а) – верхньої С-1; б) – нижньої С-2

Виготовлення арматурних сіток та закладних деталей, необхідних для виробництва дослідних зразків, проводилося в арматурному цеху на заводі залізобетонних виробів ВАТ «Комбінат виробничих підприємств» в с. Терешки Полтавської області. Готові арматурні вироби укладалися в металеву опалубку та закріплювалися. Після проведення усіх необхідних операцій зі встановлення арматурних виробів проводилося бетонування зразків. Проектне положення арматурних виробів та товщина захисного шару бетону забезпечувалися шляхом застосування пластмасових фіксаторів.

Бетонування середньої плити також здійснювалося на заводі залізобетонних виробів ВАТ «Комбінат виробничих підприємств». Бетонна суміш виготовлялася безпосередньо на бетонному вузлі підприємства. Дозування компонентів відбувалося в автоматичному режимі. Укладання бетону здійснювалося за допомогою бетонороздавальної групи.

Після укладання бетонної суміші в металеву опалубку проводилося її ущільнення глибинними вібраторами. Набір міцності бетону забетонованих зразків відбувався в пропарочній камері.

5.1.2 Методика випробувань середніх плит перекриття

До початку випробувань середньої плити відповідно до вимог [457] та [458] перевірялось відхилення фактичних геометричних розмірів плити від номінальних; візуально оцінювався зовнішній вигляд плити та фіксувалися розміри дефектів (якщо такі були); установлювалась правильність геометричних форм, розташування та величина отворів, вирізів, випусків арматури, закладних деталей тощо. Також визначалась товщина захисного шару електромагнітним способом за [457] або вирубуванням канавок у бетоні після випробування конструкцій.

Міцність бетону плити визначалась шляхом випробування (згідно з вимогами [459]) контрольних кубиків, представлених заводом-виробником. Механічні характеристики робочої арматури приймалися за даними заводських сертифікатів.

Схема спірання та завантаження середньої плити приймалася за вказівками [457]. Для випробування плити використовувався спеціально виготовлений обладнаний гідравлічними домкратами стенд (рис. 5.5).

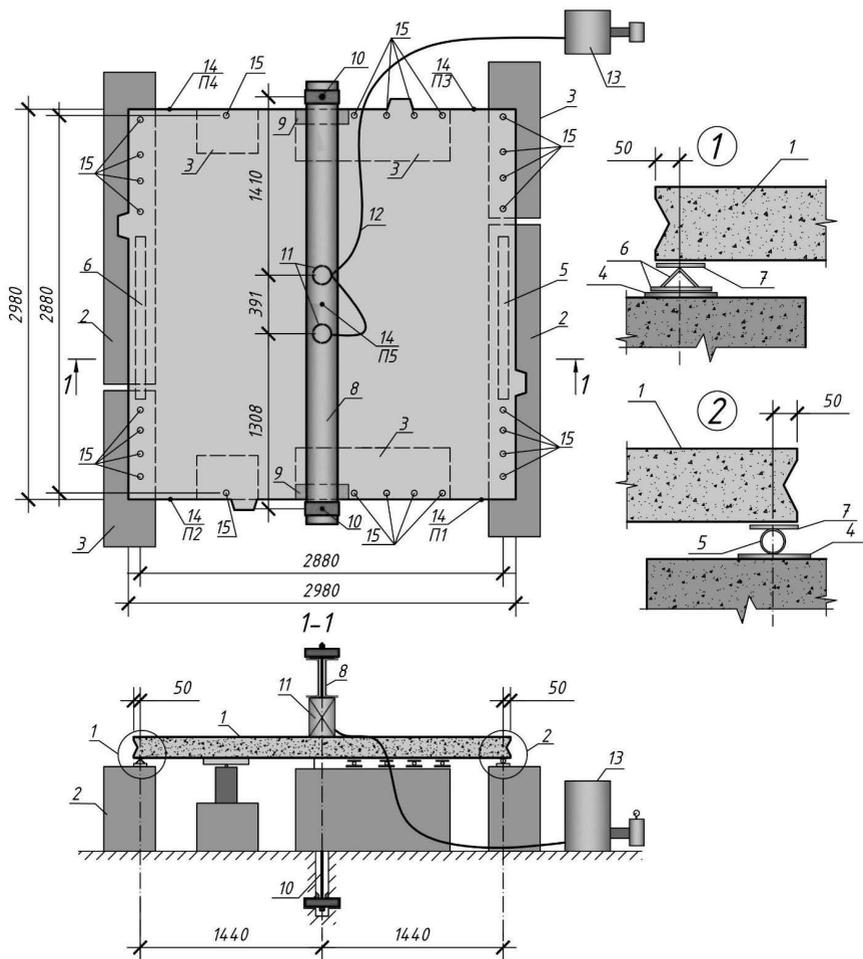


Рисунок 5.5 – Схема випробування середніх плит:

- 1 – плита ПС-1; 2 – опорний елемент (блок ФС 24.5.5); 3 – опорний елемент (блок ФС 12.5.5); 4 – сталеві підкладки (полоса 150×10); 5 – шарнірно-рухома опора (труба 42,5×4); 6 – шарнірно-нерухома опора (кутик 50×5 та полоса 120×8); 7 – сталеві підкладки (полоса 100×8); 8 – траверса (2 швелера №30); 9 – тимчасова опора для траверси; 10 – тяж (Ø30A240С за ДСТУ 3760); 11 – гідравлічний домкрат $F = 500$ кН; 12 – масляний трубопровід; 13 – насосна станція; 14 – прогиноміри годинникового типу БПАО; 15 – каткові опори

Випробування плит на міцність, жорсткість і тріщиностійкість виконувалось за [457].

Схема спирання та навантаження середньої плити приймалася за вказівками [448] та [457] таким чином, щоб вона відповідала умовам роботи у каркасі будівлі. Випробування середньої плити проводилось за схемою, наведеною на рисунку 5.5, котра максимально відповідає умовам роботи плити у складі конструкції безкапітельно-безбалкового перекриття на стадії експлуатації та забезпечує досягнення контрольованих граничних станів. При цьому ймовірна схема руйнування дослідного зразка середньої плити згідно із п. 2.4 в стадії граничної рівноваги відповідає схемі зламу плити при рівномірно розподіленому по її площі навантаженні.

Для вимірювання прогинів та переміщень застосовувались прогиноміри механічні 6ПАО ЛИСИ з ціною поділки 0,01 мм.

Ширина розкриття тріщин вимірювалась за допомогою мікроскопа МПБ-2 з ціною поділки 0,05 мм.

Навантаження прикладалось ступенями по 5% від розрахункового руйнівного навантаження. На кожному ступені виконувалась витримка 10 хв.

Під час випробування (рис. 5.6) реєстрували:

- величину прогину та розкриття тріщин на кожному ступені навантаження;
- значення навантаження та відповідний прогин, при якому утворювалися тріщини у бетоні;
- значення навантажень та відповідні прогини при руйнуванні та характер руйнування зразка плити.

Під час випробування плита була доведена до руйнування, тобто вичерпання несучої здатності, яке характеризувалось безперервним наростанням прогинів, розвитком і розкриттям тріщин в бетоні. При цьому спостерігалось зниження максимального навантаження, зафіксоване манометром насосної станції.

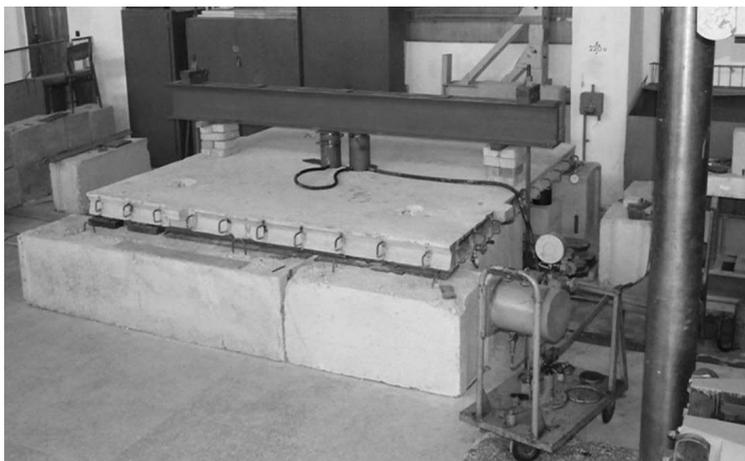


Рисунок 5.6 – Загальний вигляд випробування середньої плити

5.1.3 Результати випробувань середньої плити перекриття

За результатами обробки даних, отриманих за прогиномірами в ході випробування середньої плити, визначено осідання опор та загальний прогин плити на кожному ступені випробування (табл. 5.1).

Таблиця 5.1 – Приріст прогинів у характерних точках середньої плити ПС-1 та характеристика її напружено-деформованого стану

№ ступ.	Навантаження F , кН	Осідання опор ($\Delta\Pi_1 + \Delta\Pi_2$)/2, мм	Осідання опор ($\Delta\Pi_3 + \Delta\Pi_4$)/2, мм	Прогин $\Delta\Pi_5$, мм	Загальний прогин f , мм	Характеристика напружено деформованого стану
0	0,00	0,00	0,00	0	0,00	Робота бетону без тріщин
1	7,85	0,00	0,00	0,01	0,01	Робота бетону без тріщин
2	15,69	0,00	0,00	0,14	0,14	Робота бетону без тріщин
3	23,54	0,00	0,00	0,27	0,27	Робота бетону без тріщин
4	31,38	-0,01	0,00	0,38	0,38	Робота бетону без тріщин
5	39,23	-0,01	0,00	0,51	0,51	Робота бетону без тріщин
6	47,07	-0,01	0,01	0,67	0,67	Робота бетону без тріщин
7	54,92	0,01	0,02	0,8	0,79	Робота бетону без тріщин
8	62,76	0,02	0,05	1,02	0,99	Робота бетону без тріщин
9	70,61	0,04	0,07	1,24	1,19	Робота бетону без тріщин
10	78,45	0,05	0,09	1,51	1,45	Робота бетону без тріщин

№ ступ.	Навантаження F , кН	Осідання опор ($\Delta\Pi1 + \Delta\Pi2$)/2, мм	Осідання опор ($\Delta\Pi3 + \Delta\Pi4$)/2, мм	Прогин $\Delta\Pi5$, мм	Загальний прогин f , мм	Характеристика напружено деформованого стану
11	86,30	0,06	0,11	1,81	1,73	Поява волосяних тріщин в зоні максимального моменту
12	94,14	0,07	0,15	2,1	2,00	Розкриття тріщин, поява нових
13	101,99	0,07	0,20	2,45	2,32	Розкриття тріщин $w_k = 0,15$ мм
14	109,83	0,08	0,23	3,15	3,00	Утворення перпендикулярної тріщини до існуючих
15	117,68	0,10	0,26	4,81	4,63	Збільшення ширини розкриття тріщин, утворення діагональних тріщин шириною $w_k = 0,2$ мм
16	125,53	0,03	0,16	5,67	5,58	Збільшення ширини розкриття тріщин
17	133,37	-0,16	-0,16	7,25	7,41	Розкриття тріщин, поява нових
18	141,22	-0,17	-0,64	9,63	10,03	Продовження розкриття тріщин
19	149,06	-0,42	-0,90	11,69	12,35	Збільшення ширини розкриття
20	156,91	-0,82	-1,39	14,25	15,36	Збільшення ширини розкриття
21	164,75	-1,37	-1,75	17,21	18,77	Збільшення кількості тріщин
22	172,60	-2,06	-2,57	20,94	23,26	Розкриття тріщин $w_k = 2$ мм
23	180,44	-2,71	-3,44	26,64	29,71	Поява тріщин на торцях
24	192,21	-3,48	-4,58	30,79	34,82	
25	196,13	-4,44	-5,83	37,29	42,43	Розкриття тріщин $w_k = 3$ мм
26	203,98	-5,44	-6,56	43,09	49,09	
27	211,82					Руйнування конструкції

Граничне значення прогину за [305] $f = l/250$, що складає 11,5 мм, було досягнуто при навантаженні 146 кН ($0,7F_{Em}$, де F_{Em} – експериментальне значення руйнівного навантаження). Максимальне значення прогину, що передувало руйнуванню конструкції, склало $f_u = 49,09$ мм. Характер руйнування плити був пластичним, про що свідчить плавне зростання прогину (рис. 5.7) у процесі збільшення навантаження. При цьому зростання прогину на проміжку роботи плити без тріщин при навантаженні від 0 до $0,4F_{Em}$ було мінімальним.

При навантаженні $0,6F_{Em}$ і більше спостерігався підйом кутів плити на опорах, що є характерним для вільно опертих плит та відмічалось у дослідах С. Vach і O. Graf та інших.

Перші волосяні тріщини в плиті з'явилися при навантаженні $0,4F_{Em}$ в середині прольоту. Зі збільшенням навантаження до $0,6 F_{Em}$ при об'єднанні

декількох волосяних тріщин та з утворенням діагональних тріщин, сформувалась характерна картина тріщиноутворення середньої плити (рис .5.8, а).

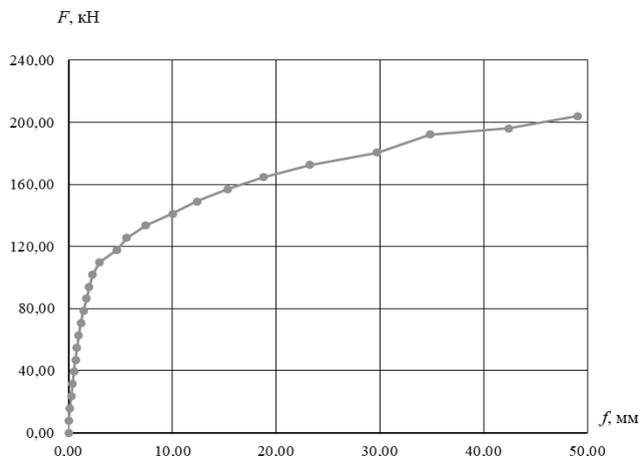
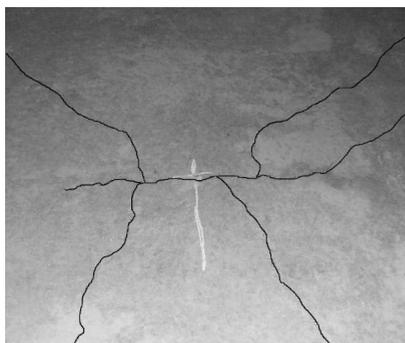
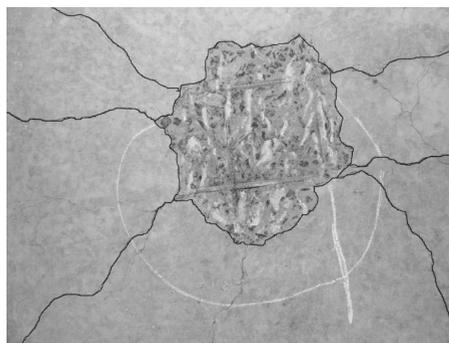


Рисунок 5.7 – Зростання загального прогину середньої плити ПС-1 у процесі випробування

Максимального розкриття досягали тріщини, що походили вздовж діагоналей середньої плити. Руйнування супроводжувалось розкриттям цих тріщин та поступовим зростанням прогину плити, що свідчить про досягнення текучості робочою арматурою. Таким чином, характер руйнування середньої плити підтверджує прийняту розрахункову схему розламу (рис. 3.3).



а)



б)

Рисунок 5.8 – Вигляд нижньої поверхні середньої плити:

а) – при навантаженні $0,6F_{Em}$; б) – після руйнування

Дослідна середня плита ПС-1 зруйнувалась при навантаженні 211,82 кН (без урахування власної ваги). Розрахункове руйнівне навантаження, обчислене на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги за розділом 3, склало 109,91 кН (без урахування власної ваги).

5.2 Випробування міжколонних плит перекриття до руйнування

5.2.1 Конструкція дослідного зразка міжколонної плити

Міжколонна плита перекриття в розробленому каркасі удосконаленої безкапітальної безбалкової конструктивної системи розташовується між двома надколонними плитами (рис. 2.2). Міжколонні плити у складі загального диску перекриття, сприймаючи вертикальні навантаження, передають їх на надколонні плити. Застосування плити у просторовому каркасі дозволяє реалізовувати їх конструктивну властивість, а саме: як плит обпертих по контуру. Розглядаючи міжколонну плиту в такому аспекті, стає можливим виконувати розрахунок її несучої здатності за методом граничної рівноваги з використанням кінематичного способу. Доцільність і точність цього методу розрахунку була перевірена експериментально на дослідному натурному зразку міжколонної плити (рис. 5.9).

У виготовленій міжколонній плиті уздовж двох протилежних сторін влаштовані опорні столики вильотом 80 мм для монтажу на них середніх плит, а уздовж двох інших сторін влаштовані опорні консолі для спирання міжколонних плит на надколонні плити (рис. 2.2).

По контуру міжколонних плит улаштовані спеціальні закладні арматурні петлі (рис. 5.10), котрі призначені для влаштування стику «Передерія» при бетонуванні проміжку між плитами, змонтованими у перекриття.

Міжколонна плита виготовлена з важкого бетону, який має середню густину в межах від 2200 кг/м³ до 2500 кг/м³ включно та відповідає вимогам [456] до важкого бетону. Клас бетону за міцністю С20/25 [305].

Для армування плити (рис. 5.11) використані плоска сітка С-1 з робочою арматурою із арматурних стержнів зі сталі класу А400С діаметром 10 мм довжиною 2800 мм та 1550 мм та розподільчої арматури із арматурного дроту зі сталі класу Вр-I, діаметром 4 мм довжиною 2960 мм (рис. 5.11, а) та плоска сітка С-2 з робочою арматурою із арматурних стержнів зі сталі класу А400С діаметром 10 мм довжиною 2960 мм та 1550 мм та розподільчої арматури із арматурного дроту зі сталі класу Вр-I, діаметром 4 мм довжиною 2960 мм (рис. 5.11, б).

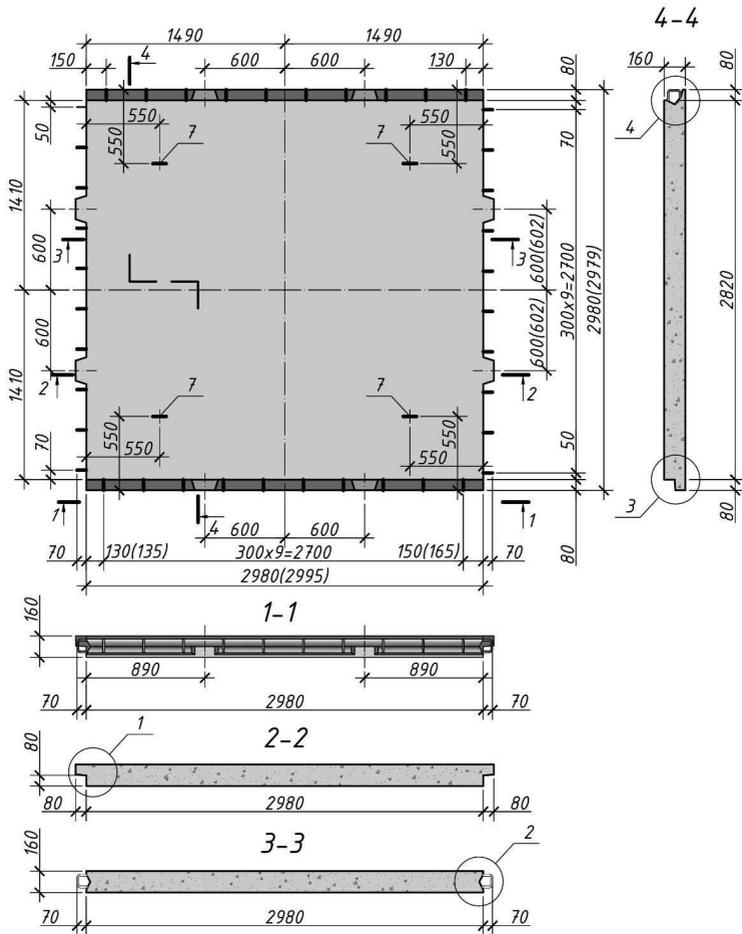


Рисунок 5.9 – Конструкція дослідного зразка міжколонної плити
(в дужках вказані фактичні розміри ПМ-1)

Виготовлення арматурних виробів та бетонування міжколонної плити здійснювалось на заводі залізобетонних виробів ВАТ «Комбінат виробничих підприємств» в с. Терешки Полтавської області.

Готові арматурні вироби укладалися в металеву опалубку та закріплювалися. Після проведення усіх необхідних операцій зі встановлення арматурних виробів проводилося бетонування зразків. Проектне положення арматурних виробів та товщина захисного шару бетону забезпечувалися шляхом

застосування пластмасових фіксаторів. Після укладання бетонної суміші в металеву опалубку проводилося її ущільнення глибинними вібраторами. Набір міцності бетону забетонованих зразків відбувався в пропарочній камері.

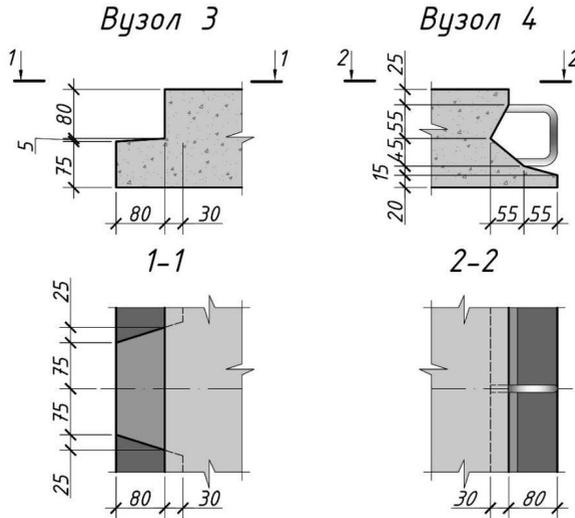


Рисунок 5.10 – Характерні вузли міжколонної плити

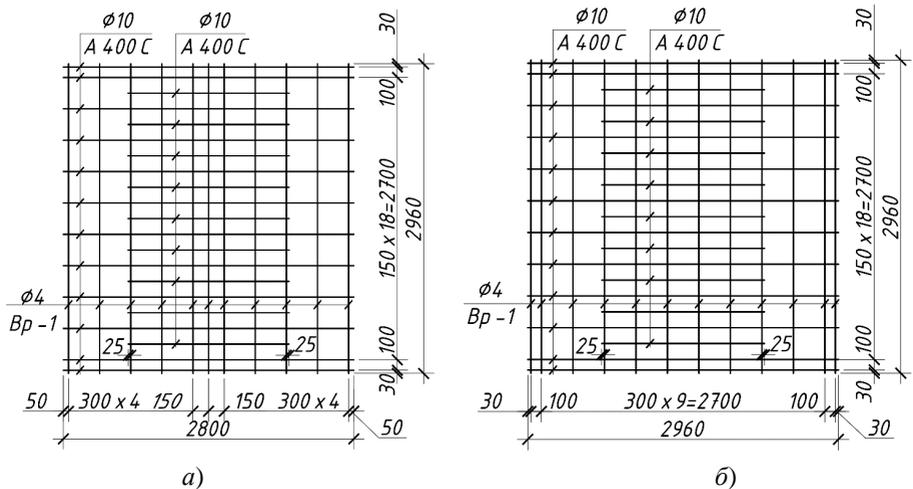


Рисунок 5.11 – Конструкція сіток арматурних міжколонної плити ПМ-1:

а) – верхньої С-1; б) – нижньої С-2

5.2.2 Методика випробувань міжколонних плит перекриття

До початку випробувань плит навантаженням перевірялися відхилення її фактичних геометричних розмірів від номінальних розмірів; оцінювався зовнішній вигляд плити та визначалися розміри дефектів; установлювалась правильність геометричних форм, розташування та величина отворів, вирізів, випусків арматури, закладних деталей тощо (рис. 5.10).

Товщина захисного шару визначалася електромагнітним способом, а також вирізуванням канавок у бетоні плити після її випробування.

Для визначення фізико-механічних характеристик арматури використовували паспортні дані арматурної сталі, що надавались заводом-виробником. Визначення фізико-механічних властивостей бетону здійснено за результатами випробування бетонних кубиків $150 \times 150 \times 150$ мм згідно з вимогами [459] за допомогою гідравлічного преса ПГ-125.

Схема спирання та навантаження міжколонної плити (рис. 5.12) приймалася за вказівками [448] та [457] таким чином, щоб вона максимально відповідала умовам роботи плити у складі конструкції безкапітельно-безбалкового перекриття на стадії експлуатації та забезпечувала досягнення контрольованих граничних станів.

При цьому ймовірна схема руйнування дослідного зразка міжколонної плити згідно із п.2.4 в стадії граничної рівноваги відповідала схемі зламу плити при рівномірному розподіленому по її площі навантаженні.

Для вимірювання прогинів та переміщень застосовувались прогиноміри механічні 6ПАО ЛИСИ з ціною поділки 0,01 мм. Ширина розкриття тріщин вимірювалась за допомогою мікроскопа МПБ-2 з ціною поділки 0,05 мм.

Навантаження прикладалось ступенями по 10% від розрахункового руйнівного навантаження. На кожному ступені виконувалась витримка 10 хв. (рис. 5.13).

Під час випробування плита була доведена до руйнування, тобто вичерпання несучої здатності, яке характеризувалось безперервним наростанням прогинів, розвитком і розкриттям тріщин в бетоні. При цьому спостерігалось зниження максимального навантаження, зафіксоване манометром насосної станції.

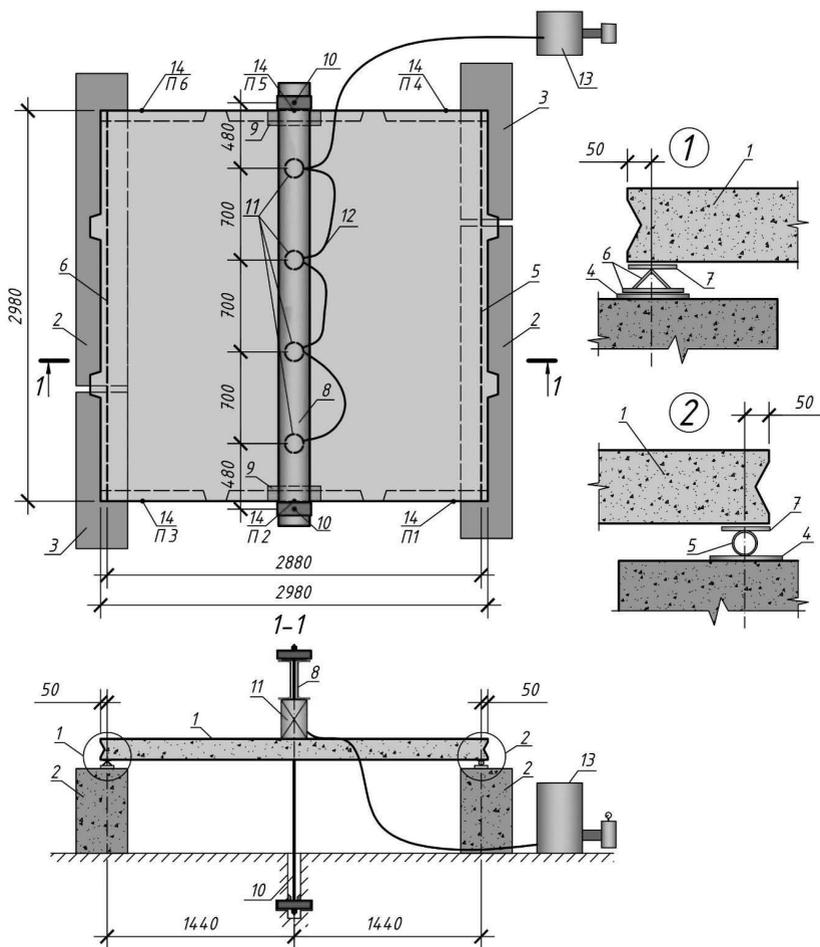


Рисунок 5.12 – Схема випробування міжколонних плит:

- 1 – плита ПМ-1; 2 – опорний елемент (блок ФС 24.5.5); 3 – опорний елемент (блок ФС 12.5.5); 4 – сталеві підкладки (полоса 150×10); 5 – шарнірно-рухома опора (труба 42,5×4); 6 – шарнірно-нерухома опора (кутик 50×5 та полоса 120×8); 7 – сталеві підкладки (полоса 100×8); 8 – траверса (2 швелера №30); 9 – тимчасова опора для траверси; 10 – тяж (Ø30A240С за ДСТУ 3760); 11 – гідравлічний домкрат $F = 500$ кН; 12 – масляний трубопровід; 13 – насосна станція; 14 – прогиноміри годинникового типу 6ПАО



Рисунок 5.13 – Загальний вигляд випробування міжколонної плити

5.2.3 Результати випробування міжколонної плити перекриття

За результатами обробки даних, отриманих за прогиномірами в ході випробування міжколонної плити, визначено осідання опор та загальний прогин плити на кожному ступені випробування (табл. 5.2).

Таблиця 5.2 – Приріст прогинів у характерних точках міжколонної плити ПМ-1 та характеристика її напружено-деформованого стану

№ ступ.	Навантаження F , кН	Осідання опор ($\Delta\Pi1 + \Delta\Pi3$)/2, мм	Прогин $\Delta\Pi2$, мм	Осідання опор ($\Delta\Pi4 + \Delta\Pi6$)/2, мм	Прогин $\Delta\Pi5$, мм	Загальний прогин f , мм	Характеристика напружено-деформованого стану
0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Робота бетону без тріщин
1	19,6	0,32	0,19	0,03	0,17	0,18	Робота бетону без тріщин
2	29,4	0,59	0,54	0,30	0,65	0,59	Робота бетону без тріщин
3	49,0	0,77	0,80	0,46	0,80	0,80	Робота бетону без тріщин
4	68,7	1,22	2,23	0,89	2,16	2,19	Утворення нормальної тріщини в бетоні $w_k = 0,1$ мм

№ ступ.	Навантаження F , кН	Осідання опор ($\Delta\Pi1 + \Delta\Pi3$)/2, мм	Прогин $\Delta\Pi2$, мм	Осідання опор ($\Delta\Pi4 + \Delta\Pi6$)/2, мм	Прогин $\Delta\Pi5$, мм	Загальний прогин f , мм	Характеристика напружено-деформованого стану
5	88,3	1,76	4,42	1,40	4,48	4,45	Розкриття тріщини до $w_k = 0,2$ мм. Утворення нової тріщини
6	98,1	2,16	5,90	1,81	5,98	5,94	
7	107,9	2,71	8,46	2,39	8,25	8,35	Розкриття тріщини до $w_k = 0,35$ мм
8	117,7	2,79	8,76	2,45	8,70	8,73	Розкриття тріщини до $w_k = 0,45$ мм. Утворення нових тріщин
9	127,5	3,01	9,83	2,68	9,70	9,76	Розкриття тріщини до $w_k = 0,55$ мм. Утворення нових тріщин
10	137,3	3,33	11,17	3,00	11,12	11,14	Утворення нових тріщин
11	147,1	3,62	13,08	3,37	12,94	13,01	Утворення нових тріщин
12	156,9		15,76		14,75	15,25	Руйнування конструкції

Граничне значення прогину за [305] $f = l/250$, що складає 11,5 мм, було досягнуто при навантаженні 139 кН ($0,9F_{Em}$, де F_{Em} – експериментальне значення руйнівного навантаження). Максимальне значення прогину, що передувало руйнуванню конструкції, склало $f_u = 15,25$ мм. Характер руйнування плити був пластичним, про що свідчить плавне зростання прогину (рис. 5.14) у процесі збільшення навантаження. При цьому зростання прогину на проміжку роботи плити без тріщин при навантаженні від 0 до 49,0 кН ($0,3 F_{Em}$) було мінімальним.

Перша волосяна тріщина в плиті з'явилась при навантаженні $0,3F_{Em}$ в середині прольоту. Зі збільшенням навантаження з'явилося декілька нових тріщин, паралельних першій (рис. 5.15). Максимального розкриття в процесі випробування досягла перша нормальна тріщина, що утворилась в середині прольоту плити. Руйнування плити супроводжувалось значним розкриттям тріщин та наростанням прогину плити, що свідчить про досягнення текучості робочою арматурою. Характер руйнування міжколонної плити підтверджує прийняту розрахункову схему її розламу (рис. 3.9).

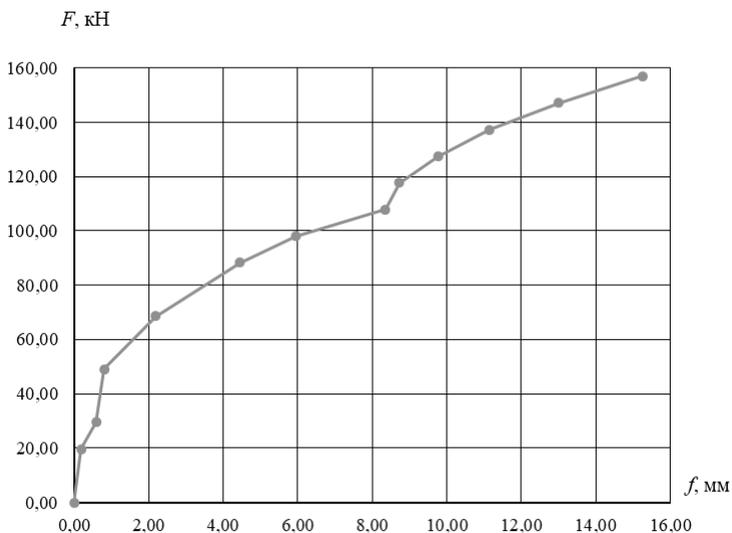


Рисунок 5.14 – Зростання загального прогину міжколонної плити у процесі випробування

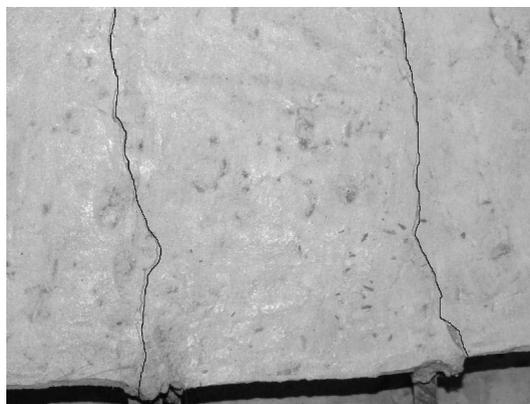


Рисунок 5.15 – Вигляд нижньої поверхні міжколонної плити при навантаженні $0,6F_{Em}$

Дослідна міжколонна плита ПМ-1 зруйнувалась при навантаженні 156,90 кН (без урахування власної ваги). Розрахункове руйнівне навантаження, обчислене на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги за розділом 3, склало 122,92 кН (без урахування власної ваги).

5.3 Випробування надколонних плит перекриття до руйнування

5.3.1 Конструкція дослідного зразка надколонної плити

Надколонні плити у загальному дисковій перекриття є найбільш навантаженими елементами, оскільки завдяки їм у межах кожного поверху на колони передається вертикальне навантаження з усього перекриття. Вони також виконують роль з'єднувальних елементів перекриття з колонами (рис. 2.2). За своєю сутністю надколонні плити у каркасній конструктивній системі являють собою одночасно і капітелі, і консолі. Поєднання конструктивних особливостей капітелі та консолі є основою обґрунтування застосування надколонної плити у розглядуваній безкапітельно-безбалковій каркасній конструктивній системі будівель, а також служить підґрунтям для розроблення схеми спірання та завантаження дослідного зразка надколонної плити (рис. 5.16) при випробуванні.

Для проведення експериментальних випробувань було застосовано дослідний натурний зразок надколонної плити ПН-1 номінальними розмірами 2980×2980×160 мм. Конструкція досліджуваного зразка та його геометричні розміри наведені на рисунку 5.15. Деталі армування монтажних вузлів зображені на рисунку 5.17.

Надколонна плита ПН-1 виготовлена з важкого бетону, який має середню густину в межах від 2200 кг/м³ до 2500 кг/м³ включно та відповідає вимогам [456] до важкого бетону. Клас бетону за міцністю C20/25 [305].

Плита армувана просторовим арматурним каркасом, котрий включає верхню і нижню плоскі сітки та закладну опорну конструкцію. Верхня сітка збирається вручну сумісно з опорною конструкцією плити у вигляді сталеві обойми та приварених до неї вертикальних каркасів. Для армування надколонної плити використані плоска сітка С-11 (рис. 5.18, а) з арматурних стержнів зі сталі класу А400С діаметром 14 мм довжиною 2800 мм та 1850 мм, з'єднана із закладною опорною конструкцією МК-1, та плоска сітка С-2 (рис. 5.18, б) із арматурних стержнів зі сталі класу Вр-1, діаметром 4 мм довжиною 2960 мм та стержнів зі сталі класу А400С діаметром 6 мм довжиною 2960 мм;

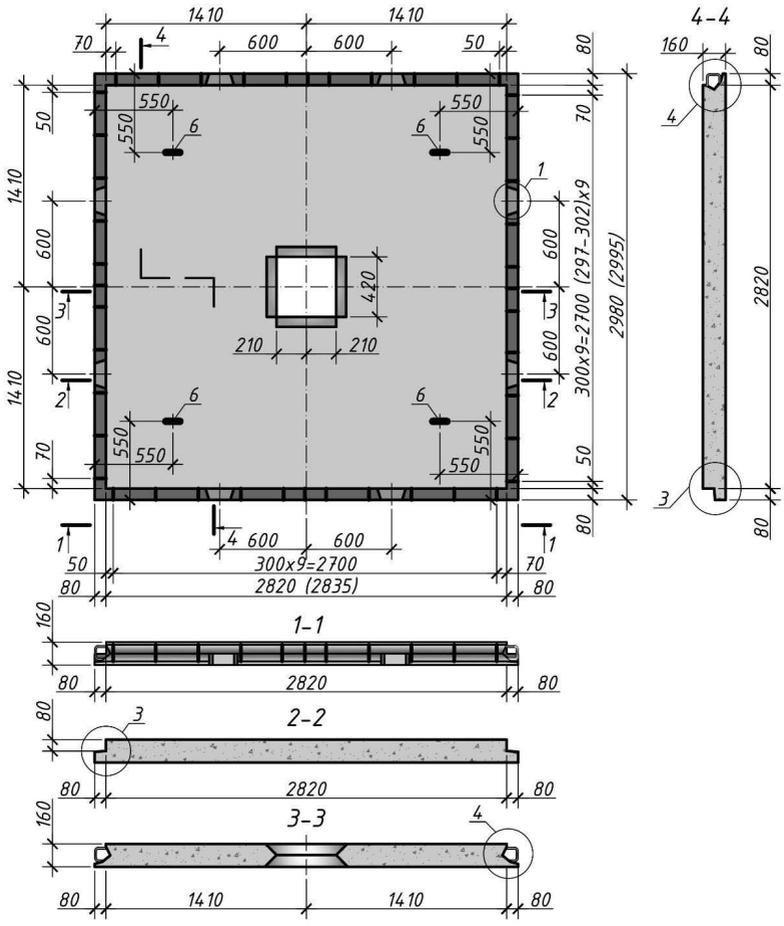


Рисунок 5.16 – Конструкція дослідного зразка надколонної плити
(в дужках вказані фактичні розміри ПН-1)

Виготовлення арматурних каркасів та закладних деталей, необхідних для експериментальних зразків, проводилося в арматурному цеху на заводі залізобетонних виробів ВАТ «Комбінат виробничих підприємств» у с. Терешки Полтавської області. Збирання арматурних стержнів у каркаси здійснювалося за допомогою спеціального обладнання (кондукторів). Готові арматурні вироби укладалися в металеву опалубку та закріплювалися. Після проведення усіх необхідних операцій зі встановлення просторової арматурної конструкції (рис. 5.22) проводилося бетонування зразків.

Бетонування надколонних плит також здійснювалося на заводі залізобетонних виробів ВАТ «Комбінат виробничих підприємств». Бетонна суміш виготовлялася безпосередньо на бетонному вузлі підприємства. Дозування компонентів відбувалося в автоматичному режимі. Укладання бетону здійснювалося за допомогою бетонороздавальної групи. Після укладання бетонної суміші в металеву опалубку проводилося її ущільнення глибинними вібраторами. Твердіння забетонованих зразків відбувалося за умов пропарювання у пропарочній камері. Після досягнення конструкціями повної міцності елементи розпалублювались.



Рисунок 5.19 – Загальний вигляд металевої опалубки з арматурним каркасом, підготовленої до бетонування

5.3.2 Методика випробувань надколонних плит перекриття

Випробовування натурального зразка надколонної плити навантаженням проводилися на спеціально сконструйованому стенді відповідно до розробленої схеми (рис. 5.20). Оскільки схему спирання та навантаження плит, котра абсолютно відповідала б реальній роботі плити як елемента збірного безкапітельно-безбалкового перекриття змоделювати неможливо, то схему випробовування надколонних плит прийнято було за [448] та [457] такою, щоб вона дозволяла реалізувати усі контрольовані її граничні стани.

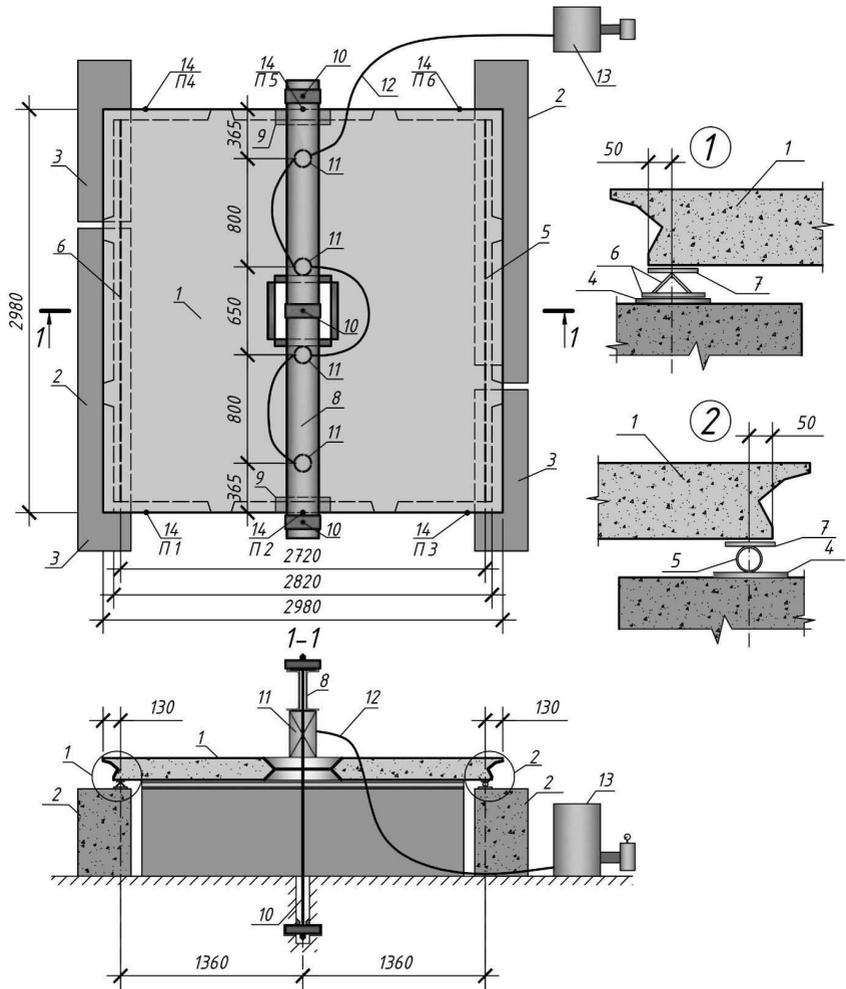


Рисунок 5.20 – Схема випробування надколонної плити ПН-1:

- 1 – плита ПН-1; 2 – опорний елемент (блок ФС 24.5.5); 3 – опорний елемент (блок ФС 12.5.5); 4 – сталеві підкладки (полоса 150×10); 5 – шарнірно-рухома опора (труба 42,5×4); 6 – шарнірно-нерухома опора (кутик 50×5 та полоса 120×8); 7 – сталеві підкладки (полоса 100×8); 8 – траверса (2 швелера №30); 9 – тимчасова опора для траверси; 10 – тяж (Ø30A240C за ДСТУ 3760); 11 – гідравлічний домкрат $F = 500$ кН; 12 – масляний трубопровід; 13 – насосна станція; 14 – прогиноміри годинникового типу 6ПАО

Для завантаження експериментальних зразків надколонних плит використовувався стенд із гідравлічним домкратом. Тиск в системі підвищували, використовуючи мобільну насосну станцію. Для вимірювання навантаження застосовувався манометр, який попередньо був протарований згідно з [460].

При проведенні випробувань статичним навантаженням застосовувались такі вимірювальні прилади: для замірювання лінійних переміщень – прогиноміри Аістова БПАО з ціною поділки 0,01 мм, для вимірювання ширини розкриття тріщин було використано мікроскоп МПБ-2 з ціною поділки 0,05 мм.

Під час випробування (рис. 5.21) експериментальні зразки надколонних плит доводились до руйнування. За руйнування плити приймався такий її стан, коли безперервно зростали прогини, розвивались та розкривались тріщини при досягнутому максимальному навантаженні. Після сприйняття надколонними плитами максимального значення навантаження відбувалося його зниження.



Рисунок 5.21 – Загальний вигляд надколонної плити ПН-1 під час випробування

5.3.3 Результати випробування надколонної плити перекриття

За результатами обробки даних, отриманих за прогиномірами в ході випробування надколонної плити, визначено осідання опор та загальний прогин плити на кожному ступені випробування (табл. 5.3).

Таблиця 5.3 – Приріст прогинів у характерних точках надколонної плити ПН-1 та характеристика її напружено-деформованого стану

№ ступ.	Навантаження F , кН	Осідання опор ($\Delta\Pi1 + \Delta\Pi3$)/2, мм	Прогин $\Delta\Pi2$, мм	Осідання опор ($\Delta\Pi4 + \Delta\Pi6$)/2, мм	Прогин $\Delta\Pi5$, мм	Загальний прогин f , мм	Характеристика напружено-деформованого стану
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Робота бетону без тріщин
1	19,6	0,11	1,36	0,15	0,29	0,82	Робота бетону без тріщин
2	39,2	0,78	1,81	0,46	0,70	1,25	Поява волосяних тріщин
3	58,8	1,15	2,71	0,67	1,59	2,15	Утворення нових волосяних тріщин
4	78,5	1,52	3,75	0,99	2,73	3,24	Утворення нормальної тріщини в бетоні $w_k = 0,1$ мм
5	98,0	2,01	5,37	1,27	4,38	4,88	Утворення нових тріщин до $w_k = 0,1$ мм
6	109,8	2,29	6,23	1,43	5,28	5,75	
7	117,7	2,47	6,88	1,58	5,89	6,39	Розкриття нових тріщин до $w_k = 0,15$ мм
8	125,5	2,69	7,60	1,71	6,56	7,08	Розкриття та утворення нових тріщин до $w_k = 0,15$ мм
9	137,3	2,91	8,54	1,87	7,51	8,02	Розкриття та утворення нових тріщин до $w_k = 0,20$ мм
10	149,06	3,22	9,62	2,06	8,67	9,14	Розкриття тріщини до $w_k = 0,35$ мм
11	156,9	3,39	10,27	2,18	9,43	9,85	Розкриття тріщини до $w_k = 0,35$ мм
12	164,8	3,57	10,92	2,29	10,06	10,49	Подальше розкриття тріщин
13	176,5	3,86	11,94	2,45	11,12	11,53	Подальше розкриття тріщин
14	188,3	4,05	12,81	2,59	11,99	12,40	Подальше розкриття тріщин
15	196,1	4,23	13,50	2,70	12,65	13,08	Подальше розкриття тріщин
16	204,0	4,43	14,27	2,83	13,40	13,83	Подальше розкриття тріщин
17	211,8	4,60	14,99	2,95	14,10	14,55	Розкриття тріщини до $w_k = 0,65$ мм
18	227,5	4,94	16,54	3,67	15,24	15,89	Подальше розкриття тріщин

№ ступ.	Навантаження F , кН	Осідання опор ($\Delta\Pi4 + \Delta\Pi3$)/2, мм	Прогин $\Delta\Pi2$, мм	Осідання опор ($\Delta\Pi4 + \Delta\Pi6$)/2, мм	Прогин $\Delta\Pi5$, мм	Загальний прогин f , мм	Характеристика напружено-деформованого стану
19	235,4	5,17	17,41	3,31	16,84	17,13	Розкриття тріщини до $w_k = 0,8$ мм
20	255,0	5,53	19,18	3,55	18,47	18,82	Розкриття тріщини до $w_k = 1$ мм
21	266,7	5,87	26,34	4,03	23,42	24,88	Руйнування конструкції

Граничне значення прогину за [305] $f = l/250$, що складає 11,3 мм, було досягнуто при навантаженні 174 кН ($0,65F_{Em}$, де F_{Em} – експериментальне значення руйнівного навантаження). Максимальне значення прогину, що передувало руйнуванню конструкції, склало $f_u = 24,88$ мм. Характер руйнування плити був пластичним, про що свідчить плавне зростання прогину (рис. 5.22) у процесі збільшення навантаження. При цьому зростання прогину на проміжку роботи плити без тріщин при навантаженні від 0 до 39,2 кН ($0,15F_{Em}$) було мінімальним.

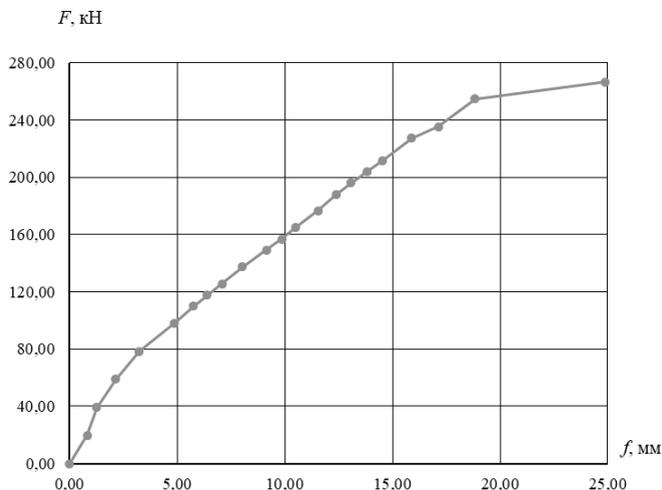


Рисунок 5.22 – Зростання загального прогину надколонної плити ПН-1 у процесі випробування

Перша нормальна тріщина в плиті ПН-1 утворилася в зоні максимального моменту при навантаженні 39,2 кН ($0,15F_{Em}$). При збільшенні навантаження

перша тріщина почала розкриватися, а потім утворилися ще 5 паралельних тріщин, які в процесі навантаження почали збільшуватися вздовж, зменшуючи висоту стиснутої зони бетону. Ширина розкриття тріщин у плиті ПН-1 у момент руйнування досягла 1,1 мм (рис. 5.23).

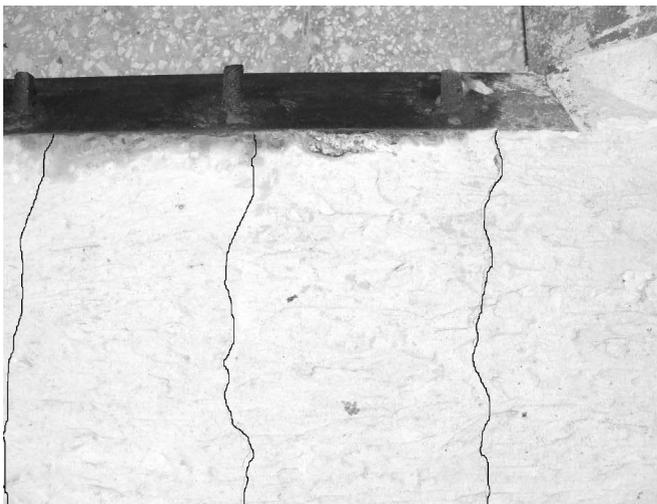


Рисунок 5.23 – Вигляд верхньої поверхні надколонної плити ПН-1 після руйнування

Руйнування плити ПН-1 відбулося у результаті досягнення напружень в розтягнутій арматурі межі текучості, що характеризувалось різким розкриттям тріщин і наростанням прогину з наступним роздробленням бетону стиснутої зони. При цьому спостерігалось зниження максимального навантаження (зафіксоване манометром насосної станції).

Дослідна надколонна плита ПН-1 зруйнувалась при навантаженні 266,70 кН (без урахування власної ваги). Розрахункове руйнівне навантаження, обчислене на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги за розділом 3, склало 240,07 кН (без урахування власної ваги).

Схеми випробування збірних плит безкапітельно-безбалкового перекриття (рис. 5.5, 5.12, 5.20) були змодельовані за допомогою програмного комплексу RFEM5.04.0008 (використовувалась Trial Version для викладачів) на основі методу скінченних елементів. За результатами моделювання визначені значення

руйнівного навантаження для кожної плити. Порівняння результатів розрахунку за методикою розділу 3 та за методом скінченних елементів з експериментальними даними (табл. 5.4) свідчить на користь методу розрахунку, розробленого в розділі 3.

Таблиця 5.4 – Порівняння експериментальних даних випробувань збірних плит з результатами розрахунків

Тип плити	Руйнівне навантаження			Похибка розрахунку за розділом 3, %	Похибка розрахунку за RFEM, %
	з експерименту, кН	з розрахунку за розділом 3, кН	з розрахунку за RFEM, кН		
Середня ПС-1	211,82	109,91	62,25	48,1	70,6
Міжколонна ПМ-1	156,90	122,92	112,30	21,7	28,4
Надколонна ПН-1	266,70	240,07	133,92	10,0	49,8

5.4 Експериментальне дослідження роботи надколонних плит перекриття під навантаженням

5.4.1 Конструкція дослідних зразків надколонних плит

З метою вивчення роботи надколонних плит безкапітельно-безбалкового перекриття збірного каркасу будівель під навантаженням, а також для підтвердження розроблених в розділі 3 на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги схем їх руйнування були проведені експериментальні дослідження натурних надколонних плит. Під час експериментальних досліджень увага також приділялась дослідженню деформативності та тріщиностійкості плит.

Для проведення експериментальних випробувань було використано 3 дослідних натурних зразки надколонних плит перекриття серії ПН-2. Зразки плит мали номінальні розміри 2980×2980×160 мм. Зазначені геометричні характеристики прийняті з метою їх відповідності уніфікованим розмірам збірних залізобетонних конструкцій елементів збірного безкапітельно-безбалкового перекриття. Конструкція досліджуваних зразків та їх геометричні розміри аналогічні наведеним на рисунку 5.15.

Надколонні плити серії ПН-2 виготовлені з важкого бетону, який має середню густину в межах від 2200 кг/м³ до 2500 кг/м³. Застосовано бетон класу С25/30 за міцністю. В якості робочої арматури надколонної плити використані стержні класу А500С. Плити армовані просторовим арматурним каркасом, котрий включає верхню С-1 і нижню С-2 плоскі сітки та закладну опорну конструкцію. Верхня сітка збиралася вручну сумісно з опорною конструкцією плити МК-1 у вигляді сталеві обійми та приварених до неї вертикальних каркасів.

У надколонних плитах серії ПН-2 сітки С-1 та С-2 виготовлені за схемами, наведеними на рисунку 5.27, зі сталі А500С: плоска сітка С-1 (рис. 5.24, а) з арматурних стержнів діаметром 14 мм довжиною 2800 мм, з'єднана із закладною опорною конструкцією МК-1, в якій з чотирьох сторін влаштовані по 3 випуски арматури діаметром 18 мм довжиною 1150 мм; плоска сітка С-2 (рис. 5.24, б) із арматурних стержнів діаметром 8 мм довжиною 2960 мм та стержнів діаметром 10 мм довжиною 2960 мм.

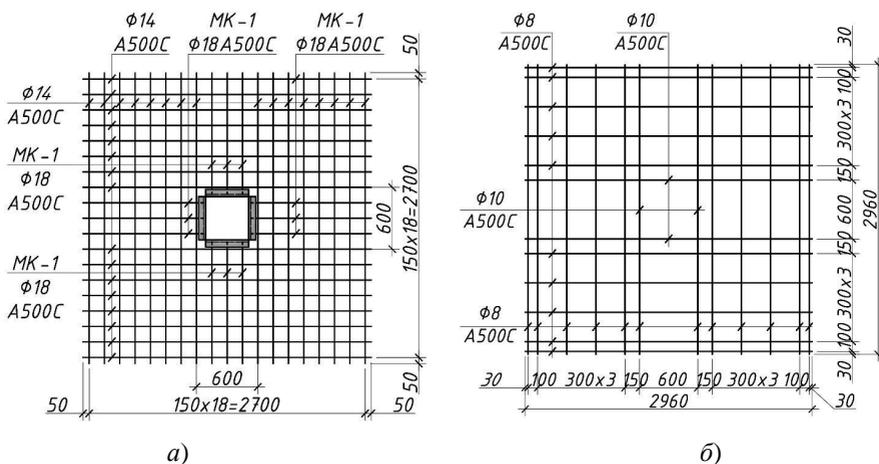


Рисунок 5.24 – Конструкція сіток арматурних надколонних плит серії ПН-2: а) – верхньої С-1; б) – нижньої С-2

Виготовлення досліджуваних зразків надколонних плит було поділено на етапи: на першому етапі виготовлялися арматурні вироби для укладання в опалубку, на другому етапі проводилося бетонування.

Виготовлення арматурних каркасів та закладних деталей, необхідних для виготовлення експериментальних зразків, проводилося в арматурному цеху на

заводі залізобетонних виробів ВАТ «Комбінат виробничих підприємств» с. Терешки Полтавської області. Збирання арматурних стержнів у каркаси здійснювалося за допомогою спеціального обладнання (кондукторів). Готові арматурні вироби укладалися в металеву опалубку та закріплювалися. Після проведення усіх необхідних операцій зі встановлення просторової арматурної конструкції проводилося бетонування зразків.

Бетонна суміш виготовлялася безпосередньо на бетонному вузлі підприємства. Дозування компонентів відбувалося в автоматичному режимі. Укладання бетонної суміші здійснювалося за допомогою дозувального пристрою. Після укладання бетонної суміші в металеву опалубку проводилося її ущільнення глибинними вібраторами. Твердіння забетонованих зразків відбувалося за умов у пропарювальній камері. Після досягнення бетоном повної міцності елементи звільнялися від опалубки. Після цього досліджувані зразки надколонних плит транспортувалися до лабораторії кафедри будівельних конструкцій Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» для проведення випробувань.

В лабораторії на бетоні та на арматурних стержнях експериментальних зразків плит в зоні можливого їх руйнування наклеювались тензорезистори базою 50 мм та 20 мм відповідно. Наклеювання тензорезисторів здійснювалося із застосуванням клею БФ-2 з виконанням усіх рекомендацій щодо виконання таких робіт. Попередньо поверхня бетону та арматурних стрижнів на ділянках установлення тензорезисторів була зачищена, відшліфована, знежирена розчинником та погрунтована клеєм.

5.4.2 Методика експериментального дослідження надколонних плит перекриття

Випробовування натурних зразків надколонних плит навантаженням проводилися на спеціально сконструйованому стенді відповідно до розробленої схеми (рис. 5.25). Схему випробовування надколонних плит прийнято було такою, щоб вона дозволяла створити прийнятну на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги розрахункову схему зламу надколонної плити, котра реалізується у складі безкапітельно-безбалкового перекриття (рис. 3.14).

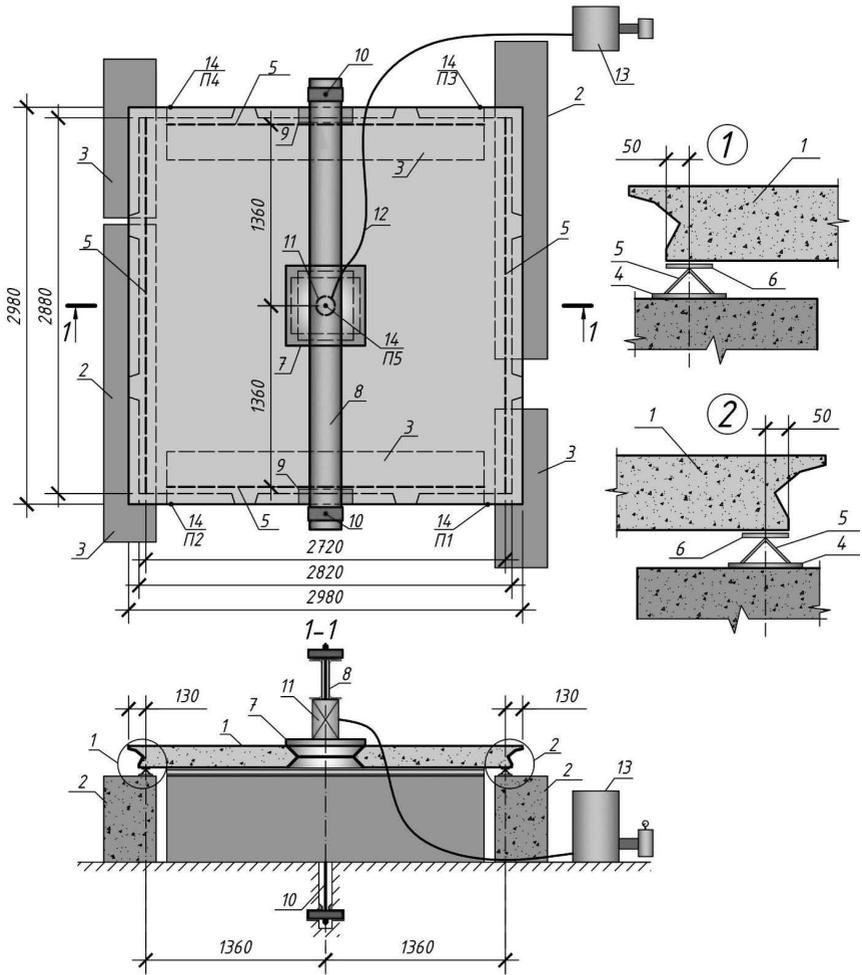


Рисунок 5.25 – Схема випробування надколонних плит серії ПН-2:

1 – плита ПН-2; 2 – опорний елемент (блок ФС 24.5.5); 3 – опорний елемент (блок ФС 12.5.5); 4 – сталеві підкладки (полоса 150×10); 5 – шарнірно-нерухома опора (кутик 75×5); 6 – сталеві підкладки (полоса 100×8); 7 – сталеві пластини (полоса 600×5); 8 – траверса (2 швелера №30); 9 – тимчасова опора для траверси; 10 – тяг (Ø30A240С за ДСТУ 3760); 11 – гідравлічний домкрат $F = 500$ кН; 12 – масляний трубопровід; 13 – насосна станція; 14 – прогиноміри годинникового типу 6ПАО

Перед випробуванням та після них натурні зразки плит ретельно обмірювалися та здійснювався їх візуальний огляд. При цьому усі виявлені тріщини та інші дефекти фіксувались у журналі випробувань. Товщина захисного шару бетону визначалася вирубанням канавок у бетоні після випробування плит. Улаштування опор для випробування надколонної плити максимально відповідало її схемі роботи в складі просторового каркасу, котра була встановлена на основі кінематичного аналізу поділу перекриття на диски в стані граничної рівноваги. Для завантаження експериментальних зразків надколонних плит використовувався стенд із гідравлічним домкратом. Тиск в системі підвищували, використовуючи мобільну насосну станцію. Для вимірювання навантаження застосовувався манометр, який попередньо був протарований згідно з [460].

При проведенні випробувань застосовувались такі вимірювальні прилади: для замірювання лінійних переміщень – прогиноміри Аістова БПАО з ціною поділки 0,01 мм (рис. 5.25); для вимірювання деформацій використовувались електротензорезистори (рис. 5.26 – 5.27); для вимірювання ширини розкриття тріщин було використано мікроскоп МПБ-2 з ціною поділки 0,05 мм.

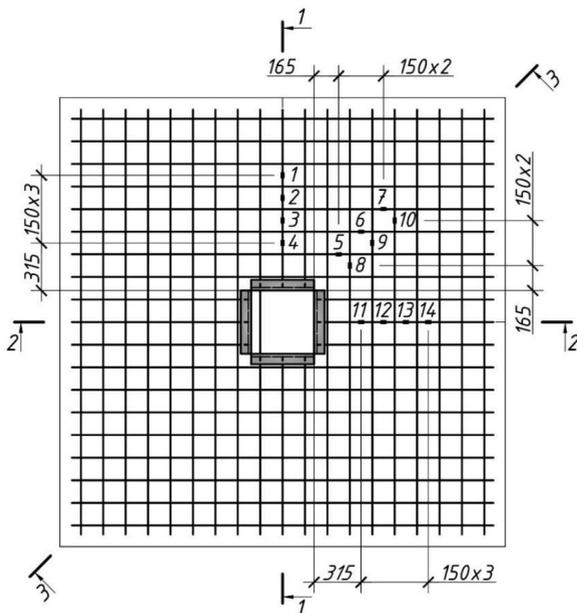


Рисунок 5.26 – Схема розташування тензорезисторів на робочій арматурі надколонних плит серії ПН-2: 1 ... 14 – тензорезистори базою 20 мм

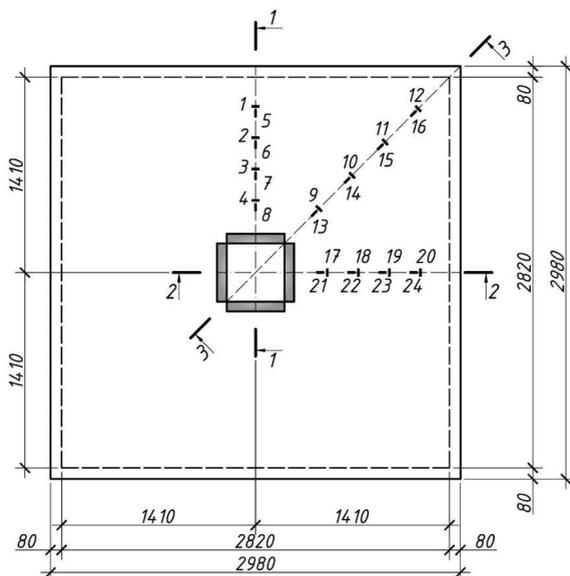


Рисунок 5.27 – Схема розташування тензорезисторів на бетоні надколонних плит серії ПН-2: 1 ... 24 – тензорезистори базою 50 мм

Фізико-механічні характеристики арматурної сталі прийнято з паспорту даних на арматурну сталь, наданого заводом-виробником. Надані дані наведені в таблиці 5.5.

Таблиця 5.5 – Характеристики матеріалів, використаних при виготовленні дослідних зразків надколонних плит

Фізико-механічні характеристики матеріалів		Шифр зразка плити		
		ПН-2-1	ПН-2-2	ПН-2-3
Армура класу А500С				
Ø18	σ_y , МПа	600	600	600
Ø14	σ_y , МПа	610	610	610
Ø10	σ_y , МПа	620	620	620
Ø8	σ_y , МПа	630	630	630
Бетон класу С25/30				
f_{cd} , МПа		17	17	17

Загальний вигляд установки під час випробування дослідних зразків надколонних плит та розташування всіх вимірювальних приладів представлено на рисунку 5.28.

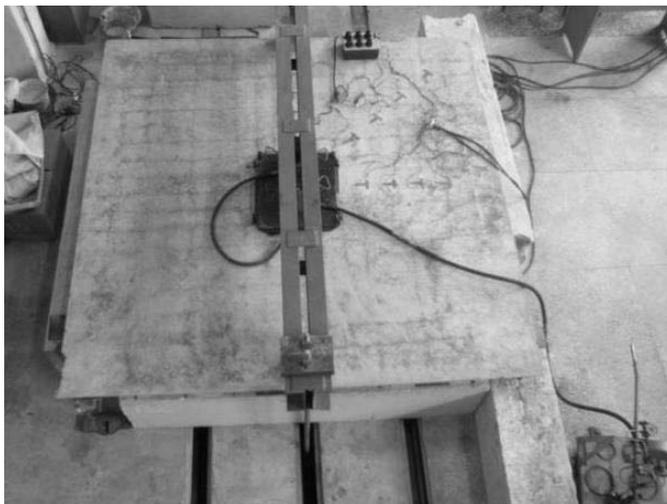


Рисунок 5.28 – Загальний вигляд надколонної плити ПН-2-1 під час випробування

5.4.3 Результати експериментальних досліджень надколонних плит перекриття

Перед початком проведення випробувань були перевірені геометричні параметри експериментальних зразків, при цьому ставилось за мету відпрацювання технології їх виготовлення.

Значення відхилень геометричних розмірів плит, товщини захисного шару бетону для арматури, положення (розташування) закладних виробів, випусків арматури від проектних параметрів наведені в таблиці 5.5.

На основі отриманих даних та за результатами проведених експериментальних досліджень розроблені технічні умови контролю якості виготовлення надколонних плит [448].

Таблиця 5.6 – Відхилення від встановлених параметрів плит

Найменування відхилення	Найменування параметра	Марка надколонної плити		
		ПН-2-1	ПН-2-2	ПН-2-3
1. Відхилення від геометричного розміру, мм	Довжина	+5	+5	+7
	Ширина	+5	-1	+7
	Товщина	+2	+2	+3
	Розміри отворів	+10	0	0
	Розмір, який визначає положення отвору	0	0	0
2. Прямолінійність лицьових поверхонь	- на всій довжині	+5	+4	+4
	- на заданій довжині 1600 мм	+3	+2	+3
3. Відхилення від рівності діагоналей	Різниця довжин діагоналей	0	+4	+5
4. Відхилення від номінальної товщини захисного шару		-8	-1	-7
5. Відхилення від встановленого розміщення закладних виробів	- у площині виробу	+10	-	-
	- із площини виробу	0	-	-
5. Відхилення від встановленого розміщення випусків арматури		-7	-10	-10
		+2	+5	+10

5.4.3.1 Тріщиноутворення та прогини дослідних зразків

Випробування надколонних плит ПН-2-1, ПН-2-2 та ПН-2-3 відбувалося до величини зовнішнього навантаження відповідно 320 кН, 360 кН та 400 кН, що складало відповідно близько $0,55F_{Rd}$, $0,6F_{Rd}$ та $0,7F_{Rd}$, де $F_{Rd} = 580$ кН – розрахункове значення руйнівного навантаження, обчислене за кінематичним способом методу граничної рівноваги для надколонної плити без обриву арматури за 3.4.

В процесі проведення випробувань було відмічено, що характер утворення тріщин та зростання прогинів різних дослідних зразків плит ПН-2-1, ПН-2-2 та ПН-2-3 суттєво не відрізнявся, оскільки всі дослідні зразки мали однакові геометричні розміри та випробовувались за однією і тією ж схемою спирання та завантаження (рис. 5.25).

При випробуванні плити ПН-2-1 перша волосяна тріщина утворилася поблизу отвору вздовж однієї з діагоналей плити при навантаженні 120 кН ($0,2F_{Rd}$). При збільшенні навантаження вона почала розкриватися, а потім утворилася ще одна тріщина уздовж іншої діагоналі плити. Ці тріщини в процесі навантаження простиралися у вздовж діагоналей у напрямі від центра плити до її країв.

Ширина розкриття тріщин у плиті при навантаженні 120 кН становила 0,1 мм, при навантаженні 320 кН ($0,55F_{Rd}$) ширина розкриття досягла 2 мм.

В ході проведення експериментальних випробувань надколонних плит ПН-2-1, ПН-2-2 та ПН-2-3 вивчалась залежності прогинів від величини зовнішнього навантаження. Фіксування показань прогиномірів П1 – П5, розташування яких зображено на рисунку 5.25, проводилось для всіх зразків плит до значення навантаження 320 кН. Графіки залежності $F - f$ прогинів натурних надколонних плит від значення зовнішнього навантаження наведені на рисунку 5.29.

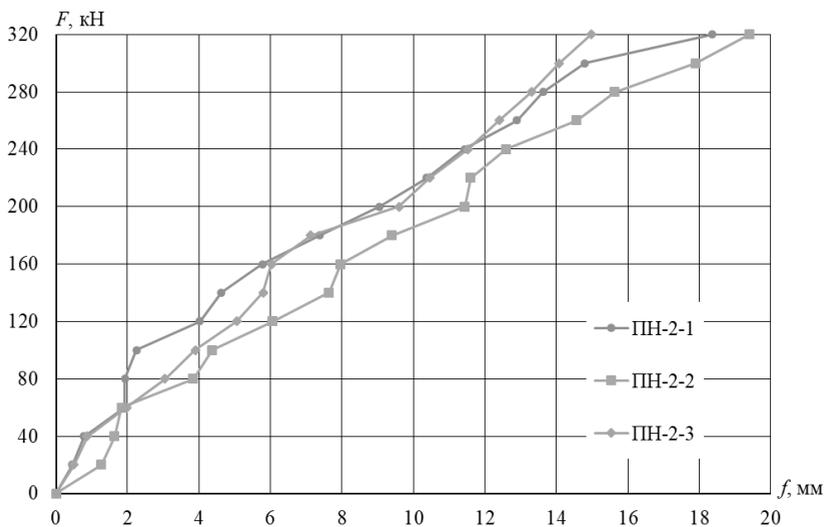


Рисунок 5.29 – Зростання загального прогину надколонних плит серії ПН-2 у процесі випробування

З графіків видно, що до значення навантаження, яке складало 40 кН ($0,07F_{Rd}$) у плитах ПН-2-1 та ПН-2-3 та 60 кН ($0,1F_{Rd}$) у плиті ПН-2-2 прогини в

плитах зростали значно повільніше, ніж після цього рівня, що пояснюється впливом роботи бетону розтягнутої зони плити на величину її прогинів.

Вказані рівні навантаження можуть служити моментами утворення тріщин в розтягнутій зоні надколонної плити. Також аналізуючи графіки на рисунку 5.29 можна дійти висновку, що залежність прогинів від рівня навантаження носить прямо пропорційний характер. Тобто, залежність прогинів від навантаження на графіках лінійна, коли робоча арматура плити, що розташована в розтягнутій її зоні, працює пружно.

З графіків (рис. 5.29) видно, що при рівні зовнішнього навантаження 280 кН ($0,5F_{Rd}$) прогини всіх дослідних зразків надколонних плит найбільш близькі за значеннями. Значення прогинів для плит ПН-2-1, ПН-2-2 та ПН-2-3 відповідно складають 13,9 мм ($l / 209$) та 14,9 мм ($l / 195$) та 13,9 мм ($l / 209$).

Максимальні заміряні прогини плит ПН-1, ПН-2 та ПН-3 при навантаженні 320 кН ($0,55F_{Rd}$), склали 18,2 мм ($l / 159$), 18,4 мм ($l / 158$) та 15,6 мм ($l / 186$) відповідно.

5.4.3.2 Деформації арматури

При проведенні експериментальних досліджень зразків надколонних плит згідно з прийнятою методикою вимірювання деформацій бетону та арматури проводилися на одній з чотирьох чвертей плити (рис. 5.26 – 5.27), оскільки плита симетрична відносно двох взаємно перпендикулярних осей симетрії, що проходять через центр ваги конструкції та через центри крайніх сторін квадратної плити. Це дозволяло в достатньому об'ємі вивчити особливості напружено-деформованого стану дослідних зразків, що випробовувалися.

Закономірність розподілу деформацій простежується на графіках залежності деформацій ε_s розтягнутої арматури від значення зовнішнього завантаження F , побудованих за результатами експериментальних досліджень (рис. 5.30).

З графіків (рис. 5.30) видно, що деформації арматури залежно від навантаження мали різні значення на різних ділянках. Від самого початку навантаження максимальні деформації спостерігались у перерізі 3-3, а при подальшому завантаженні ці деформації в діагональному напрямі (переріз 3-3) суттєво зростали і різниця між ними та деформаціями в поздовжньому й поперечному напрямках (перерізи 1-1 та 2-2) значно збільшувалась.

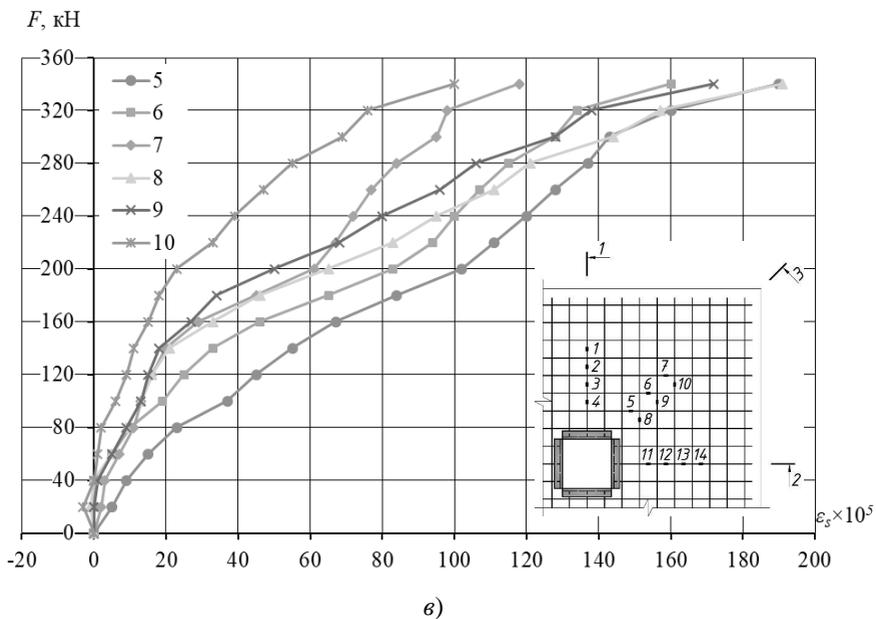
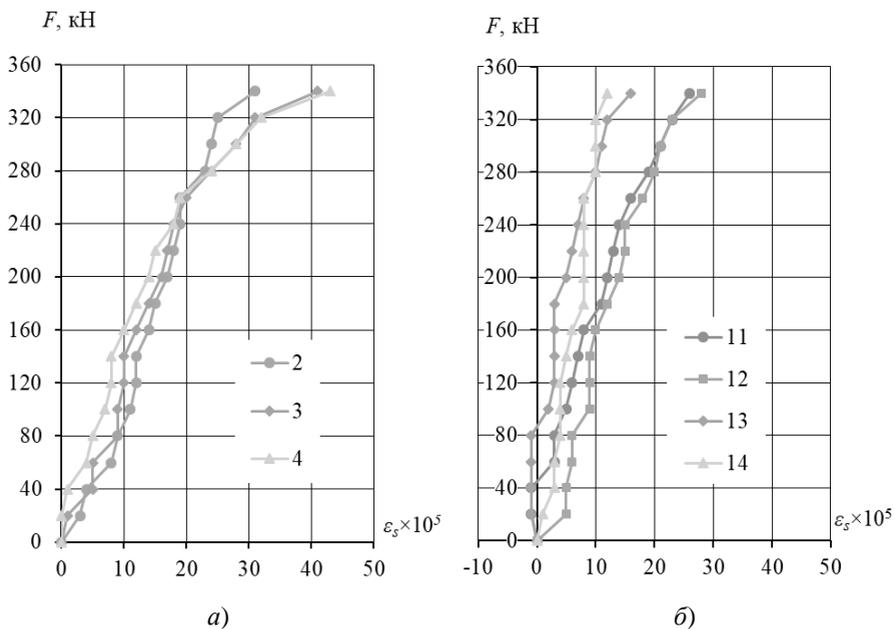


Рисунок 5.30 – Деформації робочої арматури надколонної плити ПН-2-1 у процесі завантаження: а) – в перерізі 1-1; б) – в перерізі 2-2; в) – в перерізі 3-3

3 графіків на рисунку 5.30, *а*, *б* впливає, що в перерізах 1-1 та 2-2 стержні працюють пропорційно відповідно до сприйнятого навантаження. При цьому значення їх деформацій складає у плиті ПН-2-1 при навантаженні 320 кН ($0,55F_{Rd}$) – $10 \cdot 10^{-5}$ – $32 \cdot 10^{-5}$ ($0,03\varepsilon_{s0}$ – $0,1\varepsilon_{s0}$), у плиті ПН-2-2 при навантаженні 360 кН ($0,6F_{Rd}$) – $9 \cdot 10^{-5}$ – $37 \cdot 10^{-5}$ ($0,03\varepsilon_{s0}$ – $0,1\varepsilon_{s0}$), у плиті ПН-2-3 при навантаженні 400 кН ($0,7F_{Rd}$) – $3 \cdot 10^{-5}$ – $23 \cdot 10^{-5}$ ($0,03\varepsilon_{s0}$ – $0,08\varepsilon_{s0}$), де $\varepsilon_{s0} = \sigma_y / E_s = 600 / 210000 = 286 \cdot 10^{-5}$ – деформації арматури на межі текучості. Отже, можна зробити висновок про резерви економії цих стержнів.

Розглядаючи графіки деформацій арматури в перерізі 1-1 (рис. 5.30, *а*) у місцях розташування датчиків 1 – 4 можна дійти до висновку, що з поступовим наближенням до обидвох деформації стержнів розтягнутої зони плити зростають незначно. В той час в перерізі 3-3 (рис. 5.30, *в*) спостерігається суттєве збільшення деформацій в міру наближення арматурних стержнів до обидвох.

Графіки деформації арматурних стержнів у діагональному перерізі 3-3 (рис. 5.30, *в*) до значення деформацій $20 \cdot 10^{-5}$ ($0,07\varepsilon_{s0}$, де $\varepsilon_{s0} = \sigma_y / E_s = 610 / 210000 = 290 \cdot 10^{-5}$ – деформації арматури на межі текучості). мають суттєво більший кут нахилу до горизонтальної вісі, ніж після досягнення цього значення, що свідчить про більш інтенсивне їх деформування в подальшому діапазоні. Це пояснюється початком утворення тріщин в розтягнутому бетоні. При цьому арматурні стержні досягали вказаних значень деформацій при різних значеннях зовнішнього навантаження від 70 кН до 170 кН. Найпершими досягали значень вказаних деформацій стержні, що розташовані найближче до отвору. Отже, можна спрогнозувати, що руйнування плити почнеться з досягнення межі текучості насамперед арматурними стержнями, котрі проходять навколо отвору плити.

Максимальні значення деформацій розтягу робочої арматури в діагональному перерізі 3 – 3 склали:

- при навантаженні 320 кН ($0,55F_{Rd}$) у плиті ПН-2-1 – $160 \cdot 10^{-5}$ ($0,6\varepsilon_{s0}$),
 - при навантаженні 360 кН ($0,6F_{Rd}$) у плиті ПН-2-2 – $181 \cdot 10^{-5}$ ($0,6\varepsilon_{s0}$),
 - при навантаженні 400 кН ($0,7F_{Rd}$) у плиті ПН-2-3 – $178 \cdot 10^{-5}$ ($0,6\varepsilon_{s0}$),
- а мінімальні – $76 \cdot 10^{-5}$ ($0,3\varepsilon_{s0}$), $98 \cdot 10^{-5}$ ($0,3\varepsilon_{s0}$), $111 \cdot 10^{-5}$ ($0,4\varepsilon_{s0}$) відповідно.

5.4.3.3 Деформації бетону

При проведенні експериментальних досліджень натурних надколонних плит ПН-2-1, ПН-2-2 та ПН-2-3 окрім деформацій арматури ε_s розтягнутої зони плити також вивчалися деформації бетону ε_c , розташованого в стиснутій зоні.

Викладена методика експериментальних досліджень забезпечувала визначення значень деформацій бетону на всіх ступенях завантаження. Від самого початку проведення експериментальних досліджень в ході завантаження дослідних зразків надколонних плит перекриття максимальні значення деформацій бетону стиснутої зони спостерігались в точках розташування датчиків 1–4, 9 – 12 та 17 – 20 (рис. 5.31 – 5.33) відповідно у перерізах 1-1, 2-2, 3-3.

Аналізуючи характер графіків на рисунках 5.31 – 5.33, можна відмітити, що деформування бетону впоперек перерізів 1-1, 2-2 та 3-3 відбувалось більш інтенсивно, ніж у поздовжньому напрямі. Вказана різниця є характерною для всіх перерізів.

Максимальні значення деформацій стиску бетону в поперечному напрямі в перерізах 1-1, 2-2 та 3-3 склали:

- у плиті ПН-2-1 при навантаженні 320 кН ($0,55F_{Rd}$) відповідно $64 \cdot 10^{-5}$ ($0,2\varepsilon_{cu1}$), $110 \cdot 10^{-5}$ ($0,3\varepsilon_{cu1}$) та $70 \cdot 10^{-5}$ ($0,2\varepsilon_{cu1}$);
- у плиті ПН-2-2 при навантаженні 360 кН ($0,6F_{Rd}$) відповідно $52 \cdot 10^{-5}$ ($0,1\varepsilon_{cu1}$), $89 \cdot 10^{-5}$ ($0,3\varepsilon_{cu1}$) та $84 \cdot 10^{-5}$ ($0,2\varepsilon_{cu1}$);
- у плиті ПН-2-3 при навантаженні 400 кН ($0,7F_{Rd}$) відповідно $102 \cdot 10^{-5}$ ($0,3\varepsilon_{cu1}$), $110 \cdot 10^{-5}$ ($0,3\varepsilon_{cu1}$) та $96 \cdot 10^{-5}$ ($0,3\varepsilon_{cu1}$), де $\varepsilon_{cu1} = 350 \cdot 10^{-5}$ – граничні значення деформацій бетону класу С25/30 за [210].

Максимальні значення деформацій стиску бетону в поздовжньому напрямі в перерізах 1-1, 2-2 та 3-3 склали:

- у плиті ПН-2-1 при навантаженні 320 кН ($0,55F_{Rd}$) відповідно $29 \cdot 10^{-5}$ ($0,08\varepsilon_{cu1}$), $23 \cdot 10^{-5}$ ($0,07\varepsilon_{cu1}$) та $30 \cdot 10^{-5}$ ($0,08\varepsilon_{cu1}$),
- у плиті ПН-2-2 при навантаженні 360 кН ($0,6F_{Rd}$) відповідно $17 \cdot 10^{-5}$ ($0,05\varepsilon_{cu1}$), $10 \cdot 10^{-5}$ ($0,03\varepsilon_{cu1}$) та $9 \cdot 10^{-5}$ ($0,03\varepsilon_{cu1}$),
- у плиті ПН-2-3 при навантаженні 400 кН ($0,7F_{Rd}$) відповідно $23 \cdot 10^{-5}$ ($0,07\varepsilon_{cu1}$), $22 \cdot 10^{-5}$ ($0,07\varepsilon_{cu1}$) та $18 \cdot 10^{-5}$ ($0,05\varepsilon_{cu1}$).

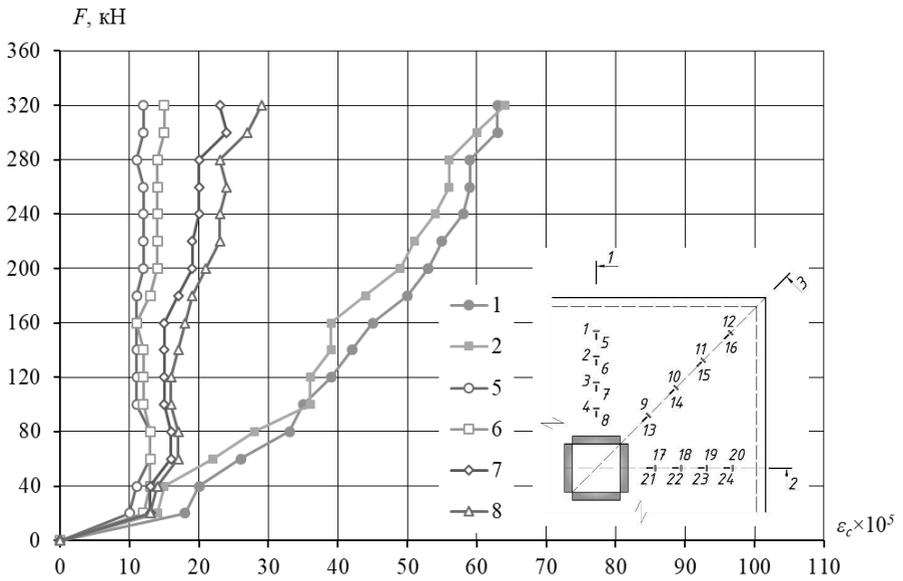


Рисунок 5.31 – Деформації бетону надколонної плити ПН-2-1 в перерізі 1-1 у процесі завантаження

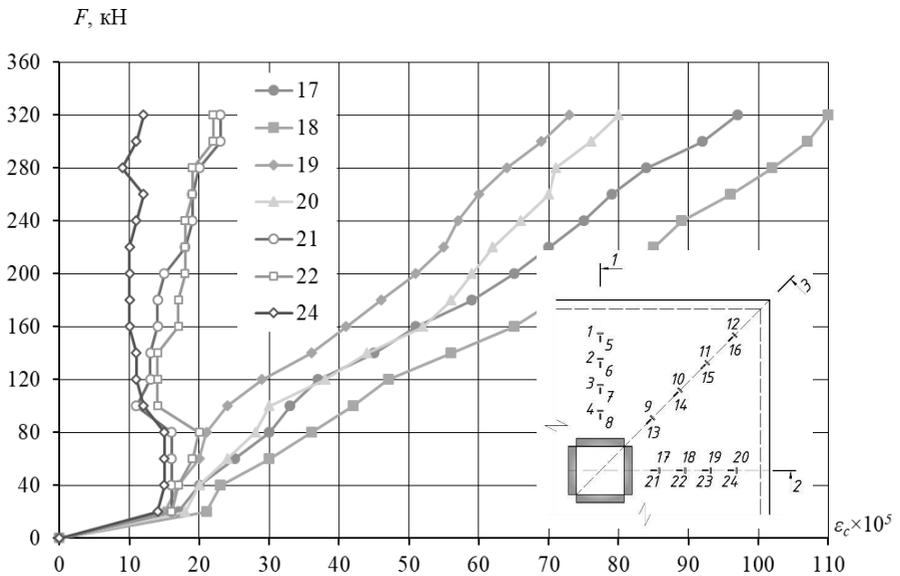


Рисунок 5.32 – Деформації бетону надколонної плити ПН-2-1 в перерізі 2-2 у процесі завантаження

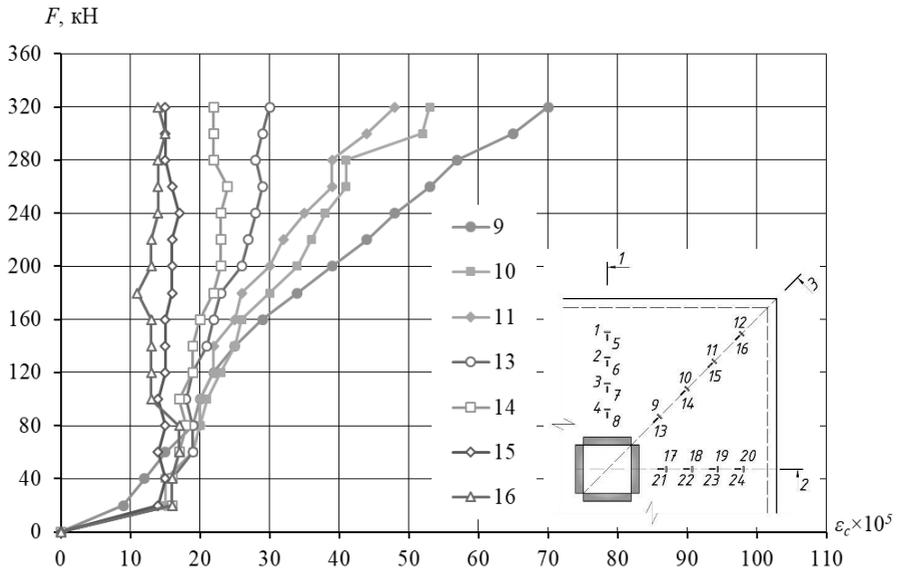


Рисунок 5.33 – Деформації бетону надколонної плити ПН-2-1 в перерізі 3-3 у процесі завантаження

Таким чином, різниця між деформаціями в поперечному та поздовжньому напрямках для всіх плит коливалась в перерізі 1-1 від 69% до 82%, в перерізі 2-2 від 79% до 93%, в перерізі 3-3 від 64% до 84%.

Розглядаючи графіки деформацій бетону за датчиками, що перпендикулярні перерізу, можна дійти висновку, що з поступовим наближенням до монтажного отвору значення фібрових деформацій бетону стиснутої зони плити суттєво зростають. При цьому в поздовжньому напрямі (за датчиками, розташованими вздовж перерізів) ця тенденція значено менш виражена.

5.4.3.4 Схема зламу дослідних зразків

Порівнюючи графіки деформацій стиснутого бетону та розтягнутої арматури, слід відмітити, що в бетоні розподіл деформацій в перерізах 1-1, 2-2 та 3-3 не має суттєвої різниці на відміну від арматури, в якій деформації в перерізі 3-3 суттєво більші порівняно з деформаціями в перерізах 1-1 та 2-2. Вказана

тенденція наочно продемонстрована при побудові полей розподілу деформацій по площі дослідних плит за результатами експериментальних досліджень (рис. 5.34).

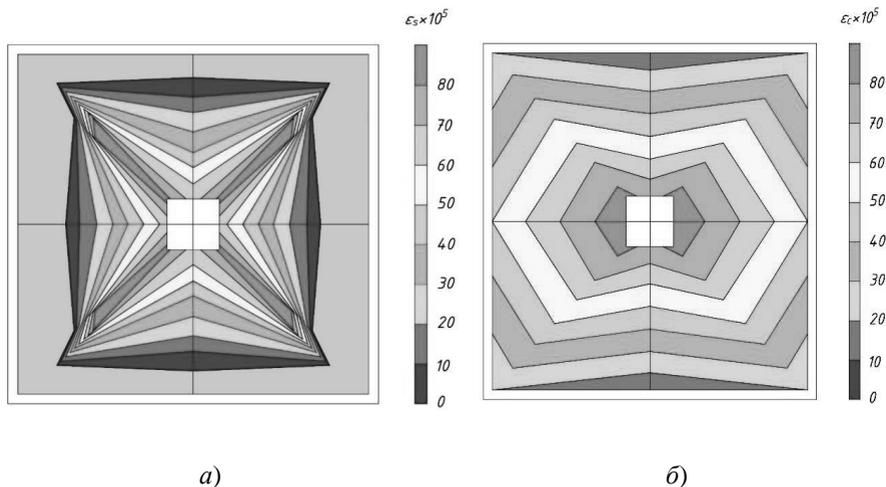


Рисунок 5.34 – Експериментальні ізополі деформацій: *a)* робочої розтягнутої арматури та *б)* стиснутого бетону надколонної плити ПН-2-1 при навантаженні 320 кН ($0,55F_{Rd}$)

На рисунку 5.34 проілюстровано, що надколонні плити ПН-2 при роботі у складі перекриття мають найбільші значення деформацій розтягнутої арматури в діагональних напрямках. В момент руйнування вздовж діагоналей плити утворюватимуться лінійні пластичні шарніри, котрі характеризуються досягненням межі текучості в розтягнутій арматурі.

Явище текучості, котре розпочалось в найбільш напружених місцях плити – навколо монтажного отвору – при збільшенні навантаження розповсюджуватиметься на всю арматуру вздовж її діагоналей, утворюючи лінії вздовж яких згинальний момент досягає граничного значення. При цьому плита членується на окремі диски, з'єднані між собою діагональними пластичними шарнірами, що відповідає прийнятій схемі зламу надколонної плити (3.3) при її розрахунку за кінематичним способом методу граничної рівноваги.

5.4.3.5 Зміна положення нейтральної лінії в процесі завантаження

Однією з поставлених задач при проведенні експерименту була задача дослідити зміну положення нейтральної лінії в процесі завантаження надколонної плити. Це стало можливим завдяки побудованим графікам на рисунку 5.35.

Як видно з рисунку 5.35, зі збільшенням навантаження стиснута зона бетону зменшувалась, а нейтральна лінія рухалась паралельно у напрямі найбільш стиснутої грані. Цей процес максимально інтенсивно відбувався до значення зовнішнього навантаження 160 кН ($0,3F_{Rd}$), при подальшому збільшенні навантаження він суттєво сповільнювався, а після досягнення значення 280 кН ($0,5F_{Rd}$) майже зупинявся.

На основі наведеного, можна дійти висновку, що значення висоти стиснутої зони, отримані з експерименту при навантаженнях $0,55F_{Rd}$, $0,6F_{Rd}$ та $0,7F_{Rd}$ (рис. 5.51) для плит ПН-1, ПН-2 та ПН-3 відповідно є досить близькими до значення висоти стиснутої зони в момент руйнування. При цьому слід відмітити, що згідно з розрахунком за кінематичним способом методу граничної рівноваги (3.3) розрахункова висота стиснутої зони бетону становить $x = 43$ мм.

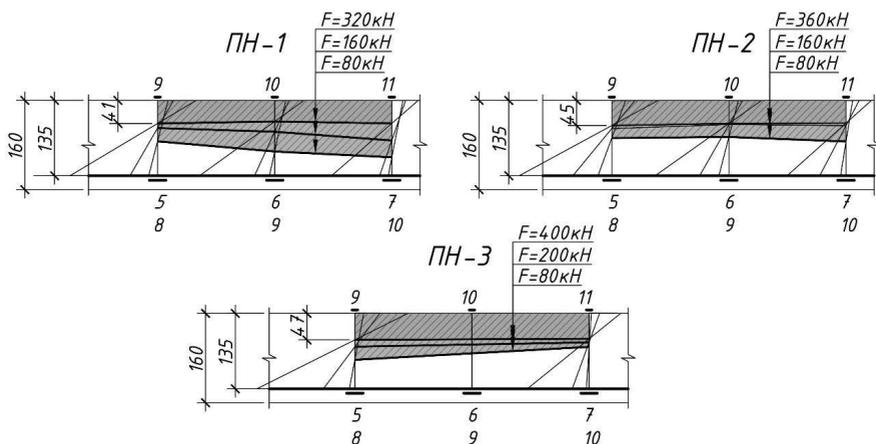


Рисунок 5.35– Зміна положення нейтральної лінії надколонних плит ПН-2 у діагональному напрямі в процесі завантаження

5.5 Експериментальне дослідження залізобетонних колон на косий стиск

При виготовленні експериментальних колон урахувалося, що міцність і напружено-деформований стан елемента в першу чергу залежать від таких факторів, як: кількість й розміщення робочої арматури в стиснутій та розтягнутій зонах, фізико-механічні властивості матеріалів, ексцентриситет прикладання навантаження.

До початку виготовлення дослідних зразків було проведено підбір складу бетонної суміші. В якості крупного та дрібного заповнювача використовувався гранвідсів. Застосований гранітний відсів фракцією 0/5. Було підбрано таке співвідношення компонентів цемент : гранвідсів : вода – 1:3:0,5.

При підборі ключовим показником була міцність бетону на стиск, що визначалася випробуваннями бетонних кубиків розміром 150×150×150 мм на стиск у пресі ПГ-125 (рис. 5.36).



Рисунок 5.36 – Визначення міцності дрібнозернистого бетону

5.5.1 Конструкція дослідних зразків колон

Було виготовлено 10 зразків залізобетонних колон прямокутного профілю з дрібнозернистого бетону. Усі експериментальні колони мали висоту 1 м та проектні розміри поперечного перерізу 125×125 мм. Ці розміри відповідають розмірам колон безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель (висота 3,2 м, переріз 400×400 мм) у масштабі 1:3. Конструкція експериментальних зразків наведена на рисунку 5.37. Характеристики бетону та

арматури, використаних для виготовлення експериментальних колон, вказані в таблиці 5.7.

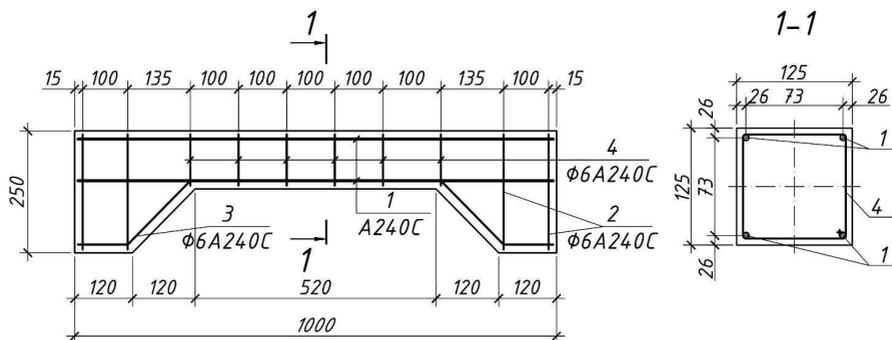


Рисунок 5.37 – Конструкція та схема армування дослідних зразків колон:

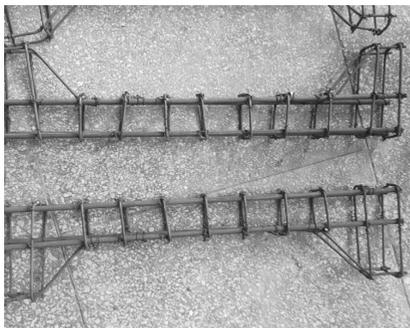
1 – поздовжня робоча арматура

Дослідні колони поділені на три серії залежно від діаметра поздовжньої робочої арматури (рис. 5.37, позиція 1). Для виготовлення каркасів в якості робочої поздовжньої арматури, використовувалася арматура класу A240C діаметрами 8 та 10 мм та конструктивна арматура класу A240C діаметром 6 мм.

Таблиця 5.7 – Характеристики експериментальних зразків колон (рис. 5.53)

Шифр зразка	Ексцентриситети (рис. 5.58)		Бетон	Арматура класу A240C					
				Робоча (поз.1)			Конструктивна		
	e_b , мм	e_h , мм		f_{cm} , МПа	\varnothing , мм	σ_y , МПа	E_s , МПа	\varnothing , мм	σ_y , МПа
К-1-1	15	30	15,7	8	285	210000	6	256	210000
К-1-2	10	20	15,7	8	285	210000	6	256	210000
К-1-3	30	15	15,7	8	285	210000	6	256	210000
К-2-1	10	30	15,7	10	278	210000	6	256	210000
К-2-2	30	40	15,7	10	278	210000	6	256	210000
К-2-3	0	20	15,7	10	278	210000	6	256	210000
К-2-4	0	50	15,7	10	278	210000	6	256	210000
К-3-1	15	30	15,7	12	328	210000	6	256	210000
К-3-2	10	20	15,7	12	328	210000	6	256	210000
К-3-3	10	30	15,7	12	328	210000	6	256	210000

Робоча та конструктивна арматура зразків з'єднувалася між собою за допомогою в'язального дроту у просторові в'язані каркаси (рис. 5.38, *а*).



а)



б)

Рисунок 5.38 – В'язані арматурні каркаси (*а*) з наклеєними тензорезисторами (*б*)

З метою визначення фізико-механічних характеристик арматури при виготовленні каркасів від кожного робочого арматурного стержня відрізалася зразки довжиною 600 мм, котрі потім випробовувались для отримання межі текучості арматурної сталі.

Після виготовлення каркасів на робочі поздовжні арматурні стержні в середній їх частині з діаметрально протилежних сторін наклеювалися електротензодатчики опору з базою 20 мм. Їх наклеювання виконувалося із застосуванням клею БФ-2 з виконанням всіх рекомендацій щодо виконання таких робіт. Тензодатчики наклеювалися після обробки поверхні: зачищення наждаком, промивки розчинником, ґрунтування тонким шаром клею.

Після припаювання датчиків до комутаційних проводів виконувалося їх покриття епоксидною смолою, чим була забезпечена надійна гідро- та електроізоляція (рис. 5.38, *б*).

Перед бетонування металеві форми змащувалися мастилом для металевих опалубок для полегшення розпалублення зразків.

Бетонування колон здійснювалося в лабораторних умовах. З одного замісу виготовлялось 10 колон, а також 3 призми розмірами 150×150×600 мм. Призми використовувались в подальшому для визначення фізико-механічних характеристик бетону.

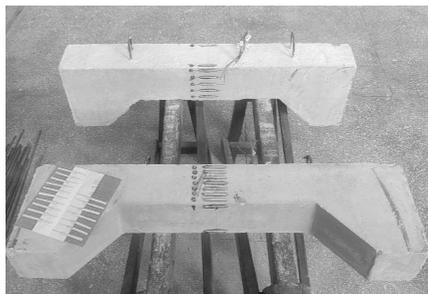
Дрібнозерниста бетонна суміш для колон виготовлялась в лабораторних умовах за допомогою бетонозмішувача. В якості в'язучої речовини застосовувався портландцемент марки М400 виготовлений на заводі в м. Івано-Франківськ. В якості дрібного та крупного заповнювача використаний гранвідсів фракції 0 – 5 мм. Після вкладання бетонної суміші в металеву опалубку (рис. 5.39, *а*), вона ущільнювалась глибинним вібратором.

Забетоновані зразки витримувалися 28 діб в металевій опалубці в умовах природного твердіння у вологому стані. Колони, що досягли віку 30 – 40 діб, готувалися до випробування.

Після просушування зразків колон на бетон у зоні можливого руйнування по всьому периметру перерізу колон наклеювались тензорезистори за базою 50 мм (рис. 5.39, *б*). Попередньо поверхня бетону була відшліфована, знежирена розчинником і прогрунтована клеєм БФ-2. Схема розташування тензодатчиків на бетоні та арматурі наведена на рис. 5.40.



а)



б)

Рисунок 5.39 – Загальний вигляд опалубки підчас ущільнення бетону вібратором (*а*) та дослідні зразки колон з наклеєними тензорезисторами (*б*).

Слід відмітити, що зовнішня поверхня колон за рахунок застосування дрібнозернистого бетону та його ретельного ущільнення була однорідною з мінімальною кількістю пор і каверн. Отже, використання такого бетону в конструкціях мінімізує витрати на їх опорядження.



a)



б)

Рисунок 5.41 – Випробування (а) зразків арматури та (б) бетонних призм

Призмova міцність бетону при випробуванні призм визначена за фактичними значеннями експериментальних величин в момент руйнування зразка. Результати випробувань наведені в таблиці 5.7.

5.5.3 Методика проведення експериментальних досліджень колон

Випробування експериментальних зразків колон на дію косо́го стиску здійснювалося на гідравлічному пресі ПГ-125. Перед проведенням випробувань колона установлювався на робочу плиту преса, центрувалася по геометричній осі, а у верхній частині колоні встановлювався шарнір, який передавав силу з двома ексцентриситетами відносно осей інерції перерізу колоні. Виконувалось тарування шкали преса подачею мастила в поршень робочої плити, до тих пір коли стрілка на шкалі преса не зайняла нульове положення.

Навантаження на зразок передавалося за допомогою верхньої рухомої плити преса. Забезпечення прикладання навантаження з прийнятими ексцентриситетами відображено на рисунку 5.42. Навантаження прикладалось ступенями не більше 10% від розрахункового руйнівного навантаження. На

початку завантаження величина ступенів навантаження складала 5% від руйнівного. Загальний час випробування однієї колони склав 1 – 1,5 години.

Як пристрій для реєстрації відліків за датчиками використовувався автоматичний вимірювач деформацій АИД-2. Поздовжні деформації бетону та арматури вимірювалися в середньому перерізі колони за допомогою електротензодатчиків опору. Схеми розміщення датчиків по контуру перерізу наведені на рисунку 5.40.

Під час випробування на кожному ступені завантаження виконувався ретельний огляд поверхні граней колон; фіксувались в журналі випробувань відліки за всіма тензодатчиками як на бетоні, так і на арматурі, величина навантаження; тріщини, що з'явилися, та ширина їх розкриття. Для вимірювання ширини розкриття тріщин застосовувався вимірювальний мікроскоп МПБ-2 з ціною поділки 0,05 мм.

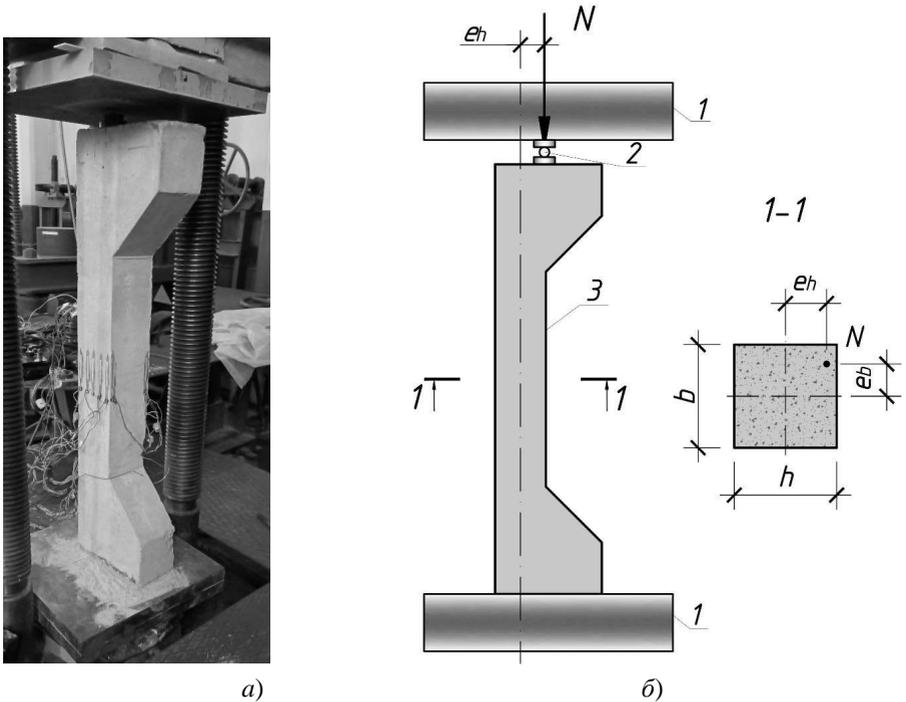


Рисунок 5.42 – Загальний вигляд дослідного зразка колони під час випробування (а) та схема його завантаження (б): 1 – плити преса; 2 – шарнір; 3 – дослідний зразок

Під час випробування колони доводились до руйнування, тобто вичерпання несучої здатності, яке характеризувалось залежно від величини ексцентриситетів руйнуванням бетону стиснутої зони при незначному розкритті тріщин в розтягнутій зоні або розвитком і розкриттям тріщин в розтягнутому бетоні з утворенням лещадки в зоні стиску при досягнутому максимальному навантаженні з наступним поступовим зниженням тиску по шкалі преса.

5.5.4 Результати експериментальних досліджень колон

Як відомо, при косому стиску залізобетонних елементів, залежно від зміни ексцентриситетів прикладання поздовжньої сили, стиснута зона бетону може набувати різних геометричних форм, які однозначно визначаються розміщенням нейтральної лінії у перерізі. При дослідженні косо стиснутих колон особлива увага приділялась з'ясуванню положення нейтральної лінії, оскільки воно є важливим критерієм напружено-деформованого стану таких елементів.

Положення нейтральної лінії в перерізі дослідних колон на кожному ступені завантаження визначалось за допомогою епюр відносних деформацій арматури і бетону, побудованих за даними показань тензодатчиків. За результатами випробувань відмічено, що в дослідних колонах переважно утворювалась трапецієподібна стиснута зона бетону (рис. 5.43). При цьому утворення трапеції реалізувалось з основами як на поздовжніх (рис.5.43, в), так і на поперечних гранях перерізу (рис. 5.43, б). Трикутна форма стиснутої зони в ході випробувань експериментальних зразків реалізована не була, а п'ятикутна (рис. 5.43, а) реалізувалась при найменших значеннях ексцентриситетів. При цьому за відсутності ексцентриситету в одному напрямку плоский позацентровий стиск не був реалізований, про що свідчить поворот нейтральної лінії від її горизонтального положення (рис.5.43, в). Що додатково підтверджує твердження про те, що реалізація плоского деформування в залізобетонних конструкціях неможлива.

На основі аналізу формоутворення стиснутої зони бетону в перерізі дослідних колон, встановлено, що косо деформування, яке може бути викликане випадковими факторами, тобто з ексцентриситетами, один з яких (випадковий) суттєво менший від іншого (розрахункового), як правило реалізується з утворенням трапецієподібної форми стиснутої зони або п'ятикутної при відносно малому значенні розрахункового ексцентриситету. Реалізація

трикутної форми стиснутої зони найбільш ймовірна в конструкціях, що зазнають дії поздовжньої сили з розрахунковими ексцентриситетами у двох площинах.

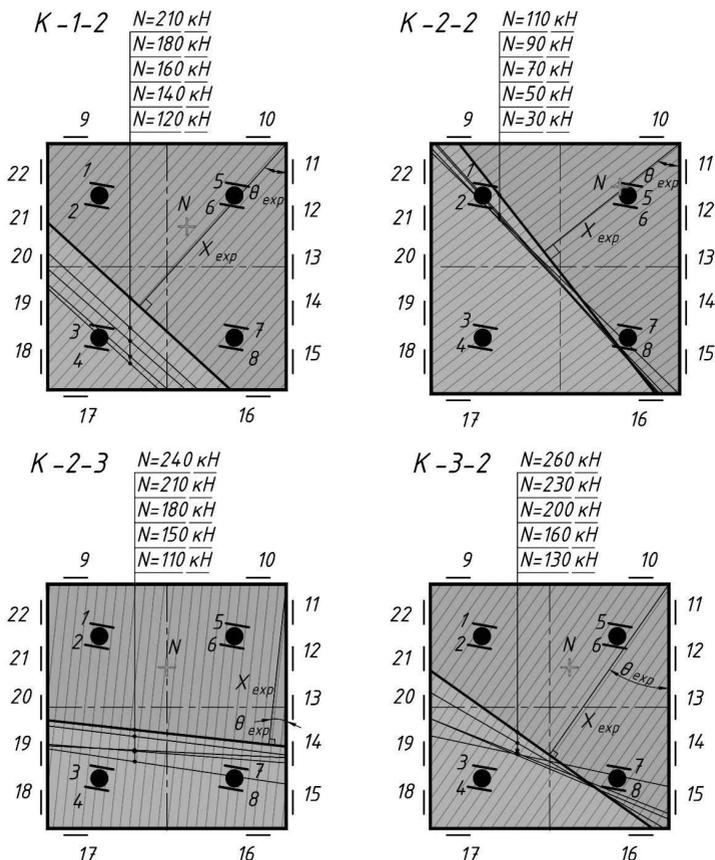


Рисунок 5.43 – Зміна позиції нейтральної лінії в процесі завантаження та форми стиснутої зони дослідних колон в момент руйнування

Були побудовані епюри деформацій та визначене розташування нейтральної лінії в перерізах дослідних колон на різних ступенях завантаження. Це дало можливість прослідкувати за зміною положення нейтральної лінії у процесі випробування.

З рисунка 5.43 видно, що в колонах під час всього завантаження відбувалось практично паралельне з невеликими відхиленнями переміщення нейтральної лінії в бік найбільш стиснутого ребра. Виключення відмічались при

переході однієї форми в іншу у вигляді стрибкоподібних поворотів нейтральної лінії. Напрямок повороту був неоднозначним в кожному конкретному випадку, а також змінювався при переході нейтральної лінії через ребро. Це ймовірно пояснюється врівноваженням внутрішніх та зовнішніх моментів сил у перерізі колони при зміні форми стиснутої зони.

При проведенні дослідних випробувань колон увага приділялась визначенню граничних фібрових деформацій дрібнозернистого бетону стиснутої зони. З самого початку завантаження максимальні деформації бетону $\varepsilon_{c(1)}$ спостерігались в найбільш стиснутому ребрі косо стиснутих колон (рис.5.44), а в момент руйнування вони досягали граничних значень ε_{cu} .

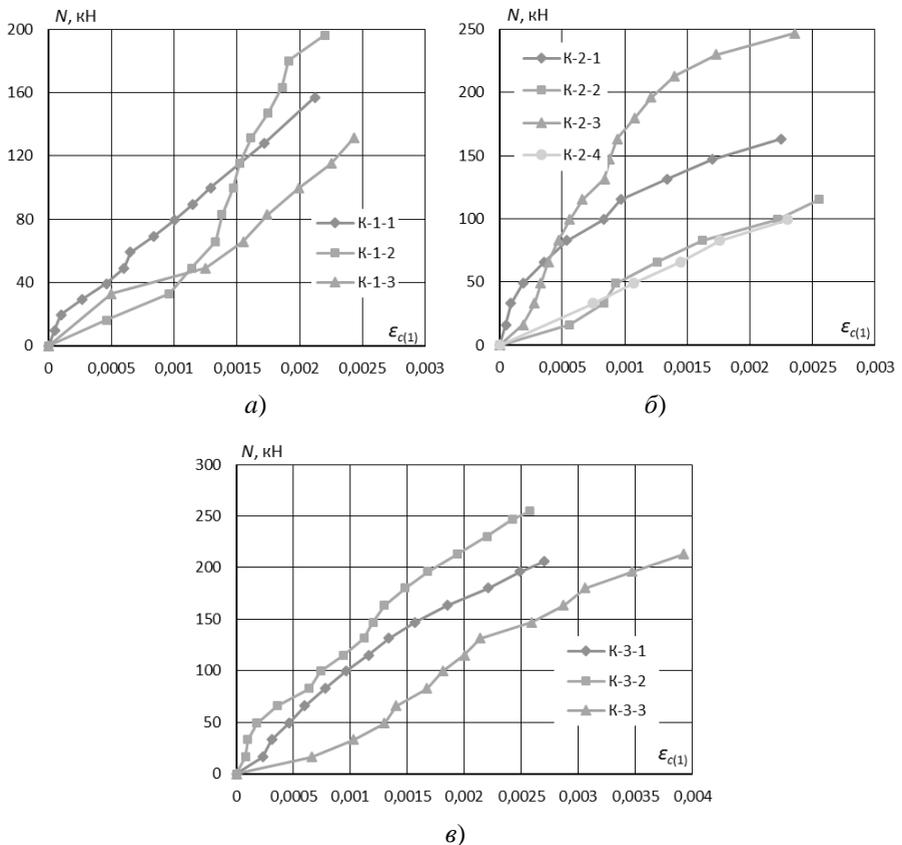


Рисунок 5.44 – Графіки N - $\varepsilon_{c(1)}$ експериментальних колон:
 а) – серії К-1; б) – серії К-2; в) – серії К-3

Аналіз наведених графіків (рис. 5.44) показує, що граничні деформації дрібнозернистого бетону у складі дослідних колон залежать від площі A_s робочої поздовжньої арматури. Так, в колонах серії К-1, що мають менший діаметр робочої арматури ($A_s = 201 \text{ мм}^2$), граничні деформації бетону досягають менших значень (рис. 5.44, а) порівняно з деформаціями бетону колон К-2 ($A_s = 314 \text{ мм}^2$) (рис. 5.44, б). Той самий висновок можна зробити порівнюючи деформації колон серії К-2 та серії К-3 ($A_s = 452 \text{ мм}^2$) (рис. 5.44, в).

За результатами аналізу граничних деформацій дрібнозернистого бетону відзначено, що при однаковому армуванні вони зростають при переході від п'ятикутної до трапецієподібної форми стиснутої зони і при подальшому наближенні до трикутної, а отже змінюються за закономірностями, котрі були відмічені для важкого бетону [362]. Значення граничних фібрових деформацій дрібнозернистого бетону дослідних колон варіювались в межах від 0,00212 до 0,00392. Таким чином, виявлено, що аналогічно до важкого бетону граничні деформації дрібнозернистого бетону на гранвідсіві не є сталою величиною, що залежить тільки від класу бетону. Отже, визначення їх розрахунком залежно від кількості робочої арматури, форми перерізу та інших факторів є обґрунтованим та доцільним.

Аналіз деформацій робочої поздовжньої арматури на всіх ступенях завантаження надав можливість з'ясувати характер роботи кожного арматурного стрижня та виявити його вплив на напружено-деформований стан та несучу здатність колон. На рисунку 5.45 представлені найбільш характерні графіки залежності деформацій ε_s арматурних стрижнів від дії зовнішньої поздовжньої сили N . Графіки відносних деформацій арматурних стрижнів побудовані за усередненими показаннями датчиків, наклеєних на кожному стержні. Розглядаючи зміну відносних деформацій арматурних стержнів з датчиками 1-2 та 7-8 (рис. 5.45, б), що знаходяться на межі стиснутої та розтягнутої зон перерізу колони К-2-2 (рис. 5.40), за графіками можна простежити за поворотом нейтральної лінії у процесі завантаження. Вказані арматурні стержні на перших ступенях навантаження зазнають розтягу, потім стиску, а на останніх ступенях знову сприймають розтягуючі зусилля. Аналогічні зміни деформацій арматури відмічені в колонах К-2-1, К-1-3, К-3-1, К-3-3 та К-3-2 за датчиками 7-8 (рис. 5.45, в). В деформаціях стержнів колон К1-2 та К-2-3 (рис. 5.45, а, в), а також інших колон, в яких від початку завантаження зміни форми стиснутої зони не відбувалось, подібного варіювання деформацій арматури не спостерігалось.

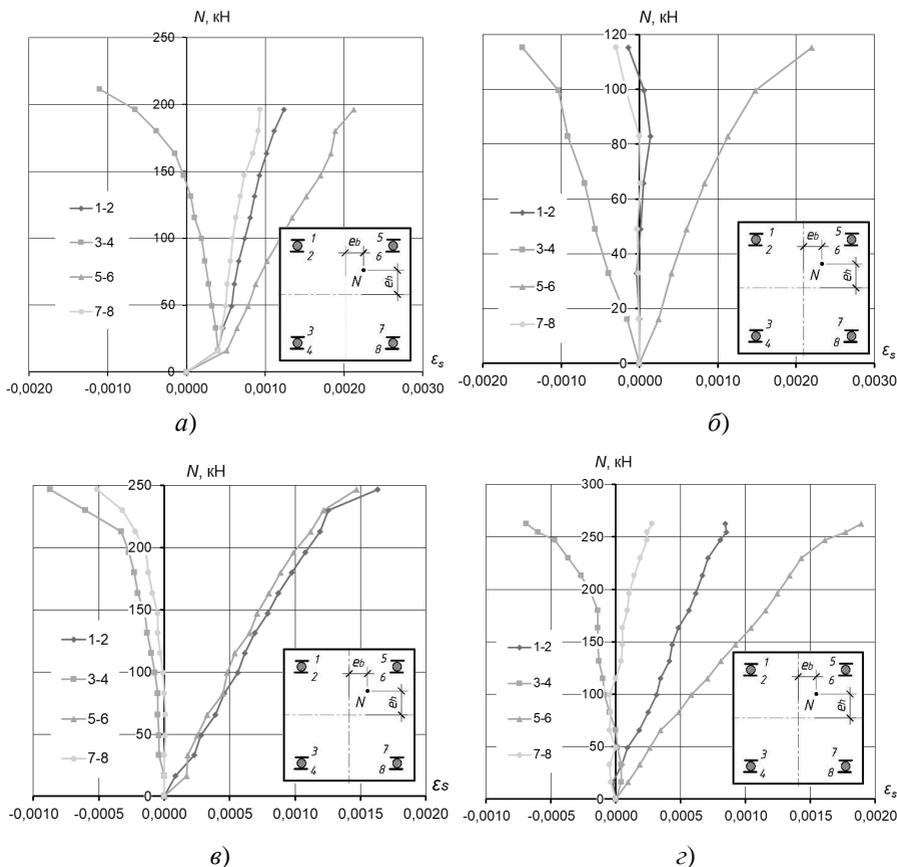


Рисунок 5.45 – Графіки залежності N - ϵ_s для дослідних колон за даними тензорезисторів (рис. 5.57): а) – К-1-2; б) – К-2-2; в) – К-2-3; г) – К-3-2

Деформації розтягнутих і стиснутих стрижнів найбільш віддалених від нейтральної лінії відбувались більш інтенсивно порівняно з іншими. При рівнях завантаження $0,85 - 0,90N_{Em}$ (де N_{Em} – значення руйнівної поздовжньої сили з експерименту) деформації в найбільш розтягнутих стержнях колон К-1-3, К-2-4 та К-2-2 (рис. 5.45, б) досягали значень, що відповідають межі текучості, в результаті чого характер їх руйнування був пластичним. В інших колонах деформації, що характеризують початок площадки текучості арматури, визначені тільки в найбільш стиснутих стержнях при рівнях навантаження

0,9 – 1,0 N_{Em} , при цьому деформації найбільш розтягнутих стержнів становили 65 – 80% від деформацій, що відповідають межі текучості. Як наслідок, характер руйнування цих колон був крихким.

Положення нейтральної лінії та характер роботи дрібнозернистого бетону в процесі завантаження дослідних колон визначались також за даними показань тензорезисторів (рис. 5.46), наклеєних на бетоні по периметру перерізу.

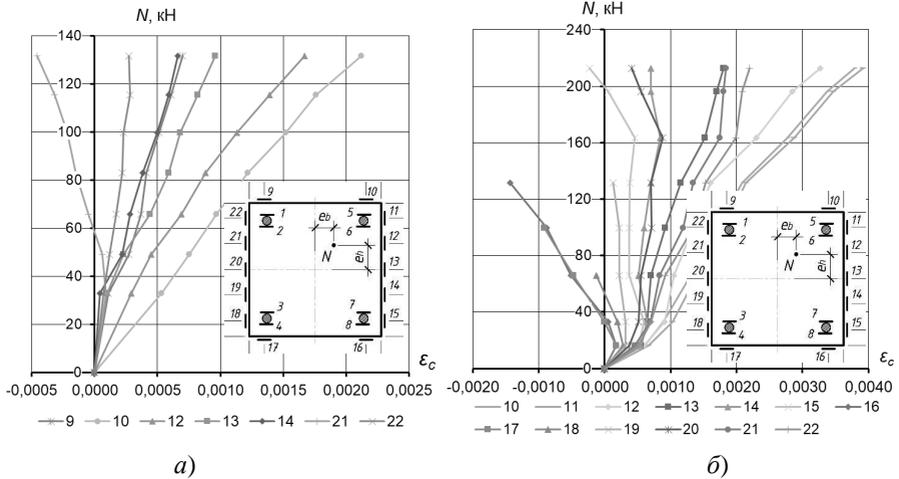


Рисунок 5.46 – Графіки залежності N - ϵ_c для дослідних колон за даними тензорезисторів: а) – К-1-3; б) – К-3-3

Зокрема, виявлено, що на перших етапах завантаження при значенні навантаження до 0,2 – 0,3 N_{Em} весь переріз колон був стиснутий. При збільшенні навантаження з'являлась зона розтягу, поява якої супроводжувалась виникненням волосяних тріщин в бетоні при навантаженні 0,25 – 0,35 N_{Em} .

Подальшу роботу дрібнозернистого бетону дослідних колон можна назвати близькою до лінійної до досягнення навантаження 0,8 – 0,9 N_{Em} , після якого в найбільш напружених фібрах перерізу спостерігається викривлення графіків залежності N - ϵ_c , що свідчить про інтенсивний розвиток пластичних деформацій.

Дані експериментальних випробувань колон із дрібнозернистого бетону на грантному відсві були порівняні з результатами розрахунку міцності колон на косий стиск за методикою, розробленою в розділі 5 для конструкцій з важкого бетону (табл. 5.8).

Таблиця 5.8 – Порівняння результатів теоретичного розрахунку міцності косо стиснутих колон з експериментальними даними

Шифр зразка	e_b , мм	e_n , мм	Кут нахилу нейтральної лінії θ°			Висота стиснутої зони x , мм			Руйнівна сила N , кН		
			Теор.	Експ.	Теор.	Теор.	Експ.	Теор.	Експ.	Теор.	
					Експ.						Експ.
К-1-1	15	30	33,63	32,01	1,05	108,65	97,45	1,11	142,90	157,00	0,91
К-1-2	10	20	34,34	42,24	0,81	119,50	109,86	1,09	172,60	211,40	0,82
К-1-3	30	15	53,17	52,56	1,01	105,74	99,44	1,06	131,10	144,20	0,91
К-2-1	10	30	26,06	26,09	1,00	110,88	100,35	1,10	171,00	180,00	0,95
К-2-2	30	40	39,53	52,00	0,76	99,70	87,02	1,15	115,30	115,30	1,00
К-2-3	0	20	0,00	6,00	-	104,01	80,60	1,29	209,30	248,40	0,84
К-2-4	0	50	0,00	6,00	-	70,51	62,02	1,14	108,20	99,57	1,09
К-3-1	15	30	33,45	24,00	1,39	115,50	100,87	1,15	195,40	206,01	0,95
К-3-2	10	20	34,47	35,00	0,98	126,53	108,82	1,16	235,20	262,42	0,90
К-3-3	10	30	26,05	25,35	1,03	113,29	103,40	1,10	205,60	230,04	0,89
Математичне очікування					1,0051			1,1347			0,9254
Дисперсія					0,0359			0,0039			0,0060
Стандарт					0,1895			0,0624			0,0775
Коефіцієнт варіації					0,1885			0,0550			0,0837

Як видно з аналізу даних порівнянь, методика розрахунку на косий стиск за розділом 5 дозволяє отримати досить точні значення міцності колон із дрібнозернистого бетону. Коефіцієнт варіації за значеннями руйнівної поздовжньої сили N складає 8,37%.

Слід також відмітити певне завищення теоретичних значень висоти x стиснутої зони, що обумовлено спрощеннями, прийнятими в розрахунку, а саме застосуванням прямокутного розподілу напружень в бетоні стиснутої зони. При цьому завищення значення висоти x складало в середньому 13,47%.

Найбільш варіативні значення розбіжностей спостерігалися для значень кута θ нахилу нейтральної лінії, коефіцієнт варіації для якого склав 18,85%, що пояснюється сукупністю випадкових факторів, котрі могли вплинути на цей чутливий параметр при випробуванні, оскільки значення кута θ суттєво різняться при найменших змінах деформацій бетону чи арматури. Тим не менше загальна тенденція зміни даного параметра залежно від зміни ексцентриситетів прикладання зовнішнього навантаження дослідних колон відповідає розрахунковій.

5.6 Висновки за розділом 5

В результаті проведення експериментальних випробувань дослідних елементів збірної каркасної конструктивної системи будівель з безкапітельно-безбалковим перекриттям встановлено наступне:

1. Схеми спирання та навантаження дослідних натурних середніх, міжколонних та надколонних плит перекриття під час випробування прийняті такими, котрі максимально наближені до дійсної схеми роботи плит у складі безкапітельно-безбалкового перекриття при експлуатації.

2. При випробуванні дослідних натурних середньої ПС-1, міжколонної ПМ-1 та надколонної ПН-1 плит до руйнування отримані наступні значення їх несучої здатності 211,82 кН, 156,90 кН та 266,70 кН відповідно. Розбіжність між даними випробувань та результатами теоретичного розрахунку несучої здатності плит складає близько 48%, 22% та 10% для середньої, міжколонної та надколонної плит відповідно.

3. За даними випробувань трьох надколонних плит ПН-2 до навантажень 320 кН, 360 кН та 400 кН визначено, що в середньому значення прогину $l/200$ досягається за навантаження $0,5F_{Rd}$, де $F_{Rd} = 580$ кН – розрахункове значення руйнівного навантаження, обчислене за кінематичним способом методу граничної рівноваги для надколонної плити без обриву арматури, обчислене за методикою розділу 3.

4. Від початку проведення експерименту в ході завантаження дослідних зразків ПН-2 максимальні деформації арматури спостерігались уздовж характерних ліній, що відповідали місцям утворення лінійних пластичних шарнірів, розташованих по діагональним лініям тріщиноутворення надколонних плит.

5. Експериментально підтверджено, що надколонна плита при сприйнятті навантаження поділяється на чотири диски за рахунок утворення діагональних пластичних лінійних шарнірів, що відповідає схемі зламу плити при розрахунку її несучої здатності кінематичним способом методу граничної рівноваги за методикою розділу 3.

5. У всіх дослідних зразків натурних надколонних плит перекриття ПН-2 висота стиснутої зони зменшувалась на всьому проміжку завантаження. При збільшенні навантаження понад 280 кН ($0,5F_{Rd}$) зменшення висоти стиснутої зони є незначним. Зіставлення розрахункової висоти стиснутої зони за кінематичним способом методу граничної рівноваги, обчисленої за розділом 3,

$x_{leor} = 43$ мм з експериментальними даними при навантаженнях $0,55F_{Rd}$ (ПН-1) $x_1 = 41$ мм; $0,6F_{Rd}$ (ПН-2) $x_2 = 45$ мм; та $0,7F_{Rd}$ (ПН-3) $x_3 = 47$ мм свідчить про їх переконливу збіжність.

7. При випробуванні на косий стиск моделей залізобетонних колон із дрібнозернистого бетону на гранвідсіві стиснута зона бетону набувала двох геометричних форм: трапецієподібної та п'ятикутної, котрі є найбільш характерними в стадії експлуатації колон збірної каркасної конструктивної системи будівель з безкапітельно-безбалковим перекриттям.

8. Нейтральна лінія в нормальному перерізі колон під час всього завантаження паралельно переміщувалась в бік найбільш стиснутого ребра при сталій формі стиснутої зони бетону. При зміні форми, тобто при переході нейтральної лінії через ребро перерізу, у процесі завантаження спостерігався поворот нейтральної лінії.

9. Граничні фіброві деформації дрібнозернистого бетону в складі косо стиснутих залізобетонних колон збільшуються зі збільшенням площі поздовжньої арматури колон, а також при переході від п'ятикутної до трапецієподібної форми стиснутої зони із наближенням до трикутної форми. Значення граничних фібрових деформацій дрібнозернистого бетону дослідних колон варіювались в межах від 2,12 до 3,92%. Таким чином, виявлено, що граничні деформації дрібнозернистого бетону на гранвідсіві не є сталою величиною, котра залежить тільки від класу бетону. Отже, визначення їх розрахунком за методикою розділу 5 залежно від кількості робочої арматури, форми перерізу та інших факторів є обґрунтованим та доцільним.

10. Проведений порівняльний аналіз результатів розрахунку параметрів напружено-деформованого стану дослідних косозігнутих колон в момент руйнування підтверджує можливість і доцільність застосування методики розрахунку несучої здатності при косому стисканні, розробленої в розділі 5, при визначенні несучої здатності колон із дрібнозернистого бетону.

11. Експериментально підтверджено можливість застосування відходів каменедробильних заводів, зокрема гранітного відсіву, вартість якого в середньому на 30% нижче вартості щебня, для виготовлення дрібнозернистого бетону залізобетонних колон збірної каркасної конструктивної системи будівель. При дослідженні міцності та деформативності дрібнозернистого бетону не виявлено особливостей, котрі б перешкождали його використанню в якості матеріалу для залізобетонних конструкцій.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Engineer's Outlook. (2011). *History of Reinforced Concrete and Structural Design*. Доступ через <https://engineersoutlook.wordpress.com/2011/10/11/structural-concrete-design/>
2. McKay, G. (2011). *Misfits' architecture*. Assorted Architecture Myths. Доступ через <https://misfitsarchitecture.com/2011/10/29/the-things-architects-believe-1/>
3. Гаузе, Ф.Г. (1927). *Железобетон в XX веке*. Издание автора.
4. Schifman, J. (2017). *The rock solid history of concrete*. Popular mechanics. Доступ через <https://www.popularmechanics.com/technology/infrastructure/a28502/rock-solid-history-of-concrete/>
5. Witcher, T.R. (2018). Reinforced Concrete Rises: The Ingalls. *Civil Engineering Magazine*, 88(11), 40-43. <https://doi.org/10.1061/ciegag.0001338>
6. Ali, M.M. (2001). Evolution of Concrete Skyscrapers: from Ingalls to Jin mao. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 1(1), 2-14. Доступ через <https://web.archive.org/web/20050310231036/http://www.civag.unimelb.edu.au/ejse/Archives/Fulltext/200101/01/20010101.htm>
7. Історія та архітектура Харкова. *Площа ім. Дзержинського, ДержПРОМ та харківський конструктивізм*. Доступ через <http://www.kharkov.ua/culture/2b.html>
8. Лейбфрейд, А.Ю., Звоницкий, Э.М. (1992). «Госпром» (фрагменты из книги). Дом Государственной промышленности в Харькове. Доступ через <http://balakliets.kharkov.ua/arkhitektturnye-pamiatniki/gosprom>
9. Вікіпедія. *Держпром*. Прочитовано 23 лютого 2023 <https://uk.wikipedia.org/wiki/Держпром>
10. Cowan, Henry J. (1982). Science and Building. Structural and environmental design in the nineteenth and twentieth centuries. John Wiley & Sons.
11. Лопатго, А.Э. (1969). *Артур Фердинандович Лолейт. К истории отечественного железобетона*. Издательство литературы по строительству.
12. Лолейт, А.Ф. (1912). О безбалочных перекрытиях. Доклад на XIV съезде русских техников и заводчиков по цементному, бетонному и железобетонному делу. Дневники съезда.
13. Gasparini, D.A. (2002). Contributions of C.A.P. Turner to Development of Reinforced Concrete Flat Slabs 1905–1909. *Journal of Structural Engineering*, 128(10). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:10\(1243\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:10(1243))
14. Turner, C.A.P. (1905). Discussion of “Reinforced Concrete Warehouse for North-West Knitting Co. Mineapolis, Minnesota”. *Engineering News*, 54(15), 383-384.

15. Billington, D.P. (1991). Robert Maillart and the Art of Reinforced Concrete. MIT Press.
16. Di Stasio, J. (1941). Flat plate rigid frame design of low cost housing project in Newark and Atlantic Citi. *N. J. Proc. American Concrete Institute*, 37, 309-324.
17. Blekey, F.A. (1965). Towards an Australian structural form – the flat plate. *Architecture in Australia*, 54, 115-127.
18. Elstner, R.C., & Hognestad, E. (1956). Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs. *Journal of the American Concrete Institute*, 53(7), 29-58.
19. Rosenthal, I. (1959). Experimental Investigation of Flat Plate Floors. *Journal of the American Concrete Institute*, 56(8), 153-166.
20. Corley, W.G., & Hawkins, N.M. (1968). Shearhead Reinforcement for Slabs. *Journal of the American Concrete Institute*, 65(10), 811-824.
21. Greaney, M. (2018, April 8). *Liverpool Heroes 1: John Alexander Brodie, City Engineer*. Historic Liverpool. Доступ через <https://historic-liverpool.co.uk/liverpool-heroes-1-john-alexander-brodie-city-engineer/>
22. Дыховичный, Ю.А. (1970). Конструирование и расчет зданий повышенной этажности. Стройиздат.
23. Михайлов, К.В., Волков, Ю.С. (2006). Сборный железобетон: история и перспективы. *Строительные материалы*, 1, 5-9.
24. Дыховичный, Ю.А., Максименко, В.А. (1985). Сборный железобетонный унифицированный каркас. Проектирование, исследование, изготовление, монтаж, перспективы развития. Стройиздат.
25. Штаерман, М.Я., Ивянский, А.М. (1953). *Безбалочные перекрытия*. Гос. изд. литер. по строит. и арх.
26. Мурашев, В.И., Сигалов, Э.Е., Байков, В.Н. (1962). *Железобетонные конструкции. Общий курс*. Гос. изд. литер. по строит., арх. и строй. матер.
27. Глуховский, А.Д. (1956). Железобетонные безбалочные бескапитальные перекрытия для многоэтажных зданий. Гос. изд. литер. по строит. и арх.
28. Дорфман, А.Э., Левонтин, Л.Н. (1975). Проектирование безбалочных бескапитальных перекрытий. Стройиздат.
29. Азизов, Т.Н. (2005). *Пространственная работа железобетонных перекрытий. Теория и методы расчета*. (Дис. д-ра техн. наук: спец. 05.23.01). Полтава: ПолтНТУ.
30. Азизов, Т.Н. (2002). Экономические конструкции покрытий и перекрытий. Умань.
31. Азизов, Т.Н. (2001). Теория пространственной работы перекрытий. Киев.

32. Артюх, В.Г., Санников, І.В. (2007). Досвід проектування та будівництва монолітних залізобетонних плит з циліндричними порожнинами в перекриттях цивільних будинків. *Будівництво України*, 4, 13-15.
33. Артюх, В.Г., Тонкачєєв, Г.М. (2005). Практика проектування і зведення велико-прольотних монолітних багатопустотних плит перекриття. *Сучасне промислове та цивільне будівництво*, Т1, 1, 5-12.
34. Артюх, В.Г., Санников, І.В. (2003). Монолитные железобетонные каркасы с включением нерегулярностей для гражданских зданий. *Конструкции гражданских зданий: сборник научных трудов*, С. 18-24.
35. Бамбура, А.М., Мельник, І.В., Білзєр, В.В., Сорохтей, В.М. (2018). Розрахунок несучої здатності фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з трубчастими вставками за деформаційним методом. *Наука та будівництво*, 1, 4-11.
36. Бамбура, А.М., Болотов, О.Ю., Карпенко, О.А. (2017). Особливості конструювання та роботи збірно-монолітних перекриттів каркасних будівель. *Строительство, материаловедение, машиностроение*, 100, 25-33.
37. Барашиков, А.Я., Сморкалов, Д.В. (2014). Розрахунок міцності одно- і двошарових залізобетонних плит, опертих по контуру. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 28, 126-136.
38. Барашиков, А.Я., Журавський, О.Д. (2005). Особливості розрахунку плит, підсилених шаром сталевібробетону. *Механіка та фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: збірник наукових праць*, 6, 416-425.
39. Барашиков, А.Я., Журавський, О.Д., Сморкалов Д.В. (2003). Експериментальні дослідження двошарових плит. *Будівельні конструкції*, 59, 109-114.
40. Бережная, Е.В., Стебловский, И.А. (2012). Серия натурных испытаний эффективного железобетонного перекрытия. *Строительство, реконструкция и восстановление зданий городского хозяйства: материалы III Международной научно-технической интернет-конференции*, 237-240.
41. Бережная, Е.В., Стебловский, И.А., Помазан, М.Д., Заика, В.Е. (2011). Натурные испытания эффективного железобетонного перекрытия. *Научовий вісник будівництва. ХДТУБА, ХОТВ АБУ*, 66, 145-151.
42. Vatulia, G.L., Smolyanyuk, N.V., Shevchenko, A.A., Orel, Y.F. & Kovalov, M.O. (2020) Evaluation of the load-bearing capacity of variously shaped steel-concrete slabs under short term loading. *Materials Science and Engineering*, 1002(1), 012007. Режим доступу: <https://doi.org/10.1088/1757-899X/1002/1/012007>
43. Vatulia, G., Rezunenکو, M., Petrenko, D., Balaka, Y., & Orel, Y. (2020). A statistical method for predicting the eccentric load capacity of rectangular concrete filled

steel tubular columns. MATEC Web of Conferences, 313, 00031. Режим доступу: <https://doi.org/10.1051/matecconf/202031300031>

44. Vatulia, G.L., Komagorova, S.D., Opanasenko, O.V. & Lobiak, O.V. (2020) Optimal Design of a Three-Hinged Arch with Given Topology Under Constant Load. Lecture Notes in Civil Engineering, 47, 501-509. Режим доступу: https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-030-27011-7_64

45. Гнідець, Б.Г., Гнідець, З.Б. (2019). Нові збірні залізобетонні конструкції каркасів багатоповерхових будинків і технології їх виготовлення та монтажу. *Вісник Національного університету Львівська політехніка. Теорія і практика будівництва*, 912, 29-34.

46. Гнідець, Б.Г. (2014). Збірно-монолітні залізобетонні конструкції. Проектування, дослідження і впровадження в будівництво. Львів.

47. Гнідець, Б.Г. (2007). Досвід застосування збірно-монолітних кесонних перекриттів громадських будинків. *Будівельні конструкції*, 67, 549-560.

48. Демчина, Б.Г., Литвиняк, О.Я., Безушко, А.Й., Онисько, Р.В. (2013). Експериментальні випробування на згин збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття із використанням безавтоклавного пінобетону. *Будівельні конструкції*, 78 (1), 184-189.

49. Демчина, Б.Г., Литвиняк, О.Я., Кунанець, Ю.М. (2012). Експериментальні дослідження коротких збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням пінобетону. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва*, 737, 78-84.

50. Демчина, Б.Г., Рутковська, І.З., Вознюк, Л.І. (2009). Особливості розрахунку багатошарових плит перекриття на ПК «ЛИРА». *Сучасне промислове та цивільне будівництво*, 5(4), 179-185.

51. Дорофеев, В.С., Шеховцов, И.В., Петраш, С.В. (2013). О некоторых аспектах работы каркасных систем с безбалочными перекрытиями. *Будівельні конструкції*, 78(1), 35-40.

52. Дорофеев, В.С., Бондаренко, Д.О. (2011). Результаты численных исследований фрагментов монолитных безбалочных бескапитальных перекрытий. *Будівельні конструкції*, 74(1), 563-570.

53. Євстаф'єв, В.І. (2004). Полегшені багатошарові перекриття для архітектурно-будівельних систем з широким кроком несучих конструкцій (Дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01). Київ.

54. Естафьев, В.И. (2003). Опыт внедрения большепролетных трехслойных монолитных перекрытий. *Будівельні конструкції*, 59, 241-247.

55. Yermolenko D., Nyzhnyk, O., Tehza, I., Yefimenko, O. (2022). Design of modified prefabricated beamless floors for multi-storey residential buildings. *Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1 (58), 40-46. <https://doi.org/10.26906/znp.2022.58.2858>
56. Стороженко, Л.І., Єрмоленко, Д.А., Нижник, О.В., Богоста, В.І., Тегза, І.І. (2014). Нові ефективні рішення безбалкових збірних перекриттів багатоповерхових будівель. *Галузеве машинобудування, будівництво*, 3(42)-1, 183-187.
57. Zhuravskiy, O., Tymoshchuk, V., Zhuravska, N., & Hajiyev, M. (2021). Influence of Strengthening Flat Slab by External Prestressed Reinforcement on Deformation Characteristics of the Slab. *Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations*, 449-456. https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2_42
58. Журавський, О., Тимошук, В. (2018). Розрахункова модель плоских залізобетонних плит, підсилених зовнішньою напруженою арматурою. *Архітектура і сільськогосподарське будівництво: Вісник Львівського національного аграрного університету*, 19, 41-45.
59. Журавський, О.Д., Мельник, І.В. (2013). Робота монолітних залізобетонних плит з постнапруженою арматурою. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва*, 755, 135-138.
60. Лапенко, О.І. (2021). Сталезалізобетонні плити в незнімній опалубці. *Архітектура, будівництво, дизайн в освітньому просторі: колективна монографія*, 236-263. Рига, Латвія: “Baltija Publishing”.
61. Lapenko, O., Baranetska, D., Makarov, V., & Baranetskyi, A. (2020). Designing of Structural Construction and Orthotropic Slabs from Steel Reinforced Concrete. *Materials Science Forum*, 1006, 173-178. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/msf.1006.173>
62. Мельник, І.В., Сорохтей, В.М., Приставський, Т.В., Грушка, Р.І., Барщик, П.С. (2015). Експериментальні дослідження деформативності фрагментів монолітного перекриття з трубчастими вставками і суцільного перекриття. *Вісник Нац. ун-ту «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва*, 823(56), 236-243.
63. Мельник, І.В., Сорохтей, В.М., Лундяк, В.С., Крет, В.О. (2011). Залізобетонне монолітне перекриття з порожниноутворюючими вставками і металевим профнастилом. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 22, 427-432.

64. Мельник, І.В., Сорохтей, В.М., Кузик, О.О. (2010). Монолітні плоскі залізобетонні перекриття з пінополістирольними вставками. *Вісник Академії будівництва України Львівського територіального відділення*, 5'10, 146-153.
65. Микитенко, С.М. (2015). Розрахунок несучої здатності залізобетонних міжколонних плит безкапітельно-безбалкових перекриттів методом граничної рівноваги. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*, 151(2), 82-89. <https://doi.org/10.18664/1994-7852.151.2015.68829>
66. Микитенко, С.М. (2014). Раціональне проектування безкапітельно-безбалкових залізобетонних каркасів будівель. *Мосты и тоннели: теория, исследования, практика*, 6, 103-108.
67. Микитенко, С.М. (2013). Аналіз основних розрахункових положень збірно-монолітного безбалкового безкапітельного каркаса. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*, 4(39), 1, 171-178.
68. Нижник, О.В., Мурза, С.О., Дрижирук, Ю.В. (2014). Дослідження сталезалізобетонних та залізобетонних плит безбалкового перекриття. *Строительство, материаловедение, машиностроение*, 77, 117-123.
69. Нижник, О.В. (2014). Будівництво сталезалізобетонного каркаса багатоповерхових будівель із безбалковим перекриттям. *Збірник наукових праць. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво*, 3(1), 127-131.
70. Нижник, О.В. (2012). *Безбалкові та часторебристі сталезалізобетонні перекриття* (Дис. ... д-ра техн. наук спец. 05.23.01). Полтава.
71. Буцька, О.Л., Нікіфорова, Т.Д., Буцький, Р.В. (2024). Моделювання полегшеного плоского перекриття з пустотами із пластиковими кулями. *Український журнал будівництва та архітектури*, 2(020), 7-12. Режим доступу: <https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.260324.7.1036>
72. Savytskyi, M., Nikiforova, T., Nosenko, O., Kotov, M., & Papirnyk, R. (2021). Construction technology for affordable housing with the use of space-braced concrete-filled steel tubular framing E3S. *Web of Conferences*, 280, 03003. Режим доступу: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202128003003>
73. Савицький, М., Нікіфорова, Т., Фролов, М. (2021). Напружено-деформований стан сталезалізобетонних конструкцій перекриття на етапі зведення споруд. *Український журнал будівництва та архітектури*, (3), 101-106. Режим доступу: <https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.010721.101.772>
74. Onyshchenko, V., Pavlikov, A., & Mykytenko, S. (2016). Implementation of flat slab column reinforced concrete frames in low cost housing construction. *Inżynieria Bezpieczeństwa Obiektów Antropogenicznych*, (3), 29-33.

75. Pavlikov, A., Mykytenko, S., & Hasenko, A. (2018). Effective Structural System for the Affordable Housing Construction. *International Journal of Engineering and Technology (UAE)*, 7, 291-298. <https://doi.org/10.14419/ijet.v7i3.2.14422>
76. Павліков, А.М., Жарий, С.С. (2009). Конструювання та розрахунок плит збірно-монолітних конструктивних систем житлових будівель. *Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Юрія Кондратюка]. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво*, 2, 8-13.
77. Павліков, А.М., Пашинський, В.А., Микитенко, С.М., Губій, М.М., Бабич, Є.М., Петтер, Б.М. (2009). Особливості конструктивної системи збірно-монолітних каркасних багатопверхових будівель під соціальне житло. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць*, 18, 390-395.
78. Савицький, М.В., Буцька, О. Л., Пірадов, К.О., Ковтун-Горбачова, Т.А. (2015). Міцність вузла сполучення збірних плит і монолітних ригелів плоского збірно-монолітного перекриття. *Сборник научных трудов строительства, материаловедение, машиностроение*, 81, 185-190.
79. Савицький, М.В., Сопільняк, А.М., К.В. Погребняк, К.В. (2014). Визначення раціонального монолітного залізобетонного перекриття за допомогою ПК Мономах 4.5. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури : зб. наук. пр.*, 1 (190), 4-7. <https://orcid.org/0000-0003-3325-4675>
80. Савицький, Н.В., Зезюков, Д.М., Панченко, Н. (2013). Рациональные конструкции железобетонных перекрытий жилых зданий. *Theoretical foundations of civil engineering: Polish-Ukrainian Transactions*, 21, 389-394.
81. Smorkalov, D., Zhuravskiy, O., & Delyavskyy, M. (2019). Experimental and theoretical studies of single and double-layer slabs supported on four sides. *AIP Conference Proceedings*, 2077 (1): 020052. <https://doi.org/10.1063/1.5091913>
82. Сморкалов, Д.В. (2017). Дослідження прогинів плит, опертих по контуру. *Будівельні конструкції: теорія і практика*, 1, 136-143.
83. Стебловський, І.А. (2015). Конструктивно-монотропне залізобетонне перекриття з раціональними параметрами: автореф. дис. канд. тех. ... наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди». Харків.
84. Стороженко, Л.І., Нижник, О.В. (2011). Нові конструкції збірних сталезалізобетонних безбалкових перекриттів. *Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація: зб. наук. статей*, 9, 207-217.
85. Стороженко, Л.І., Нижник, О.В. (2011). Дослідження та проектування сталезалізобетонних безбалкових і часторебристих перекриттів. Полтава.

86. Стороженко, Л.І., Нижник, О.В. (2010). Збірні сталезалізобетонні безбалкові перекриття. *Сб. «Строительство, материаловедение, машиностроение»*, 51, 509-514.
87. Шагин, А.Л., Шмуклер, И.В. (1994). Исследование и регулирование напряженно-деформированного состояния в составных дисках перекрытий. *Совершенствование строительных материалов, технологий и методов расчета конструкций в новых экономических условиях: междунар. науч.-практ. конф. Сумы*, 107-108.
88. Шагин, А.Л., Шмуклер, И.В. (1993). Оптимальное проектирование железобетонных перекрытий из плит балочного типа со сложными условиями опирания. *Повышение эффективности строительства: 48-я науч.-техн. конф. ХИСИ*, 44.
89. Shekhovtsov, I., Bondarenko, A., Shekhovtsov, V., Petrash, S. (2019). Experience of full-scale experimental investigation of flat girderless slab with local reinforcing. *Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete - Innovations in Materials, Design and Structures*, 1289-1294.
90. Shekhovtsov, I., Shekhovtsov, V., Bondarenko, A., Petrash, S., Malakhov, V. (2019). Full-scale testing of reinforced concrete roof slab of 12-stories apartment house. *Proceedings of the 1st fib Italy YMG Symposium on Concrete and Concrete Structures, FIBPRO 2019*, 184-190.
91. Шеховцов, И.В., Петраш, С.В., Бондаренко, А.В., Шеховцов, В.И. (2015). Безбалочное перекрытие с локальным усилением. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*, 60, 330-337.
92. Шмуклер, В.С. (1997). Пространственные железобетонные системы многокритериального соответствия (Дис. ... д-ра тех. наук спец. 05.23.01). Харьков.
93. Шмуклер, В.С. (2002). Специальные конструктивные системы для возведения жилых домов. *Коммунальное хозяйство городов*, 42, 34-58.
94. Шмуклер, В.С., Климов, Ю.А., Бурак, Н.П. (2008). *Каркасные системы облегченного типа*. Харьков, Золотые страницы.
95. Югов, А.М., Таран, В.В. (2009). Ефективність застосування полегшених монолітних плит перекриттів при реконструкції будівель. *Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 18, 540-548.
96. Югов, А.М., Таран, В.В., Тонкачев, Г.Н., Сопельник, В.И. (2009). Опыт надстройки при реконструкции здания за счет уменьшения веса монолитной плиты перекрытия. *Научовий вісник будівництва*, 52, 59-64.
97. Dmytrenko, Y., Usenko, M., & Yakovenko, I. (2024). Collisions of Strength Determination Modeling for Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Constructions

with Small Eccentricities by Normal Sections in Lira-FEM Software. In: Blikharsky, Z., Zhelykh, V. (eds) Proceedings of EcoComfort 2024. EcoComfort 2024. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 604. Springer, Cham. Режим доступу: https://doi.org/10.1007/978-3-031-67576-8_5

98. Dmytrenko, Ye., Genzerskiy, Yu., Yakovenko, I., & Bakulin, Ye. (2023). Strength analysis of normal cross-sections of reinforced concrete structures in uniaxial bending by Wood-Armer method in LIRA SAPR software. AIP Conf. Proc. 15 February 2023, 2678 (1): 020006. Режим доступу: <https://doi.org/10.1063/5.0118680>

99. Yakovenko, I.A., Dmytrenko, Ye.A. & Bakulina, V.M. (2022) Construction of Analytical Coupling Model in Reinforced Concrete Structures in the Presence of Discrete Cracks. In: Bieliatynskiy, A., Breskich, V. (eds) Safety in Aviation and Space Technologies: Lecture Notes in Mechanical Engineering, 107-120. Режим доступу: https://doi.org/10.1007/978-3-030-85057-9_10

100. Sterken, C.A.J. (1999). Beton-innovaties maken hoogbouw tot interessante uitdaging. *Millenniumtoren. Rotterdam. Cement*, 8, 34-39.

101. Mota, M. (2010). Voided Slabs. *Then and now. Concrete international*, 32(10), 41-45.

102. Albrecht, C. (2012). Experimental and theoretical analyses of the load-bearing behaviour of slim biaxial hollow core slabs with flattened void formers. *Proceedings of The 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, Karlsruhe, 85-90.

103. Кріпак, В.Д., Антонов, Р.Е. (2017). Монолітні плоскі перекриття з порожнистими вкладашами. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. 8, 135-145. Доступ через: http://nbuv.gov.ua/UJRN/stmrb_2017_8_20

104. Kahn, S., & Williams, M. (1995). *Post-tensioned concrete floors*. Butter worth-Heinemann Ltd.

105. Шмуклер, В.С., Бабаєв, В.М., Бугаєвський, С.О., Бережна, К.В., Карякін, І.А., Кондращенко, В.І., Сеірські, І.М. (2014). *Каркасна будівля “монофант”* (Патент України 89464). Держ. служба інтелект. власності України. Доступ через <https://uapatents.com/13-89464-karkasna-budivlya-monofant.html>

106. Серия 1.020-1 (1982). Конструкции каркаса межвидового применения для многоэтажных общественных и производственных зданий. НИИЖБ Госстроя СССР, 1-10.

107. ИИ-04 (1966). Сборные элементы зданий каркасной конструкции. ЦИТП, 1-19.

108. Романенко, І.І., Міз'як, М.І., Гордієнко, С.М. (2005). Варіантна житлова система на базі модифікацій міжвидового каркаса серії 1.020-1/87. *Коммунальное хозяйство городов*, 66, 184-196.

109. Pessiki, S., Prior, R., Sause, R., & Slaughter, S. (1995). Review of Existing Precast Concrete Gravity Load Floor Framing Systems. *PCI Journal*, 40(2), 52-68. <https://doi.org/10.15554/pcij.03011995.52.68>
110. Rise, G.A. (1984). Swedish Precast Concrete System for Multi-story Utility Buildings. AB Strangbetong.
111. Ontario Precast Concrete Manufacturers Association and PCA (1967). Duotek, Portland Cement Association.
112. PD2 FRAME (1970). *Company literature*. Bison Concrete Limited.
113. Бетон від Ковальської. Доступ через <https://beton.kovalska.com>
114. Обербетон Україна. Доступ через <https://oberbeton.ua/uk/>
115. 3 бетони. Доступ через <http://3betony.com.ua>
116. Павліков, А.М., Балясний, Д.К., Гарькава, О.В., Довженко, О.О., Микитенко, С.М., Пінчук, Н.М., Федоров, Д.Ф. (2017). *Сучасні конструктивні системи будівель із залізобетону*. Полтава, ПолтНТУ.
117. Мустафин, И.И. (2004). *Reinforced monolithic reinforced concrete frame of multi-storey building "KAZAN-XXIV"* (Google patents RU2004139241/22U) Доступ через: <https://patents.google.com/patent/RU45415U1/en>
118. Шембаков, В.А. (2005). Сборно-монолитное каркасное домостроение. Руководство к принятию решения. Чебоксары.
119. Hormipret. Prefabricados para la Construccion. Доступ через: <https://www.hormipret.cl/index.php?dir=obra&id=13>
120. Perry, E.D. (1968). The Dyna-Frame System of Structural Building Elements. *PCI Journal*, 13(5), 57-65. <https://doi.org/10.15554/pcij.10011968.57.65>
121. Yoshizaki, S., Sugano, S., Yoshioka, K., Mikame, A., Yagishita, K., & Iso, K. (1990). Existing Precast Frame Systems in Japan. *First Meeting of the U.S.-Japan Joint Technical Coordinating Committee on Precast Seismic Structural Systems (JTCC-PRESSS)*. San Diego.
122. MID-STATE FILIGREE SYSTEMS. Доступ через: <https://www.filigreeinc.com>
123. Contiframe (1992). *The Natural Progression – Company literature*. Contiframe Structures Limited, Atherstone, Warwickshire, Great Britain.
124. Шмуклер, В.С. (1994). *Каркасно-панельний будинок «рампа»* (Патент України 4638). Доступ через: <https://uapatents.com/12-4638-karkasno-panelnijj-budinok-rampa.html>
125. Шмуклер, В.С., Бугаевский, С.А., Никулин, В.Б. (2015). Система «Монофант» для возведения монолитных железобетонных каркасов. *Вестник ХНАДУ*, 71, 70-84.

126. Шмуклер, В.С., Шмуклер, І.В. (1996). *Каркасно-панельний будинок «ікар»* (Патент України 10955). Доступ через : <https://uapatents.com/6-10955-karkasnijj-budinok-ikar.html>
127. Requena A. Structurapid: un ejemplo de prefabricacion en hormigon en Italia. Доступ через: <https://revistasdex.uchile.cl/article>
128. Contreras, L., Rojas, I., Zenteno, M.A. (2014). Structurapid. Sistema Constructivo. *Taller Integrado de Tecnologías y Procesos*. Доступ через: <https://baixardoc.com/documents/structurapid-2-5c58a0d5b0158>
129. Универсальная домостроительная система Доступ через: <http://i-uds.ru/index.php/extensions/proekty-zdaniy/varianty-kvartirografii-tipovykh-etazhej>
130. Composite Dycore Office Structures (1992). *Company literature*. Finrock Industries Inc., Orlando, FL.
131. Quickfloor Integrated Building Systems (1990). *Company literature*. Quickfloor America, Inc., Portolla, CA.
132. Spanlight Precast Frame System (1991). *Company literature*. Dow Mac Projects, Precast Concrete Division of Costain Building Products Ltd., London.
133. Low, S.-G., Tadros, M.K., & Nijhawan, J.C. (1991). Minimization of Floor Thickness in Precast Prestressed Concrete Multistory Buildings. *PCI Journal*, 36(4), 74-92. <https://doi.org/10.15554/pcij.07011991.74.93>
134. Petrovic, B., & Dimitrijevic, R. (1978). Prefabricated Prestressed Concrete Skeleton System IMS. *Housing Science*, 2(4), 369-375.
135. Peikko. Deltabeam Composite beam. Доступ через : <https://www.peikko.com/products/product/deltabeam-product-information/>
136. Мордич, А.И., Вигдорчик, Р.И., Белевич, В.Н., Залесов, А.С. (1991). Новая универсальная каркасная система многоэтажных зданий. *Бетон и железобетон*, 1, 2-4.
137. Мордич, А.И., Вигдорчик, Р.И., Белевич, В.Н., Иващенко, Ю.А. (1999). Унифицированная открытая каркасная система зданий с плоскими перекрытиями. Серия Б1.020.1-7. *Архитектура и строительство*, 6, 24-26.
138. Таран, В.В., Тахтаї, Д.А., Недорезов, А.В. (2009). Особенности конструктивных решений возведения многоэтажных зданий по системе «АРКОС». *Вісник Донбаської національної академії будівництва та архітектури*, 6(80), 89-94.
139. Бамбура, А.М., Белоконь, А.М., Борецька, Н.С., Жарко, Л.О., Петрик, Ю.М., Тарасюк, В.Г., ... Тащилова, А.О. (2017). Натурні випробування інноваційного рішення збірно-монолітного перекриття з пустотними попередньо напруженими плитами та прихованими ригелями. *Наука та будівництво*, 12(2), 19-25.

140. Савицкий, Н.В., Буцкая, Е.Л. (2010). Плоское железобетонное сборно-монолитное перекрытие. *Вісник нац. ун-ту «Львівська політехніка»: зб. наук. праць*, 662, 258-263.

141. Савицкий, Н.В., Буцкая, Е.Л. (2010). Обоснование выбора плоского сборно-монолитного перекрытия ПГАСА. *Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов*, 56, 396-402.

142. Савицький М.В., Магала В.С., Рабіч О.В. та ін. (2007). *Спосіб улаштування збірно-монолітного залізобетонного перекрыття*. (Патент України 23418). Доступ через : <https://uapatents.com/1-23418-sposib-ulashtuvannya-zbirno-monolitnogo-zalizo-betonogo-perekrittya.html>

143. Магала, В.С., Савицький, М.В., Зезюков, Д.М., Рабіч, О.В. (2011). *Спосіб улаштування збірно-монолітного перекрыття* (Патент України 63024). Доступ через : <https://uapatents.com/2-63024-sposib-ulashtuvannya-zbirno-monolitnogo-perekrittya.html>

144. Савицкий, Н.В., Буцкая, Е.Л., Чернец В.А. (2011). Результаты натурных испытаний фрагмента сборно-монолитного перекрытия. *Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов*, 61, 382-387.

145. Butska, O., Nikiforova, T., Makhinko, M., & Shekhorkina, S. (2019). Investigating the strength and deformability of the node that connects precast slabs and monolithic joists in a flat precast-monolithic flooring slab. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 4(1 (100)), 14–25. <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2019.174476>

146. Буцкая, Е.Л., Савицкий, Н.В. (2013). Расчет плоского железобетонного сборно-монолитного перекрытия с круглопустотными плитами и монолитными ригелями с помощью ПК SCAD. *Вісник ПДАБА: зб. наук. праць*, 1-2, 9-13.

147. Рекомендации по проектированию конструкций плоского сборно-монолитного перекрытия «Сочи» (1975). Стройиздат.

148. Семченков, А.С. (2008). Обоснование регионально-адаптируемой индустриальной универсальной строительной системы «РАДИУСС». *Бетон и железобетон*, 4, 2-6.

149. SUPRA. Універсальне збірно-монолітне перекрыття. Доступ через: <https://www.supra.in.ua>

150. TERIVA. Доступ через: <https://teriva.ua/catalog/teriva>

151. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Федоров, Д.Ф., Фаренюк, Г.Г., Петтер, Б.М., Бовкун, Ж.М. (2014). *Індустріальний безкапітельно-безбалковий каркас будівлі доступного житла* (Патент України 93195). Держ. служба інтелект.

власності України. Доступ через: <https://uapatents.com/4-93195-industrialnijj-bezkapitelno-bezbalkovijj-karkas-budivli-dostupnogo-zhitla.html>

152. Павліков, А.М., Федоров, Д.Ф., Качан, Т.Ю. (2014). *Спосіб з'єднання панелей діафрагм жорсткості в будинках безкапітельно-безбалкової конструктивної системи* (Патент України 91267). Доступ через: <https://uapatents.com/4-91267-sposib-zehdnannya-zalizobetonnikh-panelej-diafragm-zhorstkosti-v-budivlyakh-bezkapitelno-bezbalkovo-konstruktivno-sistemi.html>

153. Павліков, А.М., Качан, Т.Ю., Балясний, Д.К., Федоров, Д.Ф. (2015). *Спосіб з'єднання залізобетонних плит перекриття в будівлях безкапітельно-безбалкової конструктивної системи* (Патент України 9828). Режим доступу: <https://uapatents.com/4-98285-sposib-zehdnannya-zalizobetonnikh-plit-perekrittya-v-budivlyakh-bezkapitelno-bezbalkovo-konstruktivno-sistemi.html>

154. Павліков, А.М., Федоров, Д.Ф., Качан, Т.Ю. (2015). *Спосіб з'єднання надколонної плити перекриття з колоною в будівлях безкапітельно-безбалкової конструктивної системи* (Патент України 102290). Доступ через : <https://uapatents.com/4-102290-sposib-zehdnannya-nadkolonno-pliti-perekrittya-z-kolonoyu-v-budivlyakh-bezkapitelno-bezbalkovo-konstruktivno-sistemi.html>

155. Довженко, О.О., Погрібний, В.В., Чурса, Ю.В., Бігдан, А.О. (2014). *Вузол з'єднання надколонної плити з колоною у збірно-монолітних безкапітельно-безбалкових перекриттях* (Патент України 95177). Доступ через: <https://uapatents.com/4-95177-vuzol-zehdnannya-nadkolonno-pliti-z-kolonoyu-u-zbirno-monolitnikh-bezkapitelno-bezbalkovikh-perekrittyakh.html>

156. Унифицированная система сборно-монолитного безригельного каркаса. Основные положения по расчету, монтажу и компоновке зданий: рабочий проект : в 9-ти выпусках (1990). Фирма «КУБ» СП «ИНЭКС», Научно-проектно-строительное объединение монолитного домостроения, НСПО «МОНОЛИТ».

157. Система КУБ 2,5. Доступ через: <http://www.kubspb.ru/technology>

158. Чигринская, Л.С., Киселёв, Д.В., Щербин, С.А. (2012). Изучение работы конструктивной ячейки безбалочного перекрытия системы КУБ-1. *Вестник ТГАСУ*, 4, 128-143.

159. Система КБК. Доступ через: <http://karkas-pro.ru/profil-kbk.html>

160. КУБ 3V. Доступ через: <http://karkas-pro.ru/stati/item/68-kub-3v.html>

161. Банах, А.В. (2013). Вплив сейсмічних дій на залізобетонні каркаси споруд підвищеного рівня відповідальності. *Будівельні конструкції*, 78 (1), 300-306.

162. Банах, А.В. (2013). Анализ напряжённо-деформированного состояния конструкций недостроенного сооружения класса ответственности СС2. *Містобудування та територіальне планування*, (48), 29-36.

163. Павліков, А.М., Бабич, Є.М., Петтер, Б.М. (2013). Безкапітельно-безбалкова конструктивна система будівлі: особливості та досвід використання під доступне житло. *Будівельні конструкції: міжвідомчий науковий збірник наукових праць (будівництво)*, 78(1), 28-34.
164. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Безрукавий, Д.В. (2013). Впровадження безригельно-безкапітельної каркасної конструктивної системи в проектування будівель під доступне житло. *Збірник наукових праць (ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 27, 352-359.
165. Павліков, А.М., Зоценко, М.Л., Нестеренко, Т.М., Петраш, О.В. (2013). Конструктивні елементи житлової будівлі за програмою «Доступне житло». *Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия : Создание высокотехнологических экомплексов в Украине на основе концепции сбалансированного (устойчивого) развития*, 68, 259-265.
166. Пушкарьова, К.К., Бамбура, А.М., Дворкін, Л.Й., Градобоев, О.В., Зоценко, М.Л., Кагановський, О.С., Павліков, А.М., ..., Шабанова, Г.М. (2015). *Сучасні будівельні матеріали і конструктивні системи для зведення доступного житла та об'єктів інфраструктури*. К.: Вік-принт.
167. Pavlikov, A., Pinchuk, N., & Garkava, O. (2016). Industrial Uncapital Ungirder Frame Structure for Residential Buildings. *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 2 (47), 96-103.
168. Павліков, А.М., Пінчук, Н.М., Гарькава, О.В. (2018). Безконсольно-безкапітельно-безбалкові каркаси в будівництві котеджів. *Збірник наукових праць (ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 36, 279-287.
169. ЗБВ для системи безригельного каркасу. Доступ через: <https://beton.pl.ua/продукция-и-услуги/жби-для-системы-безригельного-каркаса>
170. СИСТЕМА БЕЗРИГЕЛЬНОГО КАРКАСУ «КУБ 2,5» Доступ через: <https://www.yzzbek.com.ua>
171. Павліков А.М. (2017). Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини: підручник. ПолтНТУ, Полтава: ТОВ «АСМІ».
172. Гарькава, О.В. (2024). Огляд збірних каркасних конструктивних систем будівель. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*, 21, 44-56.
173. Лолейт, А.Ф. (1916). К вопросу о теории расчета безбалочных железобетонных перекрытий. *Труды общества испытания материалов*.
174. Лолейт, А.Ф. (1926). О необходимых запасах прочности безбалочных перекрытий. *Строительная промышленность*, 11.
175. Лолейт, А.Ф. (1927). По поводу статьи проф. В. Келдыш. *Строительная промышленность*, 3.

176. Eddy, H.T., & Turner, C.A.P. (1919). *Concrete-steel construction*. Minneapolis.
177. Торнер, Ф.Е., Маурер, Е.Р. (1910). *Новейшие методы расчета железобетонных сооружений, принятые в Америке*. Изд. стр.-тех. конторы М.Н. Литвинова и Ко.
178. Grashof, F. (1878). *Theorie der Elastizität und Festigkeit*. Berlin.
179. Macmillan, A.B. (1910). A Comparison of Methods of Computing the Strength of Flat Reinforced Concrete Plates, *Eng. News*, 63(13), 364-367.
180. Lord, A.R. (1911). A Test of a Flat Slab Floor in a Reinforced Concrete Building. *Proceedings of the National Association of Cement Users (ACI)*, 7, 156-179.
181. Nichols, J.R. (1914). Statical Limitations upon the Steel Requirement in Reinforced Concrete Flat Slab Floors. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 77(1). <https://doi.org/10.1061/taceat.0002589>
182. Westergaard, H.M., & Slater, W.A. (1921). Moments and Stresses in Slabs. *ACI Journal Proceedings*, 17(2), 415-538.
183. Marcus, H. (1924). *Die Theorie Elastischer Gewebe Und Ihre Anwendung Auf Die Berechnung Biegsamer Platten: Unter besonderer Berücksichtigung der trägerlosen Pilzdecken*. Springer.
184. Lewe, V. (1926). *Pilzdecken*. Wilhelm Ernst & Sohn.
185. Келдыш, В.М. (1927). К вопросу о расчете безбалочных перекрытий. *Строительная промышленность*, 2, 3, 4.
186. Глуховский, А.Д. (1930). Железобетонные безбалочные перекрытия в холодильном строительстве. *Строительная промышленность*, 4.
187. Галеркин, Б.Г. (1933). *Упругие тонкие плиты*. Госстройиздат.
188. Гвоздев, А.А. (1931). Испытание безбалочного перекрытия до разрушения. *Строительная промышленность*, 11-12.
189. Гвоздев, А.А., Боришанский, М.С. (1934). К вопросу о расчете изгибаемых железобетонных элементов по стадии разрушения. *Проект и стандарт*, 6, 20-24.
190. Гвоздев, А.А., Мурашев, В.И. (1933). *Инструкция по расчету железобетонных рам и каркасов*. Госстройиздат.
191. Подольский, И.С. (1928). Железобетонные безбалочные перекрытия. Госиздат.
192. Ивянский, А.М. (1946). Проектирование безбалочных перекрытий без обвязочных балок. *Бюллетень строительной техники*, 14.
193. Глуховский, А.Д. (1931). Железобетонные безбалочные перекрытия. *Труды Бюро стандартизации Мясохладостроя*, 1.

194. Щепотьев, А.С. (1940). Расчет безбалочных перекрытий по методу разрушающих нагрузок. *Труды ЦНИПС*, 4-5.
195. Семченков, А.С. (1991). Пространственно-деформирующиеся железобетонные диски перекрытий многоэтажных зданий. Экспериментальные исследования, практические методы расчета и проектирование. (Дис. ... д-ра техн. наук).
196. Євстаф'єв, В.І. (2004). Полегшені багатопарові перекриття для архітектурно-будівельних систем з широким кроком несучих конструкцій (Автореф. дис. ... канд. техн. наук спец. 05.23.01). Київ.
197. Клестов, О.В. (2014). Аналітичний розрахунок залізобетонних плит зі сталевим обрамленням. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*, 3(42), Т.2, 43-48.
198. Клестов, О.В. (2015). Напружено-деформований стан та несуча здатність залізобетонних плит зі сталевим обрамленням (Автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01). Полтава.
199. Тимошенко, С.П., Войновский-Кригер, С. (2009). *Пластины и оболочки*. УРСС.
200. Тимошенко С. П. (1972). *Курс теории упругости*. Наукова думка.
201. Azizov, T., Pereiras, R., & Maistrenko, O. F. (2023). Influence of the Structural Support Model on the Stress-Strain State of Reinforced Concrete Floor Slabs. *Materials Science Forum*, 1100, 159-165. Trans Tech Publications, Ltd. <https://doi.org/10.4028/p-mvjh9r>
202. Azizov, T., & Orlova O. (2022). Reinforced concrete orthotropic slabs calculation. *East European science journal*, 1(77), 4-7 <https://doi.org/10.31618/ESSA.2782-1994.2022.1.77.226>
203. Зезюков, Д.М. (2012). *Рациональное проектирование железобетонных конструкций многоэтажных зданий рамной конструктивной системы со сборно-монолитными перекрытиями* (Дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01). Днепропетровск.
204. Зезюков, Д.М., Махінько, М.М., Буцька, О.Л., Котов, М.А. (2019). Щодо визначення фактичного напруженого стану елементів плоских збірно-монолітних перекриттів. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*, 2, 64-71.
205. Гвоздев, А.А. (1939). Обоснование норм проектирования железобетонных конструкций. *Строительная промышленность*, 17, 17 – 26.
206. Taylor, S.E., Rankin, G.I.B., & Cleland, D.J. (2001). Arching action in high-strength concrete slabs. *Struct. & Build.*, 146(4), 353-362.

207. Zheng, Y., Robinson, D., Taylor, S., Cleland, D., & Shaat, A. (2008). Analysis of compressive membrane action in concrete slabs. *PI Civil Eng.*, 161, 21-31.
208. Qian, K., & Li, B. (2015). Load-resisting mechanism to mitigate progressive collapse of flat slab structures. *Mag Concrete Res*, 67(7), 349-363.
209. Ma, F.H., Gilbert, B.P., Guan, H., Lu, X.Z., & Li, Y. (2020). Experimental study on the progressive collapse behaviour of RC flat plate substructures subjected to edge-column and edge-interior-column removal scenarios. *Engineering Structures*, 209, 520-536.
210. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 (2012). Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT). Укрархбудінформ, Київ.
211. EN 1992-1-1 (2004) (English): *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings* [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]
212. ACI 318-08 (2008): Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. American Concrete Institute.
213. BS 8110-1:1997 (1997). Structural use of concrete – Part 1: Code of practice for design and construction. BSI.
214. *Worked examples to Eurocode 2* (2009). Published by the Concrete Centre. Michael Burbridge Ltd, Maidenhead, UK.
215. *Guide to design and construction of reinforced concrete flat slabs* (2007). Published by the Concrete Society. Cromwell Press, Trowbridge, UK.
216. Sahab, M., Ashour, A., Toropov, V. (2005). Cost optimisation of reinforced concrete flat slab buildings. *Engineering Structures*, 27(3), 313-322. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2004.10.002>
217. Taylor, F.W., Thompson, S.E., & Smulski E. (1925). *Concrete, Plain and Reinforced*. John Wiley and Sons.
218. Khan, F.R., & Sbarounis, J.A. (1964). Interaction of Shear Walls and Frames. *Proceedings ASCE*, 90(ST3), 285-335.
219. Corley, W.G., Sozen, M.A., & Siess, C.P. (1961). The equivalent frame analysis for reinforced concrete slabs. *Structural Research Series*, 218.
220. Corley, W.G., & Jirsa, J.O. (1970). Equivalent frame analysis for slab design. *ACI Journal Proceedings*, 67(11), 875-884.
221. Pecknold, D.A. (1975). Slab effective width for equivalent frame analysis, *ACI Journal Proceedings*, 72(4), 135-137.
222. Vanderbilt, M.D. (1981). The Equivalent Frame Analysis for Reinforced Concrete Slabs. *Structural Research Series*, 36.

223. Vanderbilt, M.D., & Corley, W.G. (1983). Frame analysis for concrete buildings. *Concrete Int.: Design construct.*, 5(12), 33-43.
224. Иванов, А. (2003). Расчет конструктивных систем каркасных монолитных зданий методом заменяющих рам. *Бетон и железобетон*, 4(2), 12-15.
225. Дорофеев, В.С., Заволока, Ю.В., Кобринец, В.М., Заволока, М.В. (2006). Расчет и конструирование безбалочных бескапитальных монолитных перекрытий. *Вісник ОДАБА*, 21, 74-85.
226. Онищенко, О.Г., Пичугін, С.Ф., Онищенко, В.О., Стороженко, Л.І., Семко, О.В., ... Ландар, О.М. (2010). *Високоєфективні технології та комплексні конструкції в промисловому й цивільному будівництві: монографія*. Полтава.
227. Бабаєв, В.М., Бугаєвський, С.О., Євель, С.М., Євзеров, І.Д., Лантух-Лященко, А.І., ... Шмуkler, В.С. (2017). *Чисельні та експериментальні методи раціонального проектування та зведення конструктивних систем*. Київ.
228. Дехтярь, А.С. (2018). Проектирование безбалочных перекрытий. *Строительная механика и расчет сооружений*, 2, 9-12.
229. Jirsa, J.O., Sozen, M.A., & Siess, C.P. (1963). The effect of pattern loadings on reinforced concrete floor slabs. *Structural Research Series*, 269.
230. Jirsa, J.O., Sozen, M.A., & Siess, C.P. (1969). Pattern loadings on reinforced concrete floor slabs. *Journal Struct. Div.- ASCE*, 96(ST5), 1117-1137.
231. Cano, M.T., & Kilngner, R.E. (1987). Comparison of analysis procedures for two-way slabs. *ACI Structural Journal*, 85(6), 597-608. <http://dx.doi.org/10.14359/2702+>
232. Hwang, S.J., & Moehle, J.P. (1993). An experimental study of flat-plate structures under vertical and lateral loads. *University of California, Berkeley, CA*.
233. Luo, Y.H., Durrani, A.J., & Conte, J.P. (1994). Equivalent Frame Analysis of Flat Plate Buildings for Seismic Loading. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 120(7). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1994\)120:7\(2137\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:7(2137))
234. Luo, Y.H., & Durrani, A.J. (1995). Equivalent beam model for flat slab buildings – part I: Interior connection. *ACI Structural Journal*, 92(1), 115-124. <https://doi.org/10.14359/1534>
235. Luo, Y.H., & Durrani, A.J. (1995). Equivalent beam model for flat slab buildings – Part II: Exterior connection. *ACI Structural Journal*, 92(2), 250-257. <https://doi.org/10.14359/1154>
236. Grossman, J.S. (1997). Verification of proposed design methodologies for effective width of slabs in slab-column frames. *ACI Structural Journal*, 94(2), 181-196. <http://dx.doi.org/10.14359/472>

237. Robertson, I.N. (1997). Analysis of flat slab structures subjected to combined lateral and gravity loads. *ACI Structural Journal*, 94(6), 723-729. <http://dx.doi.org/10.14359/9732>
238. Murray, A.K., Cleland, D.J., Gilbert, S.G., & Scott, R.H. (2003). Improved equivalent frame analysis method for flat plate structures in vicinity of edge columns. *ACI Structural Journal*, 100(4), 454-464. <https://doi.org/10.14359/12654>
239. Lee, Y.W., & Kim, J.W. (2003). An analysis of the flat plate structure with simplified equivalent beam model. *J. Archit. Insti. Korea*, 19(11), 57-64.
240. Kim, H.S. and Lee, D.G. (2005). Efficient analysis of flat slab structures subjected to lateral loads. *Eng. Struct.*, 27(2), 251-263.
241. Park, Y.M., Han, S.W., & Kee, S.H. (2009). A modified equivalent frame method for lateral load analysis. *Mag. Concrete Res.*, 61(5), 359-370. <http://dx.doi.org/10.1680/macrc.2008.00081+>
242. Han, S.W., Park, Y.M., & Kee, S.H. (2009). Stiffness Reduction factor for flat slab structures under lateral loads. *Journal of Structural Engineering*, 135(6), 743-750. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000001](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000001)
243. Kim, K.S., Choi, S.-H., Ju, H., Lee, D.H., Lee, J.-Ye., & Shin, M. (2014). Unified equivalent frame method for flat plate slab structures under combined gravity and lateral loads – Part 1: derivation. *Earthquakes and Structures*, 7(5), 719-733. <http://dx.doi.org/10.12989/eas.2014.7.5.719>
244. Kim, K.S., Choi, S.-H., Ju, H., Lee, D.H., Lee, J.-Ye., & Shin, M. (2014). Unified equivalent frame method for flat plate slab structures under combined gravity and lateral loads – Part 2: verification. *Earthquakes and Structures*, 7(5), 735-751. <http://dx.doi.org/10.12989/eas.2014.7.5.735>
245. Anjaneyulu, B., & Prakash, K.J. (2016). Analysis and Design of Flat Slab by Using Etabs Software. *International Journal of Science Engineering and Advance Technology*, 4(2), 105-112.
246. Pan, W., Wang, Zh., & Zhang, Ya. (2021). Module equivalent frame method for structural design of concrete high-rise modular buildings. *Journal of Building Engineering*, 44, 103214. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.103214>
247. Гетун, Г.В., Кушніренко, М.Г. (2010). Особливості дослідження та проектування розрахункових схем багатопверхових каркасно-монолітних житлових будинків. *Опір матеріалів і теорія споруд*, 86, 65-72.
248. Ingerslev, A. (1921). Om en elementaer beregntngmetode af krydsarmerede plader. *Ingenifren*, 30, 507-515.
249. Johansen, K.W. (1931). *Beregning af Krydsarmerede Jernbetonpladers Brudmoment*. Tidsskrifter BSM 3-1 Bygningsstatistiske Meddelelser.

250. Amerongen, C.V. (1962). The application of the yield line theory to calculation of flexural strength of slabs and flat slab floors. *Comite Europeen du Beton*, №35.
251. Taylor, R., Hayes, B., & Mohamedbhai, G.T.G. (1969). Coefficients for the design of slabs by yield-line theory. *Concrete*, 3, 171-172.
252. Holmer, M., & Majed, R.J. (1972). Beam and slab floor systems. Composite design by yield line theory. *Building Science*, 7, 215-224.
253. Desayi, P., & Muthu, K.U. (1988). A brief review on strength, deflection and cracking of rectangular, skew and circular reinforced concrete slabs. *Indian Inst. Sci.*, 68, 91-108.
254. Дубинский А.М. (1961). *Расчет несущей способности железобетонных плит*. Госуд. изд. лит. по строительству и архитектуре УССР.
255. Гвоздев, А.А. (1934). Определение величины разрушающей нагрузки для статически неопределимых систем. *Проект и стандарт*, 8.
256. Голышев, А.Б., Бачинский, В.Я., Полищук, В.П., Харченко, А.В., Руденко, И.В. (1990). *Проектирование железобетонных конструкций: справочное пособие*. Будівельник.
257. Kemp, K.O. (1965). The Yield Criterion for Orthotropically Reinforced Concrete Slabs. *International Journal of Mechanical Sciences*, 7(11), 737-746. [https://doi.org/10.1016/0020-7403\(65\)90002-0](https://doi.org/10.1016/0020-7403(65)90002-0)
258. Jones, L.L., & Wood, R.H. (1967). *Yield line analysis of slabs*. James & Hudson, London.
259. Shukla, S.N. (1973). *Handbook for Design of Slabs by Yield-line and Strip Methods*. Structural Engineering Research Centre, Roorkee, India.
260. Kennedy, G.C. (2003). *Practical yield line design*. British cement Association, U.K.
261. Quintas, V. (2003). Two main methods for yield line analysis of slabs. *Journal of Engineering Mechanics*, 129(2), 223-231. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2003\)129:2\(223\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2003)129:2(223))
262. Megson, T.H.G. (2005). *Structural and Stress Analysis*. Chapter 19, 625-639. <https://doi.org/10.1016/b978-0-7506-6221-5.x5000-0>
263. Jain, A., & Veerendra, K. (2019). Yield Line Analysis of Reinforced Concrete Slab Carrying Concentrated Loading. *Journal of the Institution of Engineers (India): Series A 101*, 1, 195-206. <https://doi.org/10.1007/s40030-019-00414-7>
264. Дехтяр, А.С. (2015). Несна здатність коробчатих тонкостінних конструкцій. *Вісник Національного транспортного університету*, 1(31), 189-193.

265. Дехтяр, А.С. (2016). Несна здатність консольних циліндричних оболонок. *Вісник Національного транспортного університету*, 1(34), 146-152.
266. Дехтяр, А.С. (2017). Несна здатність просторових пластинчатих конструкцій. *Будівельні конструкції: теорія і практика*, (1), 3-7.
267. Gupta, S., & Naval, S. (2020). Analysis of Orthotropic RC Rectangular Slabs Supported on Two Adjacent Edges - A Simplistic Approach. *Civil Engineering Journal*, 6(10), 1992-2001. <http://dx.doi.org/10.28991/cej-2020-03091598>
268. Panda, S.S., Subham, G., & Bhagabat, J. (2020). Yield Behaviour of Three Edge Simply Supported Two-Way Slab Under Concentrated Loading. *Lecture Notes in Civil Engineering*, 213-220. https://doi.org/10.1007/978-981-15-4577-1_17
269. Al-Ahmed, A., Hussein, A., Al-Shamaa, M.F.K., & Ali, H.H. (2020). Implication of Yield Lines Theory in Method Three of the ACI Code for Two-Way Reinforced Concrete Slabs. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 737, 012005. <https://doi.org/10.1088/1757-899x/737/1/012005>
270. Al-Ansari, M.S., & Afzal, M.Sh. (2020). Structural Analysis and Design of Flat Slab with Irregular Column Layouts using Simplified Design Method. *SSRG International Journal of Civil Engineering*, 7(7), 44-52. <https://doi.org/10.14445/23488352/IJCE-V7I7P107>
271. di Prisco, M., Colombo, M., & Pourzarabi, A. (2019). Biaxial bending of SFRC slabs: Is conventional reinforcement necessary? *Materials and Structures*, 52:1. <https://doi.org/10.1617/s11527-018-1302-0>
272. Aidarov, S., Tošić, N., & de la Fuente, A. (2022). A limit state design approach for hybrid reinforced concrete column-supported flat slabs. *Structural Concrete*, 23, 3444-3464. <https://doi.org/10.1002/suco.202100785>
273. Salam Al-Sabah, A., & Falter, H. (2013). Finite element lower bound "yield line" analysis of isotropic slabs using rotation-free elements. *Engineering Structures*, 53, 38-51. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.03.005>
274. Гарькава, О.В. (2014). Розрахунок міцності середньої плити перекриття безкапітально-безбалкової конструктивної системи будівель. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 29, 86-93.
275. Павліков, А.М., Микитенко, С.М. (2014). Розрахунок несучої здатності збірних залізобетонних елементів безкапітально-безбалкового перекриття методом граничної рівноваги. *Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво*, 3(1), 132-139.

276. Павліков, А.М., Микитенко, С.М. (2015). Схеми руйнування середніх плит безкапітельно-безбалкових перекриттів і розрахунок їх міцності. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 30, 200-209.

277. Павліков, А.М., Микитенко, С.М. (2015). Розрахунок несучої здатності залізобетонних надколонних плит безкапітельно-безбалкових перекриттів методом граничної рівноваги. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія та практика будівництва*, 823, 248-255.

278. Pavlikov, A., Harkava, O., Prykhodko, Yu., & Baryliak, B. (2019). Highly constructed precast flat slab frame structural system of buildings and research of its slabs. *Proceedings of the International fib Symposium on Conceptual Design of Structures*, 493-500.

279. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., Pinchuk, N.M., & Saiko, K.G. (2020). Calculation of inter-column slabs bearing capacity by kinematic method. *Актуальные проблемы инженерной механики: Тезисы докладов VII Международной научно-практической конференции*, 276-280 Одесса: ОГАСА.,

280. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., Pinchuk, N.M., & Saiko, K.G. (2020). Calculation of inter-column slabs bearing capacity on the basis of the virtual works method. *Building innovations – 2020 : зб. наук. пр. за матеріалами III Міжнар. азерб.-укр. наук.-практ. конф.*, 153-156. Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка.

281. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., Pinchuk, N.M., Saiko, K.G., & Chaika, O.S. (2021). Calculation of new generation floor slabs in cottages. *Актуальные проблемы инженерной механики: тезисы докладов VIII Международной научно-практической конференции*, 43-47. Одесса: ОГАСА.

282. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Сайко, К.Г. (2021). Особливості розрахунку середньої плити збірних безбалкових перекриттів. *Тези 73-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»*, 1, 124-125. Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка.

283. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., & Ghazali, Muhammad Sani (2021). Principles of analysis of synthesized frame structural systems of buildings. *Збірник наукових праць IV Міжнародної азербайджансько-української науково-практичної конференції «BUILDING INNOVATIONS – 2021»*, 150-152. Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка.

284. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Газалі, Мухаммад Сані (2021). Принципи розрахунку плоских перекриттів каркасних конструктивних систем

будівель. *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд : тези доп. IV міжнар. конф.*, 124-126. Одеса: ОДАБА.

285. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., & Pinchuk, N.M. (2021). Calculation of Inter-Column Slabs Bearing Capacity by Kinematic Method. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 1079, 4. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/1079/5/052095>

286. Павліков, А., Гарькава, О. (2023). Розрахунок несучої здатності плит збірного безбалкового перекриття кінематичним способом. *Матеріали IV Міжнародної науково-практичної конференції «Будівлі та споруди спеціального призначення: матеріали та конструкції»*, 77-78. К.: КНУБА.

287. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023). Дисконва модель збірного безбалкового перекриття в граничному деформованому стані. *Тези 75-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»*, 1, 114-115. Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка.

288. Pavlikov, A., Harkava, O., Danych, D., Ghazali, M., & Dabo, A. (2023). Precast Flat Plate Analysis by Kinematic Method. *Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient Proceedings of the fib Symposium 2023*, 1, 1526-1538 https://doi.org/10.1007/978-3-031-32519-9_154

289. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023, 17 листопада). Високоєфективна збірна каркасна безбалкова конструктивна система будівель. *Сучасні проблеми містобудування. Перспективи та пріоритети розвитку: збірник тез доповідей Міжнародної науково-практичної інтернет-конференції*, 83-84. Луцьк: ЛНТУ.

290. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Травка-Бабенко, З.Є., Білокінь, М.Ю., Кіяшко, Я.С. (2023, 29 листопада). Збірний безбалковий каркас будівель для поновлення житлового фонду України. *Тези III Всеукраїнської науково-практичної конференції «Роль науки у відбудові України»*, 35-38. Київ: НДІБК.

291. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023, 12-13 грудня). Збірна безбалкова безкапітельна каркасна конструктивна система будівель для відбудови України. *Збірник наукових праць XVI Міжнародної науково-практичної конференції «Академічна й університетська наука: результати та перспективи»*, 313-315. Полтава: Полтавська політехніка.

292. Harkava, O.V., Alkelani, A.O., & Balakumar, B.V. (2017). Review of energy-efficient precast frame structures for residential buildings. *Матеріали VI Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів. Актуальні задачі сучасних технологій*, 47-48. Тернопіль.

293. Афанасьєва, Л.В. (2024). Ефективність використання безбалкових плит перекриття в багатоповерхових каркасно-монолітних будинках. *Наука та освіта. Збірка праць XVIII Міжнародної наукової конференції*, 51-55.
294. Гетун, Г., Безклубенко, І., Кошева, В., Кошева, І. (2022). Етапи розвитку бетону та досвід використання залізобетонних конструкцій. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (10), 42-55. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.42-55>
295. Кріпак, В.Д., Антонов, Р.Е. (2018). Монолітні плоскі перекриття з порожнистими вкладишами. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*, 8, 135-145.
296. Адаменко, В.М. (2014). Реалізація вимог ДСТУ Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2 щодо розрахунку армування монолітних плит безбалкових перекриттів за допомогою ПК «ЛІРА». *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*, 53, 9-15.
297. Барабаш, М.С., Омельченко, Е.В. (2009). Аналіз способів моделювання стику безребристої безкапітальної залізобетонної плити та колони. *Вісник НАУ*, №3, 160-165.
298. Гарькава, О.В., Горіна, А.О., Височин, Г.Г., Дмитренко, Ю.А. (2014, 15 квітня-15 травня). Дослідження роботи колон безкапітально-безбалкової конструктивної системи будівель. *Тези 66-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету*, 1, 349-351. Полтава, ПолтНТУ.
299. Гарькава, О.В., Горіна, А.О., Височин, Г.Г., Дмитренко, Ю.А. (2014, 10-14 лютого). Моделювання напружено-деформованого стану колон безкапітально-безригельної конструктивної системи будівель. *Міське середовище – XXI сторіччя. Архітектура. Будівництво. Дизайн: Тези доповідей I Міжнародного науково-практичного конгресу*, 176-177. Київ: НАУ.
300. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2016). Розрахунок несучої здатності колон при їх косому деформуванні у складі безкапітально-безконсольно-безбалкової конструктивної системи будівель. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць*, 33, 191-199.
301. Гарькава, О.В., Пискун, А.О. (2018, 28-29 березня). Аналіз причин косоного деформування залізобетонних колон. *Тези та програма III Міжнародної науково-технічної конференції «Ефективні технології в будівництві»*, 187-188. Київ: КНУБА.
302. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Бариляк, Б.А. (2019, 5-7 березня). Особливості роботи залізобетонних колон у складі безбалкових каркасів будівель.

Сучасні технології в науці та освіті: матеріали Другої міжнародної науково-практичної конференції, 24-26. Сєвєродонецьк: вид-во СНУ ім. В. Даля.

303. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2018). *Залізобетонні конструкції в умовах складного деформування та їх розрахунок: навчальний посібник*. Полтава: Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка.

304. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Барилляк, Б.А. (2020). Розрахунок несучої здатності залізобетонних колон безбалкових каркасів. *Нові технології в будівництві*, 38, 10-16.

305. ДБН В.2.6 – 98:2009 (2011). Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ, Мінрегіонбуд України.

306. ДСТУ Б В.2.6 – 156:2010 (2011). Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. Київ, Мінрегіонбуд України.

307. Bresler, B. (1960). Design Criteria for Reinforced Columns under Axial Load and Biaxial Bending. *ACI Journal, Proceedings*, 57, 481-490, discussion 1621-1638.

308. Kamara, M.E., & Rabbat, B.G. (2005). *Notes on ACI 318-05 building code requirements for structural concrete with design applications*. PCA

309. Pannell, F.N. (1960). The Design of Biaxially Loaded Columns by Ultimate Load Methods. *Magazine of Concrete Research*, 103-104.

310. Pannell, F.N. (1963). Failure Surfaces for Members in Compression and Biaxial Bending. *ACI Journal, Proceedings*, 60, 129-140.

311. Furlong, R.W. (1961). Ultimate Strength of Square Columns under Biaxially Eccentric Loads. *ACI Journal, Proceedings*, 58, 1129-1140.

312. Meek, J.L. (1963). Ultimate Strength of Columns with Biaxially Eccentric Loads. *ACI Journal, Proceedings*, 60, 1053-1064.

313. Aas-Jakobsen, A. (1964). Biaxial Eccentricities in Ultimate Load Design. *ACI Journal, Proceedings*, 61, 293-315.

314. Ramamurthy, L.N. (1966). Investigation of the Ultimate Strength of Square and Rectangular Columns under Biaxially Eccentric Loads. *Symposium on Reinforced Concrete Columns*, American Concrete Institute, Detroit, MI, 263-298. <https://doi.org/10.14359/16764>

315. Lai, S., Will, G., & Otani, S. (1984). Model for Inelastic Biaxial Bending of Concrete Members. *Journal of Structural Engineering*, 110(11), 2563-2584. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1984\)110:11\(2563\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:11(2563))

316. Wang, C.K. and Salmon, C.G. (1985). *Reinforced Concrete Design, Fourth Edition*. Harper & Row Publishers, New York, N.Y.

317. Rodriguez, J.A. & Aristizabal-Ochoa, D.J. (1999). Biaxial Interaction Diagrams for Short RC Columns of Any Cross Section. *Journal of Structural Engineering*, 125(6), 672-683.
318. Hong, H. (2001). Strength of Slender Reinforced Concrete Columns under Biaxial Bending. *Journal of Structural Engineering*, 127(7), 758-762.
319. Fafitis, A. (2001). Interaction Surfaces of Reinforced-Concrete Sections in Biaxial Bendin. *Journal of Structural Engineering*, 127(7), 840-846. [http://dx.doi.org/10.1061/40513\(279\)12](http://dx.doi.org/10.1061/40513(279)12)
320. Stefan, L., & Léger, P. (2010). Multicriteria Capacity Envelopes for Biaxial Bending of Concrete Hydraulic Structures. *Journal of Structural Engineering*, 136(9), 1035-1043. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000205](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000205)
321. Xu, Z., Han, Q., & Huang, Ch. (2016). Behavior evaluation for reinforced concrete columns with rectangular hollow section subjected to axial compression and biaxial bending. *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*, 11(1), 53-61. <https://doi.org/10.3846/bjrbe.2016.06>
322. Павліков, А.М., Микитенко, С.М., Федоров, Д.Ф. (2018). Розрахунок несучої здатності залізобетонних колон збірного безкапітельно-безбалкового каркасу при косому стисканні. *Наука та будівництво*, 1(15), 12-17.
323. Mosley, W.H., Bungey, J.H., & Hulse, R. (2007). *Reinforced Concrete Design to Eurocode 2*. Palgrave Macmillan.
324. Bouzid, T., & Demagh, K. (2011). Practical method for analysis and design of slender reinforced concrete columns subjected to biaxial bending and axial loads. *Slovak journal of civil engineering*, 1, 24-32.
325. Торяник, М.С. (1940). Экспериментальные исследования и расчет по стадии разрушения железобетонных стоек, работающих на центральное сжатие и косою изгиб. *Научные записки Полтавского института инженеров сельскохозяйственного строительства*, 1, 16-40.
326. Торяник, М.С. (1940). Расчет по стадии разрушения железобетонных сечений, работающих на косое внецентренное сжатие. *Строительная промышленность*, 5, 22-24.
327. Торяник, М.С. (1951). Расчет железобетонных элементов на косое внецентренное сжатие. *Строительная промышленность*, 9, 12-14.
328. Торяник, М.С. (1956). Особенности расчета по предельному состоянию железобетонных элементов на косое внецентренное сжатие. *Всеукраинская научно-техническая конференция по бетону и железобетону*. Киев, Госстройиздат Украины, 36-39.

329. Торяник, М.С. (1961). Косое внецентренное сжатие и кривой изгиб в железобетоне. Киев, Госстройиздат УССР.
330. Гвоздев, А.А. (1934). О пересмотре способов расчета железобетонных конструкций и о первых его результатах. Госстройиздат.
331. Столяров, Я.В. (1934). Теория железобетона на экспериментальной основе. Гостехиздат Украины.
332. Мурашев, В.И. (1938). Расчет железобетонных элементов по стадии разрушения. Госстройиздат.
333. Бабич, В.И. (1972). Экспериментально-теоретические исследования работы гибких железобетонных элементов прямоугольного сечения на косое внецентренное сжатие (Дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01). Львов.
334. Бабич, В.І., Кочкар'юв, Д.В., Різак, В.В. (2004). Розрахунок залізобетонних елементів і їх перерізів деформаційним методом. *Бетон и железобетон в Украине*, 2, 2-7.
335. Бабич, Е.М., Руденко, Ю.М., Фалеев, Л.В. (1971). О рациональном армировании железобетонных элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой, работающих на кривой изгиб. *Изв. вузов. Стр-во и арх.*, 3, 1-5.
336. Бабич, Є.М., Ромашко, В.М. (2017). Розрахунок нормальних перерізів косозавантажених елементів з використанням діаграм їх стану. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 34, 86-94.
337. Торяник, М.С., П.Ф. Вахненко (1968). Расчет железобетонных элементов двутаврового сечения на косое внецентренное сжатие с малыми эксцентриситетами. *Бетон и железобетон*, 6, 44-48.
338. Торяник, М.С., Вахненко, П.Ф., Фалеев, Л.В., Сердюк, Л.И., Кузьменко, А.М., Доля, К.Х., Руденко, Ю.М. (1974). *Расчет железобетонных конструкций при сложных деформациях*. Стройиздат.
339. Торяник, М.С., Вахненко, П.Ф. (1982). Состояние и дальнейшее направление исследований железобетонных элементов, находящихся в сложном напряженном состоянии. *Совершенствование железобетонных конструкций, работающих на сложные виды деформаций, и их внедрение в сельскохозяйственное строительство: республиканская конференция*. Полтава, 6-9.
340. Вахненко, П.Ф., Руденко, Ю.М., Торяник, М.С. (1970). Экспериментально-теоретические исследования прочности кососжимаемых железобетонных элементов. *Изв. вузов. Стр-во и арх.*, 2, С. 12-19.
341. Вахненко, П.Ф. (1990). Граничная высота сжатой зоны при сложных деформациях. *Бетон и железобетон*, 11, 27-28.

342. Вахненко, П.Ф. (1992). Современные методы расчета железобетонных конструкций на сложные виды деформаций. Київ, Будівельник.

343. Вахненко, П.Ф. (1997). Стан і перспективи розвитку науки про роботу залізобетонних конструкцій в умовах складних деформацій. *Проблеми теорії і практики залізобетону: зб. наук. праць*, 71-76.

344. Горик, А.В. Экспериментально-теоретические исследования прочности, трещиностойкости и деформативности косоизгибаемых предварительно напряженных керамзитобетонных элементов (Дис. ... науч. степени канд. техн. наук : спец. 05.23.01). Полтава.

345. Павликов, А.М., Горик, А.В. (1988). Создание косоугольного изгиба в экспериментах и некоторые результаты исследований трещинообразования в предварительно напряженных железобетонных элементах. *Механика и физика разрушения композитных материалов и конструкций*, 133-134. Ужгород.

346. Изотов, Ю.Д., Доля, К.Х. (1968). Расчет по прочности на косоугольный изгиб и косоугольное сжатие элементов прямоугольного сечения. *Строительные конструкции*, VIII, 68-77.

347. Павліков, А.М., Дяченко, Є.В. (2004). Використання діаграми стану бетону при визначенні міцності косоігнутих залізобетонних балок. *Галузеве машинобудування, будівництво: зб. наук. праць*, 14, 23-25.

348. Дяченко, Є.В. (2006). Розрахунок міцності косоігнутих залізобетонних елементів з урахуванням повної діаграми фізичного стану бетону (Дис. ... наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01). Полтава.

349. Клименко, В.И. (1982). Предельные относительные деформации сжатого бетона в косоугольных железобетонных элементах. Совершенствование железобетонных конструкций, работающих на сложные виды деформаций и их внедрение в сельскохозяйственное строительство: Респ. конференция, 82-83. Полтава.

350. Клименко, Е.В., Довгань, А.Д., Кос, Ж. (2017). Экспериментально-статистическое моделирование работы железобетонных колонн, поврежденных в процессе эксплуатации. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*, 67, 37-42.

351. Клименко, Є.В., Максютя, О.В. (2022). Визначення несучої здатності двотаврових залізобетонних колон при прямому пошкодженні. *Вісник ОДАБА*, 86, 24-34. <https://doi.org/10.31650/2415-277X-2022-86-24-34>

352. Kos, Z., Klymenko, Ye., Crnoja, A., & Grynyova, I. (2022). Calculation Model for Estimation of Residual Bearing Capacity of Damaged Reinforced

353. Klymenko, Y., Grynyova, I., Maksiuta, O., & Kos, Z. (2024). Principles of Modeling the Work of Damaged Columns Made of Compressed Reinforced Concrete. *Proceedings of CEE 2023. CEE 2023. Lecture Notes in Civil Engineering*, 438. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-031-44955-0_19

354. Кочкаръов, Д.В. (2002). Робота та несуча здатність елементів за дії осьової стискаючої сили та згину в двох площинах (Дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01). Рівне.

355. Кочкаръов, Д.В. (2015). Нелінійний опір залізобетонних елементів і конструкцій силовим впливам. Рівне: О. Зень.

356. Павліков, А.М., Кочкаръов, Д.В. (2017). Розрахунок несучої здатності залізобетонних елементів у нормальних перерізах при косому згинанні. *Наука та будівництво*, 13(3), 22-26.

357. Павликов, А.Н. (1979). Экспериментально-теоретические исследования прочности, деформативности, образования и раскрытия трещин по сечениям, нормальным к продольной оси косоизгибаемых керамзитожелезобетонных элементов. (Дис. ...канд. техн. наук: 05.23.01) Полтава.

358. Павліков, А.М. (2005). Розрахунок міцності нормального перерізу косозігнутих залізобетонних елементів в умовах закритичних деформацій бетону стиснутої зони. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. стат.*, 12, 240-249.

359. Павліков, А.М. (2006). Діаграма стану косостиснутого елемента: сутність, умови існування, властивості. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*, 24, 194-199.

360. Павліков, А.М. (2006). Міцність навкисно стиснутих елементів у закритичній стадії. Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація: Зб. наук. праць, 65, 166-170.

361. Павліков, А.М. (2007). Застосування властивостей закритичного стану бетону в розрахунках кількості арматури балкових косозігнутих елементів. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць*, 15, 211-216.

362. Павліков, А.М. (2007). Нелінійна модель напружено-деформованого стану косозавантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії: монографія. Полтава.

363. Павліков, А.М. (2007). Напружено-деформований стан навскісно завантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії (Дис. докт. техн. наук: спец. 05.23.01). Полтава.

364. Pavlikov, A., Harkava, O., Pinchuk, N., Usenko, Yu. & Baryliak, B. (2021). Determination of the Crack Formation Moment in Expanded Clay Concrete Members During their Complex Deformation. *Concrete Structures: New Trends for Eco-Efficiency and Performance Proceedings for the 2021 fib Symposium*, 2125-2134.

365. Пахомов, Р.І. (2007). Міцність косостиснутих залізобетонних елементів з урахуванням нелінійності деформування бетону (Дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01). Полтава.

366. Руденко, Ю.М. (1973). Экспериментально-теоретические исследования прочности кососжимаемых и косоизгибаемых железобетонных элементов и расчет их с использованием свойств изобент и изостат (Дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01). Полтава.

367. Семко, А.В. (1988). Образование и раскрытие трещин, нормальных к продольной оси косоизгибаемых железобетонных элементов таврового и Г-образного сечения (Дис. ... канд. техн. наук : спец. 05.23.01). Полтава, Полт. инж.-строит. ин-т.

368. Сердюк, Л.И. (1966). Экспериментально-теоретические исследования прочности обычных и предварительно-напряженных железобетонных элементов прямоугольного, таврового и Г-образного сечений со стержневой арматурой при косом изгибе. (Дис. ...канд. техн. наук: 05.23.01). Полтава.

369. Усенко, Ю.О. (2022). Напружено-деформований стан залізобетонних косо зігнутих балок таврового профілю (на основі повної діаграми деформування бетону). (Дис. кан. тех. наук: спец. 05.23. 01). Полтава.

370. Павліков, А.М., Федоров, Д.Ф. (2011). Залежність кута нахилу нейтральної лінії від кута дії силової площини у косозігнутих елементах прямокутного профілю. *Збірник наукових праць Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво*, (1), 66-70.

371. Павліков, А. М., Федоров, Д. Ф., Григорова, О. В., Шандиба, Ю. А. (2013). Розрахунок на основі ДБН В. 2.6-98: 2009 поздовжньої арматури колон збірно-монолітного безконсольно-безкапітельно-безригельного каркасу. *Будівельні конструкції : міжвід. наук.-техн. зб.*, 78, 1, 109-114.

372. Харченко, М.О. (2013). Розрахунок міцності косозігнутих залізобетонних балок таврового профілю з урахуванням нелінійного деформування бетону та арматури. (Дис. кан. тех. наук: спец. 05.23. 01). Полтава.

373. Юрко, П.А. (2016). Міцність нормальних перерізів стиснутих залізобетонних елементів на основі деформаційної моделі. (Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01). Полтава.
374. Яровой, М.Л. (1966). Экспериментально-теоретические исследования трещинообразования и деформативности косоизгибаемых предварительно напряженных элементов прямоугольного сечения. (Дис. ... канд. техн. наук : спец. 05.23.01). Полтава.
375. Роговой, С.И. (2000). Предельные деформации бетона при однородном и неоднородном сжатии. *Бетон и железобетон в Украине*, 1, 14-16.
376. Роговой, С.И. (2002). Нелинейное деформирование в теории железобетона и расчет прочности нормальных сечений. Полтава.
377. Samani, A.K., & Attard, M.M. (2012). A stress-strain model for uniaxial and confined concrete under compression. *Engineering Structures*, 41, 335-349. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.027>
378. Wu, Y.-F., & Cao, Yu. (2017). Energy Balance Method for Modeling Ultimate Strain of Confined Concrete. *ACI Structural Journal*, 114/2, 373-381. <https://doi.org/10.14359/51689429>
379. Tijani, I.A., Wu, Y.-F., & Lim, C.W. (2020). Energy balance method for modeling ultimate strain of fiber-reinforced polymer-repaired concrete. *Structural Concrete*, 21, 804-820. <https://doi.org/10.1002/suco.201900260>
380. Pour, A.F., Faradonbeh, R. Sh., Gholampour, A., & Ngo Tuan, D. (2023). Predicting ultimate condition and transition point on axial stress-strain curve of FRP-confined concrete using a meta-heuristic algorithm. *Composite Structures*, 304(2). <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2022.116387>
381. Бамбура, А.М., Гурковский, А.Б. (2003). К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе. *Будівельні конструкції*, 59, 121-130. Київ, Будівельник.
382. Бамбура, А.Н. (2006). Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону. (Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01). Харків, ХДТУБА.
383. Гвоздев, А.А., Дмитриев, С.А., Гуца, Ю.П. (1978). Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций, 1-204. Стройиздат.
384. Grammatikou, S., Biskinis, D., Fardis, M.N. (2016). Ultimate Strain Criteria for RC Members in Monotonic or Cyclic Flexure. *Journal of Structural Engineering*, 142/9. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001501](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001501)
385. Rüschi, H. (1960). Researches toward a general flexural theory for structural concrete. *Journal of the American Concrete Institute*, 57(1), 1-28.

386. Павліков, А.М., Бойко, О.В. (2010). Розв'язання задач міцності залізобетонних елементів у нормальному перерізі на основі дволінійних діаграм стану бетону та арматури. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*, 2(27), 18-22.

387. Павліков, А.М., Бойко, О.В. (2011). Визначення кута нахилу нейтральної лінії в перерізах косозігнутих залізобетонних елементів з урахуванням нелінійних властивостей бетону на основі діаграми його стану. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 21, 264-269.

388. Павліков, А.М., Бойко, О.В., Харченко, М.О. (2012). Розмежування форм стиснутої зони бетону в перерізі косозігнутих балок таврового профілю. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*, 47, 1, 255-260.

389. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Горбун, А.В., Баляба, А.В., Детюченко, П.А. (2012). Розрахунок міцності залізобетонних елементів при косому згині за ДБН В.2.6-98:2009. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*, 5(35), 111-115.

390. Павліков, А.М., Гарькава О.В. (2013). Перевірка міцності позациентрово стиснутих залізобетонних елементів на основі дволінійних діаграм стану бетону й арматури. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 25, 370-376.

391. Гарькава, О.В. (2013). Спрощена методика розв'язання задач міцності позациентрово стиснутих елементів на основі дволінійних діаграм стану бетону та арматури. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*, 4(39), 1, 71-77.

392. Гарькава, О.В., Горіна, А.О., Височин, Г.Г., Дмитренко, Ю.А. (2014). Моделювання напружено-деформованого стану колон безкапітельно-безригельної конструктивної системи будівель. *Проблеми розвитку міського середовища: наук.-техн. збірник*, 2(12), 172-181.

393. Гарькава, О.В., Миколенко, Є.В. (2016). Визначення несучої здатності косостиснутих колон безкапітельно-безконсольно-безбалкової конструктивної системи будівель. *Збірник наукових праць за матеріалами III Всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів «Проблеми сучасного будівництва»*, 12 – 13. Полтава, ПолтНТУ.

394. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2016). Розрахунок несучої здатності колон при їх косому деформуванні у складі безкапітельно-безконсольно-безбалкової конструктивної системи будівель. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 33, 191-199.

395. Гарькава, О.В., Гасенко, А.В. (2017). Визначення міцності залізобетонних колон при косому стиску. *Наука та будівництво*, 4(14), 29-35.

396. Гарькава, О.В., Пискун, А.О. (2018). Аналіз причин косого деформування залізобетонних колон. *Тези та програма III Міжнародної науково-технічної конференції «Ефективні технології в будівництві»*, 187-188. Київ: КНУБА.

397. Гарькава, О.В., Барияк, Б.А. (2018). Розрахунок несучої здатності залізобетонних підкранових балок при косому згинанні. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*, 175, 77-83. <https://doi.org/10.18664/1994-7852.175.2018.127166>

398. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Барияк, Б.А., Приходько, Ю.О. (2018). Розрахунок міцності на косе згинання залізобетонних елементів таврового профілю за спрощеною деформаційною моделлю. *Збірник наукових праць (ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 36, 151-157.

399. Гарькава, О.В., Барияк, Б.А. (2019, 22 квітня-17 травня). Визначення міцності залізобетонних колон при косому стиску. *Тези 71-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету*, 1, 270-271. Полтава: ПолтНТУ.

400. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Гасенко, А.В., Андрієць, К.І. (2019, 26-28 вересня). Порівняльний аналіз результатів чисельного моделювання роботи косозігнутих залізобетонних балок з експериментальними даними. *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд: тези доповідей III Міжнародної конференції*, 114. Одеса: ОДАБА.

401. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., Hasenko, A.V., & Andriiets, K.I. (2019). Comparative analysis of numerical simulation results of work of biaxially bended reinforced concrete beams with experimental data. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури: Збірник наукових праць*, 77, 84-92. <https://doi.org/10.31650/2415-377X-2019-77-84-92>

402. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Барияк, Б.А. (2019, 26-28 вересня). Визначення міцності залізобетонних колон, що зазнали експлуатаційних пошкоджень. *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд: тези доповідей III Міжнародної конференції*, 113. Одеса: ОДАБА.

403. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Барияк, Б.А. (2019). Визначення міцності залізобетонних колон, що зазнали експлуатаційних пошкоджень. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури: Збірник наукових праць*, 76, 70-76.

404. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Гасенко, А.В., Андрієць, К.І. (2019, 6 грудня). Результати розрахунку міцності косозігнутих балок за спрощеною деформаційною моделлю. *Академічна й університетська наука: результати та перспективи: збірник наукових праць XII Міжнародної науково-практичної конференції*, 281-283. Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка.

405. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Андрієць, К.І. (2020, 21 квітня-15 травня). Розрахунок міцності залізобетонних балок, що працюють при косому згинанні. *Тези 72-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету, присвяченої 90-річчю Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»*, 372-373. Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка.

406. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Бариліак, Б.А. (2020). Визначення міцності косостиснутих залізобетонних колон. *Building innovations – 2020 : зб. наук. пр. за матеріалами III Міжнар. азерб.-укр. наук.-практ. конф.*, 150-152. Полтава: Полтава : Національний університет імені Юрія Кондратюка.

407. Baryliak, B., Pavlikov, A., & Harkava, O. (2020). General Method of Structural Analysis of Reinforced Concrete Columns under Axial Load and Biaxial Bending. *Proceedings of the 2020 session of the 13th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, 179-186.

408. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V. (2018, 24-25 травня). Experimental testing results of reinforced concrete beams under biaxial bending. *Збірник наукових праць I Міжнародної азербайджансько-української конференції «BUILDING INNOVATIONS-2018»*, 80-82. Баку: ПолтНТУ.

409. Pavlikov, A., Kosior-Kazberuk, M., & Harkava, O. (2018). Experimental testing results of reinforced concrete beams under biaxial bending. *International Journal of Engineering & Technology*, 7 (3.2), 299-305. <https://doi.org/10.14419/ijet.v7i3.2.14423>

410. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., & Prykhodko, Yu.O. (2018, 24-25 жовтня). Experimental and theoretical testing results of reinforced concrete columns under biaxial bending. *Збірник наукових праць I Міжнародної науково-практичної конференції «TECHNOLOGY, ENGINEERING AND SCIENCE – 2018»*, 13-15. Лондон: ПолтНТУ.

411. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., Prykhodko, Yu.O., & Baryliak, B.A. (2018). Experimental and Theoretical Testing Results of Reinforced Concrete Columns under Biaxial Bending. *International Journal of Engineering & Technology*, 7 (4.8), 145-151. <https://doi.org/10.14419/ijet.v7i4.8.27230>

412. Митрофанов, В.П., Арцев, С.И. (1997). Предельная сжимаемость бетона нормальных сечений железобетонных элементов. *Проблеми теорії і практики*

залізобетону: зб. наук. статей, присвячений пам'яті проф. М.С. Торяника, С. 333-337. Полтава: ПДТУ імені Юрія Кондратюка.

413. Mitrofanov, V.P. (2000). Optimization strength theory of reinforced concrete bar elements and structures with practical aspects of its use. *Bygningsstatistiske meddelelser*, 73-125. Kobenhavn: Danish Society for Structural Science and Engineering.

414. Митрофанов, В.П., Павліков, А.М. (2005). Екстремальний критерій міцності залізобетонних елементів у деформаційній моделі. *Будівельні конструкції: зб. наук. праць.*, 62, 1, 205-213.

415. Павліков, А.М., Бойко, О.В., Федоров, Д.Ф. (2011). Застосування нелінійної деформаційної моделі в розрахунках міцності позацентрово стиснутих залізобетонних елементів при плоскому та косому деформуванні. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 22, 444-451.

416. Павліков, А.М., Бойко, О.В. (2012). Використання нелінійної деформаційної моделі у розрахунках міцності залізобетонних елементів. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*, 2(32), 1, 178-184.

417. Павліков, А.М., Бойко, О.В., Харченко, М.О., Федоров, Д.Ф., Пашенко, Н.С. (2012). Нелінійна деформаційна модель в інженерних розрахунках міцності залізобетонних елементів. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*, 47, 1, 249-254.

418. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2012). *Розрахунок міцності нормальних перерізів балкових елементів за нелінійною деформаційною моделлю (на основі ДБН В.2.6-98:2009): навчальний посібник*. Полтава: Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка.

419. Pavlikov, A., & Harkava, O. (2020, 22-24 November). Structural deformability of concrete. *Extended Abstracts of the fib Symposium 2020 Concrete Structures for Resilient Society*, 162-163.

420. Pavlikov, A. & Harkava, O. (2020). Structural deformability of concrete. *Concrete Structures for Resilient Society: Proceedings of the fib Symposium 2020*, 449-455.

421. Pavlikov, A., Harkava, O., & Atembemoh, K. (2022). Design of Reinforced Concrete Members Taking into Account the Influence of Biaxial Bending. *Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations. ICBI 2020. Lecture Notes in Civil Engineering*, 181, 291-301. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2_28

422. Ромашко, В.М. (2016). Деформаційно-силова модель опору бетону та залізобетону: монографія. Рівне, НУВГП.

423. Romashko, V., & Romashko, O. (2017). The construction features of the deformation and force model of concrete and reinforced concrete resistance. *MATEC Web of Conferences*, 116, 02028). EDP Sciences.

424. Ромашко, В.М., Ромашко-Майструк, О.В. (2022). Основні параметри універсальної діаграми стану бетону в залізобетонних елементах і конструкціях. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*, 199, 44-54.

425. Pavlikov, A., Kochkarev, D., & Garkava, O. (2017). Strength of reinforced concrete in calculations of bending elements. *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1(48), 62-71

426. Pavlikov, A., Kochkarev, D., & Harkava, O. (2020). Analysis of Eccentrically Loaded Members of Circular Cross Section by Nonlinear Deformation Model. *Proceedings of the 2nd International Conference on Building Innovations. ICBI 2019. Lecture Notes in Civil Engineering*, 73, 171-181.

427. Pavlikov, A., Kochkarov, D., & Harkava, O. (2019). Calculation of reinforced concrete members strength by new concept. *Book of abstracts for the 2019 fib International Symposium: CONCRETE. Innovations in Materials, Design and Structures*, 257-258.

428. Pavlikov, A., Kochkarov, D., & Harkava, O. (2019). Calculation of reinforced concrete members strength by new concept. *CONCRETE. Innovations in Materials, Design and Structures: Proceedings of the fib Symposium 2019*, 820-827.

429. Pavlikov, A., Kochkarev, D., Harkava, O., & Andriiets, K. (2020). Strength analysis of reinforced concrete in a closed space of a metal pipe. *Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1(54), 26-33.

430. Pavlikov, A.M., Kochkarov, D.V., & Harkava, O.V. (2021). Strength Analysis of Concrete-Filled Steel Tubes on the Basis of Plasticity Conditions. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 1079, 4. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/1079/5/052094>

431. Pavlikov A., Harkava O., & Atebemo, K. (2022). Reinforced concrete section analysis based on design strength of reinforced concrete. *Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1(58), 33-39.

432. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Атебемо, К. (2023). Визначення несучої здатності косозігнутих балок на основі розрахункового опору залізобетону. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: збірник наукових праць*, 20, 86-98. [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2023-10\(20\)-10](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2023-10(20)-10)

433. Harkava, O.V., & Pavlikov, A.M. (2023). Determination of the bearing capacity of biaxially bended beams based on the design strength of reinforced concrete. *IOP*

Conf. Ser.: Earth Environ. Sci., 1254, 012073. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1254/1/012073>

434. Harkava, O.V., & Pavlikov, A.M. (2024). Experimental Research of Biaxially Bended Reinforced Concrete Columns Manufactured on Granite Sifting. *Proceedings of the 15th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, 43-50. Budapest.

435. Гасенко, А.В., Гарькава, О.В., Фенко, О.Г., Кириченко, В.А. (2023). Статистичний аналіз характеристик арматурних стержнів із сучасних металургійних комбінатів для залізобетонних каркасів споруд цивільного захисту. *Зб. наук. пр. НУБГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 44, 148-156. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i44.17>

436. Dovzhenko, O., Pohribnyi, V., Klymenko, Ye. & Oreškovič, M. (2020). Use of extreme properties of deformation for estimation of strength of constructive concrete and reinforced concrete. *News the national academy of sciences of the republic of Kazakhstan. Series of geology and technical sciences*, 3(441), 32-39.

437. Погрібний, В.В. (2022). Методологія розрахунку несучої здатності залізобетонних і кам'яних конструкцій з використанням умов екстремуму деформування: монографія. Полтава, ПП «Астрая».

438. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2019, 23-24 травня). Розрахунок несучої здатності залізобетонних згинальних елементів при неповному використанні міцності арматури. *Збірник наукових праць II Міжнародної українсько-азербайджанської конференції «BUILDING INNOVATIONS – 2019»*, Полтава: ПолтНТУ.

439. Pavlikov, A., & Harkava, O. (2019). Strength analysis of reinforced concrete flexural members at not entirely use of reinforcement resistance. *Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1(52), 65-69.

440. Pavlikov, A., & Harkava, O. (2023). Application of the Deformation Theory in Section Analysis of Reinforced Concrete Members with High-Strength Reinforcement. *Civil Engineering and Architecture*, 11(4), 2033-2039. <https://doi.org/10.13189/cea.2023.110426>

441. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023). Несуча здатність залізобетонних колон на основі критерію повного використання опору стиснутої зони бетону. *Нові технології в будівництві*, 43, 29-35 <https://doi.org/10.32782/2664-0406.2023.43.4>

442. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023). Гранична деформативність бетону в згинальних переармованих елементах. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Збірник наукових праць*, 19, 124-134. [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2023-8\(19\)-15](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2023-8(19)-15)

443. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023, 12 травня). Гранична деформативність бетону в згинальних переармованих елементах. *Тези доповідей учасників VIII Міжнародної інтернет-конференції «Інновації у будівництві»*. Луцьк: ЛНТУ.

444. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Баріляк, Б.А., Атембемох, К. (2022). Використання відходів каменедробильних заводів для виготовлення будівельних конструкцій. *Збірник матеріалів Міжнародної науково-практичної конференції «Environment Recovery and Reconstruction: War Context 2022»*, 82. Полтава: НУПП.

445. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023). Результати експериментальних досліджень несучої здатності косозігнутих колон із дрібнозернистого бетону. *Збірник матеріалів Міжнародної науково-технічної on-line конференції «Проблеми будівельного та транспортного комплексів»*, 105-107. Кропивницький: ЦНТУ.

446. Гарькава, О.В. (2024). Синтез методів розрахунку несучої здатності елементів збірної безбалкової безкапітальної конструктивної системи будівель. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 45, 136-143 <https://doi.org/10.31713/budres.v0i45.15>

447. Микитенко, С.М. (2023). Експериментальні дослідження елементів збірно-монолітного безкапітально-безбалкового перекриття. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*, 20, 79-85.

448. ТУ У В.2.6 – 26.6-02071100-002:2014 (2014). Плити перекриття залізобетонні суцільні для збірно-монолітних каркасних будівель. Технічні умови. Полтава, ПолтНТУ.

449. ТУ У В.2.6 – 26.6-02071100-003:2014 (2014). Колони залізобетонні для збірно-монолітних каркасних будівель. Технічні умови. Полтава, ПолтНТУ.

450. ТУ У В.2.6 – 26.6-02071100-001:2014 (2014). Сходові марші залізобетонні суцільні для збірно-монолітних каркасних будівель. Технічні умови. Полтава, ПолтНТУ.

451. Koniuk, A., Pavlikov, A., & Harkava, O. (2023). Features of Architectural and Planning Decisions of Low-Rise Eco-Buildings. *AIP Conference Proceedings*, 2678, 020009. <https://doi.org/10.1063/5.0118384>

452. ДСТУ Б В.2.7-217:2009 (2010). Будівельні матеріали Бетони. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона. Київ, Мінрегіонбуд України.

453. ДСТУ 3760:2019 (2019). Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. Київ, ДП «УкрНДНЦ».

454. ДСТУ ISO 6892-1:2019 (2020). Металеві матеріали. Випробування на розтяг. Частина 1. Метод випробування за кімнатної температури. Київ, Держспоживстандарт України.

455. ДСТУ EN 10080:2009 (2012). Сталь для армування бетону. Загальні вимоги. Київ, Держспоживстандарт України.

456. ДСТУ 9208:2022 (2023). Бетони важкі. Технічні умови. Київ, ДП «УкрНДНЦ».

457. ДСТУ Б В.2.6-7-95 (1997). Конструкції будинків і споруд. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості. Київ, Державний комітет України у справах містобудування і архітектури.

458. ДСТУ-Н Б В.1.3-1:2009 (2010). Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Виконання вимірювань, розрахунків та контроль точності геометричних параметрів. Настанова. Київ, Мінрегіонбуд України.

459. ДСТУ Б В.2.7-214:2009 (2010). Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. Київ, Мінрегіонбуд України.

460. ДСТУ 7224:2011 (2011). Метрологія. Манометри, мановакуумметри, вакуумметри, напороміри, тягонапороміри, тягоміри з пневматичними вихідними сигналами. Методика повірки (калібрування). Київ, Держспоживстандарт України.

ДЛЯ ПОДАТОК

ДЛЯ ПОДАТК

ДЛЯ НОТАТОК

Наукове видання

МОНОГРАФІЯ

Гарькава Ольга Вікторівна

**СИНТЕЗ КАРКАСНИХ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ БУДІВЕЛЬ
ТА ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ ЇХ ЕЛЕМЕНТІВ**

Мова українська

Видається в авторській редакції

Підписано до друку 24.10.2024 р.
Формат паперу 60×84/16. Папір офсетний. Гарнітура Times New
Roman. Друк цифровий. Ум. друк. арк. 17,55.
Наклад 300 прим. Зам. №0342

ТОВ «Видавничий дім “Бук-Друк”» м. Житомир,
вул. М. Бердичівська, 17А. тел.: 073 101 22 33

Свідоцтво серія ДК №7412 від 27.07.2021 р.

Друк та палітурні роботи ФОП О.О. Євенок м. Житомир,
вул. М. Бердичівська, 17А
тел.: 073 101 22 33, e-mail: bookovych@gmail.com

Свідоцтво серія ДК №3544 від 05.08.2009 р.



Гарькава Ольга Вікторівна

Кандидат технічних наук, доцент,
доцент кафедри будівельних
конструкцій Національного
університету «Полтавська
політехніка імені Юрія Кондратюка»

olga-boiko@ukr.net

Монографія присвячена важливій
науково-технічній проблемі
створення єдиного методологічного
комплексу розрахункових моделей
для проєктування збірної
безкапітельно-безбалкової
конструктивної системи будівель на
основі синтезу каркасних
конструктивних систем.

Для наукових та інженерно-технічних
працівників, аспірантів, магістрантів і
студентів.

ISBN 978-617-560-141-9