

**Міністерство освіти і науки України**  
**Національний університет «Львівська політехніка»**

*На правах рукопису*

**ДЕМЧИНА ХРИСТИНА БОГДАНІВНА**

УДК 624.073.001.5

**МІЦНІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ**  
**ПІНОБЕТОННИХ ПЛИТ НА ПРОДАВЛЮВАННЯ**  
**ШТАМПОМ**

05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди

**Дисертація на здобуття наукового ступеня**  
**кандидата технічних наук**

Науковий керівник –  
професор, кандидат технічних наук  
**Коваль Петро Миколайович**

Львів – 2015

## ЗМІСТ

<b>ВСТУП.....</b>	<b>5</b>
<b>РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРИ І ВИБІР НАПРЯМКІВ ДОСЛІДЖЕННЯ</b>	<b>10</b>
1.1. Історія виникнення та впровадження пінобетону.....	10
1.2. Властивості, види та застосування пінобетону.....	14
1.3. Аналіз досліджень на продавлювання плитних конструкцій.....	29
1.4. Існуючі підходи до проектування плитних конструкцій на продавлювання.....	39
1.4.1. Продавлювання плит без поперечної арматури.....	39
1.4.2. Продавлювання армованих горизонтальною арматурою плит.....	43
1.5. Висновки та задачі досліджень.....	48
<b>РОЗДІЛ 2. ОБ'ЄМ ТА МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ.....</b>	<b>51</b>
2.1. Дослідження пінобетонних плит на продавлювання штампом.....	51
2.1.1. Конструкція дослідних зразків плит та технологія їх виготовлення.....	51
2.1.2. Методика дослідження пінобетонних плит на продавлювання штампом.	58
2.2. Визначення фізико-механічних характеристик матеріалів.....	65
2.2.1. Конструкція дослідних зразків та методика дослідження пінобетону.....	65
2.2.1.1. Дослідження пінобетону на стиск.....	65
2.2.1.2. Дослідження пінобетону на розтяг.....	68
2.2.2. Конструкція дослідних зразків і методика досліджень металевої та неметалевої арматури на розтяг.....	75

2.3. Висновки за розділом.....	77
<b>РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ЇХ УЗАГАЛЬНЕННЯ.....</b>	<b>78</b>
3.1. Дослідження пінобетонних плит на продавлювання.....	78
3.1.1. Плити неармовані та армовані фіброю.....	78
3.1.2. Плити армовані металевою арматурою.....	88
3.1.3. Плити армовані неметалевою арматурою.....	97
3.1.4. Узагальнення результатів досліджень.....	102
3.2. Результати та аналіз досліджень фізико-механічних характеристик пінобетону, металевої та неметалевої арматури.....	103
3.2.1. Дослідження пінобетону звичайного та армованого фіброю.....	103
3.2.1.1. Кубикова міцність.....	103
3.2.1.2. Призмova міцність та модуль пружності.....	107
3.2.1.3. Міцність на розтяг.....	111
3.2.2. Дослідження арматури.....	119
3.4. Висновки за розділом.....	120
<b>РОЗДІЛ 4. АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ ПІНОБЕТОННИХ ПЛИТ НА ПРОДАВЛЮВАННЯ.....</b>	<b>122</b>
4.1. Теоретичні підходи до розрахунку пінобетонних плит на продавлювання.....	122
4.2. Аналіз та порівняння результатів експериментальних та теоретичних досліджень.....	139
4.2.1. Розрахунок на продавлювання згідно з положеннями СНиП 2.03.01- 84.....	139
4.2.2. Розрахунок плит, армованих горизонтальною металевою арматурою із збільшеним її анкеруванням, на продавлювання згідно з рекомендаціями НДІБК.....	142
4.2.3. Розрахунок на продавлювання згідно з Єврокодом 2	

(EN 1992-1-1:2004) .....	144
4.2.4. Розрахунок плит, опертих по контуру за запропонованою методикою.....	147
4.3. Впровадження результатів досліджень.....	152
4.4. Висновки за розділом.....	153
<b>ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....</b>	<b>157</b>
<b>ЛІТЕРАТУРНІ ДЖЕРЕЛА.....</b>	<b>159</b>
<b>Додаток А. Результати експериментальних досліджень плит на продавлювання.....</b>	<b>175</b>
<b>Додаток Б. Результати експериментальних досліджень фізико-механічних характеристик пінобетону.....</b>	<b>192</b>
<b>Додаток В. Результати експериментальних досліджень фізико-механічних характеристик арматури.....</b>	<b>211</b>
<b>Додаток Г. Рекомендації з проектування пінобетонних плит на продавлювання штампом.....</b>	<b>214</b>
<b>Додаток Д. Впровадження результатів досліджень.....</b>	<b>218</b>



## ВСТУП

*Актуальність теми.* На сьогоднішній час розвиток будівництва ґрунтується на енергозберігаючих технологіях, зменшенні матеріалоемності та собівартості конструкцій, що вимагає використання нових матеріалів, таких як ніздрюваті бетони.

Ніздрюватий бетон відноситься до класу повітрянаповнених матеріалів (аероматеріалів) з вмістом повітря від 40 до 95 % за об'ємом. До аероматеріалів можна віднести: ніздрюваті бетони, пінопласт, мінеральну і органічну вату, деревину, войлок, сніг, пух, шерсть та ін. Наявність повітря в цих матеріалах забезпечує їм високі теплоізоляційні, звукоізоляційні та амортизаційні властивості.

До ніздрюватих бетонів відносяться газобетони і пінобетони автоклавного та неавтоклавного виготовлення, які почали широко використовуватися в будівництві ще у першій половині минулого століття, завдяки своїм високим тепло- та звукоізоляційним властивостям при достатній механічній міцності і незначній вазі. В останні роки набув більшого розповсюдження у будівництві неавтоклавний пінобетон, через появу нових технологій його виготовлення із застосуванням піноутворюючих добавок, які дозволяють виготовляти пінобетон у великій кількості та у великих об'ємах.

При експлуатації пінобетон не виділяє токсичних речовин і по своїй екологічності поступається тільки дереву. Сприятливе співвідношення ваги та об'єму робить усі будівельні вироби та конструкції з пінобетону легкими і зручними для транспортування та дозволяє повністю використовувати наявні потужності автомобільного і залізничного транспорту та не вимагає дорогих піднімальних механізмів та кранів під час будівництва.

З пінобетону виготовляють неармовані та армовані вироби, які сьогодні в основному представлені блоками для зовнішніх і внутрішніх стін будівель різного призначення, пінобетонними монолітними плитами покриття або перекриття над підвалами будівель, а також в основах під дорожнє покриття.

На такі конструкції часто діють локальні вертикальні навантаження у виді зосередженої сили яка прикладається через обмежену площу. Це можуть бути навантаження від балок перекриття, які опираються на стіни з пінобетону, локальні навантаження від обладнання, стовпів та опор на плити, а також зосереджені рухомі та нерухомі навантаження від коліс автотранспорту на плиту основи дорожнього покриття.

Тому, дослідження пінобетонних плит на продавлювання від локальних навантажень, що діють через обмежену площу, з врахуванням їх високих тепло- звукоізоляційних та амортизаційних властивостей допоможе вирішити актуальну проблему з впровадження енергоощадних технологій та конструкцій в будівництві України.

***Зв'язок роботи з науковими програмами, планами і темами.*** Дана наукова робота була розроблена відповідно до плану науково-дослідних робіт кафедри будівельного виробництва Національного університету «Львівська політехніка», а також згідно з Програмою розвитку виробництва ніздрювато-бетонних виробів та їх використання у будівництві на 2005-2011 роки, затвердженою постановою Кабінету Міністрів України №684 від 26 травня 2004 р. [82] та угодою з ДерждорНДІ (м. Київ) з державним реєстраційним номером 0106V005366 на розробку «Рекомендацій з використання в дорожньому будівництві пінобетонів» (Р.В.2.7-218-03450778-681:2007) [84].

На підставі вищезазначеного було сформульовано мету та задачі досліджень.

***Мета роботи*** - встановити міцність та деформативність неармованих і армованих різними видами армування пінобетонних плит опертих по контуру на продавлювання квадратним жорстким штампом та розробити рекомендації з їх проектування.

***Задачі дослідження:***

- на основі аналізу існуючих літературних джерел за результатами раніше проведених досліджень ніздрюватих бетонів та конструкцій з них, а

також враховуючи потреби сучасного будівельного ринку, встановити доцільність та напрямки дослідження пінобетону на продавлювання штампом;

- визначити фізико-механічні характеристики конструктивно - теплоізоляційного пінобетону, неметалевої та металевої арматури;
- розробити методика та провести експериментальні дослідження пінобетонних плит опертих по контуру на продавлювання штампом та встановити доцільність їх армування і вибору його оптимального виду;
- виконати порівняльний аналіз отриманих результатів експериментальних та теоретичних досліджень неармованих та армованих пінобетонних плит та встановити закономірності впливу марки пінобетону, товщини плит, виду та характеру армування на несучу здатність плит на продавлювання;
- розробити рекомендації з розрахунку та проектування пінобетонних неармованих та армованих плит, що працюють на продавлювання жорстким штампом та виконати впровадження результатів досліджень.

**Об'єкт дослідження** – напружено-деформований стан пінобетонних плит, що працюють на продавлювання.

**Предмет дослідження** – міцність та деформативність пінобетонних плит на продавлювання жорстким штампом.

**Методи дослідження:**

- експериментальні дослідження міцності та деформативності пінобетонних плит на продавлювання за спеціально розробленою методикою;
- порівняльний аналіз отриманих результатів досліджень з використанням статистичних і математичних методів аналізу;
- аналітичні методи, засновані на використанні існуючих нормативних та рекомендаційних документів, на основі яких з врахуванням

результатів досліджень розроблені рекомендації з проектування пінобетонних плит на продавлювання жорстким штампом.

***Наукова новизна одержаних результатів:***

- вперше отримані експериментальні дані роботи плит з неармованого та армованого фіброю, неметалевою та металевою горизонтальною арматурою неавтоклавного пінобетону на продавлювання штампом;
- визначені фізико-механічні характеристики міцності звичайного неавтоклавного конструктивно-теплоізоляційного пінобетону та пінобетону, армованого поліпропіленовою фіброю, і отримані математичні залежності цих характеристик в залежності від густини (марки) пінобетону;
- розроблена методика дослідження пінобетонних плит на продавлювання, яка дала можливість дослідити роботу плит в залежності від виду армування, його розміщення в перерізі плит з різною довжиною анкерування;
- розроблена методика розрахунку на продавлювання штампом пінобетонних плит армованих горизонтальною металевою арматурою на основі класичної теорії пружності та розрахунку залізобетонних згинаних елементів за першим граничним станом з використанням розрахункових перерізів трапецієвидної форми та врахуванням довжини анкерування арматури в пінобетоні;
- науково обґрунтовано доцільність та ефективність розміщення горизонтального армування у пінобетонних плитах, які працюють на продавлювання штампом та розроблені відповідні рекомендації з проектування.

***Особистий внесок здобувача*** представлений в основних наукових роботах, опублікованих у співавторстві [26-38].

***Апробація результатів дисертації.*** Результати даної дисертаційної роботи були оприлюднені та обговорені на: II Міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми теорії споруд, проектування, будівництва

та експлуатації мостів» (м. Київ, 19-21 березня 2008 р.); X Ювілейній Міжнародній промисловій конференції «Ефективність реалізації наукового, ресурсного і промислового потенціалу в сучасних умовах» (м. Славське, 18-22 лютого 2010 р.); VI Всеукраїнській науково-технічній конференції «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» (м. Одеса, 24-27 травня 2011 р.); Всеукраїнській інтернет-конференції, організованій Полтавським технічним університетом ім. Ю. Кондратюка (21-22 листопада 2012 р.); XV Міжнародному науково-практичному форумі «Теоретичні основи і практичні аспекти використання ресурсоощадних технологій для підвищення ефективності агропромислового виробництва і розвитку сільських територій» (м. Дубляни, 24–26 вересня 2014 р.); наукових семінарах кафедри «Будівельного виробництва» Національного університету «Львівська політехніка» (м. Львів, 2007-2014 рр.).

**Публікації.** Протягом виконання дисертаційної роботи було опубліковано 13 наукових праць [26-38], з них: 11 статей у наукових збірниках, які входять до переліку рекомендованих ВАК України [26–33; 35; 36; 38], 1 стаття в закордонному науковому виданні, що входить до міжнародної наукометричної бази [37], 1 публікація в матеріалах Міжнародних конференцій [34]. Отримано 2 патенти України на корисну модель [73; 74].

**Структура і обсяг дисертації.** Дана дисертаційна робота складається зі вступу, чотирьох розділів, списку використаних джерел (143 найменування), 5 додатків. Робота викладена на 154 сторінках машинописного тексту, з яких 141 сторінка основного тексту із 17 таблицями і 98 рисунками.

## РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРИ І ВИБІР НАПРЯМКІВ ДОСЛІДЖЕННЯ

### 1.1. Історія виникнення та впровадження пінобетону

Широкий розвиток будівництва на сучасному етапі, коли масово будуються висотні та індивідуальні одноповерхові та двохповерхові будівлі, зумовлює застосування нових легких та енергоефективних будівельних матеріалів та конструкцій. До таких відносяться конструкції з ніздрюватого бетону. Вони є відносно легкими (з об'ємною вагою від 600 до 1200 кг/м<sup>3</sup>) та звуко- і теплозахисними, оскільки мають пористу структуру (рис. 1.1).

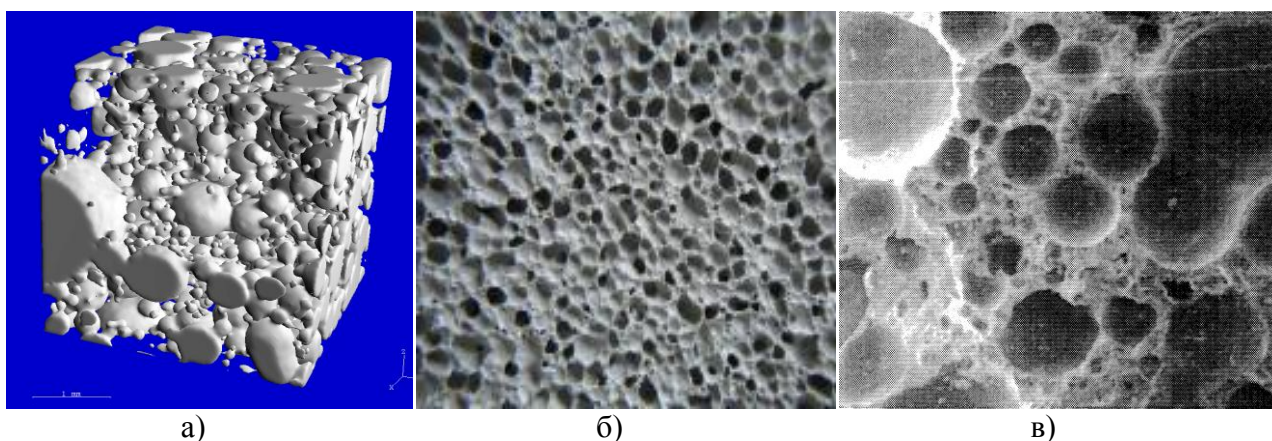


Рис.1.1. Вигляд ніздрюватого бетону: а) 3D-реконструкція структури бульбашок в спіненому цементному розчині згідно з рентгенівською мікротомографією [130]; б) в розрізі; в) порова структура пінобетону D400, отриманого з сухої суміші при 50-кратному збільшенні [61; 62]

Використання легкого бетону<sup>1</sup> датується ще 126 р. н. е. (рис.1.2). Перший у світі пінобетон, що згадується в історичних джерелах, був застосований при будівництві куполу Пантеону в Римі. Він був настільки важкий, що будівельники були змушені робити стіни будівлі товщиною в шість метрів. Завдяки поділу класичної поверхні самого купола на частини за допомогою п'яти кілець - кесонів, що скорочуються, велика товщина стін і

<sup>1</sup> В науковій літературі, особливо зарубіжній, часто зустрічаються різні назви досліджуваного матеріалу, а саме: конструкційний легкий бетон (англ. - structural lightweight concrete, скорочено - LWC), пінобетон (foamed concrete) або ніздрюватий бетон (cellular concrete). Інколи застосовуються назви: aerated concrete (що відноситься до газобетону) та porous concrete (пористий бетон).

тяжкість купола візуально не спостерігалася. Перший комплексний огляд пінобетону був представлений Valore в 1954 році, а після інтенсивних досліджень в 1970-х Rudai, Short і Kinniburgh описали основний склад, фізичні властивості і використання легкого бетону незалежно від способу формування ніздрюватої структури [127].

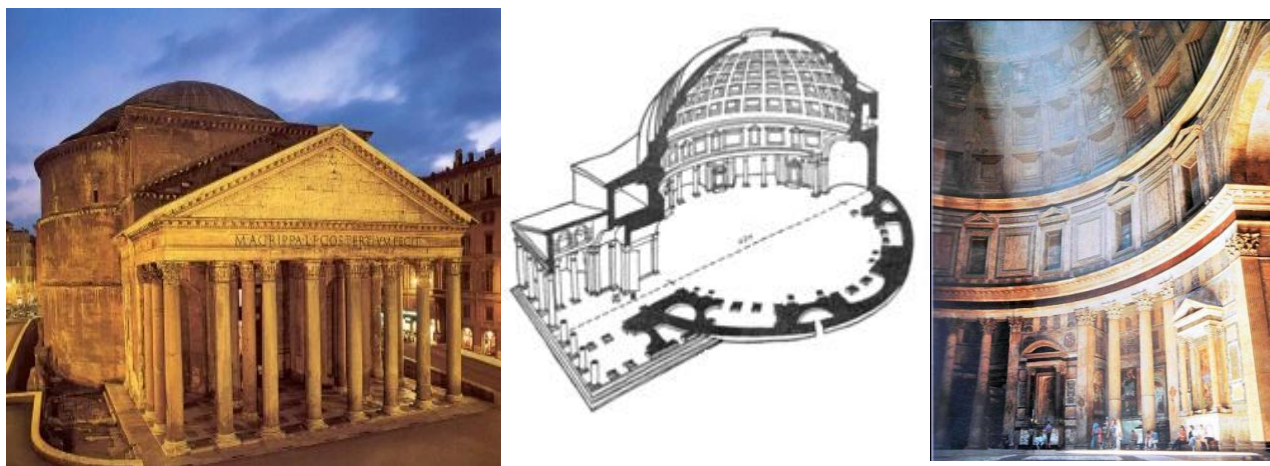


Рис. 1.2. Купол Пантеона, застосування LWC, Рим, 126 р. н.е. [72]

Ніздрюваті бетони вперше були отримані в 1891 р. Гофманом (Чехія) [88], внаслідок додавання до свіжо приготовлених цементних і гіпсових розчинів кислот, вуглекислих або хлористих солей, які при хімічній взаємодії виділяли газ. На сьогодні найбільш розповсюдженим способом отримання пористої структури є добавка до розчинів тонко перемеленої металевої стружки (пудри цинку або алюмінію), навколо якої збирається кисень та утворює бульбашки газу. Цей газ створює ніздрювату структуру в твердіючих розчинах. Ніздрюватий бетон отриманий за допомогою газу отримав назву газобетон та мав відкриту пористу структуру.

Другий спосіб виготовлення ніздрюватого бетону запропонував датський інженер-дослідник Байер в 1911 р., який для виготовлення такого бетону при змішуванні в'язучих компонентів до розчину додавав стійку піну [66].

Практичне значення для виробництва газобетону мали дослідження А. Еріксона (Швеція), започатковані в 1918-1920 рр. [75; 90]. Йому вдалося розробити технологію отримання штучного каменоподібного матеріалу, який

по своїх властивостях був близький до дерева. Великомасштабне промислове виробництво пінобетону під маркою "YTONG" було організовано в Швеції в 1923 р., де на тепершній час його споживання становить більше 40 млн. м<sup>3</sup>/рік.

В часи СРСР вишукувальні роботи по пінобетону і газобетону розпочались в 1926 році [69; 85]. А.А.Брюшков отримав пінобетон, додавши в розчин цементу середньо-азіатську рослину «мільний корінь». Пізніше дослідник говорив, що подібний спосіб отримання комірчастого бетону був випадковістю. Особливу увагу А.А.Брюшков звертав на вологість і температурні умови дозрівання пінобетону.

Першими вченими-винахідниками наукової школи пінобетону в колишньому СРСР, окрім А.А.Брюшкова, також були: М.Н. Гензлер, К.І. Шульц, П.А.Рєбіндер, Б.Н.Кауфман, П.І. Боженів [66]. Завдяки їм були розроблені широкомасштабні проекти мікрорайонів і навіть цілих міст із пінобетонних конструкцій. В 1953 році були побудовані перші цільно-пінобетонні житлові будинки [55].

При автоклавній обробці пінобетон показав недостатню тріщиностійкість, тому надалі перевага була віддана автоклавному газобетону. Цей напрямок особливо розвинувся після поставки в 1960-1962 р.р. з Польщі технологічного обладнання для десяти заводів в СРСР по виготовленню виробів з ніздрюватого газобетону автоклавного твердіння потужністю по 174 тисяч кубометрів на рік.

На основі досвіду виготовлення ніздрюватого бетонних виробів з використанням польського технологічного обладнання в Україні було побудовано 4-и великих спеціалізованих підприємства по виготовленню виробів з ніздрюватого бетону з різною плановою річною продуктивністю [69]:

- Білгород-Дністровський експериментальний завод ніздрюватих бетонів і виробів - потужністю 130 тис.м<sup>3</sup>/рік;



- Миколаївський комбінат силікатних виробів - потужністю 140 тис.м<sup>3</sup>/рік;
- Славутський завод силікатних стінових матеріалів - потужністю 180 тис.м<sup>3</sup>/рік;
- Сумський завод силікатних стінових матеріалів - потужністю 140 тис.м<sup>3</sup>/рік.

Ці підприємства були розраховані на випуск стінових панелей в індивідуальних формах і визначеної номенклатури дрібних стінових блоків за різальною технологією.

Якщо проаналізувати в цілому розвиток технології ніздрюватого бетону в СРСР, країнах СНД, і в Україні, то можна виділити, умовно, 4 основні періоди:

- розвиток технології неавтоклавного пінобетону (1926-1941 р.р.);
- розвиток технології автоклавних газобетонів (1945-1960 р.р.);
- виробництво автоклавного газобетону (1960-1990 р.р.);
- відродження технології неавтоклавного пінобетону (з 1990 р.)

при збереженні виробництва автоклавного газобетону.

Автоклавний газобетон набув широкого застосування в 1945-1990 р.р. [8; 66] через надійні та стабільні показники по об'ємній вазі та по міцності на відміну від пінобетону. Існуючі на той час технології виготовлення пінобетону не давали великої гарантії отримання матеріалу з необхідними фізико-механічними характеристиками.

Отримання автоклавного газобетону вимагало великих енергозатрат, тому з появою ефективних піноутворюючих добавок відновився інтерес до пінобетонів природного твердіння [66; 75; 90].

Протягом останніх десятиліть добавки до бетону набули великого значення і, без сумніву, дали змогу розв'язати більшість проблем, що виникали при будівництві. Завдяки хімічним добавкам можна було з економічною вигодою надавати бетону корисні властивості та отримувати нові технологічні можливості [68]. Сьогодні на ринку можна зустріти ряд

нових добавок-піноутворювачів (ТЕАС, ПБ-2000, МОРПЕН), які є модифікованими сульфонатними піноутворювачами, що відрізняються стабілізаторами піни, іноді включаючи також регулятори тужавіння і твердіння [104].

Необхідність покращення конструктивних, технологічних і споживчих властивостей бетону призвела до створення та розвитку лідера світового виробництва добавок, що займається виключно цією тематикою - фірми ADDIMENT цементного концерну "Heidelberger Zement" [68].

Програма фірми ADDIMENT охоплює широку гаму добавок, якість яких гарантується сертифікацією виробництва відповідно до системи міжнародних стандартів ISO 9001:2008, а також значним досвідом фірми "Альпі-Львів" - офіційного представника ADDIMENT в Україні.

Стрімке нарощування обсягів виробництва (з 2000 р.) неавтоклавного пінобетону з використанням більш ефективних піноутворювачів і спеціальних домішок пов'язане з суттєвим зменшенням енергозатрат на його виготовлення в порівнянні з автоклавним пінобетоном.

## 1.2. Властивості, види та застосування пінобетону

- **Властивості пінобетону.** Пінобетон є ефективним будівельним матеріалом [77; 6], тому, що він має багато переваг у порівнянні з іншими будівельними матеріалами, зокрема:

- *енергозбереження:* пінобетон через свою пористу структуру, дозволяє різко знизити витрати на утеплення стін і дахів будинків та значно скоротити терміни будівництва через свою малу вагу та відмовитись при цьому від використання важких вантажо-підйомних механізмів;

- *протипожежна і екологічна безпека:* пінобетон негорючий, володіє високою протипожежною стійкістю, що робить його привабливим матеріалом при зведенні вогнестійких конструкцій та перешкод. Він не розщеплюється і не вибухає, як важкий бетон. Тести показують, що пінобетон товщиною 150 мм захищає від пожежі протягом 4 годин. Матеріал

нетоксичний і не має шкідливих виділень при нагріванні, на відміну від пінополістиролу або мінеральної базальтової вати. Матеріал добре вентилюється, тому у ньому не затримується волога і не утворюються біоорганізми;

- *теплоізоляція*: через пористу структуру пінобетон має дуже низьку теплопередачу. Це означає, що в більшості випадків використання додаткової ізоляції в підлогах і стінах будівель не потрібне;

- *звукоізоляція*: звук поглинається, не відбиваючись, на відміну від стін з важкого бетону чи цегли, особливо що стосується низьких шумових частот. Тому, пінобетон використовується як звукоізолюючий шар на плитах конструкційного бетону, що збільшує шумопоглинання перекриттів у багатоповерхових житлових чи адміністративних будинках;

- *довговічність*: пінобетон, на відміну від мінеральної вати і пінопластів, з часом тільки поліпшує свої теплоізоляційні показники та міцність у зв'язку з довгим внутрішнім дозріванням;

- *низьке водопоглинання*: пориста структура в пінобетоні – закрита (на рівні близько 100%). На відміну від відкритої пористої структури газобетону і подібних матеріалів, легкий пінобетон здатний плавати у воді кілька тижнів. Як наслідок, пінобетон стійкий до перемінного заморожування та відтанення, а отже, характеризується високою морозостійкістю;

- *міцність*: пінобетон марок D600 ÷ D1000 відноситься до конструкційно-теплоізоляційних будівельних матеріалів, оскільки має достатню міцність на стиск ( $f_{c, prism}$ ), а саме – у межах 1,2 ÷ 2,0 МПа;

Всі комірчасті бетони можна класифікувати за різними параметрами. Загальна класифікація передбачає наступний поділ [50]:

- *по функціональному призначенню*: конструкційний – густиною 1000... 1200 кг/м<sup>3</sup>; конструкційно – теплоізоляційний - густиною 500...1000 кг/м<sup>3</sup>; теплоізоляційний - густиною менше 500 кг/м<sup>3</sup>;

- *по способу поризації* комірчасті бетони поділяються на: виготовлені по методу газопоризації та виготовлені по методу пінопоризації;
- *по виду в'язучого*: виготовлені на цементі (пінобетони і газобетони); виготовлені на вапні (піносилікати і газосилікати); виготовлені на шлаку (газошлакобетони і піношлакобетони); виготовлені на змішаному цементно – вапняному в'язучому (газобетони чи газосилікати); виготовлені на гіпсі;
- *по виду заповнювача*: виготовлені на основі кварцових заповнювачів; польово – шпатових заповнювачів, барханних заповнювачів, золи – виносу флотаційних заповнювачів, змішані;
- *по способу твердіння*: неавтоклавні, які в свою чергу поділяться на твердіючі в нормальних умовах і пропарювані в пропарочних камерах; автоклавні - твердіючі при надлишковому тиску (запарювання в автоклавах).

- **Пінобетон як конструктивний матеріал.** Фізико-механічні характеристики ніздрюватих бетонів за умовами тверднення регламентовані в стандарті ДСТУ Б В.2.7-45:2010 [48] та подані у табл. 1.1.

Подана інформація (див. табл. 1.1) дозволяє виконати порівняння марок за середньою густиною для ніздрюватих бетонів (включаючи газо- та пінобетон автоклавного та неавтоклавного виготовлення) з класами для важких бетонів за міцністю на стиск, причому останні прийняті згідно з оригінальними позначеннями відповідно до попередніх норм проектування бетонних та залізобетонних конструкцій [92]. Відомо, що ніздрюваті бетони отримані в автоклавах мають більшу міцність, ніж ті, що отримані шляхом природнього твердіння [76]. Окрім цього, на міцність пінобетонів природнього твердіння впливає також технологія виготовлення [62; 71; 87] та вид піноутворюючої добавки [81; 87], що повинна відповідати ДСТУ Б В.2.7-171:2008 [43].

Застосування пінобетону залежно від його густини представлено в роботі [124].

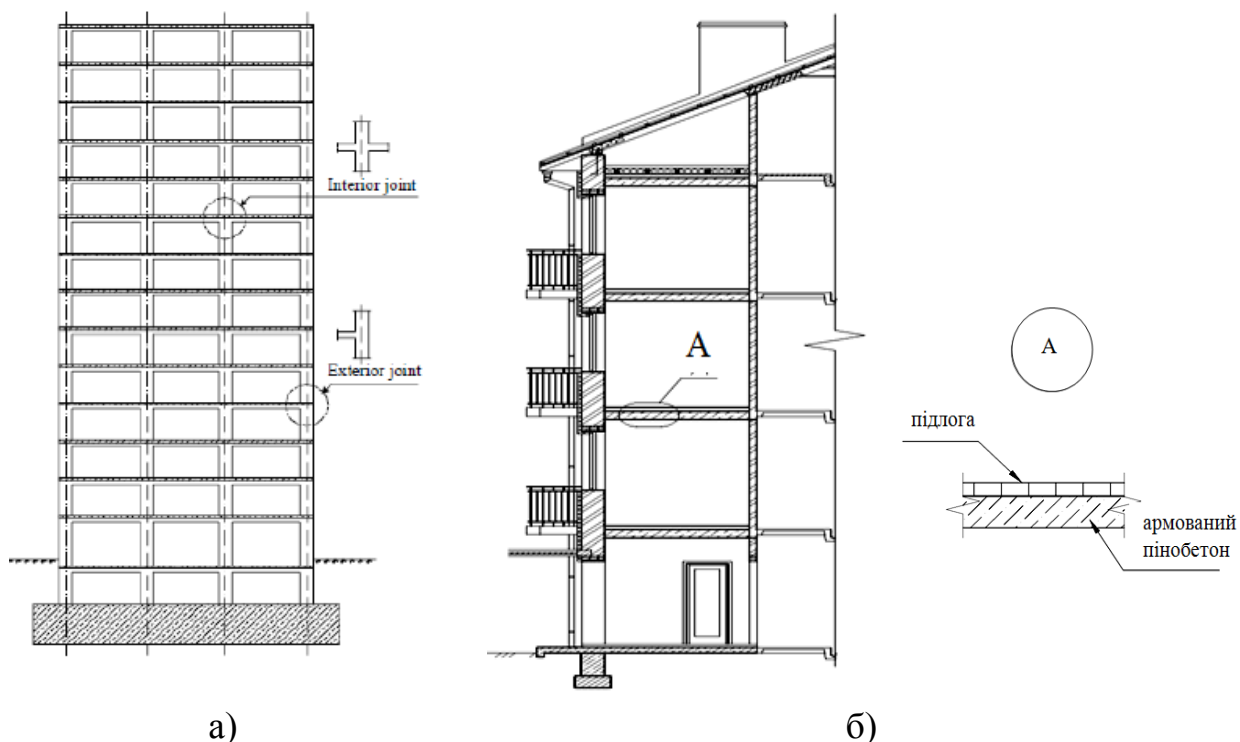
Таблиця 1.1

## Фізико-механічні показники бетонів

Види бетонів	Марка за середньою густиною	Автоклавний		Неавтоклавний	
		клас за міцністю на стиск	марка за морозостійкістю	клас за міцністю на стиск	марка за морозостійкістю
Теплоізоляційний	D200	B 0,35	не нормується	B 0,35	не нормується
	D250	B 0,5		B 0,5	
	D300	B 0,75		B 0,75	
	D350	B1			
Конструкційно-теплоізоляційний	D400	B1	F15	B1	F15
	D500	B 1,5	F25	B 1,5	F25
		B2	F35	B2	F35
		B 2,5			F50
					F75
	D600	B 2	F15	B 1,5	
		D700	B 2,5	F25	B 2
	D800	B 3,5	F35	B 2,5	
		B 5	F50		
		D900	B 2,5	F25	B 2
B 3,5			F35	B 2,5	
D1000	B 5	F50	B 3,5		
	D1100	B 7,5	F75	B 5	
		B 10			
	B 12,5				
Конструкційний	B 15	F25	B 5	F15	
		F35	B 7,5	F25	
		F50	B 10	F35	
		F75	B 12,5	F50	

Пінобетон успішно використаний у багатьох будівельних конструкціях:

- у *плитах перекриття*. Використання легкого бетону в будівництві висотних будівель (див. рис 1.3 а) зменшує вагу будівель, перерізи вертикальних елементів, а також розмір фундаментів [113]. Існує практика застосування пінобетону, як конструкційного матеріалу, для перекриттів при будівництві малоповерхових будівель, зокрема фірмою «HANDMAR» (Польща) (див. рис 1.3 б).

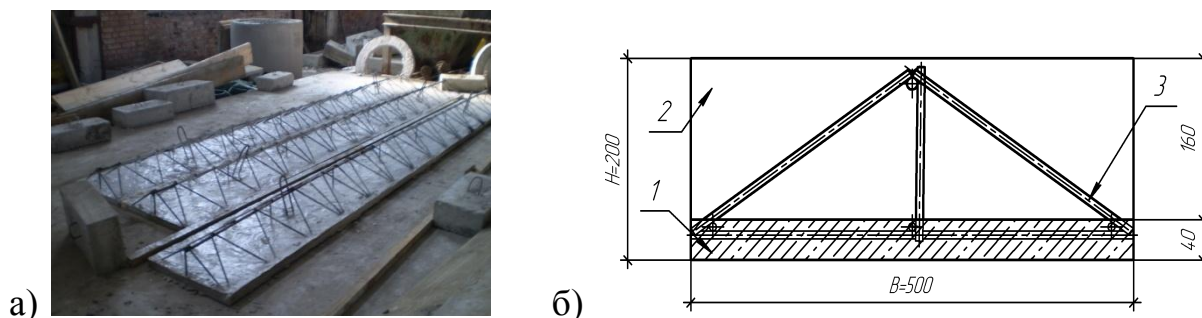


а) б)

Рис. 1.3. Застосування плит перекриттів у будівлях:

а) висотних [113]; б) малоповерхових (м. Закопани, 2007р.) [25]

Варіант збірно-монолітних перекриттів з використанням пінобетону досліджувався Литвиняк О.Я. [24]. У ролі нез'ємної опалубки використовувалися збірні залізобетонні плити заводського виготовлення, які після вкладання по несучим стінам заливалися поверху пінобетоном, створюючи комплексну двошарову конструкцію (рис. 1.4). Результатом роботи були рекомендації з проектування збірно -



а)

б)

Рис. 1.4. Збірно-монолітні перекриття: а) вигляд до бетонування; б) конструкція збірно-монолітної залізобетонної плити перекриття із використанням пінобетону (1 – нижній шар із важкого бетону, 2 – верхній шар із пінобетону, 3 – просторовий арматурний каркас).

монолітних перекриттів з використанням пінобетону у стиснутій зоні.

Верба В.Б. досліджував пінобетонні армовані плити на згин [6] (рис.1.5). Рівномірно розподілене навантаження на плиту моделювалось прикладенням у шістьох точках зосереджених навантажень - мішків з піском, вагою по 10 кг, які укладалися симетрично від опор до середини прольоту, а по вичерпанню їх запасів – бетонними призмами вагою 9,2 кг. За результатами цієї роботи були розроблені рекомендації з проектування суцільних пінобетонних плит, що працюють на згин, армованих сталевую арматурою з додатковим її анкеруванням.



Рис.1.5. Дослідження плит перекриття [6]

Актуальним та невивченим на сьогодні являється питання місцевого зминання та продавлювання пінобетону плит перекриттів від дії на них зосередженого навантаження від ваги обладнання, а також в місцях опирання стояків та колон.

- *стінах (газоблоки, піноблоки, заповнення).* Пінобетон на сьогодні широко застосовується в каркасних будинках як зовнішнє заповнення (рис. 1.6 а), а також як внутрішні перегородки для доброї звукоізоляції (див. рис 1.6 б). Ті ж самі зовнішні та внутрішні стіни можна виконувати з монолітного пінобетону залитого у відповідні опалубки (рис 1.6 в).



а)

б)

в)

Рис 1.6: а) зовнішнє заповнення в каркасному будинку [136];  
 б) внутрішні перегородки – панелі з легкого ніздрюватого бетону [109];  
 в) монолітні стіни [110]

Для стін з використанням пінобетону актуальним є питання їх роботи під дією стискаючих зусиль від ваги верхніх поверхів, а також зосереджених навантажень від опертих балок, що може викликати зминання пінобетону.

- *фундаментах (фундаментні плити).* Пінобетон використовується для малоповерхових споруд (1...4 поверхи) та великорозмірних споруд торгових центрів, паркінгів, відкритих автомобільних майданчиків, бензозаправок, що побудовані на територіях, в основі яких знаходяться слабкі ґрунти (торфи, текучі глини, лесові ґрунти, болота, підроблювані території та ін.).

Будівництво плитних фундаментів з пінобетону може бути засноване на принципі рівноваги [119]. Важкий ґрунт викопується і замінюється легким пінобетоном. Загальна вага пінобетону і побудованої на ньому будівлі прирівнюється до ваги видаленого з котловану ґрунту. Результатом цього є будівля з мінімальним тиском, що не перевищує його значення у ґрунтах основи до будівництва (рис. 1.7, а). Тому ґрунти основи під пінобетонною фундаментною плитою залишаються практично у непорушеному природному стані (див. рис. 1.7, б).



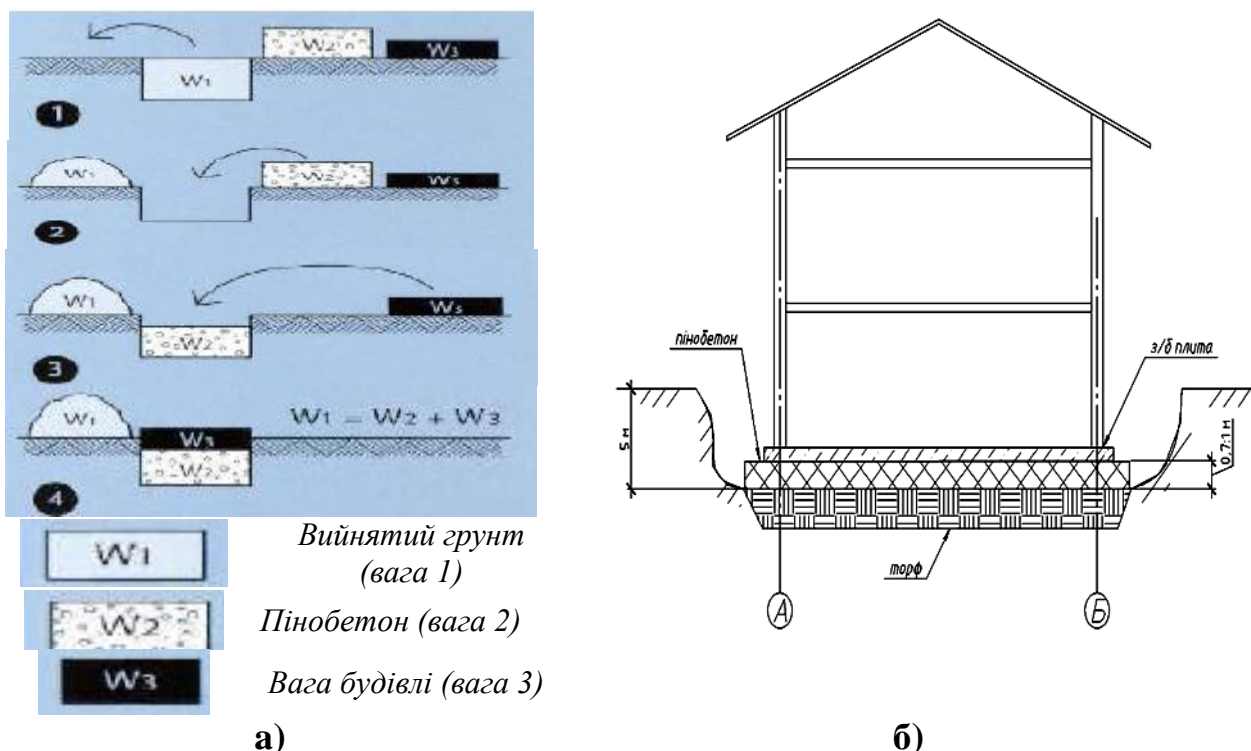


Рис 1.7. Принцип рівноваги: а) порядок ведення будівництва [119]:  
 б) схема будівлі на слабкому ґрунті (торф)

Плитні пінобетонні фундаменти перебувають під дією вертикальних навантажень від несучих стін та колон, які створюють у них зусилля від продавлювання, що викликає необхідність постановки додаткового армування. В плитних конструкціях армування повинно бути горизонтальним з точки зору зручності вкладання та технології ведення бетонування. На сьогодні відсутні рекомендації з проектування плитних конструкцій армованих горизонтальною арматурою на продавлювання.

- *плитах покриття*. Пінобетон застосовують для виконання ухилів із забезпеченням стоку води на покрівлі та додаткової теплоізоляції (рис 1.8 а, б, в) [142]. Такі плити покриття були використані при будівництві житлового дому по вул. Щеповій, 5 у м. Львові та будинку в м. Люблін (Польща) фірмою «HANDMAR». При заміні класичної конструкції покриття на конструкцію з використанням пінобетону зменшився час виконання та вартість робіт.

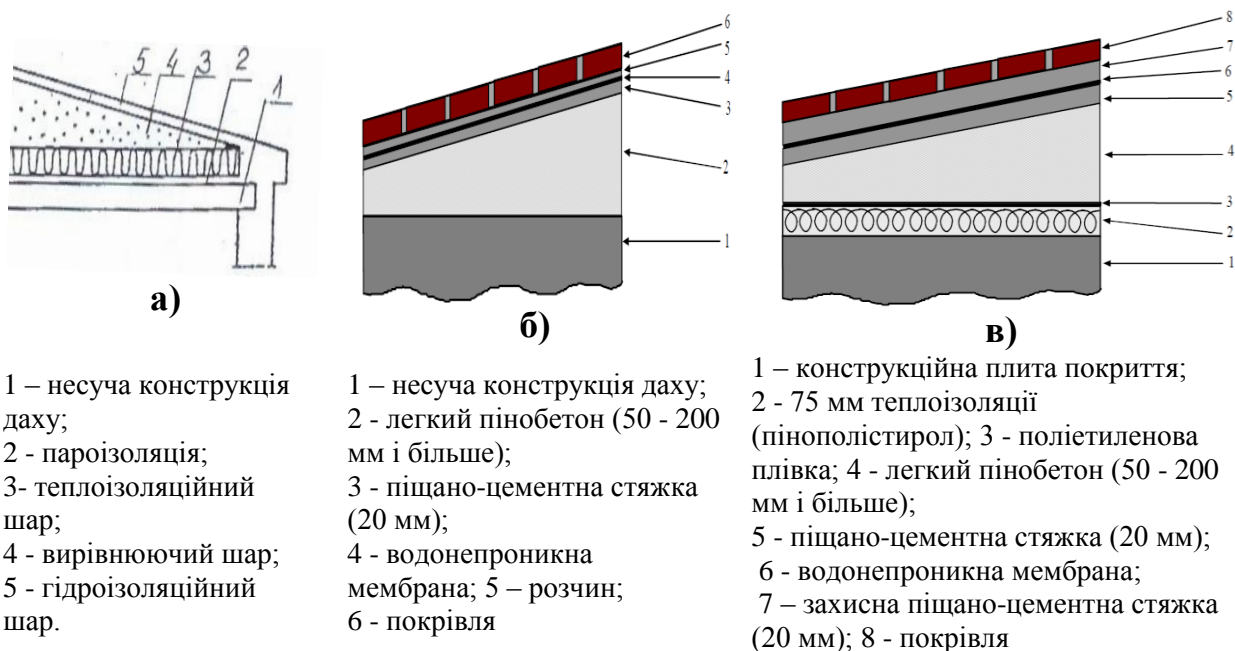


Рис 1.8. Застосування пінобетону у покриттях: а) класичне покриття; б) покрівля із застосуванням суцільного пінобетону у м. Львові по вул. Щеповій, 5; в) покрівля із застосуванням пінобетону в ролі додаткового утеплення фірми «HANDMAR» [142]

При встановленні по верху покрівлі обладнання (вентиляторів, генераторів, підстанцій та ін.), опор під електричні, телевізійні та комунікаційні лінії виникають зосереджені зусилля, які можуть призвести до продавлювання пінобетонних плит покриття, тому дослідження таких плит на продавлювання є актуальним.

- *основах під дорожнє покриття.* У Львівській області у 2007 році під час влаштування капітального ремонту дорожнього одягу автомобільної дороги місцевого значення Давидів – Товщів силами ТзОВ «Магік» застосовано пінобетон густиною 800 кг/м<sup>3</sup> як конструктиву дорожньої основи на дослідній ділянці дороги завдовжки 100 м [56]. Дана ділянка дороги успішно працює дотепер.

Існує ряд переваг та окремі недоліки в застосуванні пінобетону в ролі основи під дорожнє покриття [56].

Переваги: 1) пінобетон - ефективний теплоізолятор, тому взимку на дорозі не утворюються ділянки на яких є лід; 2) пінобетон - вдалий акумулятор тепла, тому влітку асфальт не деформується від сонячної енергії; 3) пінобетон створює структуру в основі дороги, яка істотно впливає на перерозподіл зусиль від коліс та включає в роботу значно більшу площу ґрунту під пінобетонною плитою і тому є значно ефективнішою від традиційної основи з ущільненого піску та щебеню.

Недоліки: 1) пінобетон є гігроскопічним матеріалом і має значний водопоглинаючий ефект; 2) пінобетон як конструктивний матеріал має певні обмеження у міцнісних характеристиках через їх малі значення.

Приклад використання пінобетону в конструкції дорожнього одягу показано на рис. 1.9 [56].

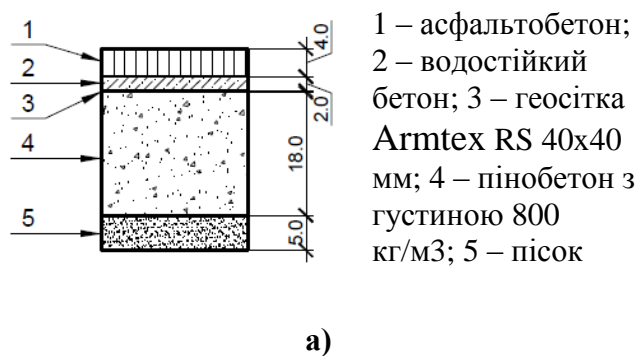


Рис. 1.9. Конструкція дорожнього одягу на пінобетонній основі [56]:

а) в Одеській області; б) заливка пінобетонної основи під паркінг в Нідерландах.

При дії коліс на дорожнє покриття (рис.1.10) відбувається передача зосередженої сили через асфальтне покриття у вигляді штампуги на верхню частину пінобетонної основи і далі по піраміді навантаження переходить на ґрунт із значно меншою інтенсивністю, що суттєво покращує роботу ґрунтів, зменшуючи їх осідання. Тому забезпечення необхідної несучої здатності пінобетонної плити, як основи під дорожнє покриття, є дуже актуальним та недослідженим питанням.

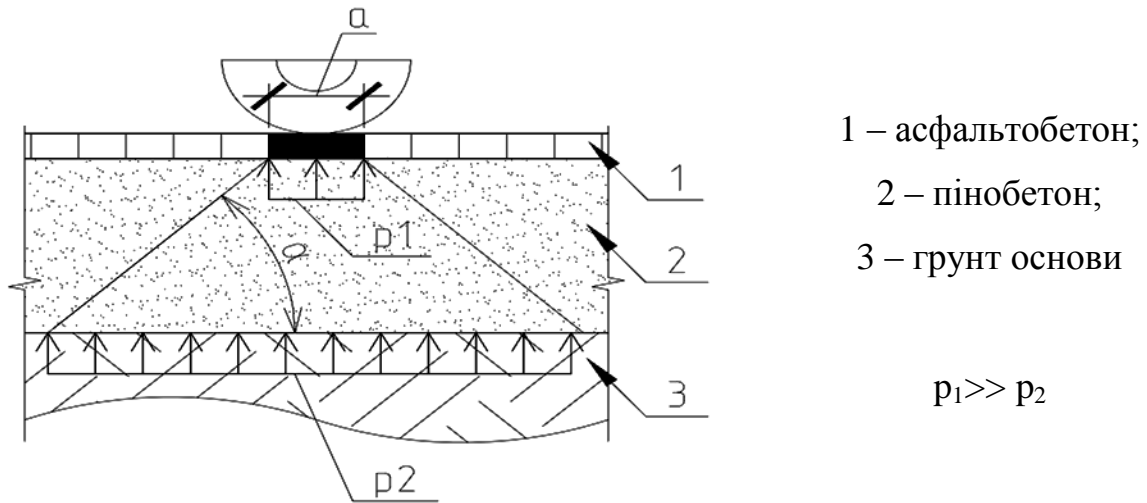


Рис.1.10. Схема роботи пінобетонної плити в ролі дорожньої основи [25]

- спеціальних конструкціях.

Міст «Parrotts Ferry Bridge» (Каліфорнія), як показано на рис. 1.11 а, був побудований з використанням конструкційного легкого бетону, що дозволило знизити статичне навантаження на 20 %, а вартість будівництва на 10 % [129].

Стадіон «Calgary Saddledome Stadium» (Канада) (рис. 1.11 б), зведений для зимових Олімпійських ігор у 1988 р., був побудований з використанням збірних елементів з легкого бетону, що дозволило провести спрощений монтаж за коротші строки [129]. "Сідлоподібний" дах був створений через навішення збірних легких бетонних панелей даху на кабелі, які були нанизані, по аналогії з тенісною ракеткою, на монолітну кільцеву балку з легкого бетону.

На рис. 1.11 в показано довгі збірні двотаврові панелі даху (довжиною  $\approx 45$  м) із конструкційного легкого бетону для зменшення ваги перевезення, які були використані для будівництва автосалону в Денвері [129]. Кожна панель була настільки довгою, що плоский причіп для підтримки заднього кінця панелі не міг бути під'єднаним до машини, яка підтримувала передній кінець, а кріпився до самої панелі.



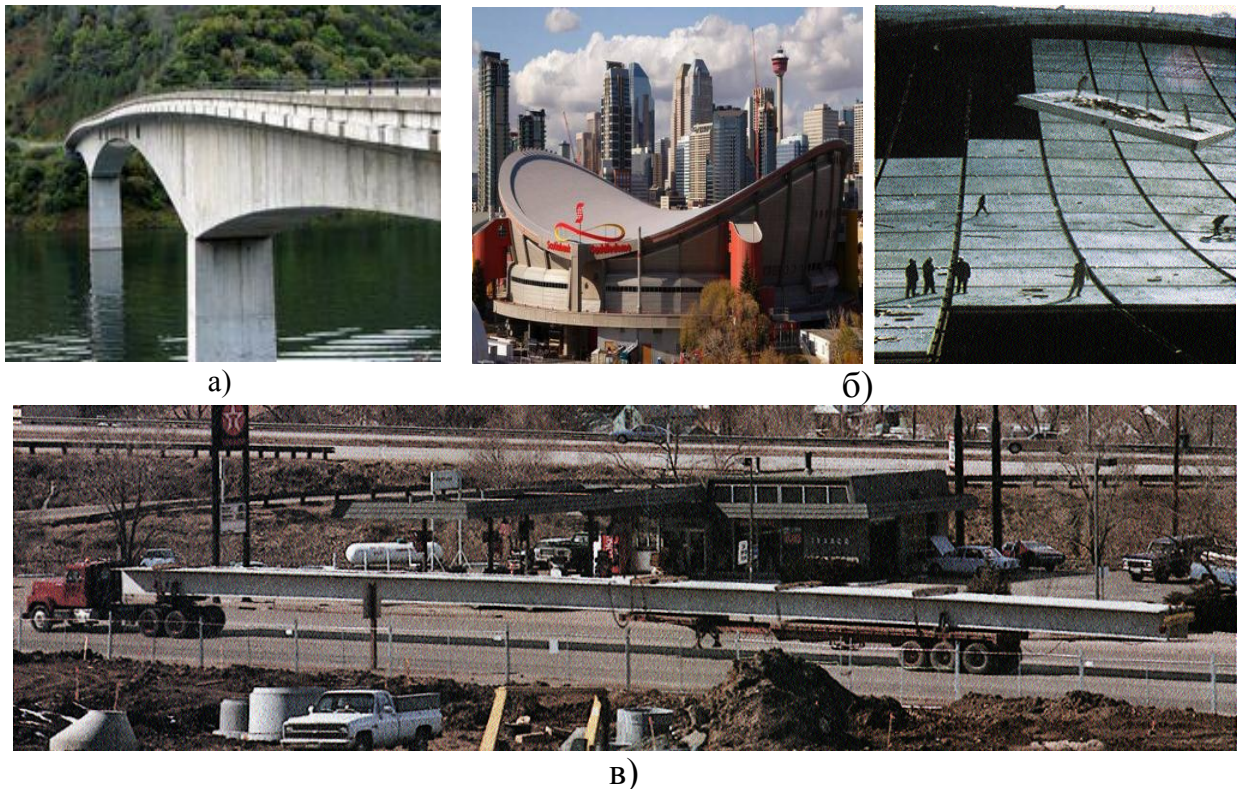


Рис.1.11. Використання легкого бетону в конструкціях: а) мосту (Parrotts Ferry Bridge, США); б) покриття стадіону (Calgary Saddledome, Канада); в) у якості спеціальних збірних двотаврових панелей даху (автосалон в Денвері, США)

Широко був застосований пінобетон при реконструкції дороги I-29 в м. Су-Сіті, штат Айова, США (рис.1.12) з 4-ма смугами по 2-і в кожному напрямку і велосипедною трасою на ділянці, обмеженій прилеглими до об'єкта р. Великої Су і р. Міссурі - на заході та залізниці і лесового стрімкого берегу - на сході [118]. Проектування передбачало: дві підпірні стіни вздовж західного краю для розміщення додаткових смуг (610 м в довжину і 7 м у висоту) з використанням легкого пінобетонного заповнення (LFCF) та перенесенням велосипедного шляху перед стінами.



• **Пінобетон як тепло- та звукоізолюючий конструктивний матеріал.** Пінобетон відноситься до матеріалів із закритою пористою структурою, завдяки чому він має добрі теплоізолюючі властивості та є конкурентноздатним в порівнянні з іншими широко вживаними будівельними матеріалами, які представлені в табл. 1.2 [128].

Таблиця 1.2.

Порівняльна характеристика будівельних матеріалів з точки зору теплопровідності [128]

Матеріал	Щільність, $кг / м^3$	Теплопро- відність, $кал / м^2 \cdot ^\circ C$	Відносна вартість на $м^3$	Необхідна товщина, м при $K=0,7$	Теплопро- відність, $кал / м^2 \cdot ^\circ C$ при $K=0,7$
Мрамур	2700	2900	-	3,5	-
Бетон	2400	1300	2,82	1,58	40000
Комірчастий цегляний блок	2000	800	3,4	0,97	34000
Пінобетон*	1600	500	2,52	0,61	15700
Пінобетон*	400	80	1	0,097	1000
Мінеральна вата	100	32	5,8	0,040	2370
Пінополістирол	25	30	3,58	0,036	1310
Пінополістирол	35	22	11,72	0,026	3100

Примітки: К – коефіцієнт теплопередачі; \* - характеристики пінобетону за даними фірми LITEBUILT.

Основні характеристики міцності та теплопровідності пінобетону, які відомі для автоклавного виробництва наведені в табл. 1.3 [70]. Для неавтоклавного пінобетону вони залежать від технології його виготовлення, тому для використаного в даній роботі пінобетону були необхідні комплексні дослідження його фізико-механічних характеристик.

Таблиця 1.3.

Основні характеристики пінобетону

Об'ємна вага, $кг / м^3$	400	500	600	700	800	1200
Призначення	теплоізоляційний		конструкційно-теплоізоляційний			
Коефіцієнт теплопровідності, $Вт / м^2$	0,09	0,10	0,12	0,15	0,18	0,33
Середня міцність на стиск, МПа	0,75	1,0	1,5	2,5	3,5	15,0



Конструкції будівель з ніздрюватого бетону задовольняють нормативні вимоги відповідно до норм проектування теплового захисту згідно з ДБН В.2.6-31:2006 [21] та звукоізоляції з методологічною оцінкою для огорожувальних конструкцій згідно з ДСТУ Б В.2.6-85:2009 [41], ДСТУ Б В.2.6-86:2009 [42] та проектуванням відповідно до ДСТУ Н. Б. В.1.1-34:2013 [49].

В якості тепло-, звукоізоляції підлог міжповерхових перекриттів і горищ в цивільному будівництві (рис. 1.13) в теперішній час широко застосовуються такі матеріали як пісок, керамзитобетон, пінополістирол, жорсткі мінераловатні плити. З недавнього часу монолітний пінобетон завойовує все більшу популярність як тепло-звукоізолятор для підлог і горищ [78]. Для влаштування тепло-звукоізоляції підлог пропонується використовувати монолітний пінобетон густиною 400-600 кг/м<sup>3</sup>, який має відмінну звукопоглинаючу здатність в діапазоні низьких частот; тому він часто застосовується як звукоізолюючий прошарок по плитах з конструктивного залізобетону, щоб обмежити шумове пропускання перекриттів в багатоповерхових житлових або адміністративних будівлях. Крім того, підлоги з використанням пінобетону відрізняються добрими теплозахисними властивостями. Мінімальна рекомендована товщина прошарку пінобетону для підлог 50 мм, для горищ – 100 мм.

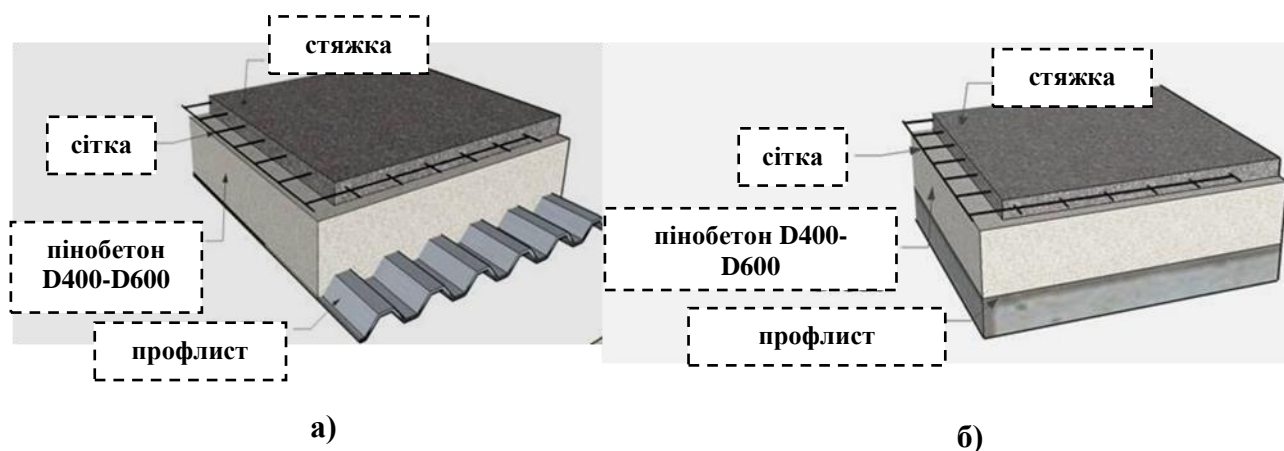


Рис. 1.13. Конструкція підлоги з пінобетону [78]:

а) самонесучі перекриття по профнастилу; б) по з/б плитах



Таким чином, використання пінобетону в плитних конструкціях, як і при спорудженні стін - багат шарових та однорідних, поєднує в собі відмінні тепло- і звукоізоляційні характеристики з властивостями конструкційних матеріалів.

### 1.3. Аналіз досліджень на продавлювання плитних конструкцій

- **Актуальність проблеми продавлювання.** Локальне навантаження від впливу коліс автотранспорту зумовлює місцеве зминання та продавлювання матеріалу дорожньої основи [29]. У перекриттях і у фундаментних плитах будівель наявне локальне зминання та продавлювання в місцях опирання колон, стояків та обладнання, у стінах – у місцях опирання на них балок та плит перекриття [31]. Тому постає необхідність дослідження плит з пінобетону на явище продавлювання (рис.1.14).

*Женева, Швейцарія,  
(Geneva, Switzerland), 1976*



*Блуше, Швейцарія,  
(Bluche, Switzerland), 1981*



*Сампуу, Корея  
(Sampoog, Korea), 1995*



*Вулверхемптон, Великобританія,  
(Wolverhampton, UK), 1997*



*Кальярі, Італія  
(Cagliari, Italy), 2004*

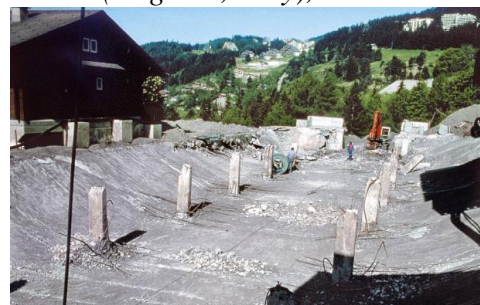


Рис.1.14. Явище продавлювання з фотофіксацією руйнувань

У зв'язку з розвитком нових тенденцій в архітектурі та будівельній галузі питання продавлювання плит та його моделювання набувають все більшого значення [10; 52; 53; 54; 83; 94].

Столітня історія дослідження залізобетонних плит на продавлювання (рис. 1.15) включає напрацювання цілого ряду дослідників, серед яких - роботи А.П. Васильєва [3; 4; 5], Elstner R.C., Hognestad E. [114;115], Forsell C., Holmberg A. N. [120], Graf O. [121; 122], Kinnunen S., Nylander H. [125; 126], Talbot A.N. [141], Richart F. [137; 138], Yitzhaki D.[143] та ін.

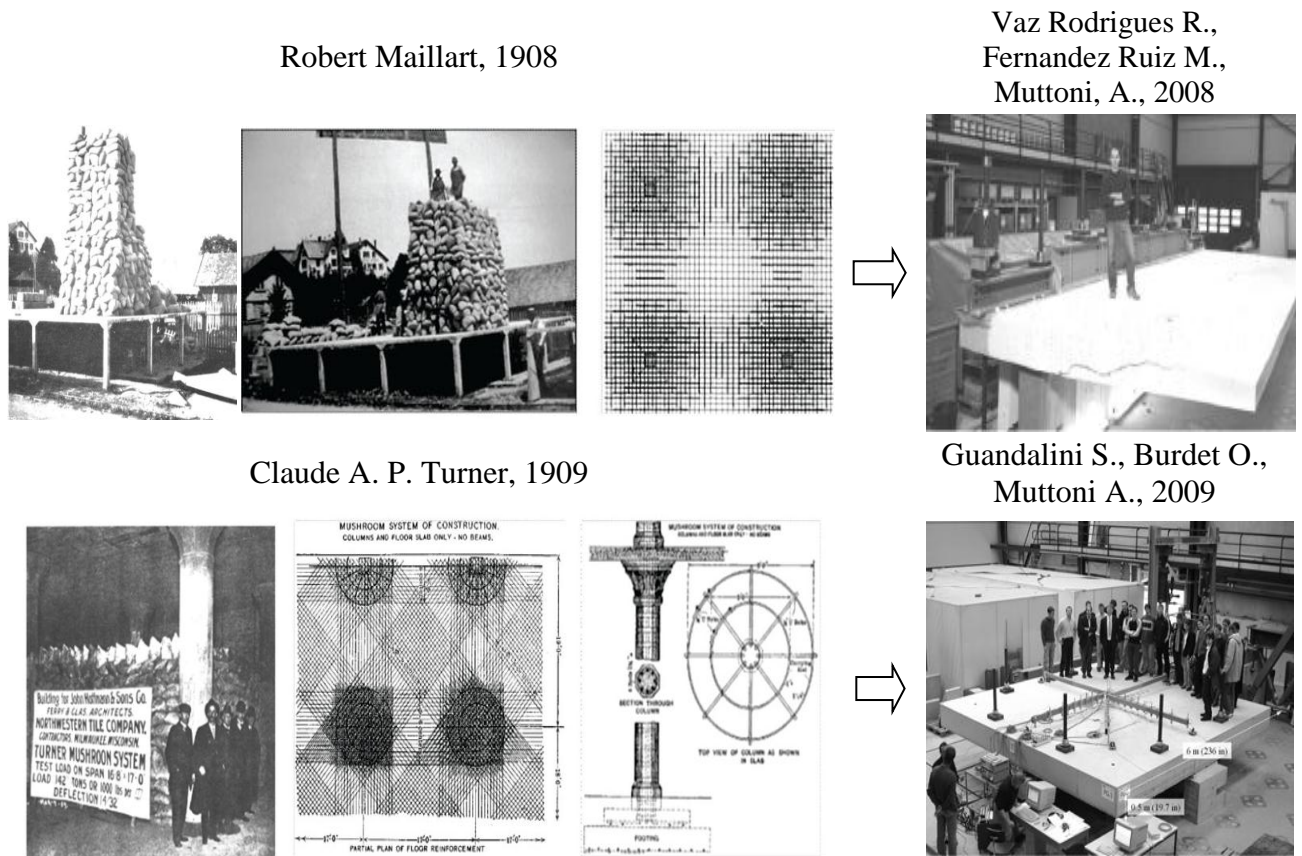


Рис.1.15. Дослідження продавлювання в експериментах, проведених з різницею в 100 років [134; 139]

Аналіз отриманих результатів більшості авторів був спрямований на отримання емпіричних залежностей для розрахунку зусилля продавлювання в бетоні на основі методики розрахунку за граничними станами з урахуванням наступних факторів: міцності бетону, наявності або відсутності згинальних моментів, геометрії плит і площ передачі навантажень, відстані від опор до штаму, типу і концентрації армування, нагельного ефекту в арматурі, форми поверхні піраміди продавлювання, характеру тріщиноутворення і т.д.

- **Проблеми, пов'язані із використанням поперечної арматури.**

Одним з найбільш гострих і складних завдань в теорії залізобетону з моменту його появи залишається опір конструкцій дії поперечних сил. Робота похилих перерізів різних залізобетонних елементів, на відміну від нормальних перетинів, досі описується сукупністю емпіричних і напівемпіричних залежностей. При цьому навіть для згинальних елементів, незважаючи на велику кількість досліджень саме в цій області, відсутня загальна методика розрахунку, що дозволяє виконувати розрахунок з урахуванням особливостей напружено-деформованого стану та схеми завантаження. Велика частина факторів, що впливають на граничну поперечну силу, сприйняту залізобетонними елементами враховується лише інтегрально.

Збільшення товщини плити призводить до збільшення витрати бетону. Влаштування капітелей ускладнює розводку інженерних мереж. Щоб уникнути цього в певних межах можна встановити поперечну арматуру у вигляді хомутів, нормальних до площини плити і використати умови (108) і (109) СНиП [92].

Установка поперечної арматури у вигляді хомутів, нормальних до площини плити, є проблемною з позиції їх анкерування: 1) приварка хомутів вручну до вузлів сітки верхнього і нижнього горизонтального армування плит є трудомістким і недостатньо контрольованим за якістю з'єднань процесом; 2) установка хомутів у складі додаткових каркасів, зварених заздалегідь контактним зварюванням, призводить до появи додаткових поздовжніх стержнів в рівні нижньої і особливо верхньої сітки поздовжнього армування плит, що ускладнює бетонування; 3) установка хомутів у вигляді шпильок або окремих стрижнів із спеціальними шайбами на кінцях також є досить складною; 4) анкерівка хомутів за рахунок власного зчеплення арматури з бетоном є недостатньою через малу довжину хомутів особливо в тонких плитах; 5) досить обтяжливі конструктивні вимоги до кроку хомутів (не більш  $h/3$ ).

Досліди по встановленню поперечної арматури в зоні продавлювання плит у вигляді відгинів із верхньої зони плити над колоною в нижню зону плити [67] в межах зони продавлювання показали, що:

- у верхній зоні плити над колоною виникають значні складнощі з розміщенням арматури відгинів і робочої арматури плити;

- відгини виходять дуже незручними через необхідність враховувати допустимі радіуси загину стержнів (з невизначеними кутами перетину з поверхнею призми продавлювання), що особливо проявляється у випадку армування тонких плит (менше 250мм).

Таким чином необхідний подальший пошук ефективних технічних рішень в армуванні плит, які працюють на продавлювання, особливо, виготовлених з легких ефективних пінобетонів за допомогою встановлення додаткової горизонтальної арматури, та розробки рекомендацій з їх проектування.

- **Дослідження залізобетонних плит без поперечної арматури на продавлювання.** Результати експериментальних досліджень [139] показують, що опір продавлюванню залізобетонних плоских плит без поперечної арматури в основному залежить від:

- міцності на стиск бетону  $f_c$ . Досліджено науковцями: Graf – вперше зауважив нелінійну залежність між міцністю вузла «плита – колона» та міцністю бетону; Moe – в основі ACI; Hallgren – зауважив переоцінку впливу на опір при продавлюванні за функцією, пропорційною квадратному кореню міцності бетону на стиск (Moe) і тому ACI обмежує використання виразу для бетону з міцністю до 69 МПа; Marzouk і Hussein, Hawkins і Regan - встановили, що функція пропорційна кубічному кореню з міцності бетону на стиск, як і згідно з EN);

- коефіцієнта горизонтального армування (рис.1.16)  $\rho$  (в експериментальних дослідженнях науковців: Regan, Kinnunen і Nylander, Regan і Braestrup, Sherif, Dilger);

- розмірів і геометрії колони (чи площі навантаження) (Vanderbilt – вперше перевірив напруження по кутах колон; Hawkins – в основі ACI; OLIVEIRA – доповнення до ACI 318 і CEB-FIP MC90);

- «розмірного ефекту -  $\xi$ » - коефіцієнта, що враховує зменшення номінальної міцності на зріз плити за рахунок збільшення ефективної (робочої) висоти  $d$  (Muttoni – зауваження до ф-ли ACI по врахуванню ефекту; Graf, Richart – вперше зауважили непропорційну залежність між номінальною міцністю на зріз та товщиною плит; Regan, Braestrup, Broms -  $\xi = (1/d)^{1/3}$ , в той час як згідно з CEB-FIP MC90 і EUROCODE 2 –  $\xi = 1 + (200/d)^{1/2}$ , причому Єврокод, в свою чергу, обмежує це значення величиною - 2; Li - у своїх дослідженнях варіював ефективну висоту плит від 100 мм до 500 мм з різним процентом арматури при роботі на згин; Birkle - вивчав вплив товщини для плит з поперечною арматурою, натомість, увагу викликають дослідні взірці без поперечної арматури).

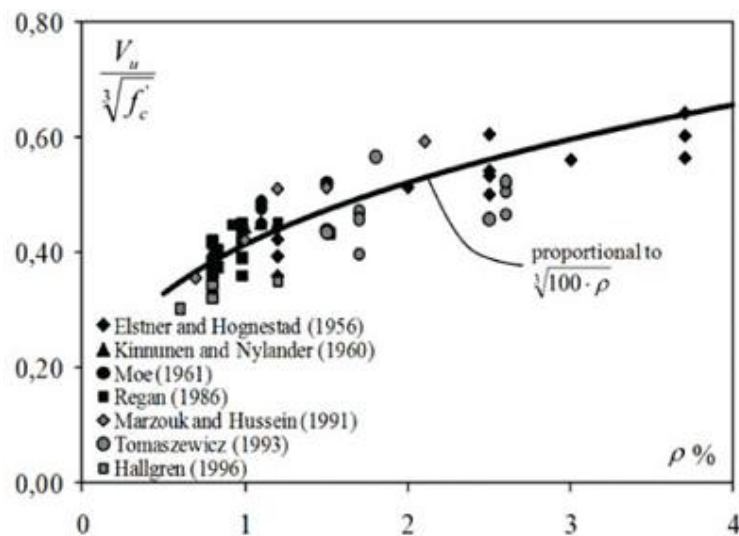


Рис. 1.16. Вплив коефіцієнта горизонтального армування на несучу здатність плит при продавлюванні [139]

Варто зазначити, що наявні експериментальні дані та розрахункові нормативні методика орієнтовані на випадки, коли штампи або площі передачі навантаження мають найпростіші геометричні форми - кругу або прямокутну. Дослідження для штампів складних форм проводились



Шеховцовим В. І. [101]. Розрахункові фігури продавлювання відповідно до рекомендацій СНиП та схеми фігур продавлювання, отримані після руйнування дослідних зразків, для різних форм штампів представлені на рис.1.17. Параметри  $u_m$  для штампів різної форми рівні між собою (див. рис. 1.17, а). Тому формула для знаходження продавлюючої сили згідно з СНиП ( $F \leq \alpha R_{bt} u_m h_0$ ) геометрію штампа не враховує. У зв'язку з цим для розрахунку граничного навантаження в дисертаційній роботі було рекомендовано враховувати фактичні середні кути нахилу граней, отримані у експериментах для штампів різних геометричних форм в плані (див. рис. 1.17, б), замість прийнятих у СНиП  $45^\circ$ , тобто уточнити параметр  $u_m$  і обчислити його наведене значення  $u_{np}$  за формулою:

$$u_{np} = u_o + \sum_{n=1}^4 \frac{h_o}{\text{tg} \alpha_n} \rightarrow F \leq \alpha R_{bt} u_m h_0, \tag{1.1}$$

де  $u_o$  - периметр штампа,  $\alpha_n$  - кут нахилу бічної грані фігури продавлювання.

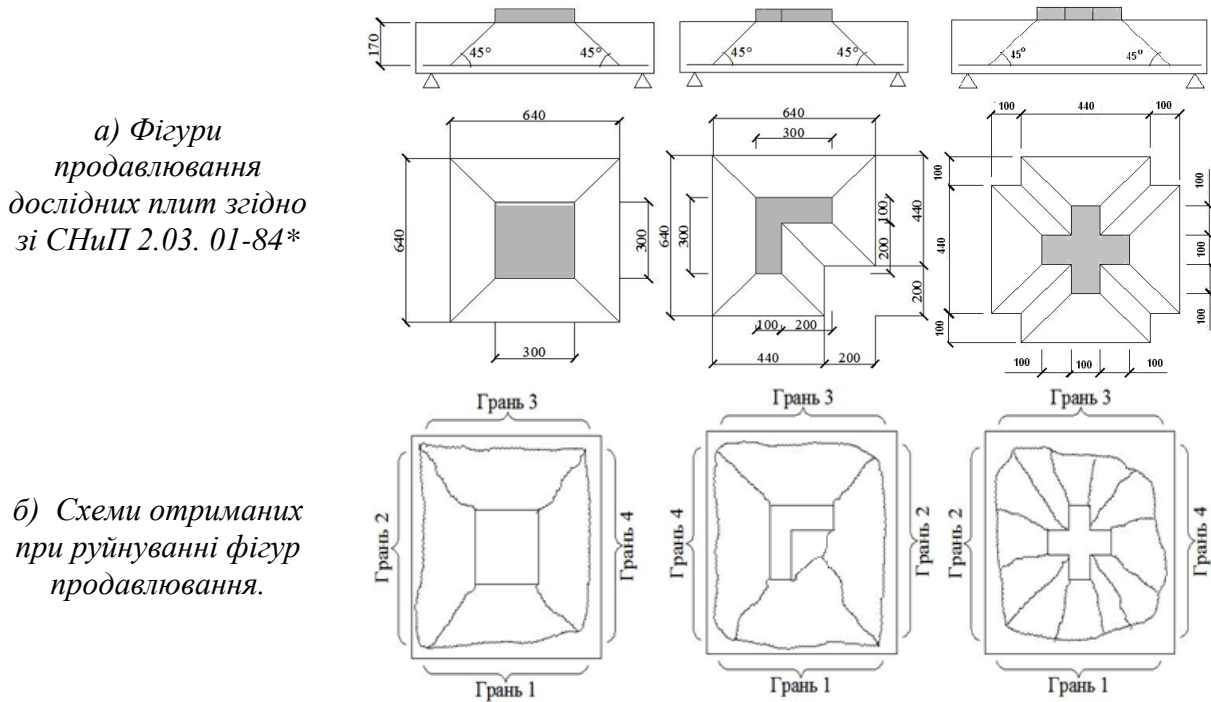


Рис. 1.17. До розрахунку міцності залізобетонних плит при продавлюванні штампами різної геометрії [101]

- **Дослідження на продавлювання пінобетонних конструкцій**

У 30 - тих роках минулого століття був розроблений перший держстандарт на пінобетон - ОСТ 6161-1932 «Пінобетон. Технічні умови» із зазначеною міцністю в 28-добовому віці для різних марок пінобетону, згідно з яким значення коефіцієнта варіації фізико-механічних властивостей було значно вищим ніж 12%, як у стандарті для автоклавного пінобетону редакції 1992 року (ГОСТ 13015.0-83), але приблизно відповідало рівню 17 - 19% - реально існуючому показнику в СРСР при виробництві неавтоклавного пінобетону в 60 - 90-их роках [103]. ГОСТИ та ТУ 60 – их рр., що поширювались на випуск пінобетонних плитних та стінових конструкцій, передбачали випуск двох типів пінобетонних армованих конструкцій, а саме: цільно пінобетонних та двохшарових, в яких використовувався звичайний залізобетон та пінобетон. У 70 - 80-их рр. ХХ ст. на основі існуючих досліджень [57; 58; 65], зокрема в області особливо легких пінобетонів [1; 89] були розроблені стандарти на комірчасті бетони, вироби з них та методи випробувань [11; 13; 14; 15; 16; 18], що зафіксували значний прогрес у даній області.

У 80-их роках Свідзинським Ю. В. [91] були проведені дослідження міцності та деформативності армованих елементів з пінобетону на дію місцевого тиску від штампів. Для даних випробувань було виготовлено 12 зразків фрагментів стінових панелей. Розміри і армування дослідних зразків приймалися максимально подібними до стінових панелей, які застосовувалися для промислового та цивільного будівництва. Серії відрізнялись одна від одної маркою бетону, розмірами штампа і його розміщенням по висоті взірця. Було прийнято два основних положення штампів розмірами 20x20, 20x10, 10x20, 10x10, 5x5 см – по центру взірця та з краю. Взірці були виготовленні з пінобетону марки за густиною D600...800.

Основною розрахунковою характеристикою в розрахунку на міцність бетонного елемента при місцевому стиску був опір бетону зминанню  $R_{b,loc}$ .

На той час для пінобетону згідно із СНиП 2.03.01-84 [92] при розрахунку на місцевий стиск використовувалася формула 1.11 даних норм:

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b \quad (1.2)$$

де  $R_{b,loc}$  – розрахунковий опір бетону на зминання;

тут  $\alpha \varphi_b \geq 1,0$ ;

$$\varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc2} / A_{loc1}} ;$$

$\alpha = 1,0$  - для бетону класу нижче В25 та  $\alpha = 13,5 \frac{R_{bt}}{R_b}$  - для бетону класу В25 і

більше;

$A_{loc1}$  - площа зминання;

$A_{loc2}$  – розрахункова площа зминання, визначена відповідно до вказівок СНиП 2.03.01-84.

Приведена формула (1.2) показувала добру збіжність з відповідними експериментальними даними, коли мав місце такий напружений стан бетонного елемента, як місцевий стиск.

У публікації Постернак І. М. [80] представлені дані про несучу здатність, міцність і деформативність стінових елементів, виконаних із конструкційно-теплоізоляційного неавтоклавного пінобетону з урахуванням зміни кількості наповнювача та його дисперсності. До цього часу були відсутні дані по дослідженню впливу армування та наповнювача на характеристики стінових елементів із конструкційно-теплоізоляційного неавтоклавного пінобетону. Подібні дослідження були виконані вперше та на їх основі встановлено наступне:

- запропоновано диференційовані значення коефіцієнта для розрахунку стінових елементів на дію стискаючої поздовжньої сили, виконаних із конструкційно-теплоізоляційного неавтоклавного пінобетону;

- вивчено вплив і запропоновані розраховані поліноміальні залежності виду наповнювача на несучу здатність стінових елементів виконаних із конструкційно-теплоізоляційного неавтоклавного пінобетону;



- вивчено вплив і подані поліноміальні залежності кількості наповнювача та його дисперсності на міцність і деформативність конструкційно-теплоізоляційного неавтоклавного пінобетону у віці 28, 90 і 180 діб, а також на коефіцієнт теплопровідності і деформації усадки пінобетону;

- досліджено напружено-деформований стан і характер руйнування стінових елементів при зміні структури пінобетону.

Багато дослідників займалися вивченням фізико-механічних характеристик пінобетонів за різними параметрами. Так, Ковальчук О. Ю. [60] досліджував пінобетон з підвищеними термомеханічними властивостями на основі лужного портландцементу, а Закорчемний Ю.О. [51] - структуру пінобетону та його властивості в залежності від співвідношеннях твердої і газової складових, а також виду піноутворювача та якісного і кількісного складу в'язучого.

Відомо, що додавання фібри до бетону, збільшує його міцність на розтяг [35; 36]. Станом на сьогодні відсутня інформація з доступних джерел про кількісний вплив фібри на міцність пінобетону, тому дане питання потребує додаткового вивчення.

Аналіз описаних вище робіт підтвердив мінливість фізико-механічних характеристик пінобетонів в залежності від технології та параметрів компонентів, які приймаються для їх виготовлення, тому були необхідні комплексні дослідження фізико-механічних характеристик пінобетону, проведені в даній роботі.

Другим суттєвим недоліком у широкому використанні пінобетону в конструкціях є відсутність інформації про роботу армованого пінобетону [6]. Головним недоліком пінобетонних конструкцій, що працюють на згин, є недостатнє зчеплення пінобетону через його малу міцність. Вивченням даної проблематики займався Верба В. Б. [6]. В ході дисертаційного дослідження автором були надані рекомендації та залежності, які дозволяють забезпечити сумісну роботу арматури та пінобетону.

Рекомендовані види арматурної сталі [64; 79] для пінобетону:

- сталь гарячекатана за ДСТУ 3760:2006 (ISO 6935-2:1991, NEQ) [39] класу: А240 (А-I) – кругла (гладка) діаметром 6..10 мм; А300 (А-II) – періодичного профілю – 10..16 мм; А400, А500 (А-III) – періодичного профілю – 6..16 мм;

- звичайний арматурний дріт (ГОСТ 6727-80 [19]) діаметром 3..5 мм.

Верба В. Б. вважає доцільним використання для пінобетону в якості арматури дроту загального призначення за ГОСТ 3282-74 [17]. Цікавим є також використання у пінобетонних конструкціях неметалевої композитної арматури (базальтопластикової, склопластикової), виробництво якої освоєно в Україні та проведені дослідження її зчеплення з важким бетоном [59], а також спроби застосовувати у пінобетонних конструкціях армування з біоволоконних матеріалів, а саме бамбукових галузок або лляних мотузок [99].

При використанні пінобетону в плитних конструкціях перекриття, основах під дорожнє покриття актуальним питанням є робота таких конструкцій на продавлювання штампом [34; 37]. В ролі штампують можуть служити основи колон, фундаменти під обладнання, колеса рухомого складу автомобіля, візків та інших.

Для підвищення міцності плит можна використовувати армування металевими та неметалевими сітками [29; 30] або фіброю [35; 36].

Описані вище праці не дають змогу оцінити роботу на продавлювання опертих по контуру пінобетонних плит - неармованих та армованих різними видами армування, в тому числі стальними горизонтальними сітками з різним їх анкеруванням у двох взаємно перпендикулярних напрямках, що часто зустрічається при армуванні плитних конструкцій рулонними сітками, для яких зручно виконувати анкерування в напрямку розмотування сіток.

## 1.4. Існуючі підходи до проектування плитних конструкцій на продавлювання

За результатами аналізу проведених раніше досліджень плит на продавлювання та існуючих підходів до розрахунку можна виділити наступні напрямки, описані нижче.

### 1.4.1. Продавлювання плит без поперечної арматури

•**Загальні положення.** Згідно з *EN 1992-1-1* [117] та іншими зарубіжними нормами при розрахунку залізобетонних плит з важкого бетону без поперечної арматури виходять із загальної умови:

$$v \leq v_c \quad (1.3)$$

де:  $v$  – напруження зрізу при продавлюванні;

$v_c$  - розрахунковий опір зрізу бетону при продавлюванні (табл.1.4).

Критичний переріз (рис.1.19) приймають в межах товщини плити (норми Японії [116], США [105], Німеччини [111; 112]), він розташований таким чином, що його периметр мінімальний і розташований від периметра навантаженої площі на відстані не менше половини робочої висоти  $d/2$ . У європейських нормах застосовується основний контрольний периметр на відстані  $2d$  від завантаженої ділянки, основний контрольний периметр для прямокутних колон з врахуванням заокруглень по кутах:  $u_1=2\cdot(a+b)+d\cdot4\cdot\pi$ ; у нормах *BS8110* [108], враховуючи відмінності в методиці розрахунку, критичний переріз знаходиться на відстані  $2d$  від площі навантаження, для прямокутних колон також враховується заокруглення по кутах.

Згідно з п.п. 6.4.4.(2) *EN 1992-1-1*[117]:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u_1 d} \quad (1.4)$$

де  $V_{Ed,red} = V_{Ed}$  – розрахункове значення зусилля зрізу (вертикальне навантаження), приймаємо рівним  $F_{cr}$ .

Згідно з п.п. 6.4.3. (3) *EN 1992-1-1*[117] якщо опорна реакція прикладена

з ексцентриситетом відносно контрольного периметру, максимальні напруження зрізу повинні визначатись за виразом:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad , \quad (1.5)$$

де  $d$  - середня робоча товщина плити, яку можна приймати як  $(d_y + d_z)/2$ ,  
 $d_y$  і  $d_z$  - відповідно робочі товщини контрольного перерізу за напрямками  $x$  і  $y$ ;  $u_i$  - довжина контрольного периметру, що розглядається;  $\beta$  - визначається – за рис. 1.18.

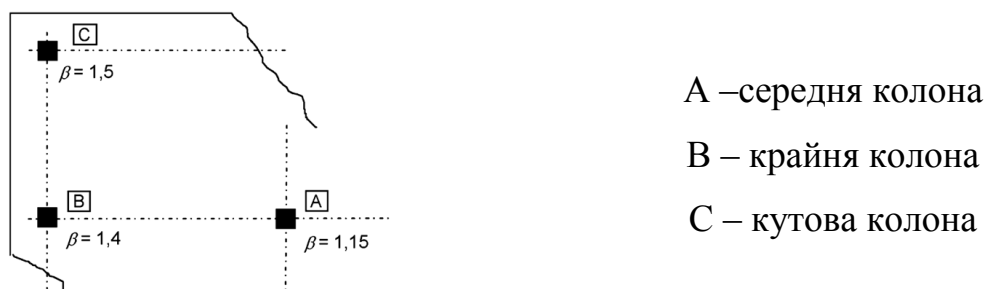


Рис.1.18. Рекомендовані величини  $\beta$

• **Аналіз зарубіжних норм.** Як показано на рис. 1.19 для прямокутних колон основний контрольний периметр включає закруглені кути (норми ACI-318 [105] допускають прямі кути). Формули розрахунку опору бетону на зріз без поперечної арматури, на основі нормативних документів США [105], Японії [116], Великобританії [108], Німеччини [111; 112] та згідно з EN-1992 [117], представлено в табл. 1.4.

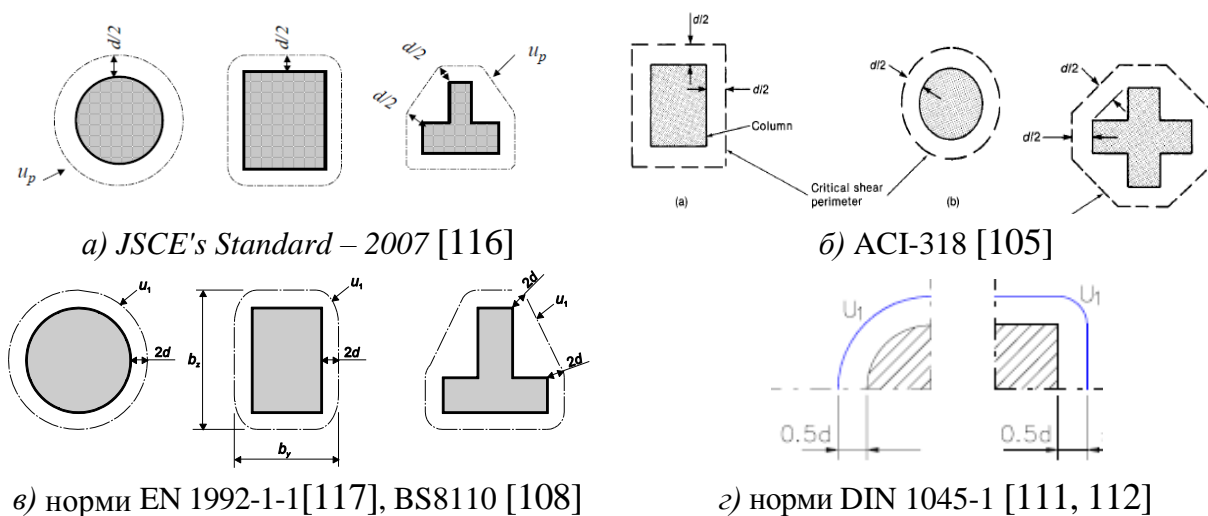


Рис. 1.19. Розрахунковий периметр

В нормах США [105] механізм розрахунку на продавлювання без поперечної арматури не враховує *коефіцієнт поздовжнього армування*, що впливає на несучу здатність, як це передбачено в нормах EN 1992-1-1[117], Великобританії [108], Німеччини [111; 112], Японії [116].

Таблиця 1.4

Опір бетону на зріз при продавлюванні  $v_c$  згідно із закордонними нормами проектування

Країна	Формула міцності зрізу при продавлюванні:
<p>Норми США [105]</p>	$v_c = \min \left( \begin{array}{l} 4\lambda\sqrt{f'_c}b_0d \rightarrow 1) \\ (2 + \frac{4}{\beta})\lambda\sqrt{f'_c}b_0d \rightarrow 2) \\ (2 + \frac{a_s d}{b_0})\lambda\varphi_c\sqrt{f'_c} \rightarrow 3) \end{array} \right)$ <p>1) Для визначення міцності зрізу при продавлюванні плити без поперечної арматури; де <math>\lambda</math>-фактор для легкого заповнювача бетону (0,85 для піщано-легкого бетону і 0,75 -для усього легкого бетону).</p> <p>2) для прямокутних високих колон напруження зрізу вздовж довгих сторін на умовах відмови може бути значно менше, ніж в кутах, наближаючись до номінальної сили для одностороннього зрізу, <math>2\sqrt{f'_c}</math>; де <math>\beta</math> являє собою відношення довгої сторони до короткої сторони розмірів колони, зосередженого навантаження, або реакційної зони.</p> <p>3) для дуже високих колон (що мають відношення критичного периметру до ефективної висоти <math>b_0 / d</math> більше, ніж 20), напруження зрізу в умовах відмови по всіх сторонах критичного периметра буде значно менше, ніж на кутах; де <math>a_s = 40</math> для внутрішніх колон, 30 для крайніх колон і 20 для колон кутових.</p>
<p>Норми EN 1992-1-1[117]</p>	$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \eta_1 (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq v_{\min} + k_1 \sigma_{cp},$ <p>де <math>f_{ck}</math> у МПа – характеристична призмова міцність;</p> $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0;$ <p><math>\rho_1 = \sqrt{\rho_{1y} \cdot \rho_{1z}} \leq 0.02</math> – коефіцієнт армування, величини <math>\rho_{1y}, \rho_{1z}</math> повинні обчислюватись як середні величини з урахуванням ширини, що складається з ширини штампку та величини <math>3,0 d</math> з кожної сторони;</p> <p><math>\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2</math>, де <math>\sigma_{cy}</math> і <math>\sigma_{cz}</math> – нормальні напруження у бетоні контрольного перерізу в напрямках <math>x</math> і <math>y</math> (МПа, додатні при стиску):</p> $\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}}, \text{ а } \sigma_{c,z} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}};$ <p>де <math>N_{Ed,y}, N_{Ed,x}</math> – поздовжні зусилля у повному прольоті внутрішніх колон та поздовжня сила через контрольний переріз для крайніх колон. Зусилля можуть бути від дії навантаження або попереднього напруження. <math>A_c</math> - площа бетону відповідно до визначення <math>N_{Ed}</math>.</p>

**Примітка.** Збережено позначення, використані в реферованих джерелах

Країна	Формула міцності зрізу при продавлюванні:																																																																																																	
<p>Норми Німеччини [111; 112]</p>	$v_{Rd,c} = [0,14\eta_1 k (100\rho_1 f_{ck})^{1/3} - 0,12\sigma_{cd}] d \quad (\text{норми 2001 р.})$ $v_{Rd,c} = [(0,21/\gamma_c)\eta_1 k (100\rho_1 f_{ck})^{1/3} - 0,12\sigma_{cd}] d \quad (\text{норми 2008 р.})$ <p>де <math>\rho_1</math> - коефіцієнт поздовжнього армування:</p> $\rho_1 = \sqrt{\rho_{1y} \cdot \rho_{1z}} \begin{cases} \leq 0,40 f_{cd} / f_{yd} \\ \leq 0,02 \end{cases} \quad (\text{норми 2001 р.});$ $\rho_1 = \sqrt{\rho_{1y} \cdot \rho_{1z}} \begin{cases} \leq 0,50 f_{cd} / f_{yd} \\ \leq 0,02 \end{cases} \quad (\text{норми 2008 р.});$ <p><math>\sigma_{cd}</math> - розрахункове значення напружень в бетоні в розглядуваному периметрі:  <math>\sigma_{cd} = N_{Ed} / h</math>, де <math>h</math> - товщина плити, а <math>N_{Ed}</math> - розрахункове значення поздовжнього навантаження (<math>N_{Ed} &lt; 0</math> - від'ємне значення для поздовжньої стискаючої сили).</p>																																																																																																	
<p>Норми Велико-британії [108]</p>	$v_c = \frac{0,79 \cdot \left(\frac{100A_s}{b_v \cdot d}\right)^{1/3} \cdot \left(\frac{400}{d}\right)^{1/4}}{\gamma_m} \cdot \left(\frac{f_{cu}}{25}\right)^{1/3}$ <p><b>В табл. представлено значення, обчислені для <math>\gamma_m = 1,25</math> та отримані з виразу:</b></p> $v_c = \frac{0,79 \cdot \left(\frac{100A_s}{b_v \cdot d}\right)^{1/3} \cdot \left(\frac{400}{d}\right)^{1/4}}{\gamma_m},$ <p>де: <math>100A_s / (b_v \cdot d) \leq 3</math>;  <math>(400 / d)^{1/4} \geq 0,67</math> – для елементів без поперечної арматури  Для характеристичної міцності бетону більше 25 Н / мм<sup>2</sup>, значення в цій таблиці можна помножити на <math>(f_{cu} / 25)^{1/3}</math>. Значення <math>f_{cu}</math> не слід приймати більше 40.</p> <p style="text-align: center;"><b>Значення розрахункового напруження зрізу <math>v_c</math></b></p> <table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <thead> <tr> <th rowspan="3"><math>\frac{100A_s}{b_v d}</math></th> <th colspan="8">Effective depth mm</th> </tr> <tr> <th>125</th> <th>150</th> <th>175</th> <th>200</th> <th>225</th> <th>250</th> <th>300</th> <th>400</th> </tr> <tr> <th>N/mm<sup>2</sup></th> <th>N/mm<sup>2</sup></th> <th>N/mm<sup>2</sup></th> <th>N/mm<sup>2</sup></th> <th>N/mm<sup>2</sup></th> <th>N/mm<sup>2</sup></th> <th>N/mm<sup>2</sup></th> <th>N/mm<sup>2</sup></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>≤0.15</td> <td>0.45</td> <td>0.43</td> <td>0.41</td> <td>0.40</td> <td>0.39</td> <td>0.38</td> <td>0.36</td> <td>0.34</td> </tr> <tr> <td>0.25</td> <td>0.53</td> <td>0.51</td> <td>0.49</td> <td>0.47</td> <td>0.46</td> <td>0.45</td> <td>0.43</td> <td>0.40</td> </tr> <tr> <td>0.50</td> <td>0.67</td> <td>0.64</td> <td>0.62</td> <td>0.60</td> <td>0.58</td> <td>0.56</td> <td>0.54</td> <td>0.50</td> </tr> <tr> <td>0.75</td> <td>0.77</td> <td>0.73</td> <td>0.71</td> <td>0.68</td> <td>0.66</td> <td>0.65</td> <td>0.62</td> <td>0.57</td> </tr> <tr> <td>1.00</td> <td>0.84</td> <td>0.81</td> <td>0.78</td> <td>0.75</td> <td>0.73</td> <td>0.71</td> <td>0.68</td> <td>0.63</td> </tr> <tr> <td>1.50</td> <td>0.97</td> <td>0.92</td> <td>0.89</td> <td>0.86</td> <td>0.83</td> <td>0.81</td> <td>0.78</td> <td>0.72</td> </tr> <tr> <td>2.00</td> <td>1.06</td> <td>1.02</td> <td>0.98</td> <td>0.95</td> <td>0.92</td> <td>0.89</td> <td>0.86</td> <td>0.80</td> </tr> <tr> <td>≥ 3.00</td> <td>1.22</td> <td>1.16</td> <td>1.12</td> <td>1.08</td> <td>1.05</td> <td>1.02</td> <td>0.98</td> <td>0.91</td> </tr> </tbody> </table>	$\frac{100A_s}{b_v d}$	Effective depth mm								125	150	175	200	225	250	300	400	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	≤0.15	0.45	0.43	0.41	0.40	0.39	0.38	0.36	0.34	0.25	0.53	0.51	0.49	0.47	0.46	0.45	0.43	0.40	0.50	0.67	0.64	0.62	0.60	0.58	0.56	0.54	0.50	0.75	0.77	0.73	0.71	0.68	0.66	0.65	0.62	0.57	1.00	0.84	0.81	0.78	0.75	0.73	0.71	0.68	0.63	1.50	0.97	0.92	0.89	0.86	0.83	0.81	0.78	0.72	2.00	1.06	1.02	0.98	0.95	0.92	0.89	0.86	0.80	≥ 3.00	1.22	1.16	1.12	1.08	1.05	1.02	0.98	0.91
$\frac{100A_s}{b_v d}$	Effective depth mm																																																																																																	
	125		150	175	200	225	250	300	400																																																																																									
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>																																																																																										
≤0.15	0.45	0.43	0.41	0.40	0.39	0.38	0.36	0.34																																																																																										
0.25	0.53	0.51	0.49	0.47	0.46	0.45	0.43	0.40																																																																																										
0.50	0.67	0.64	0.62	0.60	0.58	0.56	0.54	0.50																																																																																										
0.75	0.77	0.73	0.71	0.68	0.66	0.65	0.62	0.57																																																																																										
1.00	0.84	0.81	0.78	0.75	0.73	0.71	0.68	0.63																																																																																										
1.50	0.97	0.92	0.89	0.86	0.83	0.81	0.78	0.72																																																																																										
2.00	1.06	1.02	0.98	0.95	0.92	0.89	0.86	0.80																																																																																										
≥ 3.00	1.22	1.16	1.12	1.08	1.05	1.02	0.98	0.91																																																																																										

Країна	Формула міцності зрізу при продавлюванні:
Норми Японії [116]	$v_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b$ <p>де: <math>f_{pcd}' = 0.20 \sqrt{f_{cd}'}</math> (Н/мм<sup>2</sup>), де <math>f_{pcd}' \leq 1.2</math> (Н/мм<sup>2</sup>);  коєфіцієнти: <math>\beta_d = \sqrt[4]{1000/d}</math> (d - в мм), коли <math>\beta_d &gt; 1.5</math>, <math>\beta_d</math> приймається 1,5;  <math>\beta_p = \sqrt[3]{100/p}</math>, коли <math>\beta_p &gt; 1.5</math>, <math>\beta_p</math>, приймається 1,5; <math>\beta_r = 1 + 1 / (1 + 0.25 \frac{u}{d})</math>  <math>f_{cd}'</math> - розрахункова міцність на стиск бетону (Н/мм<sup>2</sup>)  u - периметр завантаженої площі; <math>u_p</math> - периметр розрахункового поперечного перерізу, що знаходиться на відстані <math>\frac{d}{2}</math> від завантаженої площі.  d і p - робоча висота і коефіцієнт армування, що визначається як середнє значення для армування в двох напрямках  <math>\gamma_b</math> - коефіцієнт, що залежить від елемента: 1,3.</p>

#### 1.4.2. Продавлювання армованих горизонтальною арматурою плит

У зв'язку із складністю встановлення поперечної арматури та перспективою застосування горизонтальної в якості несучого армування у плитах, що працюють на продавлювання, було необхідно вивчити існуючі методики розрахунку, що реалізуються через врахування в несучій здатності впливу саме поздовжнього армування на основі рекомендаційних та нормативних положень.

- **Розрахунок на продавлювання для армованих балок із ніздрюватих бетонів.** Авторами Вилегжаніном В.П. і Пінскером В.А була запропонована методика розрахунку армованих балок з автоклавних ніздрюватих бетонів, що працюють на згин, на міцність при вигині і зрізі, на тріщиностійкість та деформації [7], що передбачає використання поняття моментних напружень несиметричної теорії пружності, запропонованої братами Коссера. Руйнування прогонових перетинів приймається в перерізі з тріщиною за двома схемами: 1) від текучості або розриву арматури без руйнування газобетону стиснутої зони або при руйнуванні його після помітної текучості сталі (прогин більший за  $l_0 / 50$ ); 2) від роздроблення і

крихкого руйнування стиснутої зони без помітних пластичних деформацій (нелінійних) розтягнутої арматури.

Напружений стан стиснутої зони в середині прольоту (над тріщиною) приймався однорідним, викликаним сумою енергій моментних і нормальних напружень, рівномірно розподілених по площі стиснутої зони, що рівна енергії руйнування призми (при осьовому стиску).

Руйнуючий момент згідно з запропонованою методикою для прямокутного перерізу визначався за формулою:

$$M_{ult} = \sqrt{\frac{3}{7}} R_b \cdot b \cdot h_0^2 \left[ \xi \left( 1 - \frac{\xi}{3} \right) + \sqrt{\frac{7}{3}} \mu' \frac{R_{sc}}{R_b} (1 - \delta') \right], \quad (1.6)$$

де при руйнуванні по арматурі:  $\xi = \xi_{arm} = \frac{x}{h_0} = \sqrt{\frac{7}{3}} \mu' \frac{R_s}{R_b} (1 - f_s r_s)$ ;

при руйнуванні по бетону:  $\xi = \xi_b = \mu \alpha (1 + f_s r_s) \left[ \sqrt{1 + \frac{2(1 + f_s r_s \delta')}{\mu \alpha (1 + f_s r_s)^2}} - 1 \right]$ ;

де  $f_s = \frac{A'_s}{A_s} = \frac{A_s}{b \cdot h_0}$ ,  $\frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{\mu'}{\mu}$ ;  $r_s = \frac{R_{sc}}{R_s} = \frac{\sigma'}{\sigma_T}$ ;  $\delta' = \frac{a'}{h_0}$ ;  $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ ,

$A'_s$  - площа поперечного перерізу стиснутої арматури, м<sup>2</sup>;

$A_s$  - площа поперечного перерізу розтягнутої арматури, м<sup>2</sup>;

$R_{sc}$  - розрахунковий опір стиснутої арматури (в газобетоні), кг / м<sup>2</sup>;

$R_s$  - розрахунковий опір розтягнутої арматури, кг / м<sup>2</sup>;

$R_b$  -  $R_b \cdot 0,7225$  - розрахунковий опір пінобетону на стиск, помножений на коефіцієнт 0,85 при вологості за масою від 25% і вище і коефіцієнт тривалого навантаження 0,85, кг / м<sup>2</sup>;

$\sigma'$  - напруження в стиснутій арматурі, кг / м<sup>2</sup>;

$\sigma_T$  - межа текучості арматури, кг / м<sup>2</sup>;

$a'$  - відстань від верхньої грані поперечного перерізу до осі стиснутої арматури, м;

$E_s$  - модуль пружності арматури, кг / м<sup>2</sup>;

$E_b$  - початковий модуль пружності газобетону, кг / м<sup>2</sup>;



$\mu'$  - коефіцієнт армування стиснутої зони;

$\mu$  - коефіцієнт армування розтягнутої зони;

$h_0$  - робоча висота перерізу (відстань від верхньої грані перерізу елемента до осі розтягнутої арматури), м;

Якщо  $\xi_{arm} > \xi_b$ , то руйнування відбувається по газобетону; якщо  $\xi_{arm} < \xi_b$ , то - по арматурі; при  $\xi_{arm} = \xi_b$ , відбувається одночасне руйнування по газобетону і арматурі.

Даний розрахунок є важливим з точки зору вивчення роботи ніздрюватого бетону на продавлювання, однак можливість застосування положень даної методики тільки до балочних елементів, зумовлює подальші дослідження у випадку плитних конструкцій, зокрема для пінобетону.

• **Теорія критичної похилої тріщини для плитних елементів з важкого бетону.** Методика [97; 98; 107; 123; 126; 131; 132; 135], представлена Muttoni [135] заснована на ідеї, що опір продавлювання зменшується зі збільшенням кута повороту (обертання) плити  $\psi$ . Це положення, досліджене науковцями Muttoni і Schwartz [133], пояснюється тим, що міцність на зріз зменшується з утворенням критичної тріщини зрізу, яка поширюється по товщині плити. На рис. 1.20 показано переріз стисненої колони при дії поперечних сил (зусилля зрізу).

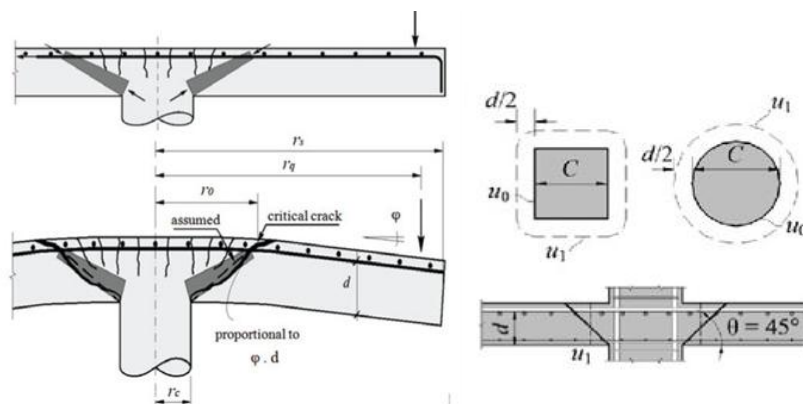


Рис. 1.20. Теорія критичної похилої тріщини (Muttoni [135])

На основі цієї концепції Muttoni [135] стверджує, що *міцність на зріз, що сприймається бетоном* може бути знайдена наступним чином:

$$V_{R,c} = \frac{3}{4} \frac{u_1 \cdot d \sqrt{f_c}}{1 + 15 \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}}, \quad (1.7)$$

де:  $u_1 = b_0$  - довжина контролю периметра  $d/2$  від граней колони (рис. 1.18);  $f_c$  - міцність бетону на стиск;  $\psi$  - кут повороту (обертання) плити;  $d_{g0}$  - діаметр заповнювача;  $d_g$  - максимальний діаметр заповнювача.

Розглянутий метод розрахунку не був апробований в даному дисертаційному дослідженні через відсутність крупного заповнювача у матеріалі дослідних взірців, однак цікавий з точки зору нових теоретичних положень у порівнянні з іншими джерелами.

### • Розрахунок на продавлювання для залізобетонних плит згідно з рекомендаціями НДБК

Відповідно до представленої методики [67; 100]:

1. Перевіряється умова (107) СНиП 2.03.01-84\* по формулі:

$$F \leq F_b = \alpha R_{bt} u_m h_0, \quad (1.8)$$

де  $F$  – продавлююча сила;  $\alpha$  - коефіцієнт, який залежить від виду бетону ( $\alpha=1$  для звичайного важкого бетону, 0,85 для дрібнозернистого та 0,8 для легкого);  $u_m$  - середньоарифметичне значення периметру верхньої й нижньої основи піраміди у межах робочої висоти перетину  $h_0$ .

2. Якщо умова (1.8) задовольняється, розрахунок завершений, якщо ж  $F > F_b$ , перевіряється умова (1.9):

$$\frac{F}{F_b} \leq 1,6 \quad (1.9)$$

Якщо умова (1.9) не задовольняється, необхідно збільшувати товщину плити, або розмір штампа.

При  $\frac{F}{F_b} \leq 1,6$  міцність на продавлювання можна забезпечити встановленням горизонтальної арматури (рис. 1.21), а фактичне зусилля, що сприйме така арматура визначається за формулою (1.10):

$$F_{sw}^{факт} = F - F_b \quad (1.10)$$

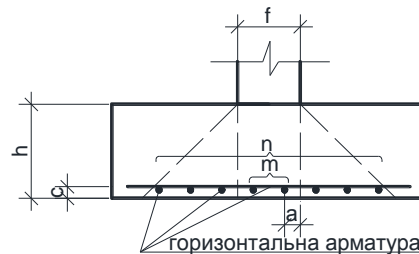


Рис. 1.21. До розрахунку за методикою НДІБК

3. Розрахункову поперечну силу, що сприймається поздовжніми арматурними стрижнями плити, визначаємо згідно з формулою (1.11):

$$F_{sw}^{розр} = 0,576n\sqrt{d^3 R_s g_{\min}} \quad (1.11)$$

де  $d$  – діаметр арматури, см;

$n$  – к-ть стрижнів армування, що попадають в піраміду продавлювання;

$R_s$  - розрахункове значення міцності арматури на розтяг - згідно із СНиП 2.03.01-84\*;

$g_{\min}$  – напруження в бетоні під арматурою, мінімальне серед значень:

- погонна міцність бетону під одним стержнем на місцевий стиск (на змінання):

$$g_1 \leq R_{b,loc} \cdot d;$$

- погонна міцність бетону на розтяг під одним стержнем (на зріз):

$$g_2 \leq R_{bt} \cdot (h-d);$$

- погонна міцність бетону на розтяг у розрахунку на один стержень в межах штампугу:

$$g_3 \leq R_{bt} \cdot \frac{(f - 2a + h - d)}{m}, \quad (1.12)$$

де  $R_{b,loc}$  - розрахункове значення міцності бетону стиск згідно зі СНиП;

$R_{bt}$  - розрахункове значення міцності бетону на розтяг згідно зі СНиП;

$h$  - товщина плити, см;  $f$  - розмір штампугу;

$m$  - к-сть стержнів, що входять в розмір штампугу  $f$ ;

$a$  - відстань від крайнього горизонтального стержня з числа  $m$  стержнів до грані колони

Описану методику необхідно перевірити на можливість її використання для розрахунку пінобетонних армованих плит на продавлювання.

### 1.5. Висновки та задачі досліджень

На сьогоднішній день тенденція до спрощення технології виготовлення, зменшення матеріаломісткості та собівартості будівельної продукції зумовлює актуальність використання пінобетону, як сучасного будівельного матеріалу.

Місцеве зминання та продавлювання матеріалу дорожньої основи, фундаментних плит та перекриттів в вузлах з'єднання зі стінами, колонами чи обладнанням у випадку пінобетону є мало вивченим та актуальним для досліджень.

Аналіз існуючих експериментальних даних та методик розрахунку бетонних плитних елементів (в основному залізобетонних) при їх роботі на продавлювання дозволяє зробити наступні висновки:

1. В результаті огляду встановлено, що існуючі нормативні методики розрахунку залізобетонних плит на продавлювання, засновані на методі граничної рівноваги і використовують гіпотезу про існування заздалегідь заданої поверхні руйнування. Незважаючи на це, в експериментальних дослідженнях руйнування при продавлюванні часто відбувається за деякими поверхнями, що відрізняються від заданих заздалегідь. Також наявні експериментальні дані та розрахункові нормативні методики, орієнтовані на випадки, коли штампи або площі передачі навантаження мають круглі або прямокутні форми, не дають однозначної відповіді на питання про форму поверхні руйнування.

2. Результати експериментальних досліджень [139] показують, що опір продавлюванню залізобетонних плоских плит без поперечної арматури в основному залежить від: міцності бетону на розтяг  $f_{ct}$  та стиск  $f_c$ ; коефіцієнта армування (для арматури, що працює на розтяг при згині)  $\rho$ ; розмірів і геометрії площі навантаження; «розмірного ефекту -  $\xi$ » -

коефіцієнта, що враховує зменшення номінальної міцності на зріз плити за рахунок збільшення ефективною (робочою) висоти  $d$ , причому Єврокод, в свою чергу, обмежує це значення величиною – 2.

Стосовно нормативних методик, то у випадку АСІ – 318 [105] (норми США) та СНиП 2.03.01-84\* [92] (СП 52-101-2003 [93]) механізм розрахунку на продавлювання без поперечної арматури не враховує *коефіцієнт поздовжнього армування*, що впливає на несучу здатність, як це передбачено в нормах EN 1992-1-1 [117], *JSCE's 2007 Standard* (норми Японії) [116], fib Model Code 2010 [131; 132] (Swiss Code SIA - 262) [140].

**3.** На відміну від армованих бетонних плит, несуча здатність армованих горизонтальною арматурою пінобетонних плит при продавлюванні залежна не тільки від виду та кількості арматури, але і від величини анкерування цієї арматури у двох взаємно перпендикулярних напрямках, що поки не вивчено.

Для досягнення поставленої мети роботи необхідно вирішити наступні **задачі дослідження:**

- на основі аналізу існуючих літературних джерел за результатами раніше проведених досліджень ніздрюватих бетонів та конструкції з них, а також враховуючи потреби сучасного будівельного ринку встановити доцільність та напрямки дослідження пінобетону на продавлювання штампом;
- виконати аналіз існуючих та отримати нові фізико-механічні характеристики конструктивно - теплоізоляційного пінобетону, неметалевої та металевої арматури з метою їх узагальнення;
- розробити методику та провести експериментальні дослідження пінобетонних плит опертих по контуру на продавлювання штампом з метою встановлення доцільності їх армування і вибору його оптимального виду;
- виконати порівняльний аналіз отриманих результатів експериментальних та теоретичних досліджень неармованих та армованих пінобетонних плит з метою встановлення закономірностей впливу марки пінобетону, товщини

плит, виду та характеру армування на несучу здатність плит на продавлювання;

- розробити рекомендації з розрахунку та проектування пінобетонних неармованих та армованих плит, що працюють на продавлювання жорстким штампом та виконати впровадження результатів досліджень.

## **РОЗДІЛ 2. ОБ'ЄМ ТА МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ**

Відповідно до поставлених задач для досягнення мети роботи, необхідно було провести експериментальні дослідження на продавлювання штампом пінобетонних плит та визначити фізико-механічні характеристики матеріалів які застосовувались для виготовлення цих плит.

### **2.1. Дослідження пінобетонних плит на продавлювання штампом**

#### **2.1.1. Конструкція дослідних зразків плит та технологія їх виготовлення**

У лабораторії кафедри будівельного виробництва Національного університету «Львівська політехніка» в період з 2007 по 2014 рік були проведені експериментальні дослідження пінобетонних неармованих і армованих плит з різними видами армування на продавлювання штампом.

Для реалізації поставленої мети роботи, були виготовлені дослідні зразки пінобетонних плит розмірами в плані 500x500 та 870x870 мм, різною товщиною  $h$ , з різним армуванням та без нього. Основні параметри цих плит представлені в табл. 2.1. Всього було виготовлено та досліджено 30 – ть плит.

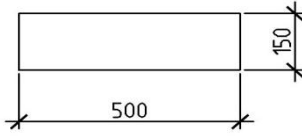
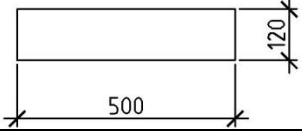
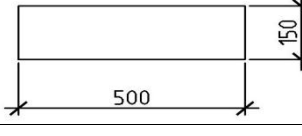
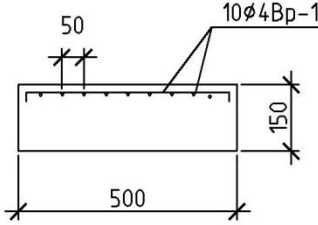
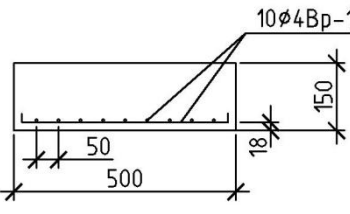
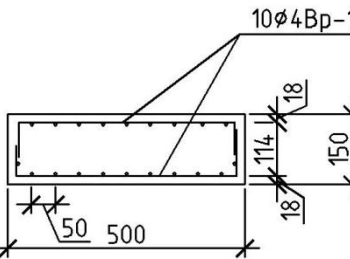
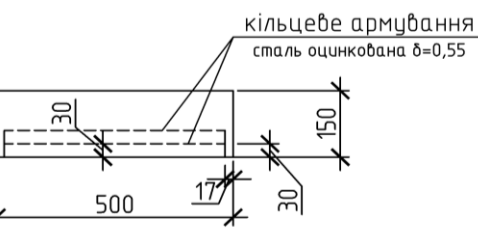
Плити марок П-1... П-8 були виготовлені з пінобетону проектної марки за густиною D700...D1000 без армування з метою дослідження роботи пінобетону без додаткових чинників на продавлювання.

Плити марок П-9...П-11 були армовані металевими сітками коміркою 50x50 мм з різним розташуванням по висоті, з метою встановлення їх впливу на роботу плит від продавлювання.

У плитах марок П-12...П-20 було використано різноманітне армування, металевою та неметалевою арматурою, з метою встановлення виду ефективного армування.

Таблиця 2.1

## Параметри експериментальних плит

Марка плити	h, мм	Проектна марка пінобетону, D	Вид армування	Ескізи плит
1	2	3	4	5
П-1	150	800	не армовані	
П-2				
П-3				
П-4				
П-5	120	800		
П-6				
П-7	150	800		
П-8		1000		
П-9	150	700	одинарна сітка зверху коміркою 50x50 мм	
П-10			одинарна сітка знизу коміркою 50x50 мм	
П-11			подвійна сітка коміркою 50x50 мм	
П-12			кільцеве полосове армування	



## Продовження табл. 2.1

1	2	3	4	5
П-13	150	800	сотова сітка	
П-14				
П-15	150	1200	штукатурна сітка зверху і знизу вічком 5x5 мм	
П-16				
П-17	240	1100	штукатурна сітка зверху і знизу вічком 5x5 мм	
П-18				
П-19	110		сітка «Armtex» знизу і зверху вічком 30x30 мм	
П-20				
П-21	60	700	фібра	
П-22	120			
П-23	150	900	фібра	
П-24				
П-25	150	800	не армовані	
П-26				
П-27	150	800	одинарна сітка знизу вічком 50x50 мм	
П-28				
П-29	150	1000	одинарна сітка знизу вічком 50x50 мм	
П-30				

Для плит марок П-21...П-24 був використаний пінобетон з додаванням до нього при замішуванні поліпропіленової фібри довжиною волокна 12 мм (рис. 2.1) в кількості  $900 \text{ г/м}^3$  суміші з метою збільшення міцності пінобетону.

Плити марок П-25...П-26 були виготовлені розміром в плані  $870 \times 870$  мм висотою  $h=150$  мм, з метою встановлення впливу збільшення розмірів плит в плані на характер руйнування при однакових розмірах опорного столика.

Плити марок П-27...П-30 були армовані металевими сітками коміркою  $50 \times 50$  мм з додатковим їх анкеруванням в одному напрямку у верхній зоні плити. Це виконувалося з метою встановлення впливу величини зони анкерування сіток та її напрямку на роботу плит при продавлюванні.



Рис. 2.1. Поліпропіленове волокно (фібра).

Для виготовлення пінобетону використовували наступні матеріали:

а) пісок з Ясинецького кар'єру Львівської області, який відповідав вимогам ДСТУ Б. В.2.7-32-95 [47];

б) портландцемент марки ПЦ-І 500, виготовлений на ВАТ «Миколаївцемент» та ВАТ «Івано-Франківськцемент»;

в) піноутворювач Centripor SK 100, виробництва концерну MS-Bauchemie (Німеччина);

г) вода, що відповідає вимогам ДСТУ Б. В.2.7-273:2011 (ГОСТ 23732-79, MOD) [46].

Рецептурний склад компонентів для виготовлення пінобетону приймався відповідно до його проектних марок за табл. 2.2. Компоненти пінобетону (пісок, цемент та вода) зважувалися на повіреній вазі з використанням тарованих мірних важок (рис. 2.2), та детально перемішувалися у бетоно-змішувачі об'ємом 0,2 м<sup>3</sup>.

Таблиця 2.2

Рецептурний склад основних компонентів пінобетонної суміші

Проектна марка пінобетону	Склад компонентів (на 1 м <sup>3</sup> )	
	назва компоненту	кількість
D 1200	цемент	500 кг
	пісок	700 кг
	піноутворювач	0,8
	вода	180 л
D 1000	цемент	330 кг
	пісок	616 кг
	піноутворювач	1 л
	вода	198 л
D 800	цемент	330 кг
	пісок	373 кг
	піноутворювач	1,2 л
	вода	198 л
D 600	цемент	330 кг
	пісок	196 кг
	піноутворювач	1,3 л
	вода	198 л



Рис. 2.2. Зважування компонентів для виготовлення пінобетону.

Виготовлення пінобетону проводилося в лабораторних умовах в закритому приміщенні при кімнатній температурі. Приготування пінобетону реалізовувалось за класичною схемою отримання - змішування стійкої піни з розчином (рис. 2.3, а). Концентрат піноутворювача і частину води змішували для отримання робочого розчину піноутворювача. Робочий розчин піноутворювача проходив через піногенератор, де за допомогою компресора перетворювався у піну. Дозування компонентів для приготування розчину проводилось: для води - по об'єму, цементу і піску – по масі. Відношення В/Ц розчину (перед додаванням піни) становило не менше 0,38 (при реальних значеннях від 0,4 до 0,45), що пов'язано з необхідною густиною. Температура води була не вище +18°C.

Зважені компоненти пінобетону (пісок, цемент та вода) детально перемішувалися у бетоно-мішалці об'ємом 0,2 м<sup>3</sup> (див. рис. 2.3, б). Після того досягнення цементно-піщаною сумішшю однорідності до неї добавляли підготовлену піну з піногенератора (див. рис. 2.3, в) та додатково перемішували усю суміш протягом 15-20 хв, після чого виливали її у підготовлену опалубку, змащену мастилом або вкрити плівкою та зі встановленим (для армованих взірців) згідно з програмою досліджень армуванням (див. рис. 2.3, г). Об'ємна вага (густина) пінобетонної суміші

отримувалася з точністю до  $\pm 30 \text{ кг/м}^3$  в діапазоні  $650\text{-}1100 \text{ кг/м}^3$ , що відповідало марці пінобетону по середній густині (D) в межах  $600\text{-}1000 \text{ кг/м}^3$ .

Твердіння дослідних зразків плит, проходило в нормальних вологісно-температурних умовах. Розопалубка їх та виймання з форм проводилась через 14 днів після бетонування, а випробовування не швидше як через 28 днів з дня бетонування.



а)



б)



в)



г)

Рис. 2.3. Процес виготовлення дослідних зразків: а) готова піна; б) перемішування компонентів пінобетону - піску, цементу та води; в) приготування суміші з компонентів пінобетону та піни з піногенератора; г) зразки в проектному положенні в опалубковій формі під час бетонування.



### 2.1.2. Методика дослідження пінобетонних плит на продавлювання штампом

Була запроєктована та виготовлена дослідна установка для випробування на продавлювання пінобетонних плитних зразків штампом (рис. 2.4).

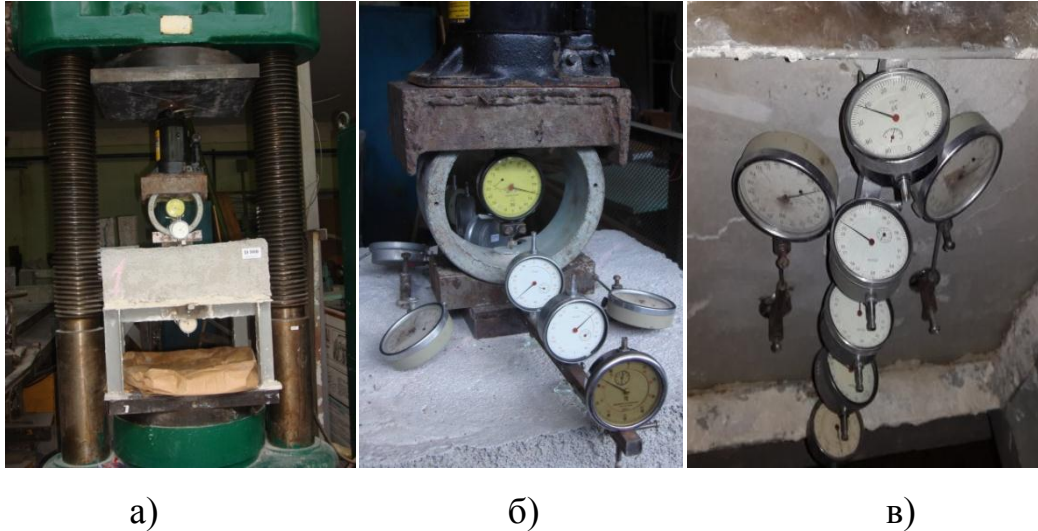


Рис. 2.4. Загальний вигляд дослідного обладнання:  
 а) випробувальний стенд; б) розміщення приладів у верхній зоні;  
 в) розміщення приладів у нижній зоні;

Установка складалася з опорного металевого столика 5 (рис. 2.5) виготовленого з металевого кутника (L50x5) з внутрішнім отвором 400x400, на який встановлювався дослідний зразок плити 1, до якого прикладалося зовнішнє вертикальне навантаження гідравлічним домкратом (див. рис.2.4, б) через металевий штамп 2 розміром 100x100x25 мм.

Дослідний зразок плити встановлювався на кутник металевого столика після нанесення на його горизонтальну поверхню гіпсового розчину для забезпечення рівномірного опирання плити по периметру.

Навантаження прикладали у центрі плити через металевий штамп. Фіксацію навантажень  $F$  виконували за допомогою тарованого динамометра, який встановлювали між плитою та траверсою преса з центруванням в осях перпендикулярних прольотів експериментальних плит.

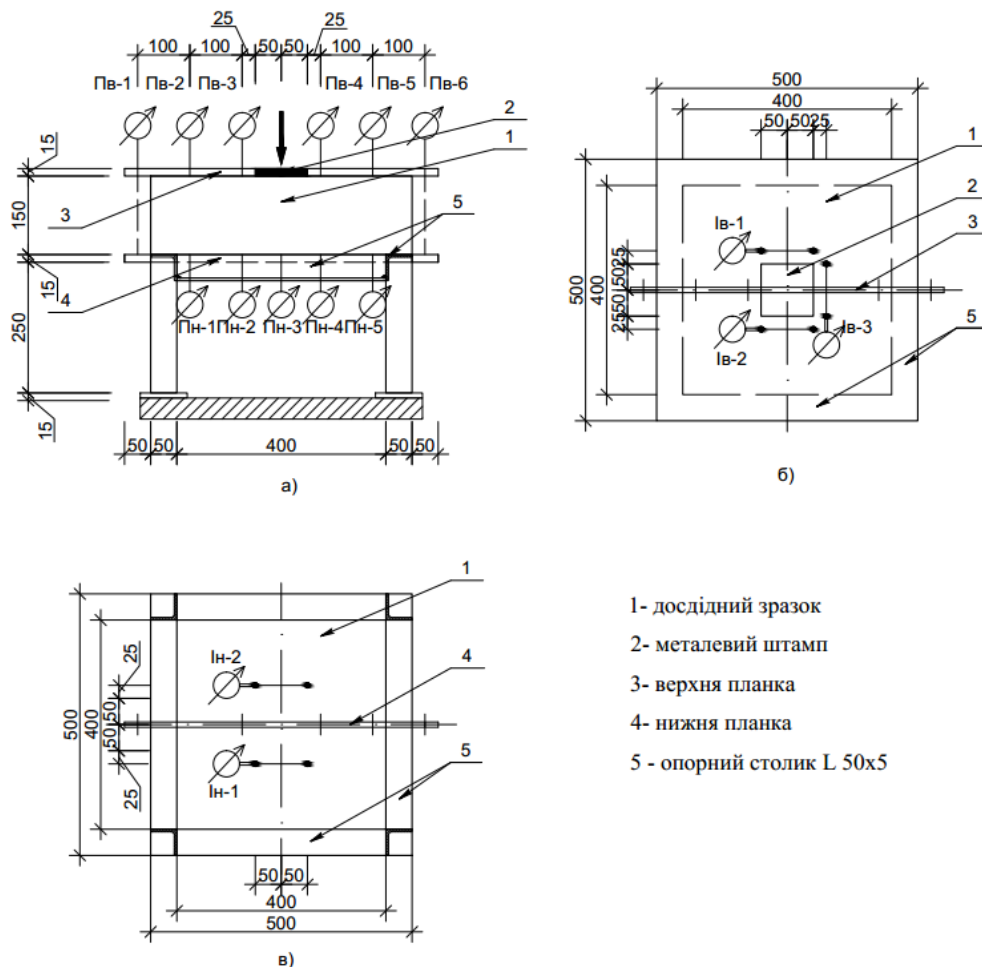


Рис.2.5. Схема установки випробувань:

- а) схема розміщення індикаторів Пв-1... Пв-6 та Пн-1...Пн-5 (загальний вигляд схеми);
- б) схема розміщення мікроіндикаторів Ів-1... Ів-3 (вигляд зверху);
- в) схема розміщення мікроіндикаторів Ін-1... Ін-2 (вигляд знизу)

Зверху плит на верхній планці 3 (див. рис.2.5) та на нижній планці 4, привареній внизу опорного столика, прикріплювалися індикатори годинникового типу (див. рис.2.4, б,в) з ціною поділки 0,01 мм для заміру вертикальних переміщень (прогинів) відповідно верхньої (Пв-1... Пв-6) та нижньої (Пн-1...Пн-5) поверхонь плити.

Для заміру деформацій пінобетону в залежності від розміщення заанкереної арматури використовувалися мікроіндикатори з ціною поділки 0,001 мм у верхній (Ів-1... Ів-3) та нижній (Ін-1, Ін-2) зонах плит.

Замір осідання плити 2 в процесі випробування (рис. 2.6) проводили на верхній рамці 3 (рис. 2.6), привареній до металевого штампу 1, за допомогою індикаторів Пв-1 та Пв-6 через металеві штоки 4, які кріпилися до консольних пластинок 5, приварених до металевого кутника 6 металевого столика. На цій рамці були закріпленні також індикатори Пв-3...Пв-4 для заміру просідання штампу у верхній зоні плити. Індикатор Пн-3 (рис 2.6, а) годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм для заміру прогинів плити у нижній зоні закріплювали до нижньої рамки 7, привареної з двох боків до низу металевого кутника 6.

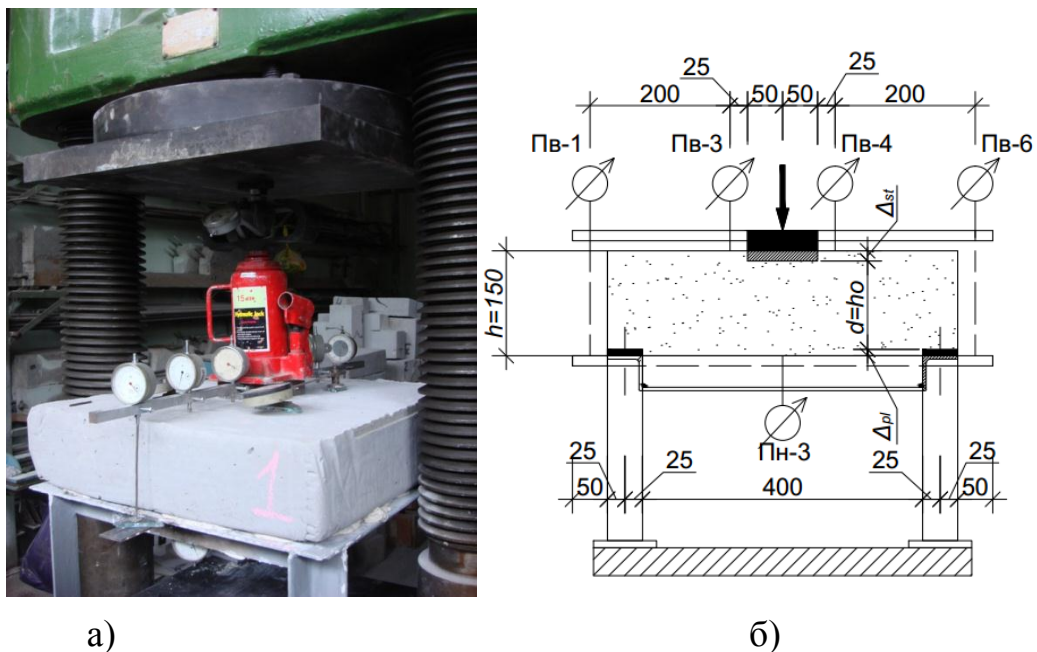


Рис. 2.6. Визначення осадки пінобетонної плити: а) загальний вигляд установки; б) розрахункова схема для знаходження осадки штампу  $\Delta_{st}$  та осадки плити  $\Delta_{pl}$ : 1-металевий штамп; 2- дослідна плита; 3-верхня рамка; 4-металеві штоки; 5-консольні пластинки; 6-металевий кутник L50x5 установки; 7-нижня рамка.

Прогин плит  $w$  визначався показами індикатора Пн-3 зменшеного на величину середнього осідання плити  $\Delta_{pl}$ , опертої на металевий кутник опорного столика (див. рис.2.5, 2.6), а саме:

$$w = f_{H3} - \Delta_{pl}; \quad (2.1)$$



$$\Delta_{pl} = k \cdot \Delta_{st}, \quad (2.2)$$

де  $f_{H3}$  - переміщення згідно показів індикатора Пн-3;  $\Delta_{pl}$  – осадка плити в місці опирання на металевий кутник опорного столика;  $\Delta_{st}$  – осадка металевого штампу;  $k = 1/9$ .

Коефіцієнт  $k = 1/9$  визначено, враховуючи співвідношення площі металевого штампу рівної  $100 \text{ см}^2$  до площі опирання пінобетонної плити по периметру на металевий кутник опорного столика рівної  $900 \text{ см}^2$  при умові, що пінобетон плити однорідний по товщині та його деформативність під штампом та кутниками однакова.

Осадку штампу в пінобетоні  $\Delta_{st}$  визначили, використовуючи покази індикаторів Пв-3 та Пв-4:

$$\Delta_{st} = (f_{B3} + f_{B4})/2, \quad (2.3)$$

де  $f_{B3}$  та  $f_{B4}$  – переміщення відповідно за показами індикаторів Пв-3 та Пв-4.

Для уникнення впливу явища депланації пінобетону навколо штампу на результати замірів, в процесі вдавлювання індикатори Пв-3 та Пв-4 були зміщені на 25 мм від контуру штампу.

Сумарна осадка  $\Delta$  визначалася за рівнянням:

$$\Delta = \Delta_{st} + \Delta_{pl}. \quad (2.4)$$

Дану сумарну осадку фіксували індикатори Пв-1 та Пв-6:

$$\Delta = (f_{B1} + f_{B6})/2, \quad (2.5)$$

де  $f_{B1}$  та  $f_{B6}$  – переміщення за показами індикаторів Пв-1 та Пв-6 відповідно.

Висота робочої зони  $d = h_0$  для неармованих плит визначалася за рівнянням:

$$d = h_0 = h - \Delta \quad (2.6)$$

де  $h$  - повна висота плити.

У зв'язку з тим, що пінобетон є матеріалом менш міцним у порівнянні з бетоном, епюру тиску в місці опирання пінобетонної плити на металевий

кутник столика прийнято прямокутною, на відміну від трикутної - як для бетону. Відповідно, розрахунковий проліт плити складав:

$$l_0 = l_{зр} - 2 \cdot 50 / 2 - l_{конс} = 450(\text{мм}) \quad (2.7)$$

де  $l_{зр}$  – розмір сторони плити;

$l_{конс}=0$  – довжина звисів сторін плит за межі опорного столика;

50(мм) - розмір сторони металевого кутника L 50x5, з якого виготовлено опорний столик.

Вигляд розміщення мікроіндикаторів Ів-1,2 та Ін-1,2 (див. рис. 2.5 б,в) з ціною поділки 0,001 мм для визначення абсолютних деформацій пінобетону в стиснутій та розтягнутій зоні плити на базі 100 мм зображено на рис. 2.7.

Для визначення абсолютних деформацій пінобетону в стиснутій та розтягнутій зоні плит використовувалися мікроіндикатори Ів-1, 2 та Ін-1, 2 на базі 100, вигляд яких подано на рис. 2.7.

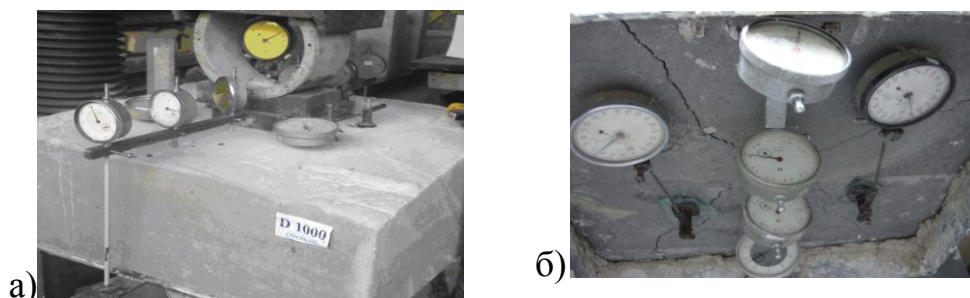


Рис. 2.7. Вигляд розміщення мікроіндикаторів для фіксації абсолютних деформацій пінобетону плити: а) зверху; б) знизу.

Дослідження плит П-25 та П-26 відбувалося за аналогічною методикою окрім того, що дані плити звисали за межі опорного столика на 185 мм по контуру, а сам столик встановлювався на чотири бетонних стовпці (рис. 2.8), індикатори Пв-1 та Пв-6 своїми штоками впиралися на скло приклеєне до плити у верхній зоні (рис. 2.9).

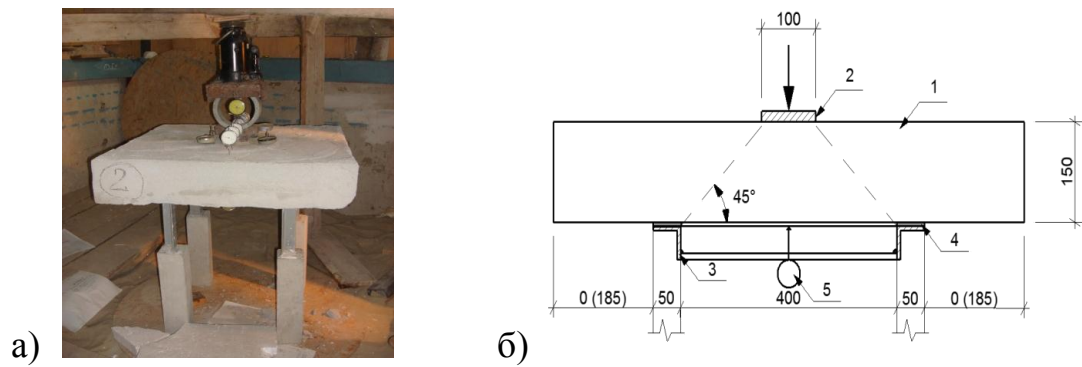
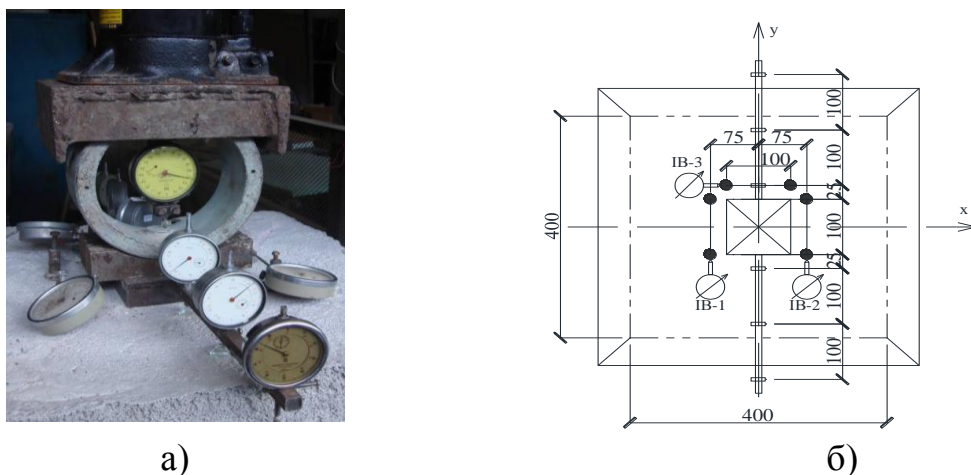


Рис. 2.8. Дослідження плит марок П-25 та П-26: а) загальний вигляд; б) схема (1-зразок, 2-штамп, 3-нижня рамка, 4-металевий кутник, 5-індикатор Пн-3).



Рис. 2.9. Вигляд опирання штоку індикатора Пв-1 (Пв-6) у плитах марок П-25 та П-26 .

У верхній зоні плит марок П-25...П-30 для заміру деформацій пінобетону у стиснутій зоні використовувався додатково третій мікроіндикатор Ів-3, який розміщувався перпендикулярно до двох інших мікроіндикаторів - Ів-1 та Ів-2 (рис. 2.10).



а) плита марки П-27 під час випробувань; б) загальна схема розташування приладів у верхній зоні.

Мікроіндикатор Ів-3 встановлювався у плитах марок П-27...П-30 з метою виявлення впливу напрямку розміщення заанкерених арматурних стержнів на деформативність пінобетону у стиснутій зоні плит (рис. 2.11). У плитах марки П-27, П-29 цей мікроіндикатор розміщувався вздовж заанкерених стержнів, а у плитах марки П-28 та П-30 поперек заанкерених стержнів. До аналізу приймалися середні значення показів дублюючих мікроіндикаторів Ів-1 та Ів-2.

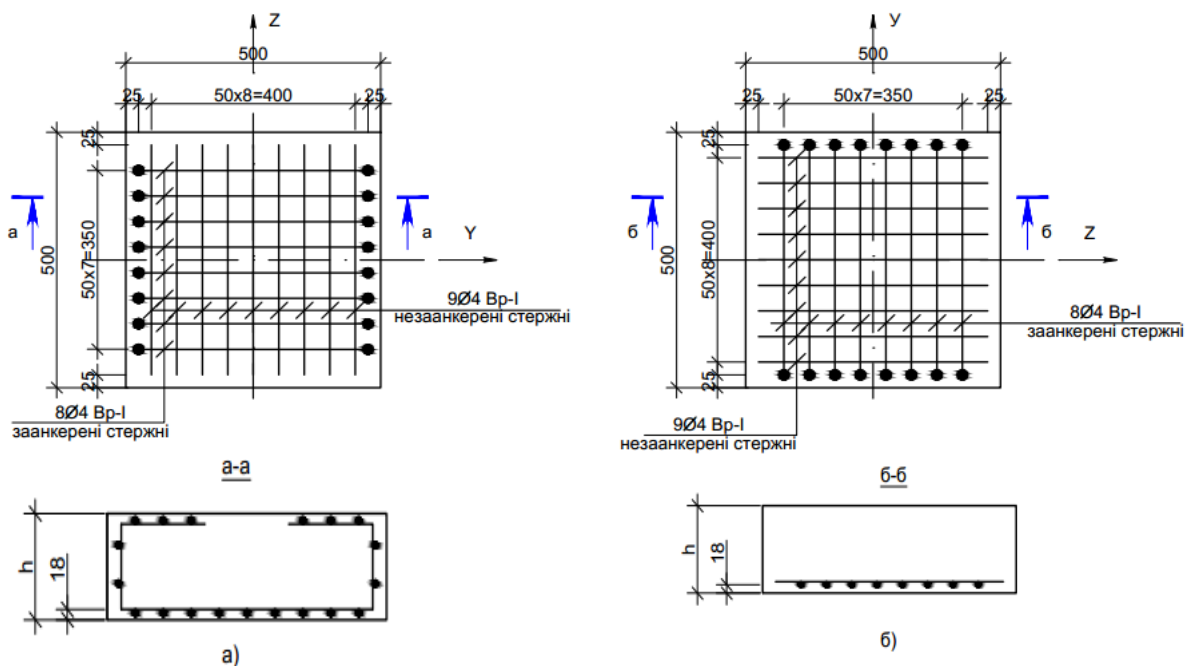


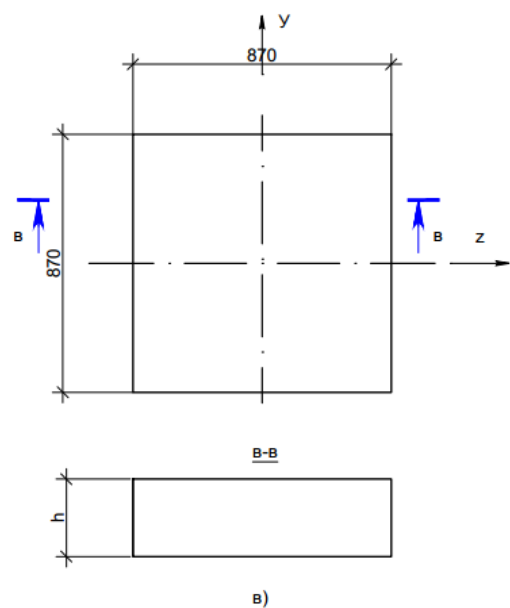
Рис. 2.11. Геометричні розміри дослідних зразків та їх армування:

а) для плит марок П-27, П-29, вигляд поперечного перерізу (а-а);

б) для плит марок П-28, П-30, вигляд поперечного перерізу (б-б);

в) для плит марок П-25, П-26, вигляд поперечного перерізу (в-в)

● — арматурний стержень з анкеруванням у верхню зону плити



Під час випробування плит на продавлювання, а також після їх руйнування проводилась фотофіксація та замір пошкоджень.

## 2.2. Визначення фізико-механічних характеристик матеріалів

Експериментальні плити виготовлялися з пінобетону, деякі з них були армовані. Армування застосовувалося у виді металевої та неметалевої арматури. Тому, були виконані дослідження на визначення фізико-механічних характеристик пінобетону, металевої та неметалевої арматури.

### 2.2.1. Конструкція дослідних зразків та методика дослідження пінобетону

#### 2.2.1.1. Дослідження пінобетону на стиск

Визначення міцності пінобетону на стиск проводилось згідно з ДСТУ Б В.2.7-214:2009 [44] та ДСТУ В.2.7-217:2009 [45].

Паралельно з плитами виготовлялися куби розміром 150x150x150 мм та призми розміром 150x150x600 мм з метою визначення механічних характеристик пінобетону на стиск різної марки за густиною (рис. 2.12).



Рис. 2.12. Виготовлення дослідних кубів та призм.

Для визначення додаткових значень кубикової міцності пінобетону з кожної дослідної плити після її випробування з непошкодженої частини вирізали по 2-3 куби розмірами приблизно 100x100x100 мм.

Випробування пінобетонних кубів на стиск проводилося між плитами пресу марки П-125 (рис.2.13) за допомогою ручного гідравлічного домкрату за методикою, викладеною в ДСТУ В.2.7-214:2009 [44]. Куби

встановлювалися на плити пресу через картонні прокладки для вирівнювання нерівностей на їх поверхні. Навантаження на куби прикладалося рівномірно наростаючим до їх руйнування. Оскільки через малу міцність пінобетону точно зафіксувати зовнішнє навантаження під час руйнування зразків на пресі із шкалою великого діапазону важко, тому зовнішнє навантаження фіксувалося за допомогою мікроіндикатора встановленого у попередньо тарованому кільцевому динамометрі. В результаті цих досліджень встановлювалася кубикова міцність пінобетону  $R_u(f_{c,cube})$ .



Рис. 2.13. Випробування пінобетонних кубів

Випробування пінобетонних призм проводилося на пресі марки П-125 (рис.2.14) по методиці згідно ДСТУ В.2.7-217:2009 [45], натомість вибір розмірів, форми та якості зразків відповідав ДСТУ В.2.7-214:2009 [44]. Призми встановлювалися на плити пресу з додатковими прокладками або без них з попереднім їх центруванням. Для заміру поздовжніх деформацій на призми розміром 150x150x600 мм встановлювалося чотири мікроіндикатори для заміру вертикальних поздовжніх деформацій з ціною поділки 0,001 мм на кожній грані призми з базою  $B = 400$  мм, а також аналогічних чотири мікроіндикатори по середині висоти призми для заміру горизонтальних поперечних деформацій з базою  $B = 100$  мм. Для призм розміром



100x100x400 мм встановлювалися аналогічні прилади з базами заміру вертикальних деформацій  $V = 200$  мм та поперечних деформацій  $V = 50$  мм.

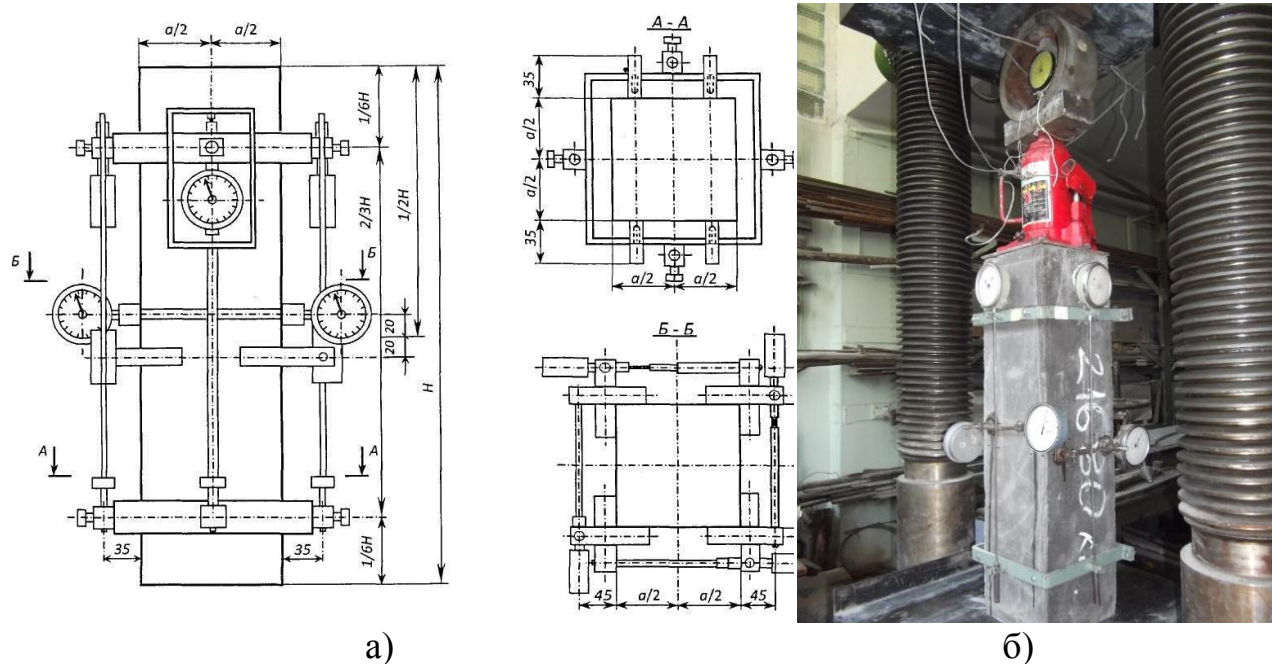


Рис. 2.14. Випробування пінобетонних призм: а) схема кріплення індикаторів при вимірюванні поздовжніх і поперечних деформацій зразка (ДСТУ В.2.7-217:2009) [45]; б) вигляд установки

Зовнішнє навантаження на призмах прикладалося ступінчасто у розмірі 5-10 % від очікуваного руйнуючого навантаження. Після 10-ти хвилинної витримки на кожній ступені знімалися покази з мікроіндикаторів та велося візуальне спостереження за процесом утворення тріщини. За результатами випробувань встановлювалася призмova міцність пінобетону  $R_b(f_{c,prism})$ , модуль пружності пінобетону  $E_b(E_{cm})$  в пружній стадії роботи та коефіцієнт Пуассона  $\nu$ .

В усіх дослідних зразках кубів та призм перед випробуванням уточнювалися геометричні розміри, після чого вони зважувалися з метою встановлення марки пінобетону за густиною. Після випробувань призм та кубів проводились додаткові дослідження вологості пінобетону.



### 2.2.1.2. Дослідження пінобетону на розтяг

В ході дисертаційного дослідження були проведенні комплексні дослідження пінобетону на розтяг за різними методиками, а саме визначення характеристики міцності пінобетону на *центральный розтяг*  $f_{c,tk}$  [33], на *розтяг при розколюванні*  $f_{c,m}$  [28] та *розтяг при згині*  $f_{c,tf}$  [27; 32]. Визначення міцності пінобетону на перераховані вище види розтягу регламентовано у ДСТУ Б В.2.7-214:2009 [44].

- Для дослідження *міцності пінобетону на центральный розтяг* були виготовленні «вісімки» та призми з пінобетону різних марок за густиною з геометричними розмірами вказаними на рис. 2.15.

Всього було виготовлено по 4 «вісімки» та призми з поперечним перерізом 150x150 мм для двох проектних марок пінобетону D800 і D1200 - по два близнюки. Додатково були виготовленні аналогічні «вісімки» та призми армовані поліпропіленовою фіброю (розхід фібри склав 0,6-0,9 кг/м<sup>3</sup> пінобетонної суміші).

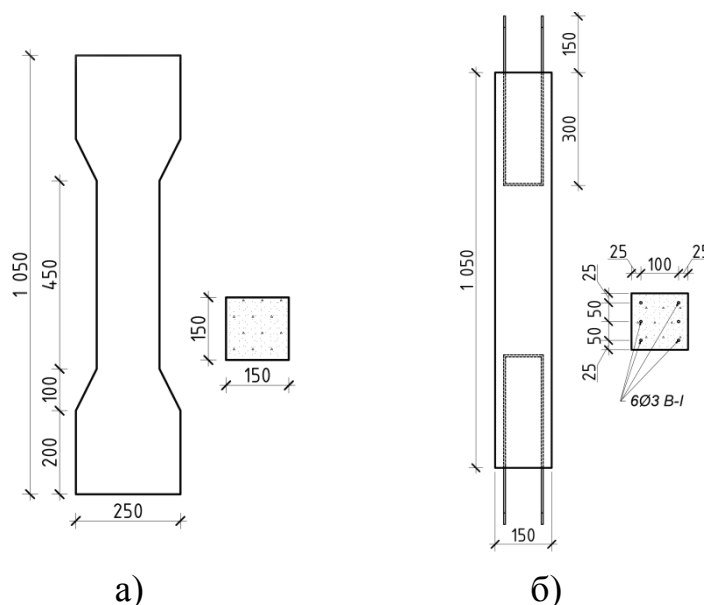


Рис. 2.15. Геометричні розміри дослідних зразків:

а) «вісімки», б) призми

Виготовлення «вісімок» та призм проводилося в дерев'яних опалубках, які перед бетонуванням зразків змащувалися машинним маслом для забезпечення гладких поверхонь дослідних зразків при вийманні їх з опалубки (рис. 2.16).

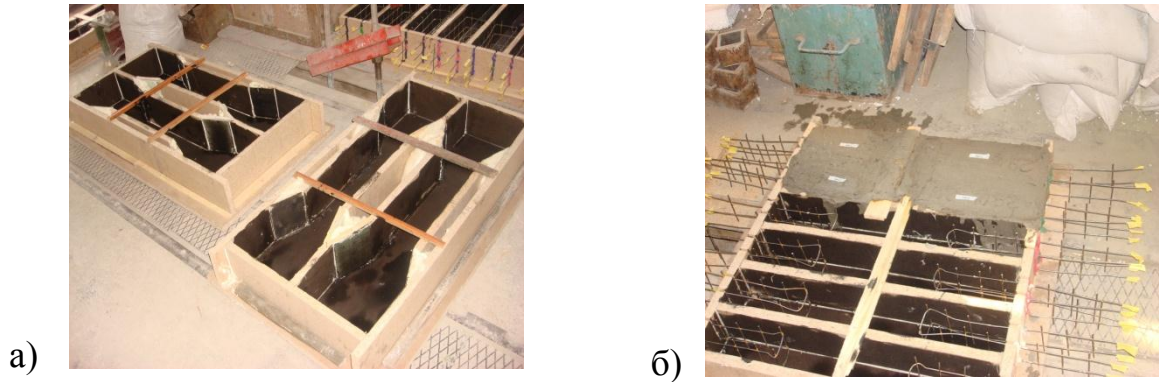


Рис. 2.16. Дослідні зразки: а) «вісімки», б) призми

До бетонування призм у опалубку в при опорних зонах вкладалися арматурна сітка з  $\varnothing 4-6$  Вр-I (див. рис. 2.16, б) для анкерування їх в губках розривної установки через спеціально розробленні опорні пластини, на які отримано патент України на корисну модель [73]. Випуски арматурної сітки з пінобетонних призм закріплювалися до опорних пластин за допомогою різьбового з'єднання та гайок (рис. 2.17).



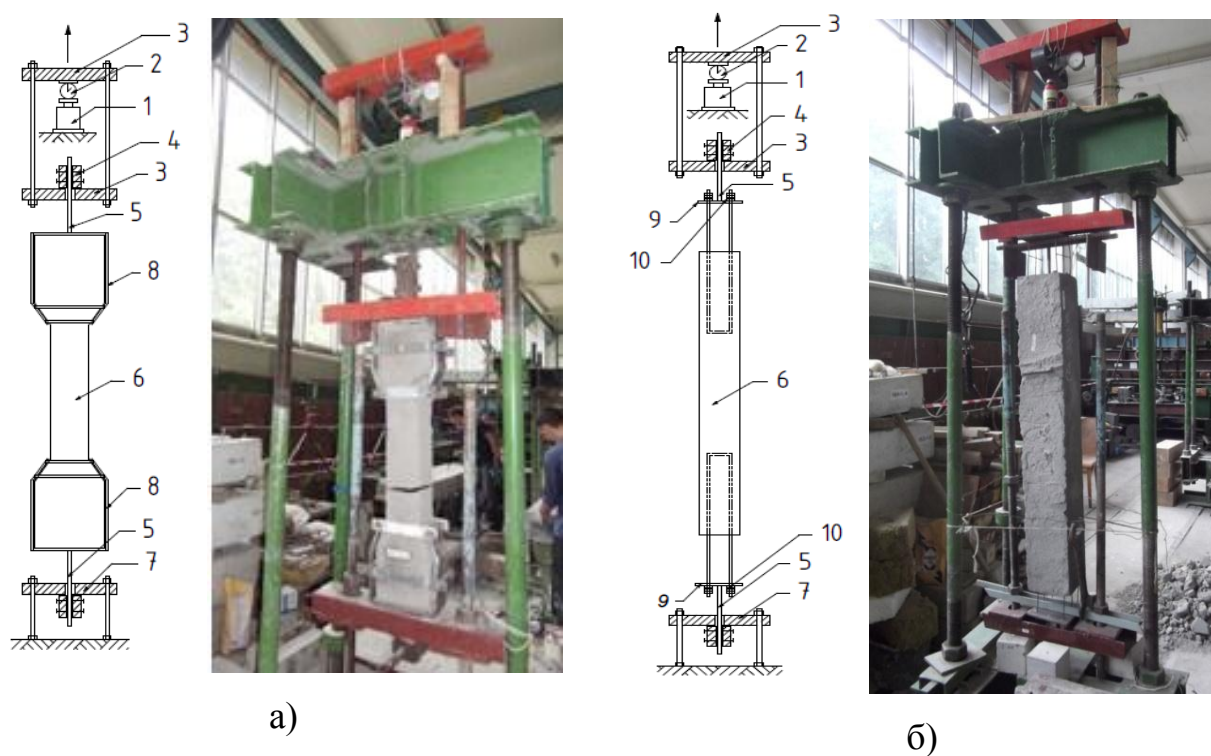
Рис. 2.17. Спеціальні опорні пластини: а) схема; б) вигляд

Твердіння дослідних зразків «вісімок», призм проходило в нормальних вологісно-температурних умовах. Розопалубка їх проводилась через 14 днів

після бетонування, а випробування не швидше як через 28 днів з дня бетонування.

Для випробування дослідних зразків на центральний розтяг була розроблена спеціальна розривна установка [33; 74], яка дозволяла надійно закріпити «вісімки» та призми в її губках та прикладати навантаження за допомогою ручного гідравлічного домкрату з великою точністю заміру розривного зусилля за допомогою пружинного або кільцевого динамометра.

Схеми та загальні вигляди установок для проведення випробувань дослідних зразків «вісімок» та призм на осьовий розтяг, подані на рис. 2.18.



- 1- домкрат; 2 – динамометр; 3 – рухомі траверси; 4 – муфта; 5 – центруючі стержень;  
6 – дослідний зразок; 7 – нерухомі траверси; 8 – захвати;  
9 – пластини; 10 – гайки Ø3

Рис. 2.18. Схема та зовнішній вигляд установки випробування «вісімок» (а) та призм (б)

Після випробування «вісімок» та призм на розтяг проводився відбір проб пінобетону з метою визначення вологості пінобетону за методикою ДСТУ Б В.2.7.-214:2009 [44].

• Для дослідження *міцності пінобетону на розтяг при розколюванні* були використанні фрагменти пінобетонних «вісімок» та призм після їх випробування на центральний розтяг, а також додаткові призми частина яких була армована поліпропіленовою фіброю (розхід фібри склав 0,6-0,9 кг/м<sup>3</sup> пінобетонної суміші).

Схема досліджень та загальний вигляд дослідних установок [28] показані на рис. 2.19 та рис. 2.20.

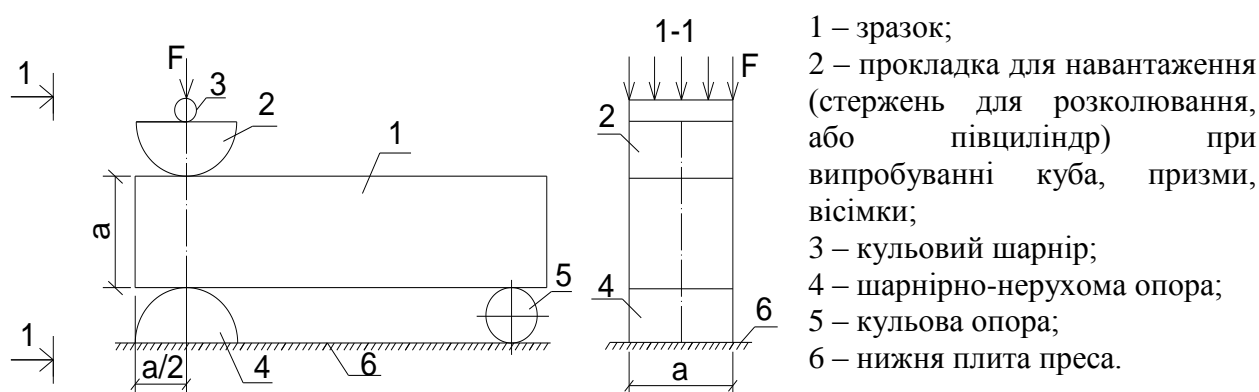


Рис.2.19. Схема досліджень

Перед випробуванням грані, на які здійснювали опирання зразків «вісімок» та призм, що призначені для випробувань на розтяг при розколюванні, вибиралися таким чином, щоб осі прокладок (стержнів або півциліндрів) для розколювання, що передавали зусилля, були перпендикулярні до шарів укладання бетонної суміші.

На бічні грані «вісімок» і призм наносили осьові лінії, за допомогою яких зразки центрували перед випробуваннями.

Після замірів геометричних розмірів дослідних зразків та їх зважування визначалася фактична густина пінобетону.

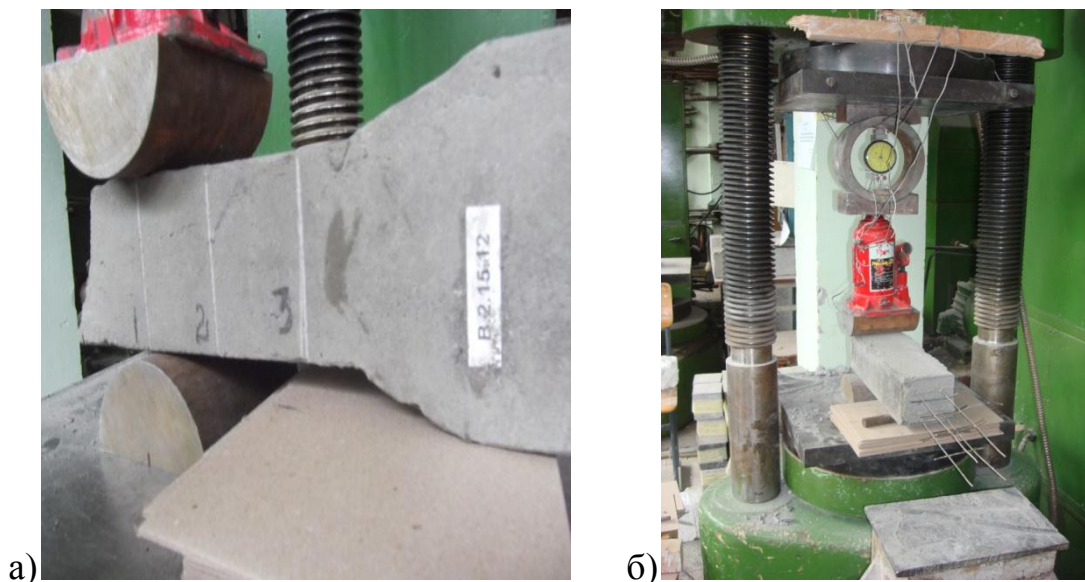


Рис.2.20. Випробування пінобетону на розтяг при розколюванні:  
а) фрагменти «вісімок»; б) фрагменти призм.

Зусилля  $F$  від домкрату дослідної установки прикладалося до зразка 1 (див. рис. 2.19) через кульовий шарнір 3 і навантажувальний пристрій 2, який при випробуванні «вісімок» та призм виконували у вигляді сталевих стержнів, циліндрів чи напівциліндрів. Зразки встановлювалися на плиту преса 6 на шарнірно-нерухому опорі 4 та шарнірно-рухому кульову опору 5 і завантажували до руйнування. Навантаження зразків здійснювалося безперервно зі швидкістю, що забезпечувала підвищення розрахункового напруження в зразку до його повного руйнування в межах  $(0,05 \pm 0,02)$  МПа/с. Зразки послідовно розколювалися у декількох перерізах по довжині.

Відстань між перерізами розколювання була не меншою половини висоти перерізу зразків, у нашому випадку 75 мм для вісімок  $150 \times 150 \times 1050$  мм та для призм  $150 \times 150 \times 600$  мм.

Максимальне зусилля, що досягалося в процесі випробувань, приймали за руйнівне навантаження.



• Для дослідження *міцності пінобетону на розтяг при згині* було виготовлено дев'ять зразків призм з пінобетону розмірами 150x150x600 мм проектною густиною від D800 до D1200. З них три призми були армовані поліпропіленою фіброю (розхід фібри склав 0,6-0,9 кг/м<sup>3</sup> пінобетонної суміші). Схема досліджень [27; 32] показана на рис. 2.21.

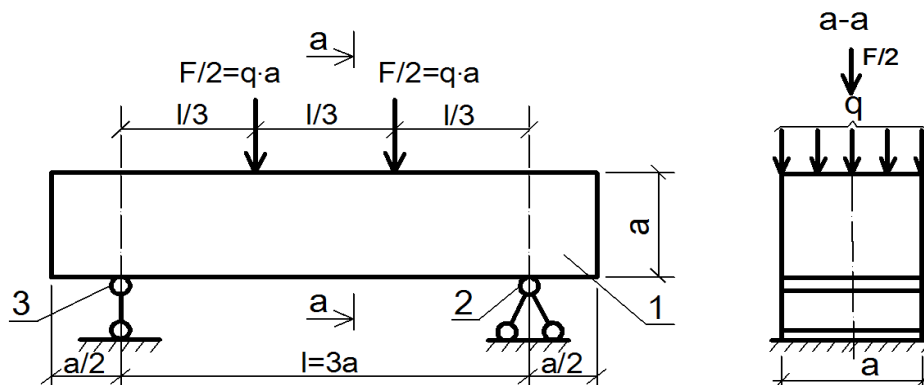


Рис. 2.21. Схема випробувань на розтяг при згині:

1 – зразок-призма; 2 – нерухома опора; 3 – рухома опора

Дослідні зразки встановлювалися на дві опори – шарнірно рухому та шарнірно нерухому, основою яких служила нижня плита преса. Відстань  $l$  між опорами становила 450 мм, відстань від краю зразка до опори – 75 мм. Зразок навантажувався двома силами розміщеними на відстані 150 мм одна від одної за допомогою домкрата через траверсу (рис. 2.22). Силу  $F$  фіксували



Рис. 2.22. Загальний вигляд дослідної установки.

за допомогою динамометра з індикатором годинникового типу, який містився між домкратом та верхньою опорною плитою преса. Навантаження зразків здійснювалося безперервно з постійною швидкістю.

Максимальне зусилля, що досягалося в процесі випробувань, приймали за руйнівне навантаження.

Оскільки на міцність пінобетону на розтяг суттєвий вплив має його вологість, то для усіх випробувань на розтяг встановлювали вологість пінобетону після руйнування дослідних зразків за методикою ДСТУ Б В.2.7.-214:2009 [44] з використанням електричної сушильної камери (рис. 2.23).

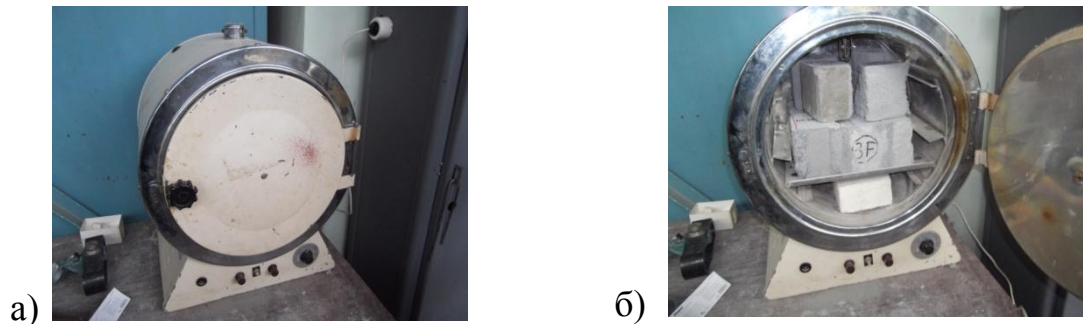


Рис. 2.23. Електрична сушильна камера: а) загальний вигляд сушильної камери; б) використання сушильної камери під час сушіння дослідних зразків.

Міцність пінобетону на розтяг  $f_{c,t}$  розраховувалась за формулою:

$$f_{c,t} = \beta \cdot F \cdot k_w / A \quad (2.8)$$

де:  $F$  - руйнівне навантаження;

$A$  - площа поперечного перерізу зразка;

$k_w$  - поправочний коефіцієнт для ніздрюватого бетону, який враховує вологість зразків на момент випробувань згідно з ДСТУ Б В.2.7.-214:2009 [44];

$\beta$  - поправочний коефіцієнт для приведення міцності пінобетону до міцності в зразках базового розміру та форми.

### 2.2.2. Конструкція дослідних зразків і методика досліджень металевої та неметалевої арматури на розтяг.

Відповідно до ГОСТ 12004-81 [12] були проведенні дослідження міцності на розтяг арматурної сталі Ø4Вр-І, яка використовувалася для армування дослідних зразків плит марок П-9... П-11 та П-27...П-30. Дослідні зразки арматури вирізалися з арматурної сітки довжиною 500 мм у кількості 5-ти штук.

Випробування арматури площею  $A_s = 0,1256 \text{ см}^2$  проводилися на розривній машині Р-20 (рис. 2.24), згідно з якими визначалася *міцність арматури на розтяг*  $R_S(f_{yd}) = \sigma_{su.m} = 453,3 \text{ МПа}$  та її *модуль пружності*  $E_s = 2,05 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ .



Рис. 2.24. Вигляд розривної машини з металевою арматурою.

Для армування зразків плит марок П-15...П-18 використовувалася неметалева арматура у виді штукатурної склосітки (коміркою 5x5 мм), а для плит марок П-19, П-20 – сітка "Armtex".



Дослідні зразки для випробування міцності на розтяг неметалевої арматури у кількості восьми штук, по чотири кожного виду сітки, були виготовленні у виді рулонів висотою 600 мм, скручених з окремих полотен розміром 600x500 мм.

Випробування на розтяг неметалевої арматури проводилися на розривній машині Р-20 за методикою відповідно до ГОСТ 12004-81 [12]. В результаті цих досліджень визначалася міцність арматурних сіток шириною 500 мм на розтяг.

Для забезпечення надійного закріплення рулонів зі склосітки у губках розривної машини використовувалися металеві трубки довжиною 100 мм, діаметром 16 мм, в які запресовувалася склосітка після її замочування в епоксидному клеї (рис. 2.25 а), а для рулонів із сітки «Armtex» виготовлялися спеціальні муфти довжиною 100 мм з епоксидного клею, залитого у поліетиленові трубки (рис. 2.25, б).

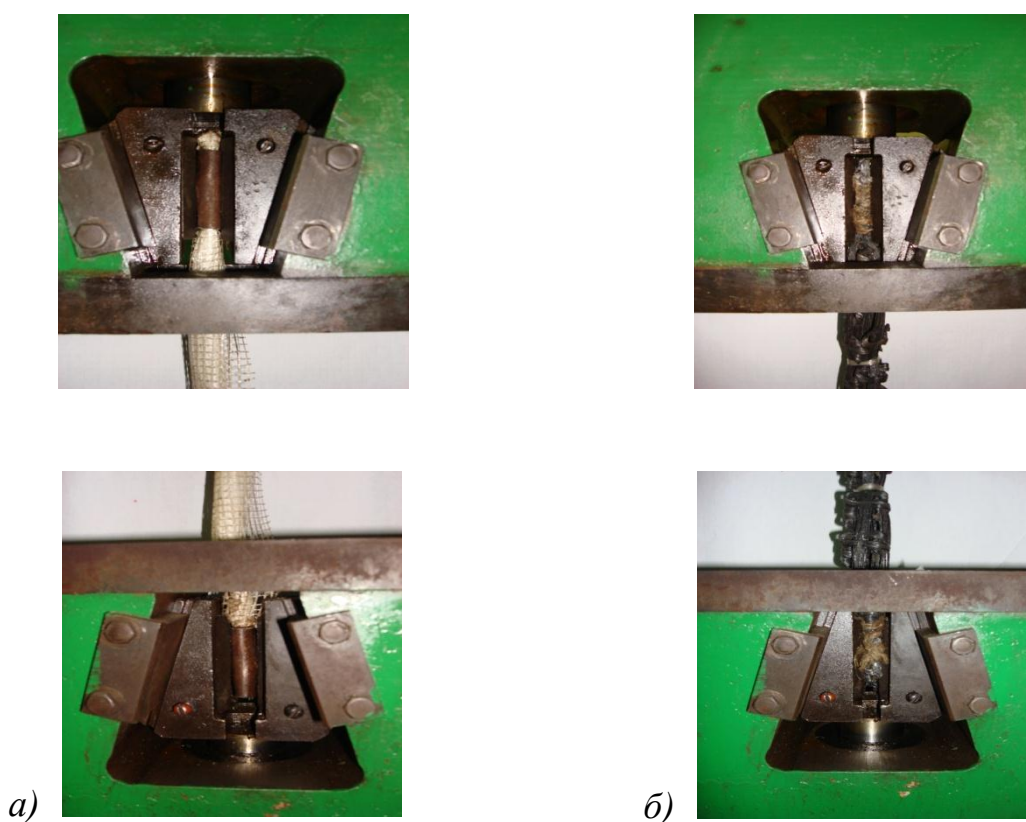


Рис. 2.25. Вигляд закріплення зразків з неметалевої арматури в губках розривної машини: а) склосітки; б) сітки «Armtex».

В результаті цих досліджень визначалася міцність сіток з неметалевої арматури шириною 500 мм на розтяг. У подальшому для аналізу результатів дослідження пінобетонних плит армованих неметалевою арматурою була використана міцність неметалевої арматури на розтяг приведена на ширину сіток 1 см.

### **2.3. Висновки за розділом**

На основі викладеного у розділі матеріалу можна зробити наступні висновки:

1. Запроектвані і виготовлені дослідні зразки пінобетонних плит проектних марок пінобетону - різні за густиною та висотою, без армування і з різним видом горизонтального армування металевою та неметалевою арматурою.

2. Виготовлена дослідна установка для випробування на продавлювання пінобетонних плитних зразків штампом, а також розроблена методика проведення цих досліджень.

3. Виготовлені дослідні зразки та описані методики дослідження фізико-механічних характеристик пінобетону на стиск і розтяг для різних проектних марок за густиною.

4. Виготовлені дослідні зразки металевої та неметалевої арматури і описані методики визначення міцності її на розтяг, а також запропоновано спосіб закріплення неметалевої арматури у губках розривної машини.

## РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ЇХ УЗАГАЛЬНЕННЯ.

### 3.1. Дослідження пінобетонних плит на продавлювання.

#### 3.1.1. Плити не армовані та армовані фіброю.

За методикою описаною у пункті 2.1 даної роботи були випробувані на продавлювання пінобетонні плити марок П-1...П-8, П-25 та П-26 висотою 150 та 120 мм без армування, а також плити армовані фіброю марки П-21...П-24 висотою 80, 120 та 150 мм.

Характерні вигляди дослідних взірців в процесі випробувань показано на прикладі плити марки П-3 на рис. 3.1.



а)



б)

Рис. 3.1. Вигляд плити марки П-3 в процесі випробування:

а) збоку; б) знизу.

Усі плити після випробування фотографувалися, після чого були розрізані навпіл та знову сфотографовані в площині розрізу для визначення характеру руйнування. Вигляди неармованих пінобетонних плит після випробування представлені на рис. 3.2.



Рис. 3.2. Вигляди плит марок П-1...8 після випробувань.

Аналіз наведених фотографій дослідних плит марок П-1...П-8 після випробування показав особливість руйнування, характерну для досліджуваних взірців - у формі розколювання на 3...5 окремих частин.

Вигляди пінобетонних плит армованих фіброю марок П-21...П-24 після випробування показані на рис. 3.3.



Рис. 3.3. Вигляди плит марок П-21...24 після випробувань.

З огляду на фотографії, руйнування цих плит відбулося у формі розколювання на 4...8 окремих частин, що за своїм характером нагадує руйнування неармованих плит. Вплив фібри характеризується збільшенням кількості уламків плит при їх руйнуванні.

Вигляди неармованих пінобетонних плит марок П-25 та П-26, розмірами в плані 870 x 870 мм, після випробування показані на рис. 3.4.

Згідно з рис.3.4, руйнування плит відбулося у формі розколювання на 3 та 4 окремих частини. Окрім цього, у плиті марки П-25 чітко видно контури піраміди продавлювання, яка виходить за межі опорного столика, а у плиті марки П-26 піраміда продавлювання не проглядалася, натомість відбулося розколювання на 4 частини.



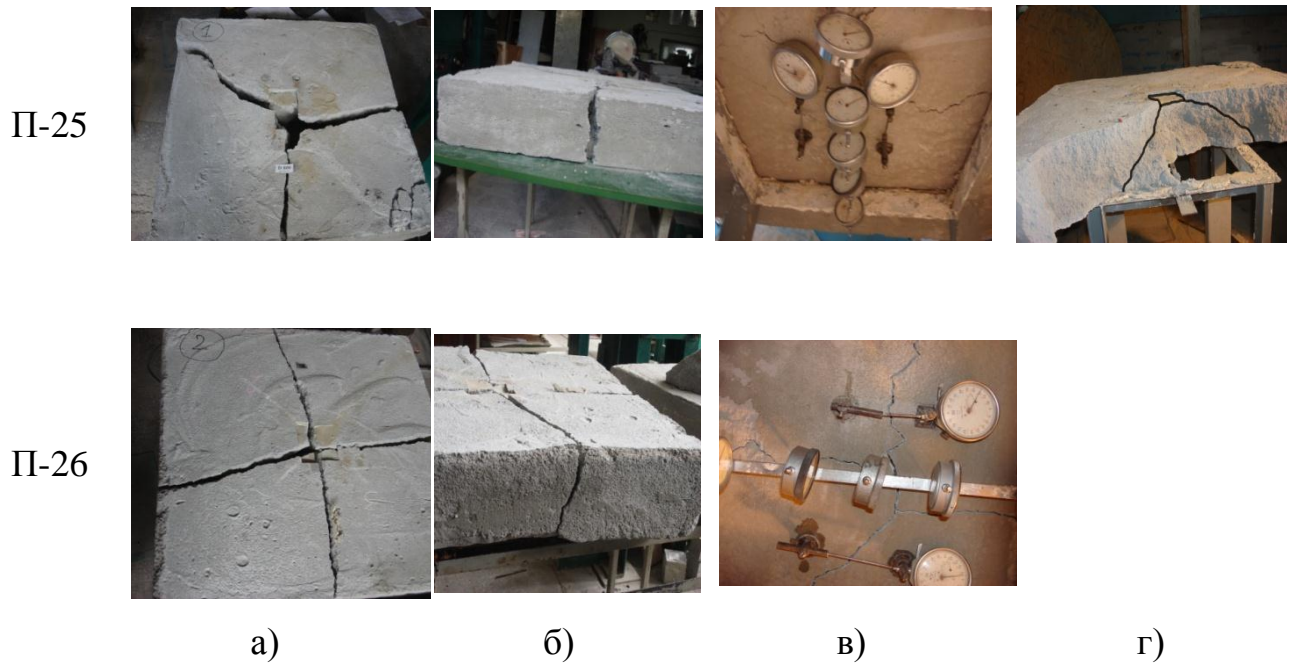


Рис. 3.4. Характерні форми руйнування плит марок П-25, П-26:  
а) вигляд зверху; б) вигляд збоку; в) вигляд знизу; г) вигляд в розрізі

В процесі випробувань за допомогою годинникових індикаторів, встановлених внизу плит, були заміряні та перераховані з врахуванням осідання штампів та опор в пінобетоні максимальні прогини посередині плит (за показами індикаторів Пн-3, Пв-1 та Пв-6 - див. рис. 2.5, а), значення яких представлені графічно на рис. 3.5 та рис. А.1...8, А.25, А.26.

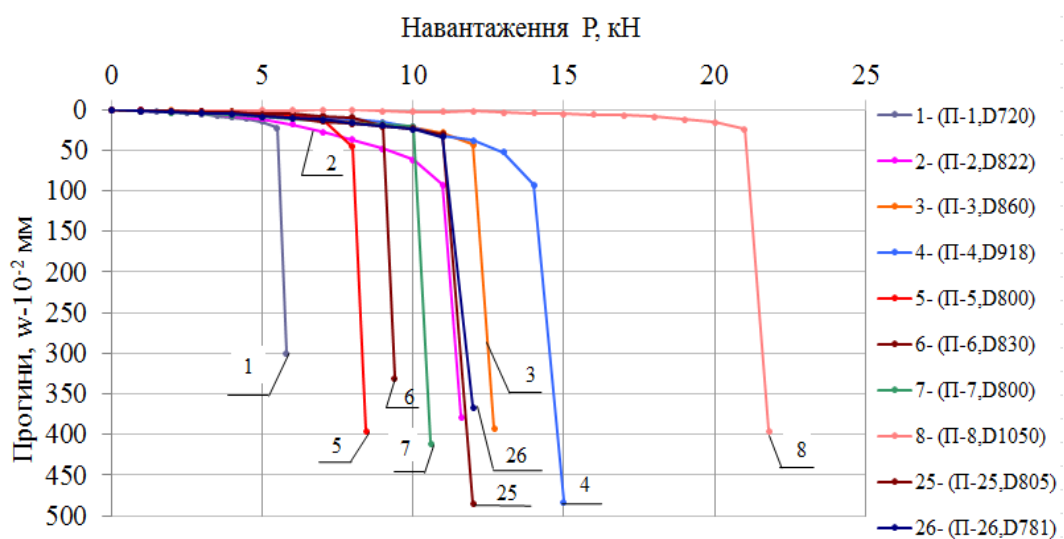


Рис. 3.5. Прогини не армованих плит марок П-1...8, П-25, 26.

Для плит армованих фіброю відповідні значення прогинів в процесі досліджень представлені на рис. 3.6 та рис. А.21...24.

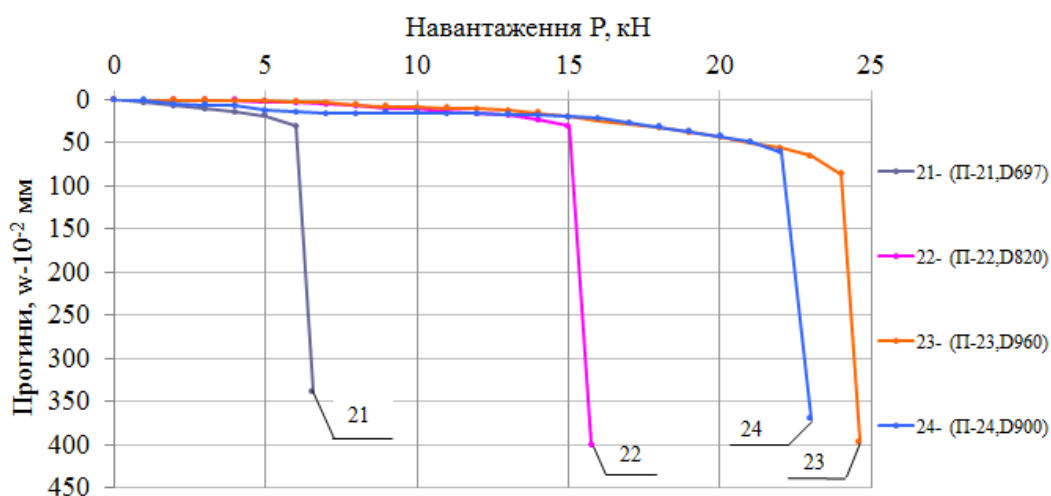


Рис. 3.6. Прогини плит армованих фіброю марок П-21...24.

Підхід до знаходження експериментальних значень критичних навантажень  $P_{cr}$  і відповідних значень прогинів  $w_{cr}$ , а також граничних навантажень  $P_u$  і прогинів  $w_u$  на прикладі експериментальної залежності " $w - P$ " для плити марки П-2 показано на рис. 3.7.

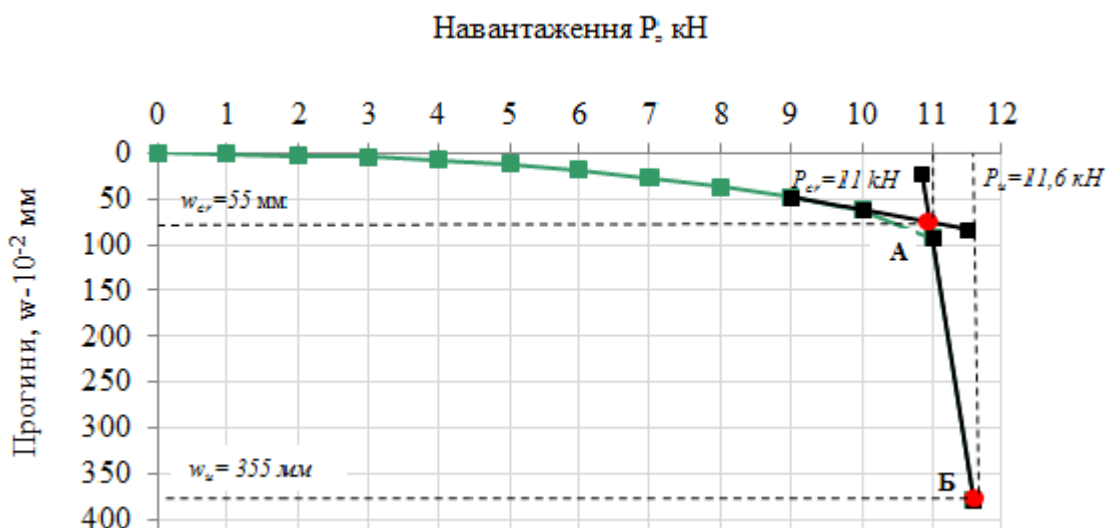


Рис. 3.7. Експериментальні значення залежності " $w - P$ " для плити марки П-2.

Аналізуючи графік, можна стверджувати, що в момент різкого перегину кривої " $w-P$ " (див. рис. 3.7) наступив критичний стан плити, при цьому повне руйнування її відбувалося пізніше, при граничному навантаженні  $P_u$ . Точка А отримана в результаті перетину двох прямих, які були дотичні до графіку кривої " $w-P$ " до її різкого перегину та після нього. Такий підхід до встановлення критичного навантаження для конструкцій в процесі експерименту досить часто застосовувався іншими авторами [26-38]. Оскільки майже для усіх дослідних плит за графіками " $w-P$ " спостерігалось дві стадії роботи плити на продавлювання штампом, а саме: I-ша стадія – пропорційного плавного наростання прогинів від збільшення навантаження (відрізок 0-А); II-га стадія – різкого наростання прогинів при незначному збільшенні навантаження (відрізок А-Б); тому вважаємо, що осідання штампів в пінобетонній плиті на відрізку 0-А (див. рис. 3.7) теж було пропорційним.

За описаною вище методикою були отримані експериментальні значення критичних навантажень  $P_{cr}$  та прогинів  $w_{cr}$ , а також значення граничних навантажень  $P_u$  та відповідних прогинів  $w_u$  для усіх неармованих плит, що працювали на продавлювання (рис. А.1...рис. А.8, рис. А.21...рис. А.26), які представлені у табл. 3.1.

Таблиця 3.1.

Значення критичних та граничних навантажень і прогинів

Марка плити	Об'ємна вага пінобетону, кг/м <sup>3</sup>	Навантаження $P$ , кН		Прогин $w$ , мм		Характер руйнування
		Критичне, $P_{cr}$	Граничне, $P_u$	Критичний, $w_{cr}$	Граничний, $w_u$	
<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>
П-1	720	5,45	5,8	0,175	3,00	Р
П-2	830	10,85	11,6	0,75	3,78	Р
П-3	860	11,95	12,7	0,335	3,93	Р
П-4	918	13,9	15,0	0,595	4,82	Р
П-5	800	7,95	8,45	0,185	3,95	Р



Продовження табл. 3.1.

1	2	3	4	5	6	7
П-6	830	8,95	9,4	0,12	3,30	Р
П-7	800	10,0	10,6	0,205	4,11	Р
П-8	1050	20,9	21,8	0,19	3,95	Р
П-21	697	5,95	6,55	0,24	3,39	Р
П-22	820	15,0	15,75	0,265	4,01	Р
П-23	960	24,0	24,6	0,73	3,97	Р
П-24	900	22,0	23,0	0,56	3,71	Р
П-25	805	11,0	12,0	0,26	4,85	Р
П-26	781	10,95	12,0	0,275	3,67	Р - ІІІ

Примітки: Р – розколювання; ІІІ – піраміда продавлювання.

Аналізуючи результати експериментальних досліджень, поданих у табл. 3.1, було встановлено наступне:

- збільшення марки пінобетону з D800 до D1050 збільшило несучу здатність плити (через критичне навантаження  $R_{cr}$ ) у 2,09 рази (на прикладі плит марок П-7 та П-8);

- армування пінобетону марки D900 поліпропіленовою фіброю збільшило несучу здатність плити в 1,58 рази (плити марок П-4 та П-24);

- збільшення висоти плити зі 120 мм до 150 мм при марці пінобетону D800 збільшило несучу здатність плити в 1,29 рази (плити марок П-5 та П-7).

Як показав огляд плит після випробування, осідання штамп у них склало від 3...10 мм в залежності від марки пінобетону та прикладеного навантаження до штамп (рис. 3.8), що було співрозмірним з величиною прогинів посередині плит. Тому, осідання опор та штамп були враховані відповідно до рекомендацій описаних у пункті 2.1.2 даної роботи.



Рис.3.8. Осідання штампу в плитах П-25...П-30

В процесі експерименту були змінними три фактори, а саме: марка пінобетону, зовнішнє навантаження на штамп  $F$ , яке можна представити тиском під штампом  $p_{st} = F/100$  ( $kH/cm^2$ ), та осадка штампу  $\Delta_{st}$ .

Для практичного визначення осадки штампу в пінобетоні була побудована номограма, в котрій представлені ці три фактори у взаємній залежності для звичайного пінобетону (рис.3.9).

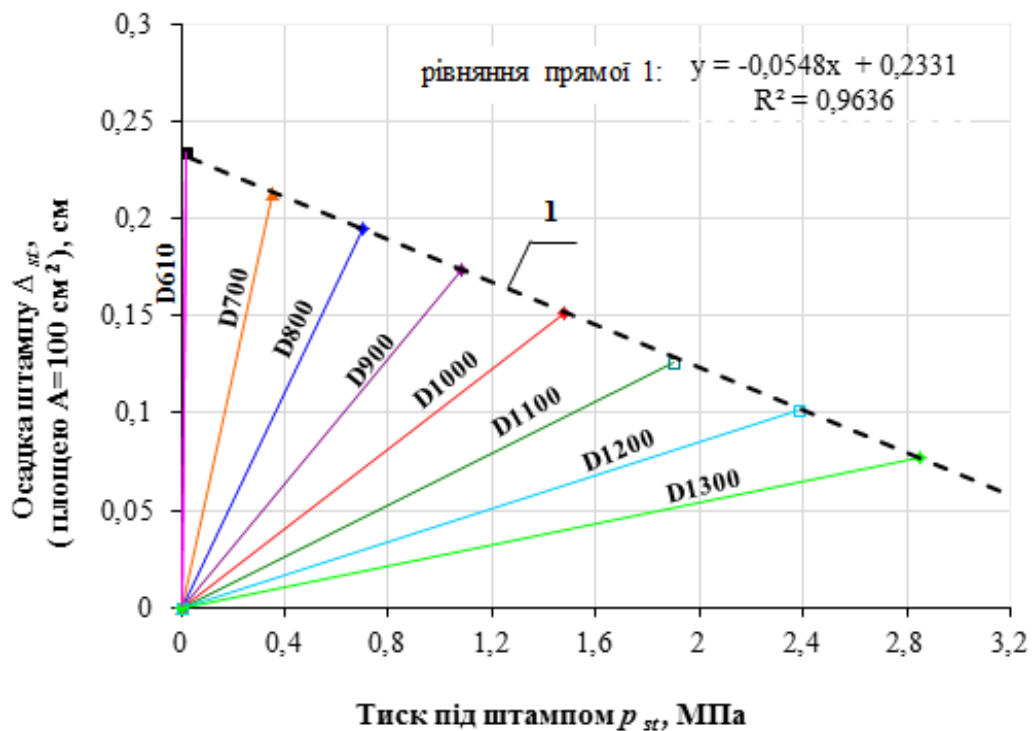


Рис.3.9. Номограма для знаходження осадки штампу у звичайному пінобетоні

Пряма 1 на цьому графіку відповідає значенню тиску під штампом та відповідній осадці пінобетону, отриманій для усіх плит із звичайного пінобетону в момент досягнення критичного навантаження -  $P_{cr}$  (за результатами аналізу експериментальних графіків залежності " $w - P$ " з величиною вірогідності апроксимації  $R^2 = 0,96$ ). Похилі криві, в свою чергу, розділяють вказані вище параметри для різних марок пінобетону.

Щоб знайти осадку штампку для проміжних марок пінобетону в момент критичного навантаження при продавлюванні плит необхідно виконати інтерполяцію між сусідніми марками пінобетону.

Порівнюючи значення величин тисків під штампом  $p_{st}$  для відповідних марок пінобетону на прямій 1 (див. рис.3.9) з величиною призмових міцностей пінобетону, отриманих за результатами випробування пінобетонних призм на стиск (п. 3.2.1.2), було встановлено, що ці тиски не перевищують призмову міцність. Відповідно, отримана номограма справедлива для роботи пінобетону в пружній стадії.

Аналогічна номограма побудована для пінобетону армованого поліпропіленовою фіброю (рис. 3.10). Пряма 2 отримана за результатами аналізу експериментальних графіків залежності " $w - P$ " з величиною вірогідності апроксимації  $R^2 = 0,97$ .

Порівнюючи значення величин тисків під штампом  $p_{st}$  для відповідних марок пінобетону на прямій 2 (див. рис.3.10) з величиною призмових міцностей пінобетону, отриманих за результатами випробування пінобетонних призм на стиск (п. 3.2.1.2), було встановлено, що ці тиски не перевищують призмову міцність. Тому вважаємо, що отриманими номограмами можна користуватись до моменту руйнування пінобетону від стискаючих напружень.

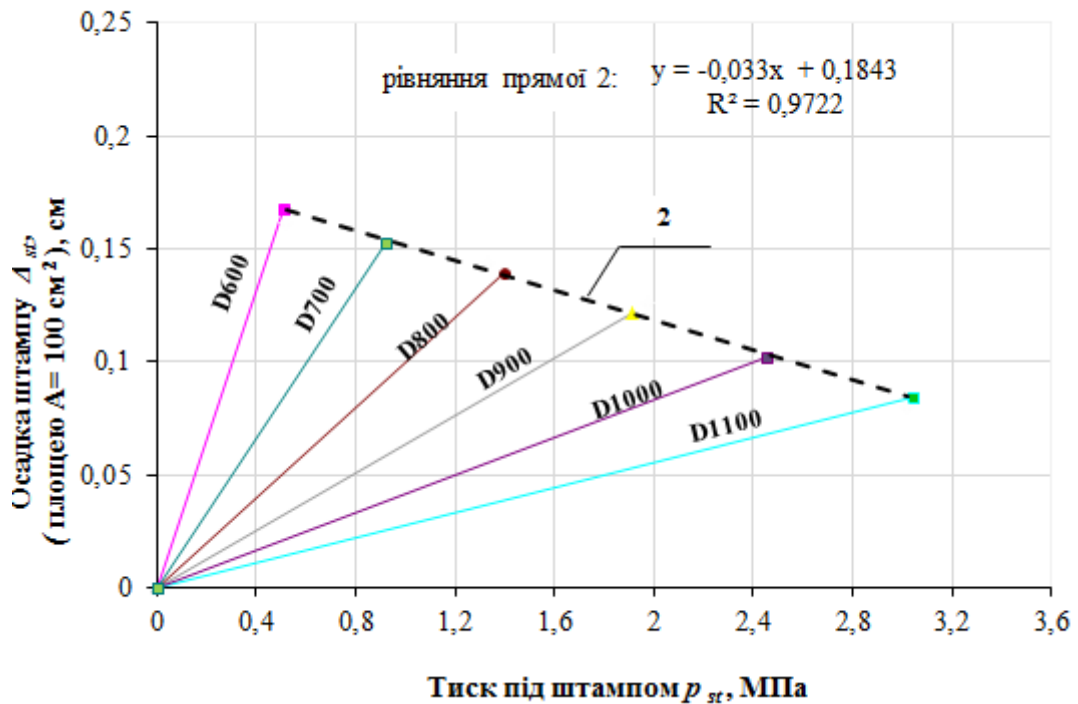


Рис.3.10. Номограма для знаходження осадки штампу у пінобетоні армованому поліпропіленою фіброю.

За результатами показів мікроіндикаторів встановлених у стиснутій та розтягнутій зонах дослідних плит з врахуванням бази заміру були визначенні величини відносних деформацій пінобетону для кожного ступеня навантаження, які представлені у вигляді графіків на рис. А.31...34, А.41...43. З огляду наведених графіків можна стверджувати наступне, що у не армованих пінобетонних плитах в процесі продавлювання штампом спостерігалася стабільна картина у розміщенні стиснутої та розтягнутої зони пінобетону у вертикальному перерізі. Так, у плитах марок П-1...8, П-25, 26 стиснута і розтягнута зони спостерігалися відповідно у верхній та нижній зоні впродовж випробування з поступовим збільшенням відносних деформацій при наростанні зовнішнього навантаження.

Додаткове армування пінобетону фіброю у плитах марок П-21...24 забезпечило аналогічну стабільну картину розміщення стиснутої та розтягнутої зони пінобетону в процесі експерименту.

### 3.1.2. Плити армовані металевою арматурою.

З метою збільшення міцності пінобетонних плит на продавлювання були виконанні дослідження пінобетонних плит, армованих горизонтальними металевими сітками та горизонтальним кільцевим армуванням із оцинкованої листової сталі.

Для встановлення впливу місця розміщення горизонтальної металевої арматурної сітки  $\text{Ø}4\text{Вр-1}$  з вічком  $50\times 50$  мм на характер руйнування та міцність пінобетонних зразків на продавлювання були випробовуванні плити марок П-9...П-11 висотою 150 мм. У плиті марки П-9 арматурна сітка була встановлена у верхній зоні, у плиті марки П-10 у нижній зоні, у плиті марки П-11 у верхній та нижній зонах з величиною захисного шару пінобетону по 18 мм (див. табл. 2.1).

За методикою описаною в пункті 2.1 даної роботи були випробувані плити вказаних вище марок на продавлювання штампом до руйнування.

Усі плити після випробування фотографувалися, після чого були розрізані навпіл та знову сфотографовані в площині розрізу для визначення характеру руйнування та заміру кутів нахилу похилих граней піраміди продавлювання до горизонтальної поверхні.

Плита марки П-9, яка була армована арматурною сіткою у верхній зоні зруйнувалася у формі розколювання на 5 окремих частин, що за своїм характером нагадувало руйнування неармованих плит (рис. 3.11). Тому, можна стверджувати, що верхнє армування не вплинуло позитивно на роботу плити на продавлювання.

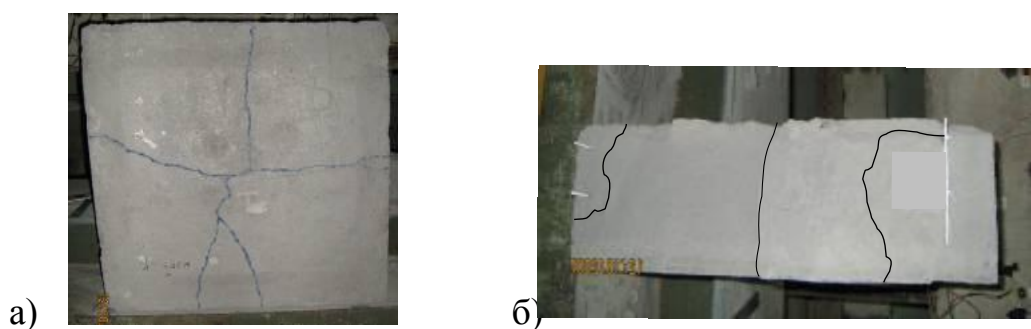


Рис. 3.11. Вигляд плити марки П-9 після руйнування: а) знизу; б) в розрізі.

У плитах марки П-10 та П-11 з нижнім розміщенням горизонтальної арматури руйнування відбулося по піраміді продавлювання. При чому, у плиті марки П-10 кути нахилу похилих граней піраміди продавлювання склали  $45^{\circ}$ - $48^{\circ}$  (рис. 3.12), а у плиті марки П-11 вони склали  $56^{\circ}$  (рис. 3.12). Такий характер руйнування для плити марки П-10 вказав на те, що наявність горизонтальної арматурної сітки вплинуло на характер руйнування, але довжина анкерування її була недостатня для включення в сумісну роботу з пінобетоном. У плиті марки П-11 нижня горизонтальна сітка мала достатнє анкерування з пінобетоном через те, що була зв'язана з верхньою горизонтальною сіткою, тому вона включилася в сумісну роботу з пінобетоном, що підтвердилося збільшенням кута нахилу піраміди продавлювання та відповідної величини зусилля продавлювання  $P_{cr}$  (рис. А.10, 11).

П-10



П-11



а)

б)

Рис. 3.12. Вигляд плит марок П-10 та П-11 після руйнування:

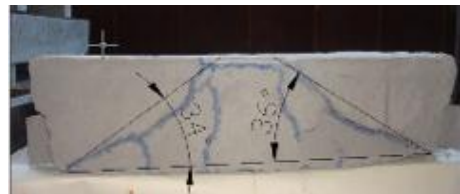
а) знизу; б) в розрізі.

У плиті марки П-12 було встановлене кільцеве армування у виді полоси з оцинкованої сталі товщиною 0,55 мм яке було передбачене виходячи з рекомендацій [9] для утримування розтягуючих зусиль, що можуть виникнути внизу піраміди продавлювання.

Вигляд плити марки П-12 після випробування знизу та в площині розрізу представлено на рис. 3.13. Як бачимо, кільцеве армування забезпечує продавлювання плити по піраміді продавлювання з кутами нахилу похилих граней піраміди  $34^{\circ}$ - $36^{\circ}$ . При цьому, збільшення несучої здатності не спостерігалось у порівнанні з аналогічною за маркою пінобетону неармованою плитою марки П-1, а нижній контур піраміди продавлювання співпадав з кільцевою арматурою.



а)



б)

Рис. 3.13. Вигляд плити марки П-12 після руйнування:

а) знизу; б) в розрізі.

В процесі випробувань за допомогою годинникових індикаторів встановлених під плитою були заміряні та перераховані з врахуванням осідання штампу та опор в пінобетоні максимальні прогини посередині плит (за показами індикатора Пн-3, Пв-1 та Пв-6 - див. рис. 2.5, а), значення яких представлено графічно на рис. 3.14 та рис. А.9...14, А.27... 30.



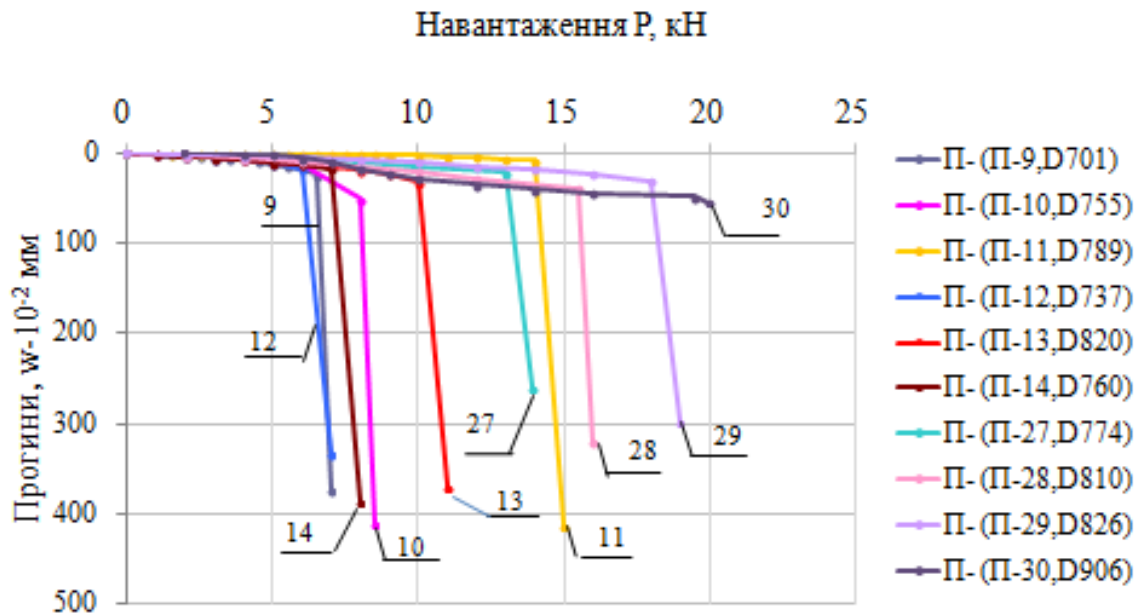


Рис. 3.14. Прогини армованих металевим армуванням плит марок П-9...14, П-27...30.

Як видно з наведених графіків прогинів для плит марок П-9...П-14, П-27...П-30 при марках пінобетону в діапазоні D774...906 відбулося суттєве збільшення несучої здатності на продавлювання, що можна пояснити наявним горизонтальним армуванням нижньої зони плити з достатнім його анкеруванням.

У плитах марок П-9, 10 та П-12 зафіксовані близькі значення прогинів та критичних навантажень, які вказували на те, що наявне горизонтальне армування не вплинуло на величину несучої здатності плит, а було близьке до відповідних за маркою пінобетону неармованих плит П-1 та П-2 (див. рис. А.1...2). Тому, для подальшого аналізу можна вважати, що в плитах марок П-9,10 та П-12 відбулось руйнування без впливу наявної металевої арматури на величину критичних прогинів та навантажень через її недостатнє армування.

У дослідних зразках плит марок П-13 та П-14 були встановлені металеві сотові сітки з анкерування по торцях у верхню стиснуту зону (див. табл. 2.1) з метою забезпечення їх руйнування по піраміді продавлювання.

Вигляд плит після випробування знизу та в площині розрізу представлено на рис. 3.15.

Кути нахилу граней піраміди продавлювання для плити марки П-13 склали  $26^{\circ}$ - $39^{\circ}$ , а для плити марки П-14 склали  $38^{\circ}$ - $46^{\circ}$ .

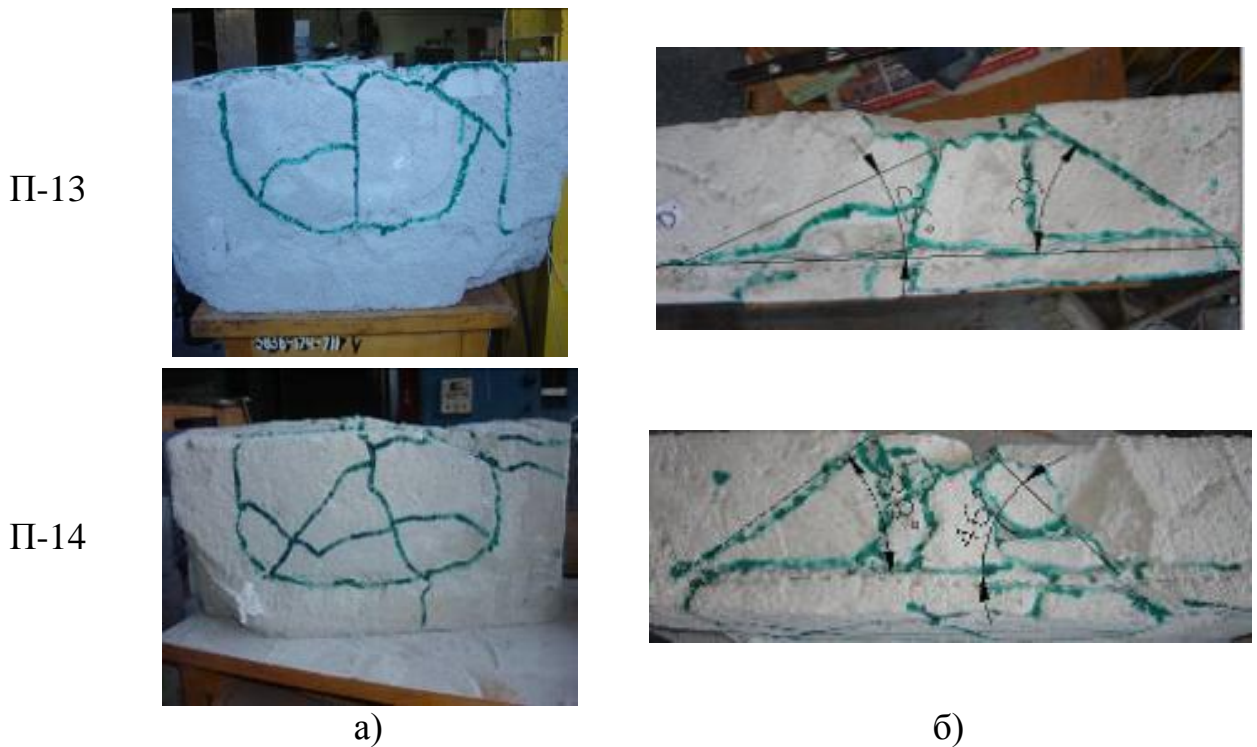


Рис. 3.15. Вигляд плит марок П-13 та П-14 після руйнування:

а) знизу; б) в розрізі.

Аналізуючи графіки прогинів цих плит (див. рис. 3.15) та величину кутів нахилу піраміди продавлювання, можна стверджувати про те, що наявне горизонтальне армування металевими сотовими сітками не збільшило несучої здатності плит у порівнянні з аналогічними неармованими плитами марки П-1 та П-2 (див. рис. А.1... 2) через велику деформативність сотових сіток, а лише забезпечило їх руйнування по піраміді продавлювання.

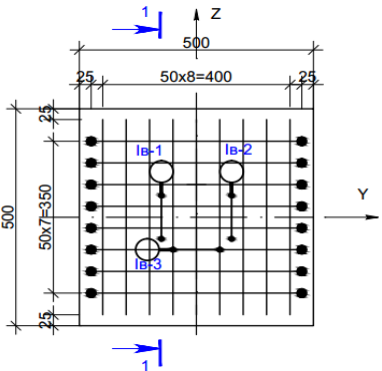

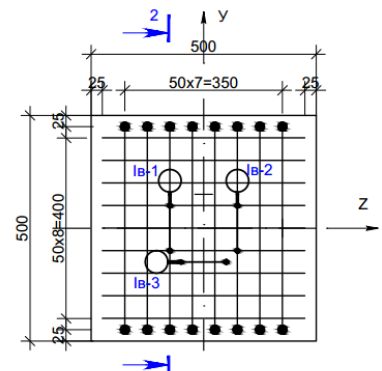

У дослідних зразках плит марок П-27...30 руйнування відбулося по піраміді продавлювання при значно більшій величині критичних навантажень, ніж у аналогічних за об'ємною вагою пінобетонних неармованих плитах. Критичні прогини при цьому в армованих і

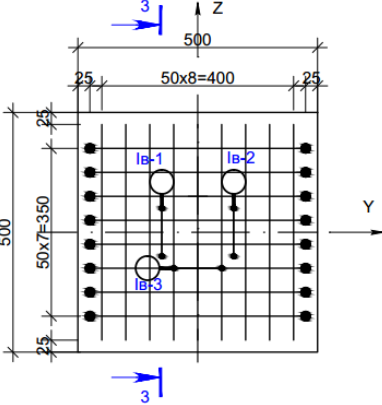

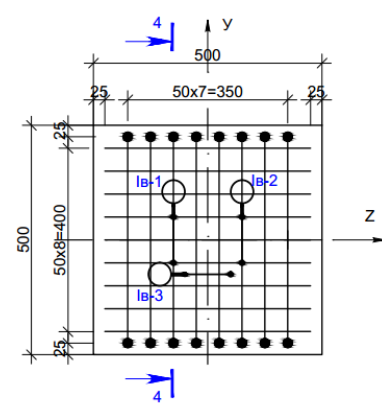

неармованих плитах залишилися майже однакові. Це підтвердило позитивний вплив горизонтальних сіток з металевої арматури на несучу здатність цих плит при продавлюванні.

Після проведення експериментальних досліджень роботи плит марок П-27...30 на продавлювання, їх розрізали навпіл для встановлення характеру розвитку тріщин у поперечних перерізах плит (табл. 3.2).

Таблиця 3.2

## Форми руйнування пінобетонних плит

Марка плити	Схема розміщення приладів (мікроіндикаторів) відносно напрямку горизонтального армування	Вигляд плити після розрізу	Середній кут нахилу граней піраміди продавлювання
1	2	3	4
П-27		<p style="text-align: center;"><u>1-1</u></p> 	42°
П-28		<p style="text-align: center;"><u>2-2</u></p> 	55,75°

1	2	3	4
II-29		<p style="text-align: center;">3-3</p> 	39,5 <sup>0</sup>
II-30		<p style="text-align: center;">4-4</p> 	52,5 <sup>0</sup>

З огляду на фото (див. табл. 3.2) виявлено суттєвий вплив напрямку розміщення заанкереної горизонтальної арматури на нахил бокових поверхонь піраміди продавлювання, кут нахилу яких у напрямі заанкереної арматури мав значення більше (близько 52,5-55,75<sup>0</sup>), а у напрямі незаанкереної – менше (близько 39,5-42,0<sup>0</sup>).

За описаною вище у пункті 3.1.1 даної роботи методикою були отримані значення критичних навантажень  $P_{cr}$  та прогинів  $w_{cr}$ , а також значення граничних навантажень  $P_u$  та прогинів  $w_u$  для усіх плит, армованих металевою арматурою, що працювали на продавлювання (рис. А.9...14 та рис. А.27...30) які представлені у табл. 3.3.

Таблиця 3.3.

## Значення критичних та граничних навантажень і прогинів

Марка плити	Об'ємна вага пінобетону, кг/м <sup>3</sup>	Навантаження $P$ , кН		Прогин $w$ , мм		Характер руйнування
		Критичне, $P_{cr}$	Граничне, $P_u$	Критичний, $w_{cr}$	Граничний, $w_u$	
П-9	735	6,45	7,0	0,195	3,74	Р
П-10	755	7,95	8,5	0,22	4,11	ПП
П-11	789	13,0	14,0	0,51	4,13	ПП
П-12	737	6,0	7,0	0,15	3,34	ПП
П-13	820	9,95	11,0	0,275	3,70	ПП
П-14	760	7,0	8,0	0,16	3,87	ПП
П-27	774	13,0	13,9	0,22	2,61	ПП
П-28	810	16,5	16,0	0,38	3,22	ПП
П-29	826	18,0	18,95	0,275	2,98	ПП
П-30	906	19,5	20,0	0,65	2,28	ПП

Аналізуючи результати експериментальних досліджень подані у табл. 3.3 можна встановити наступне:

- додаткове армування металевою сіткою верхньої зони плити та кільцевим полосовим армуванням в нижній зоні не привело до збільшення несучої здатності плит марок П-9 та П-12 у порівнянні з аналогічною неармованою плитою марки П-1 (див. табл. 3.1) близькою за маркою пінобетону та висотою плити;

- армування металевою сіткою в нижній зоні плити без достатнього анкерування не збільшило несучу здатність плити марки П-10 у порівнянні з плитою марки П-9, а лише змінило форму руйнування з розколювання на піраміду продавлювання;

- армування нижньої зони плит металевими сотовими сітками у порівнянні з аналогічними плитами без армування (плити марок П-2 та П-13, а також плити марок П-5 та П-14, див. табл. 3.1 та табл. 3.3) не збільшило несучу здатність плит на продавлювання, очевидно через велику деформативність сіток, лише змінило форму руйнування;

- армування металевою сіткою в нижній зоні плити з достатнім його анкеруванням до верхньої металевої сітки (плити марок П-11, П-27...30) дозволило збільшити несучу здатність плит на продавлювання в  $1,5 \div 3,4$  рази у порівнянні з аналогічними за маркою пінобетону неармованими плитами (див. табл. 3.1 та табл. 3.3);

- застосування армування металевими сітками призвело до зміни форми руйнування пінобетонних плит на продавлювання від розколювання до піраміди продавлювання.

За результатами показів мікроіндикаторів, встановлених у стиснутій та розтягнутій зонах дослідних плит, з врахуванням бази заміру визначенні величини відносних деформацій пінобетону для кожного ступеня навантаження, які представлені у вигляді графіків на рис. А.35...37, А.44, А.45.

Аналізуючи ці графіки можна стверджувати, що армовані металевою арматурою пінобетонні плити мають чітко вираженні зони роботи плити по висоті, а саме: у верхній частині плити наявна стиснута зона в якій пінобетон працює на стиск, а у нижній частині плити розтягнута зона в якій пінобетон та арматура працюють на розтяг. Тому, в процесі розробки методики розрахунку на продавлювання армованих плит горизонтальною арматурою необхідно додатково врахувати роботу цієї арматури на розтяг при умові забезпечення її сумісної роботи із пінобетоном за рахунок зчеплення.

### 3.1.3. Плити армовані неметалевою арматурою.

В останній час в дорожньому будівництві для зміцнення основ під покриття дороги використовують сітки з неметалевої арматури типу склосіток та «Armtex» [56]. Ці сітки дозволяють стабілізувати основи, а також збільшити їх міцність на продавлювання. Вони є стійкі до впливів вологи та мінусових температур чим забезпечується їх довговічність. Тому, в плитах марок П-15...18 для армування були використані склосітки, а у плитах марки П-19 та П-20 сітки «Armtex», горизонтально розміщені у верхніх та нижніх зонах (див. табл. 2.1).

Ці плити були випробувані на продавлювання за методикою описаною у пункті 2.1 даної роботи. Характерний вигляд плити в процесі випробувань показано на рис. 3.16. Як видно з рис.3.16, б в процесі експерименту відбувалося руйнування захисного шару пінобетону товщина якого складала 40 мм по площині розміщення склосітки. Очевидно, що склосітка через незначний розмір комірки 5x5 мм сприяла розшаруванню пінобетону та його швидкому руйнуванню в процесі експерименту.



а)



б)

Рис. 3.16. Вигляд плити марки П-15 в процесі випробувань:

а) загальний вигляд; б) руйнування захисного шару пінобетону.

Вигляд плит армованих склосіткою після випробувань представлено на рис. 3.17... 3.20.





а)

б)

Рис. 3.17. Вигляд плити марки П-15 після руйнування:

а) вигляд знизу; б) вигляд в розрізі.

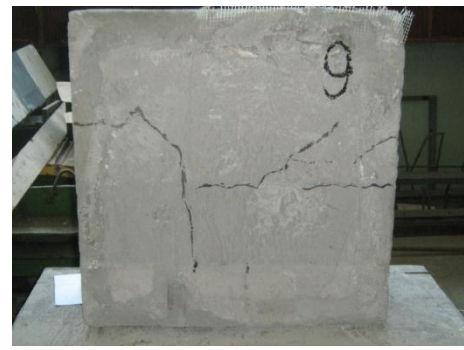


а)

б)

Рис. 3.18. Вигляд плити марки П-16 після руйнування:

а) вигляд в розрізі першої половини; б) вигляд в розрізі другої половини.



а)

б)

Рис. 3.19. Вигляд плити марки П-17 після руйнування: а) зверху; б) знизу.

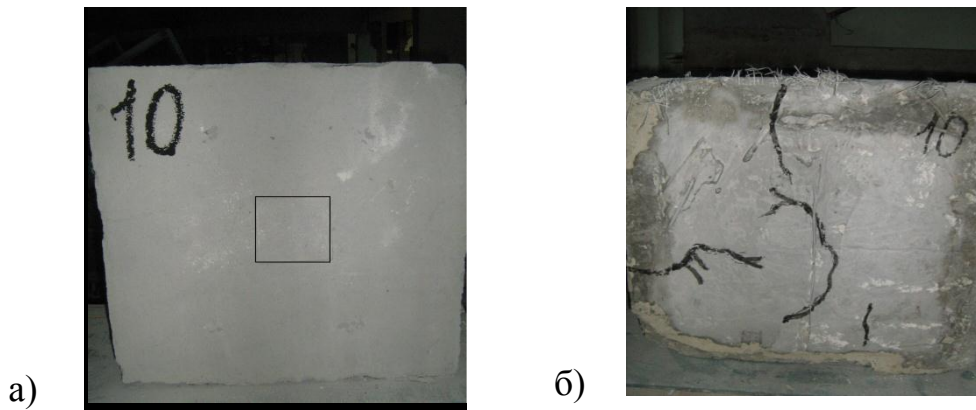


Рис. 3.20. Вигляд плити марки П-18 після руйнування: а) зверху; б) знизу.

Кути нахилу граней піраміди продавлювання для плити марки П-15 склали  $75^{\circ}$ - $85^{\circ}$ , для плити марки П-16 - до  $70^{\circ}$ , П-17 -  $68^{\circ}$ - $72^{\circ}$ , П-18 -  $68^{\circ}$ - $76^{\circ}$ .

За результатами показів мікроіндикаторів встановлених у стиснутій та розтягнутій зонах дослідних плит з врахуванням бази заміру визначенні величини відносних деформацій пінобетону для кожного ступеня навантаження які представленні у вигляді графіків на рис. А.38, А.39.

Як видно з наведених рисунків, спостерігалось аналогічне до попередніх результатів розміщення стиснутих та розтягнутих зон пінобетону в процесі досліджень.

Вигляд плит армованих сіткою «Armtex» після випробувань показано на рис. 3.21 та рис. 3.22.

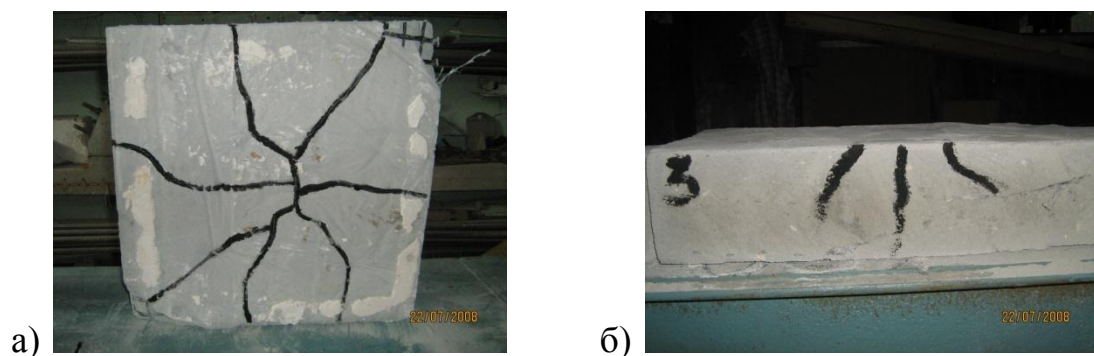


Рис. 3.21. Вигляд плити марки П-19 після руйнування: а) знизу; б) в розрізі.

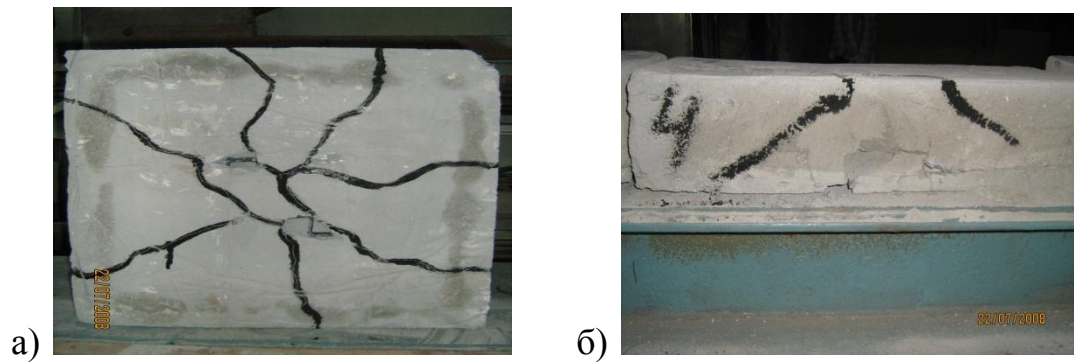


Рис. 3.22. Вигляд плити марки П-20 після руйнування: а) знизу; б) в розрізі.

Кути нахилу граней піраміди продавлювання для плити марки П-19 склали  $56^{\circ}$ - $65^{\circ}$ , а для плити марки П-20 -  $46^{\circ}$ - $55^{\circ}$ .

Величини відносних деформацій пінобетону для кожного ступеня навантаження представлені у вигляді графіків на рис. А.40, в яких спостерігалось аналогічне до попередніх результатів розміщення стиснутих та розтягнутих зон пінобетону в процесі досліджень.

За показами індикаторів годинникового типу для заміру вертикальних переміщень побудовані графіки наростання прогинів від зовнішнього навантаження " $w$ - $P$ " (рис. 3.23) з врахуванням осідання штампу та опор.

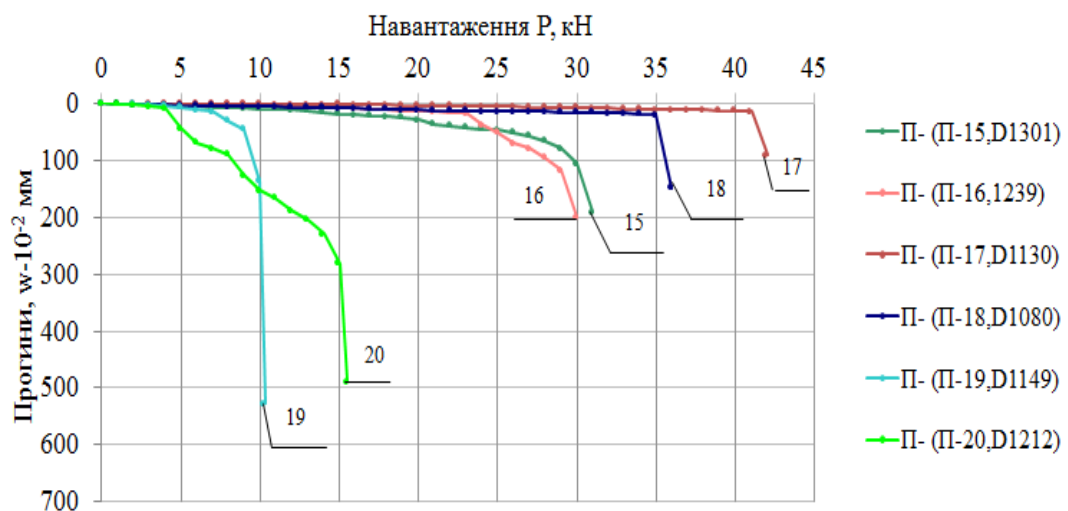


Рис. 3.23. Графіки наростання прогинів плит марок П-15...П-20 армованих неметалевою арматурою.

Аналізуючи результати дослідження пінобетонних плит армованих неметалевою арматурою можна сказати наступне:

- усі плити зруйнувалися по піраміді продавлювання;
- осідання штампів в пінобетон було суттєвим та склало від 0,1 до 0,6 см, що вказувало на необхідність врахування цього в розрахунках;
- плити марок П-19, П-20, армовані сіткою «Armtex», мали значно меншу несучу здатність від плит армованих склосіткою через те, що окремі стрічки сіток «Armtex» через їх форму сприяли горизонтальному розколюванню плити в площинах розміщення сіток на три частини по висоті (рис. 3.24) в процесі експерименту;



Рис. 3.24. Вигляд процесу розколювання плит марок П-19, 20 в площинах розміщення сіток «Armtex».

- у плитах, армованих склосітками, спостерігалася робота пінобетонної плити, як суцільної, без розколювання майже до кінця експериментів, після чого відбувалося відшарування захисного шару пінобетону.

За описаною вище методикою (див. п. 3.1.1) були отримані значення критичних навантажень  $P_{cr}$  та прогинів  $w_{cr}$ , а також значення граничних навантажень  $P_u$  та прогинів  $w_u$  для усіх плит армованих неметалевою арматурою, що працювали на продавлювання (рис. А.15....20), які представлені у табл. 3.4.

Таблиця 3.4.

Значення критичних та граничних навантажень і прогинів

Марка плити	Об'ємна вага пінобетону, кг/м <sup>3</sup>	Навантаження $P$ , кН		Прогин $w$ , мм		Характер руйнування
		Критичне, $P_{cr}$	Граничне, $P_u$	Критичний, $w_{cr}$	Граничний, $w_u$	
П-15	1301	29,5	31,0	0,90	1,92	ПП
П-16	1239	28,5	30,0	1,10	2,00	ПП
П-17	1130	40,8	42,0	0,13	0,91	ПП
П-18	1080	35,0	36,0	0,17	1,48	ПП
П-19	1148	9,8	10,3	0,58	5,28	ПП
П-20	1212	14,9	15,3	2,6	4,88	ПП

*Примітки:* ПП-піраміда продавлювання.

### 3.1.4. Узагальнення результатів досліджень.

За проведеними дослідженнями пінобетонних плит на продавлювання можна зробити наступні узагальнюючі висновки:

- усі неармовані плити зруйнувалися від розколювання, а армовані з достатнім анкеруванням арматури - по піраміді продавлювання;
- використання металевої арматури без достатнього анкерування не збільшило несучої здатності плит, а лише змінило їх форму руйнування на піраміду продавлювання;
- використання для армування плит металевої сотової сітки, а також неметалевої арматури (склосіток та сіток «Armtex»), не збільшило їх несучої здатності через велику деформативність застосованої арматури, а лише змінило форму руйнування плит на піраміду продавлювання;
- для збільшення несучої здатності плит на продавлювання штампом можна рекомендувати використовувати металеві сітки з арматури класу  $\text{Ø4 Bp-I}$  з коміркою 50x50 мм з достатнім анкеруванням її в пінобетоні;

- через невелику міцність пінобетону на стиск для визначення прогинів плит при їх продавлюванні необхідно враховувати осідання опор та штампу відповідно до запропонованих номограм на рис. 3.9 та рис. 3.10 в залежності від марки пінобетону;

- за величину експериментального значення несучої здатності плит слід приймати значення критичного навантаження  $P_{cr}$ , яке знаходиться в момент різкого перегину кривої " $w$ - $P$ " (див. рис.3.7);

- в процесі досліджень виявлено суттєвий вплив напрямку заанкереної горизонтальної арматури на нахил бокових поверхонь піраміди продавлювання, кут нахилу яких на прикладі плит марок П-27...П-30 у напрямі заанкереної арматури мав значення більше (близько  $54^{\circ}$ ), а у напрямі незаанкереної – менше (близько  $41^{\circ}$ ).

## **3.2. Результати та аналіз досліджень фізико-механічних характеристик пінобетону, металевої та неметалевої арматури.**

### **3.2.1. Дослідження пінобетону звичайного та армованого фіброю.**

В даному підрозділі наведені результати дослідження фізико-механічних характеристик міцності пінобетону в залежності від марки пінобетону за густиною. Такий підхід дозволив структурувати різні параметри пінобетону, а саме: кубикову міцність на стиск ( $f_{c,cube}$ ), призмову міцність на стиск ( $f_c$ ), модуль пружності ( $E_c$ ), міцність на центральний розтяг ( $f_{c,tk}$ ), міцність на розтяг при розколюванні ( $f_{c,m}$ ), міцність на розтяг при згині ( $f_{c,tf}$ ) та подати їх для подальшого використання в зручній формі у виді лінійних функцій, які рекомендовано використовувати для опису характеристик пінобетону іншими дослідниками [91].

#### **3.2.1.1. Кубикова міцність**

За величиною кубикової міцності встановлювався клас пінобетону по міцності на стиск, який позначався літерою "В" відповідно до СНиП 2.03.01-84\* [92], оскільки дія норм ДБН В.2.6-98:2009 [22] та



ДСТУ Б. В.2.7-45:2010 [48] не розповсюджується на пінобетон. Позначення «LC» для легких бетонів згідно з EN 1992-1-1 [117] для ідентифікації пінобетону у розглянутій літературі також не використовується.

За час виконання даної роботи було випробовано 43 куби розміром 150x150 мм для різних марок пінобетону в діапазоні від D600 до D1200. В процесі випробування кубів можна було виділити три характерні етапи руйнування, а саме: *1-ий етап* – утворення вертикальних та похилих тріщин (рис. 3.25); *2-ий етап* – утворення тріщин в приопорних зонах з розвитком їх до протилежної сторони (рис. 3.26); *3-ий етап* – стадія руйнування з утворенням двох не чітко виражених протилежно обернених пірамід (рис. 3.27).

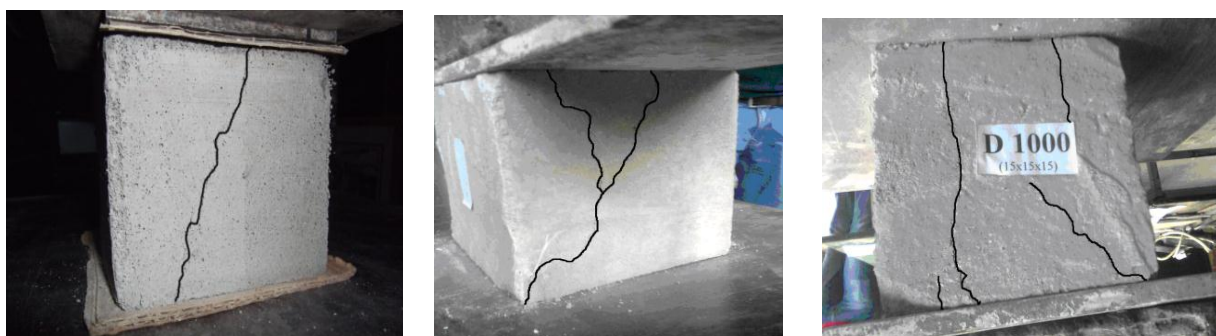


Рис. 3.25. Утворення перших вертикальних та похилих тріщин в дослідних кубах.



Рис. 3.26. Утворення тріщин в приопорних зонах.

Утворення тріщин в приопорних зонах у пінобетонних кубах на 2-ому етапі руйнування, яке не є характерним для руйнування кубів з важкого



бетону, можна пояснити впливом сил тертя між гранями кубів та опорними пластинами на пінобетон у зв'язку з його низькою міцністю на зминання.



Рис. 3.27. Руйнування дослідних зразків кубів.

За проведеними випробуваннями пінобетонних кубів на стиск була виконана стандартна статистична обробка результатів. Результати які виходили за межі 50%-ів від середніх вилучались, а інші – представлені у табл. Б.1 додатку Б. За результатами експериментальних досліджень побудовано відповідний графік (рис. Б.1) та за методом найменших квадратів отримана лінійна залежність кубикової міцності пінобетону  $f_{c,cube}$  від його густини  $\gamma$  (3.1), яка рекомендована для використання у подальших дослідженнях:

$$f_{c,cube} = 2,59 \cdot \gamma - 0,75, \quad (3.1)$$

де  $f_{c,cube}$  - приймається в МПа, а  $\gamma$  – г/см<sup>3</sup>.

Проведене наближення показало вірогідність апроксимації  $R^2 = 0,695$ , яка вказувала на те, що кубикова міцність пінобетону коливалась у широких межах, що можна пояснити специфікою використаного у даній роботі пінобетону, характеристики якого залежать від технології виготовлення.

Були проведені випробування пінобетонних кубів армованих фіброю розміром 150x150x150 мм на стиск з метою визначення їх кубикової міцності

$f'_{c,cube}$ . Характер руйнування кубів був аналогічний до кубів неармованих. Їх зовнішній вигляд після руйнування нагадував дві протилежно обернені піраміди (рис. 3.28).

Отримані результати експериментальних досліджень представлені у табл. Б.2, за якими побудовано відповідний графік (рис. Б.2) та за методом найменших квадратів отримано лінійну залежність кубикової міцності пінобетону, армованого фіброю,  $f'_{c,cube}$  від його густини  $\gamma$  (3.2), яка рекомендована для використання у подальших дослідженнях:

$$f'_{c,cube} = 1,91\gamma + 0,78, \quad (3.2)$$

де  $f'_{c,cube}$  - приймається в МПа, а  $\gamma$  – г/см<sup>3</sup>.



Рис. 3.28. Руйнування дослідних зразків кубів з пінобетону, армованого фіброю.

На рис. 3.29 подано одночасно графіки залежностей міцності звичайного пінобетону на центральний стиск  $f_{c,cube}$  та пінобетону з фіброю  $f'_{c,cube}$  від густини  $\gamma$ .

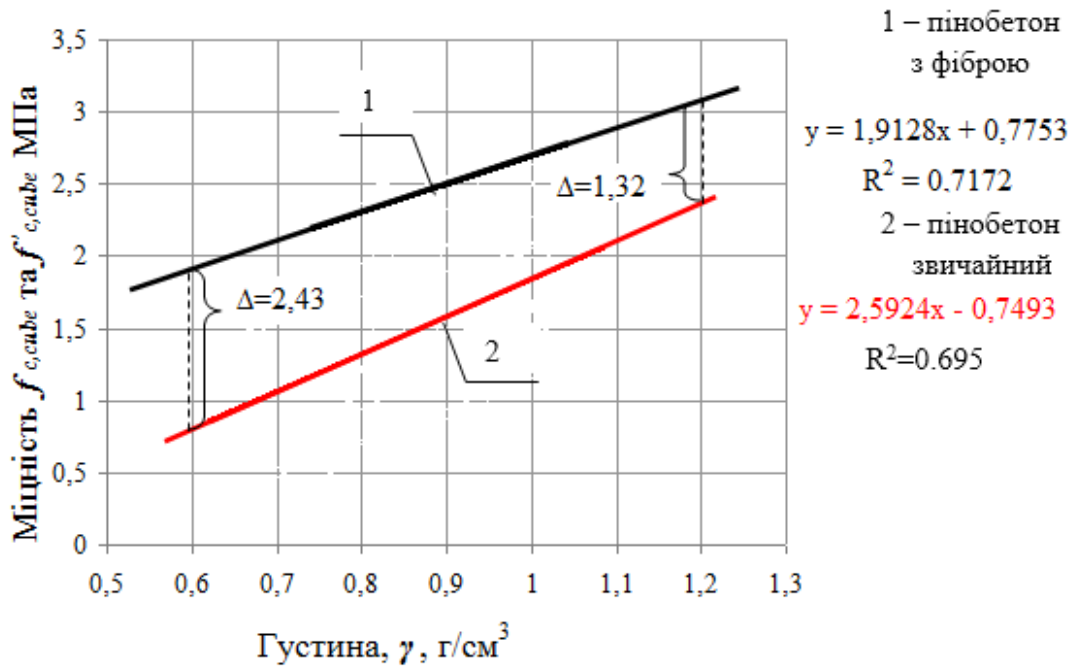


Рис. 3.29. Залежність кубикової міцності звичайного пінобетону  $f_{c,cube}$  та пінобетону з фіброю  $f'_{c,cube}$  від густини  $\gamma$ .

Аналіз цих результатів дозволяє відзначити, що введення в пінобетонну суміш під час бетонування поліпропіленової фібри дозволяє збільшити кубикову міцність пінобетону в діапазоні марок пінобетону від D600 до D1200 в  $2,43 \div 1,32$  рази.

### 3.2.1.2. Призмова міцність та модуль пружності.

Відповідно до методики описаної в пункті 2.2.1 даної роботи були проведені випробування призм з пінобетону розміром 150x150x600 мм на стиск з метою визначення призмової міцності  $f_{c,prism}$  та модуля пружності  $E_{cm}$ .

Характерні види руйнування призм представлені на рис. 3.30. Основними видами руйнування призм було поздовжнє розколювання або руйнування в середній зоні по висоті для призм вищих марок пінобетону, а саме D900 ÷ 1200, та зминання пінобетону в приопорних зонах для нижчих марок пінобетону - D600 ÷ 900. Аналізуючи використання різних типів

прокладок між плитою преса та призмами, а саме металевих, фанерних та з волоку, можна рекомендувати використовувати прокладки з волоку, оскільки при їх використанні виникає менша кількість тріщин в приопорних зонах призм.



Рис. 3.30. Руйнування дослідних зразків призм.

Результати експериментальних досліджень представлені у табл. Б.3 за якими побудовані відповідні графіки (рис. Б.3, рис. Б.4) і за методом найменших квадратів отримані лінійні залежності призмової міцності пінобетону  $f_{c, prism}$  від його густини  $\gamma$  (3.3) та модуля пружності  $E_{cm}$  від густини  $\gamma$  (3.4) які рекомендовані для використання у подальших дослідженнях:

$$f_{c, prism} = 1,91 \cdot \gamma + 0,09; \quad (3.3)$$

$$E_{cm} = 0,30 \cdot \gamma - 0,07, \quad (3.4)$$

де  $f_{c, prism}$ ,  $E_{cm}$  - приймаються в МПа, а  $\gamma$  – г/см<sup>3</sup>.

Були проведені дослідження пінобетонних призм розміром 150x150x600 мм, армованих фіброю, в діапазоні марок D600...1000 з метою визначення призмової міцності  $f'_{c, prism}$  та модуля пружності пінобетону  $E'_{cm}$  в залежності від його густини  $\gamma$ .

Руйнування пінобетонних призм армованих фіброю відбувалося аналогічно до неармованих призм.

Результати експериментальних досліджень представлені у табл. Б.4, за якими побудовані відповідні графіки (рис. Б.5, рис. Б.6) і за методом найменших квадратів отримані лінійні залежності від густини пінобетону  $\gamma$  для призмової міцності  $f'_{c,prism}$  (3.5) та модуля пружності  $E'_{cm}$  (3.6), які рекомендовані для використання у подальших дослідженнях:

$$f'_{c,prism} = 5,72 \cdot \gamma - 2,18; \quad (3.5)$$

$$E'_{cm} = 0,34 \cdot \gamma - 0,10, \quad (3.6)$$

де  $f'_{c,prism}$ ,  $E'_{cm}$  - приймаються в МПа, а  $\gamma$  – г/см<sup>3</sup>.

На рис. 3.31 подано одночасно графіки залежностей призмової міцності звичайного пінобетону  $f_{c,prism}$  та пінобетону з фіброю  $f'_{c,prism}$  від густини  $\gamma$ .

Аналіз цих результатів дозволяє стверджувати, що введення в пінобетонну суміш під час бетонування поліпропіленової фібри дозволяє покращити призмову міцність пінобетону на стиск в діапазоні марок пінобетону від D700 до D1100 в 1,29 ÷ 1,88 разів.

На рис. 3.32 подано одночасно графіки залежностей модуля пружності звичайного пінобетону  $E_{cm}$  та пінобетону з фіброю  $E'_{cm}$  від густини  $\gamma$ .

Аналіз цих результатів дозволяє відзначити, що введення в пінобетонну суміш під час бетонування поліпропіленової фібри дозволяє покращити призмову міцність пінобетону на стиск в діапазоні марок пінобетону від D700 до D1100 в 1,02 ÷ 1,08 разів.

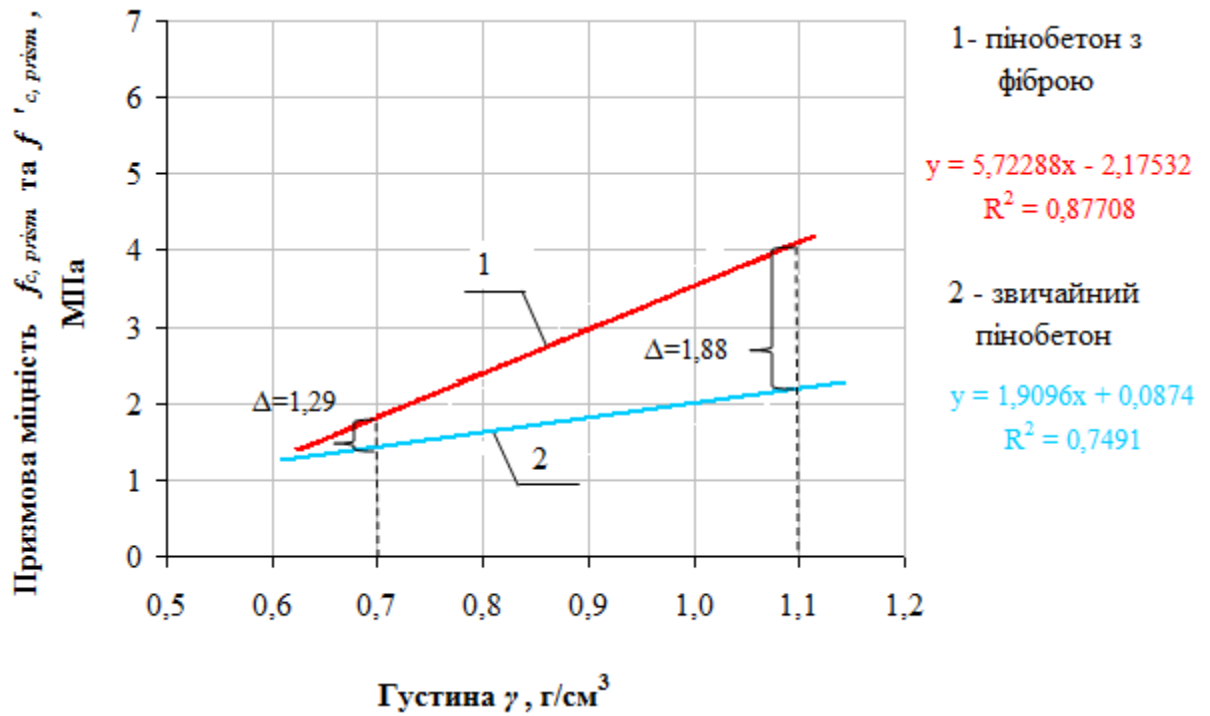


Рис. 3.31. Залежність призмової міцності звичайного пінобетону  $f'_{c,prism}$  та пінобетону з фіброю  $f'_{c,prism}$  від густини  $\gamma$ .

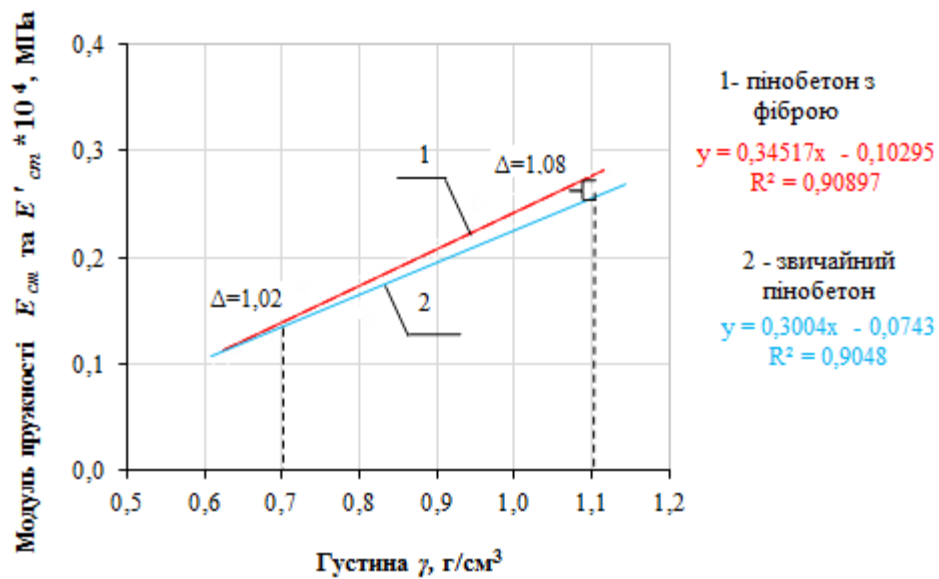


Рис. 3.32. Залежність модуля пружності звичайного пінобетону  $E_{cm}$  та пінобетону з фіброю  $E'_{cm}$  від густини  $\gamma$ .



### 3.2.1.3. Міцність на розтяг.

Відповідно до програми досліджень (див. п.2.2.1) були проведенні випробування пінобетону на розтяг.

- Дослідження пінобетону на центральний розтяг.

На рис. 3.33 та на рис. 3.34 представлено характерні вигляди руйнування «вісімок» та призм.



Рис. 3.33. Вигляд руйнування дослідних зразків «вісімок» на розтяг.

Результати експериментальних досліджень «вісімок» та призм на центральний розтяг представленні у табл. Б.5 додатку Б.

Усі вісімки зруйнувалися в середній зоні, що знаходилася між поширеннями, а призми зруйнувалися в неармованій зоні. Результати випробувань представленні у табл. Б.5. За результатами експериментальних досліджень побудовані відповідні графіки та за методом найменших квадратів отримані залежності міцності на центральний розтяг  $f_{c,tk}$  від густини пінобетону  $\gamma$  і виведенні арифметичні функції між цими



параметрами (рис. Б.7). Проведене наближення показало достатню вірогідність апроксимації ( $R^2 = 0,88-0,89$ ) для прямих 1 та 2.



Рис. 3.34. Вигляд руйнування дослідних зразків призм на розтяг.

Враховуючи те, що прями 1 та 2 не співпадають, а перетинаються (див. рис. Б.7), була отримана залежність, яка характеризувалася прямою 3, що побудована за усіма експериментальними значеннями, отриманими для «вісімок» та призм одночасно. Проведене наближення показало допустиму для пінобетону вірогідність апроксимації  $R^2 = 0,77$ , тому для подальших досліджень була прийнята залежність:

$$f_{c,tk} = 0,34 \cdot \gamma - 0,2, \quad (3.7)$$

де  $f_{c,tk}$  - приймається в МПа, а  $\gamma$  – г/см<sup>3</sup>.

Аналогічні випробування були проведені для пінобетонних призм, армованих фіброю. Міцність для кожного зразка була обчислена згідно з рекомендаціями діючих норм, в тому числі з врахуванням поправочного коефіцієнта для ніздрюватого бетону, який враховував вологість зразків на момент випробування.

Результати експериментальних досліджень пінобетонних призм армованих фіброю перерізом 150x150 мм на центральний розтяг  $f_{c,tk}$  від густини  $\gamma$  подані у табл. Б.6. На цьому рисунку представлено лінійну залежність міцності на центральний розтяг пінобетону, армованого фіброю,  $f'_{c,tk}$  від густини пінобетону  $\gamma$ , яка описується залежністю:

$$f'_{c,tk} = 0,43 \cdot \gamma - 0,22, \quad (3.8)$$

де  $f'_{c,tk}$  - приймається в МПа, а  $\gamma$  – г/см<sup>3</sup>.

На рис. 3.35 подано одночасно графіки залежностей міцності звичайного пінобетону на центральний розтяг  $f_{c,tk}$  та пінобетону з фіброю  $f'_{c,tk}$  від густини  $\gamma$ .

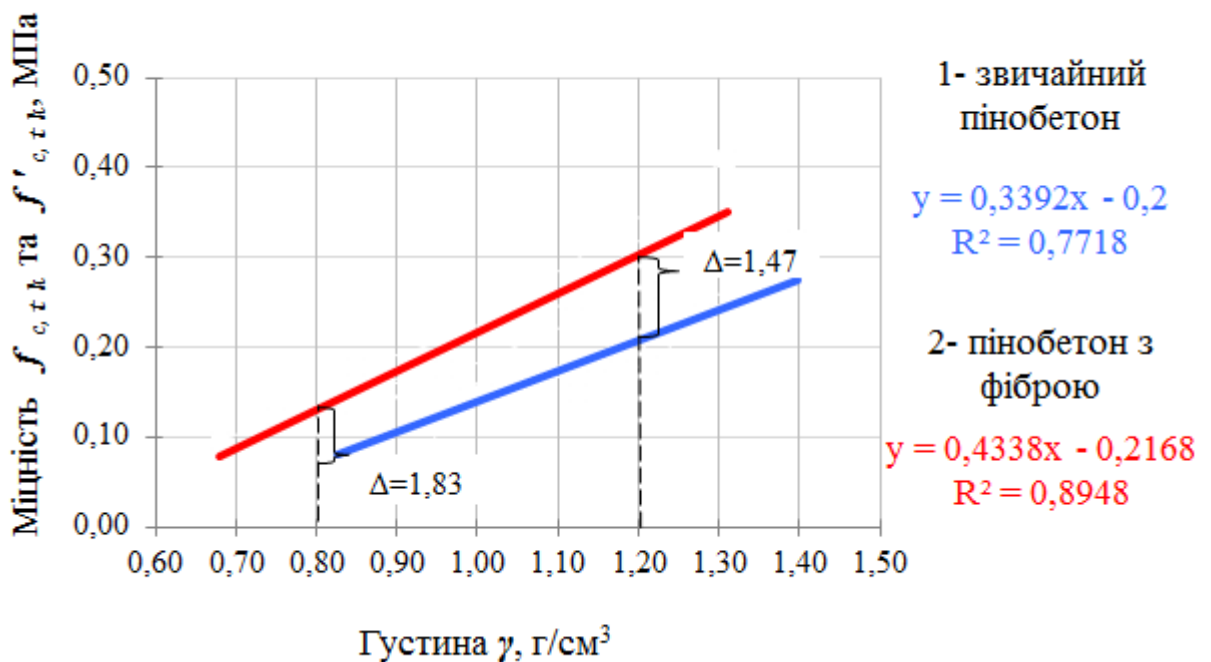


Рис. 3.35. Залежність міцності звичайного пінобетону на центральний розтяг

$f_{c,tk}$  та пінобетону з фіброю  $f'_{c,tk}$  від густини  $\gamma$ .

Аналіз цих результатів дозволяє відзначити, що введення в пінобетонну суміш під час бетонування поліпропіленової фібри дозволяє покращити міцнісні характеристики пінобетону на центральний розтяг в діапазоні марок пінобетону від D800 до D1200 в 1,83 ÷ 1,47 разів.

- **Дослідження пінобетону на розтяг при розколюванні.**

Усі половинки «вісімок» та призми, що залишились після випробування їх на центральний розтяг були додатково випробувані на розколювання за методикою описаною у п. 2.2.1 даної роботи.

Результати експериментальних досліджень призми та «вісімок» на розколювання представлені у табл. Б.7.

На рис. 3.36, 3.37 представлено характерні вигляди руйнування «вісімок» та призми.

За результатами експериментальних досліджень були побудовані залежності міцності пінобетону на розтяг при розколюванні  $f_{c,tn}$  від об'ємної ваги пінобетону  $\gamma$  і виведенні арифметичні функції між цими параметрами (рис. Б.9). Проведене наближення показало достатню вірогідність апроксимації ( $R^2 = 0,81 - 0,88$ ) для прямих 1 та 2 (див. рис. Б.9).

Враховуючи те, що прями 1 та 2 не співпадають, а перетинаються була отримана залежність, яка характеризувалася прямою 3, що побудована

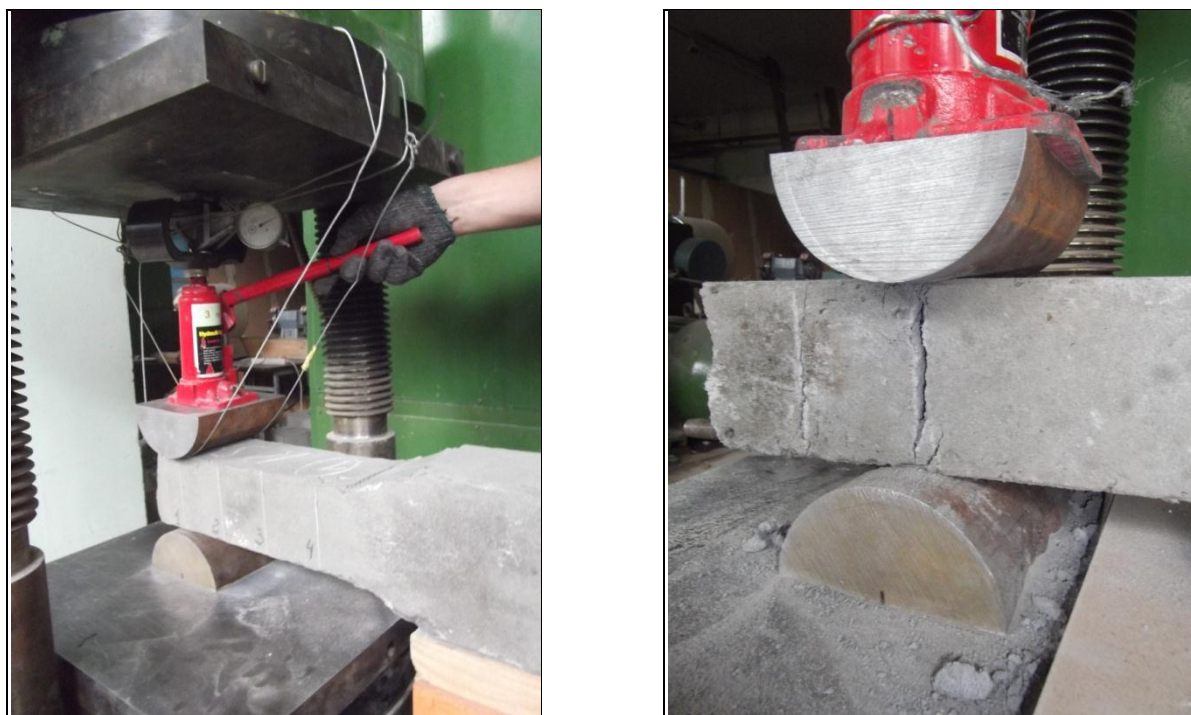


Рис. 3.36. Вигляд руйнування дослідних зразків «вісімок» на розколювання.



Рис. 3.37. Вигляд руйнування дослідних зразків призм на розколювання.

за усіма експериментальними значеннями отриманими для «вісімок» та призм одночасно. Проведене наближення показало допустиму для пінобетону вірогідність апроксимації  $R^2 = 0,795$ , тому для подальших досліджень була прийнята залежність:

$$f_{c,tn} = 0,73 \cdot \gamma - 0,48, \quad (3.9)$$

де  $f_{c,tn}$  – приймається в МПа, а  $\gamma$  – г/см<sup>3</sup>.

Аналогічні випробування були проведені для пінобетонних призм, армованих фіброю. Міцність для кожного зразка була обчислена згідно з рекомендаціями діючих норм, в тому числі з врахуванням поправочного коефіцієнта для ніздрюватого бетону, який враховував вологість зразків на момент випробування.

Результати експериментальних досліджень пінобетонних призм, армованих фіброю, перерізом 150x150 мм на розтяг при розколюванні  $f'_{c,tn}$  подані у табл. Б.8.



На рис. Б.10 представлено лінійну залежність міцності на розтяг пінобетону, армованого фіброю, при розколюванні  $f'_{c,m}$  від густини пінобетону  $\gamma$ , яка описується залежністю:

$$f'_{c,m} = 0,71 \cdot \gamma - 0,32, \quad (3.10)$$

де  $f'_{c,m}$  – приймається в МПа, а  $\gamma$  – г/см<sup>3</sup>.

На рис. 3.38 подано одночасно графіки залежностей міцності звичайного пінобетону на розтяг при розколюванні  $f_{c,m}$  та пінобетону з фіброю  $f'_{c,m}$  від густини  $\gamma$ .

Аналіз цих результатів дозволяє стверджувати, що введення в пінобетонну суміш під час бетонування поліпропіленової фібри дозволяє покращити міцнісні характеристики пінобетону на розтяг при розколюванні в діапазоні марок пінобетону від D800 до D1200 в 3,09– 1,61 разів.

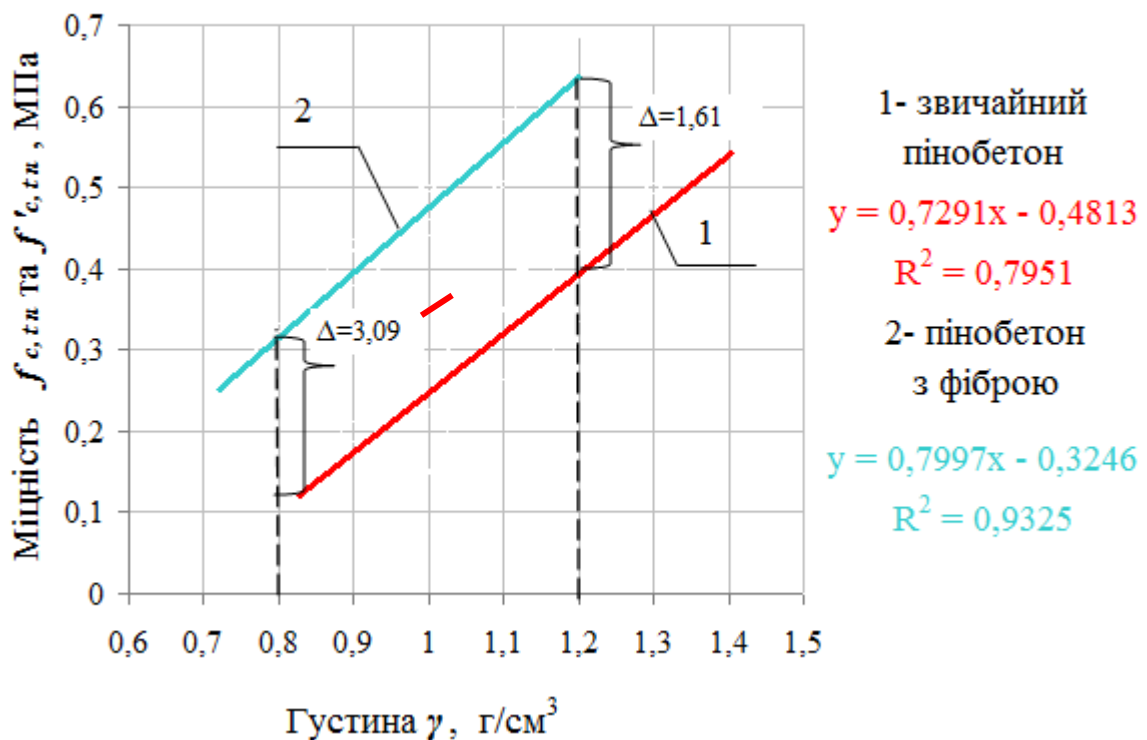


Рис. 3.38. Залежність міцності звичайного пінобетону на розтяг при розколюванні  $f_{c,m}$  та пінобетону з фіброю  $f'_{c,m}$  від густини  $\gamma$ .

- **Дослідження пінобетону на розтяг при згині.**

Результати експериментальних досліджень пінобетонних призм перерізом 150x150 мм на розтяг при згині  $f_{c,tf}$  представленні у табл. Б.9.

На рис. 3.39 представлено характерний вигляд руйнування призми при її випробуванні на згин.

Руйнування зразків проходило у середній третині прольоту - між прикладеними силами.

За результатами експериментальних досліджень були побудовані залежності міцності пінобетону на розтяг при згині  $f_{c,tf}$  від об'ємної ваги пінобетону  $\gamma$  і виведенні арифметичні функції між цими параметрами. Проведене наближення (рис. Б.11) показало достатню вірогідність апроксимації



Рис. 3.39. Вигляд руйнування дослідних зразків від згину.

( $R^2 = 0,888$ ), тому для подальших досліджень була прийнята залежність:

$$f_{c,tf} = 0,72 \cdot \gamma - 0,47, \quad (3.11)$$

де  $f_{c,tf}$  – приймається в МПа, а  $\gamma$  – г/см<sup>3</sup>.

Аналогічні випробування були проведені для пінобетонних призм, армованих фіброю. Міцність для кожного зразка була обчислена згідно з рекомендаціями діючих норм, в тому числі з врахуванням поправочного

коефіцієнта для ніздрюватого бетону, який враховував вологість зразків на момент випробовування.

Результати експериментальних досліджень пінобетонних призм, армованих фіброю, перерізом 150x150 мм на розтяг при згині  $f'_{c,tf}$  представленні у табл. Б.9.

На рис. Б.12 представлено лінійну залежність міцності на розтяг пінобетону армованого фіброю при згині  $f'_{c,tf}$  від густини пінобетону  $\gamma$ , яка описується залежністю:

$$f'_{c,tf} = 0,65 \cdot \gamma - 0,14, \quad (3.12)$$

де  $f'_{c,tf}$  – приймається в МПа, а  $\gamma$  – г/см<sup>3</sup>.

На рис. 3.40 подано одночасно графіки залежностей міцності звичайного пінобетону на розтяг при згині  $f_{c,tf}$  та пінобетону з фіброю  $f'_{c,tf}$  від густини  $\gamma$ .

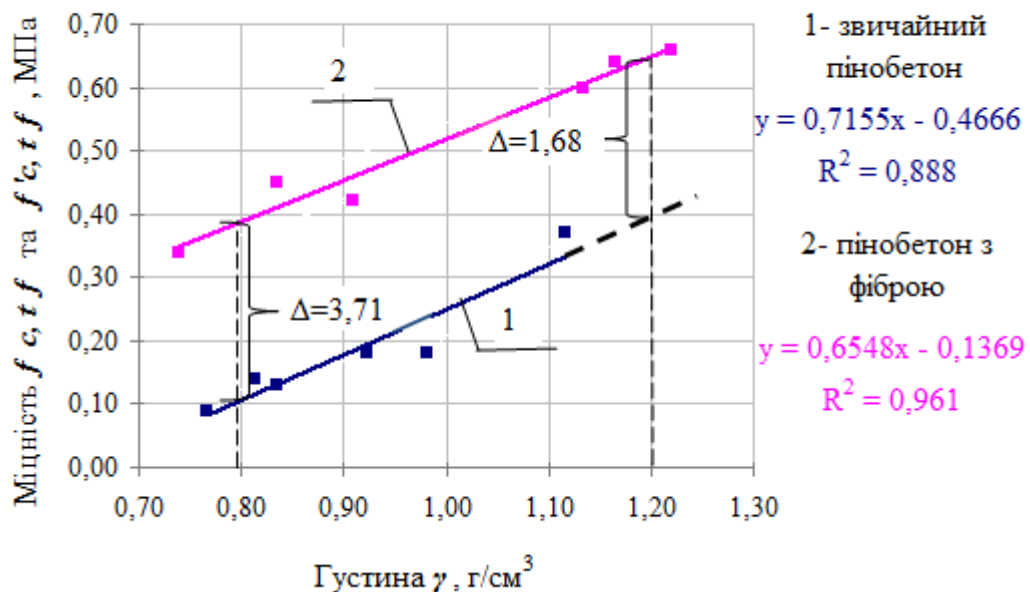


Рис. 3.40. Залежність міцності звичайного пінобетону на розтяг при згині  $f_{c,tf}$  та пінобетону з фіброю  $f'_{c,tf}$  від густини  $\gamma$ .

Аналіз цих результатів дозволяє стверджувати, що введення в пінобетонну суміш під час бетонування поліпропіленової фібри дозволяє



покращити міцнісні характеристики пінобетону на розтяг при згині в діапазоні марок пінобетону від D800 до D1200 в 3,71 – 1,68 разів.

### 3.2.2. Дослідження арматури.

З метою визначення міцності на розтяг арматури металевих сіток вони були розібрані на окремі стержні, які випробовувались на розривній машині. Всього було випробувано 4 стержні довжиною 500 мм.

Результати досліджень подані у табл. В.1, а діаграми випробувань, записані самописцем розривної машини, подані на рис. В.1. Характер руйнування арматурних стержнів, яке відбувалося з утворенням шийки, зображено на рис. 3.41.

За результатами проведених досліджень для подальшого аналізу було використане експериментальне значення міцності металевої арматури  $\varnothing 4$  Вр-I на розтяг, яке відповідало міцності арматури на границі текучості  $f_y = 562 \text{ МПа}$ .

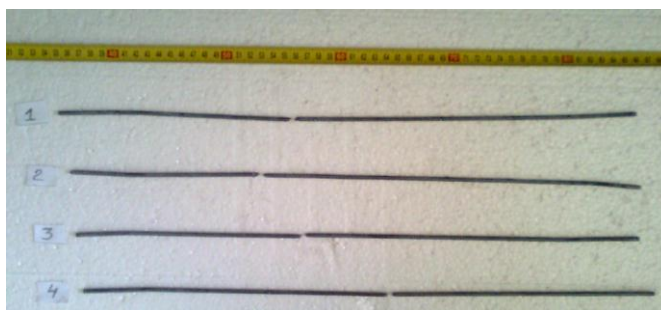


Рис. 3.41. Характер руйнування арматурних стержнів при розтягу.

Відповідно до методики описаної в п. 2.2.2 даної роботи було досліджено на розтяг неметалеву арматуру, а саме по 4-и рулони довжиною по 600 мм із штукатурної склосітки та сітки «Armtex».

Результати досліджень подані у табл. В.2 та В.3. Характер руйнування рулонів сіток з неметалевої арматури, яке відбувалося без утворенням шийки, зображено на рис. 3.42. Під час проведених випробувань не було зафіксовано площадки текучості.

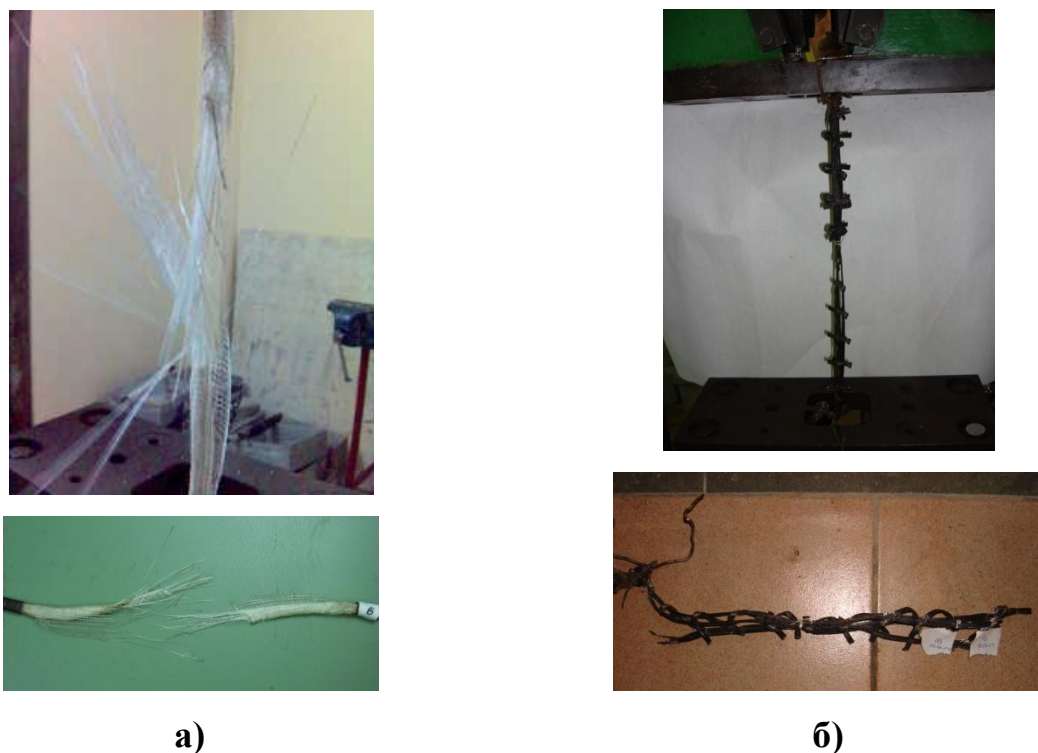


Рис. 3.42. Характер руйнування рулонів сіток з неметалевої арматури при розтягу: а) склосітка штукатурна; б) сітка Armtex

Для подальшого аналізу було використане експериментальне значення міцності неметалевої арматури на розтяг, а саме для склосітки -  $f^*_t = 0,32 \text{ кН/см}$  та для сітки «Armtex» -  $f^*_t = 0,248 \text{ кН/см}$  відповідно до ГОСТ 12004-81[12] та ДБН В.2.6-98:2009 [22]. Міцність на розтяг для неметалевої арматури прийнята з розрахунку на 1 см ширини сітки.

### 3.4. Висновки за розділом

За результатами проведених досліджень можна зробити наступні висновки:

1. Виконані експериментальні дослідження пінобетонних плит на продавлювання квадратним металевим штампом дозволили отримати експериментальні значення їх несучої здатності, прогинів та деформацій пінобетону у стиснутій та розтягнутій зонах.

2. Усі дослідні неармовані плити з пінобетону та плити армовані поліпропіленою фіброю зруйнувалися у формі розколювання на 3 та 4

окремих куски, за винятком плити марки П-26, яка зруйнувалася у формі піраміди продавлювання через більші розміри в плані, що виходили за межі опорного металевго столика дослідної установки. Армування пінобетонних плит горизонтальною металевою та неметалевою арматурою забезпечило руйнування їх у формі піраміди продавлювання.

3. Проведені комплексні дослідження фізико-механічних характеристик пінобетону звичайного і армованого поліпропіленовою фіброю та отримані математичні залежності кубикової міцності, призмової міцності, модуля пружності, міцності на центральний розтяг, на розтяг при згині та розколюванні від об'ємної ваги пінобетону.

Аналізуючи результати випробувань неармованого та армованого фіброю пінобетону на центральний розтяг, розтяг при розколюванні та розтяг при згині можна стверджувати, що добавка до пінобетону під час замішування поліпропіленової фібри збільшує його міцність на розтяг у 1,47 – 3,71 разів. Найменше збільшується міцність на центральний розтяг, а найбільше - міцність на розтяг при згині. Можливість армування пінобетону поліпропіленовою фіброю створює передумови для розробки технології виготовлення пінофібробетонних виробів, що характеризуються поєднанням низької власної ваги з підвищеною міцністю на розтяг при згині.

4. Визначенні фізико-механічні характеристики металевої та неметалевої арматури.

## РОЗДІЛ 4. АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ ПІНОБЕТОННИХ ПЛИТ НА ПРОДАВЛЮВАННЯ.

В даному розділі наведені вихідні підходи до розрахунку пінобетонних плит на продавлювання без армування і за наявності різного виду горизонтального армування у них та виконано порівняння експериментальних і теоретичних результатів досліджень з розробкою рекомендацій з проектування пінобетонних плит на продавлювання.

### 4.1. Теоретичні підходи до розрахунку пінобетонних плит на продавлювання.

Після аналізу наявної наукової літератури та нормативної документації можна стверджувати, що станом на сьогодні в Україні відсутні сучасні рекомендації з розрахунку пінобетонних плит на продавлювання. Для розробки таких рекомендацій нами було використано наступні підходи до розрахунку:

- **1-ий підхід.** Розрахунок з використанням існуючих раніше рекомендацій до розрахунку бетонних армованих і неармованих плит на продавлювання, а також перевірка можливості застосування для пінобетонних плит механізму розрахунку для бетонних конструкцій згідно з євронормами.

- **2-ий підхід.** Розрахунок опертих по контуру армованих плит, що працюють на згин від продавлюючого зусилля, яке передається штампом, в залежності від величини анкерування горизонтальної арматури у двох взаємноперпендикулярних напрямках.

*Розглянемо 1-ий підхід.* Теоретичні основи розрахунку на продавлювання бетонних плит відповідно до існуючих норм проектування описано в Розділі 1. Алгоритми розрахунку представлено у якості блок-схем на рис.4.1 відповідно до СНиП 2.03.01-84 [92] (I-ий етап – для неармованих бетонних плит) і рекомендацій НДІБК [67; 100] (II-ий етап – для армованих горизонтальною арматурою бетонних плит).

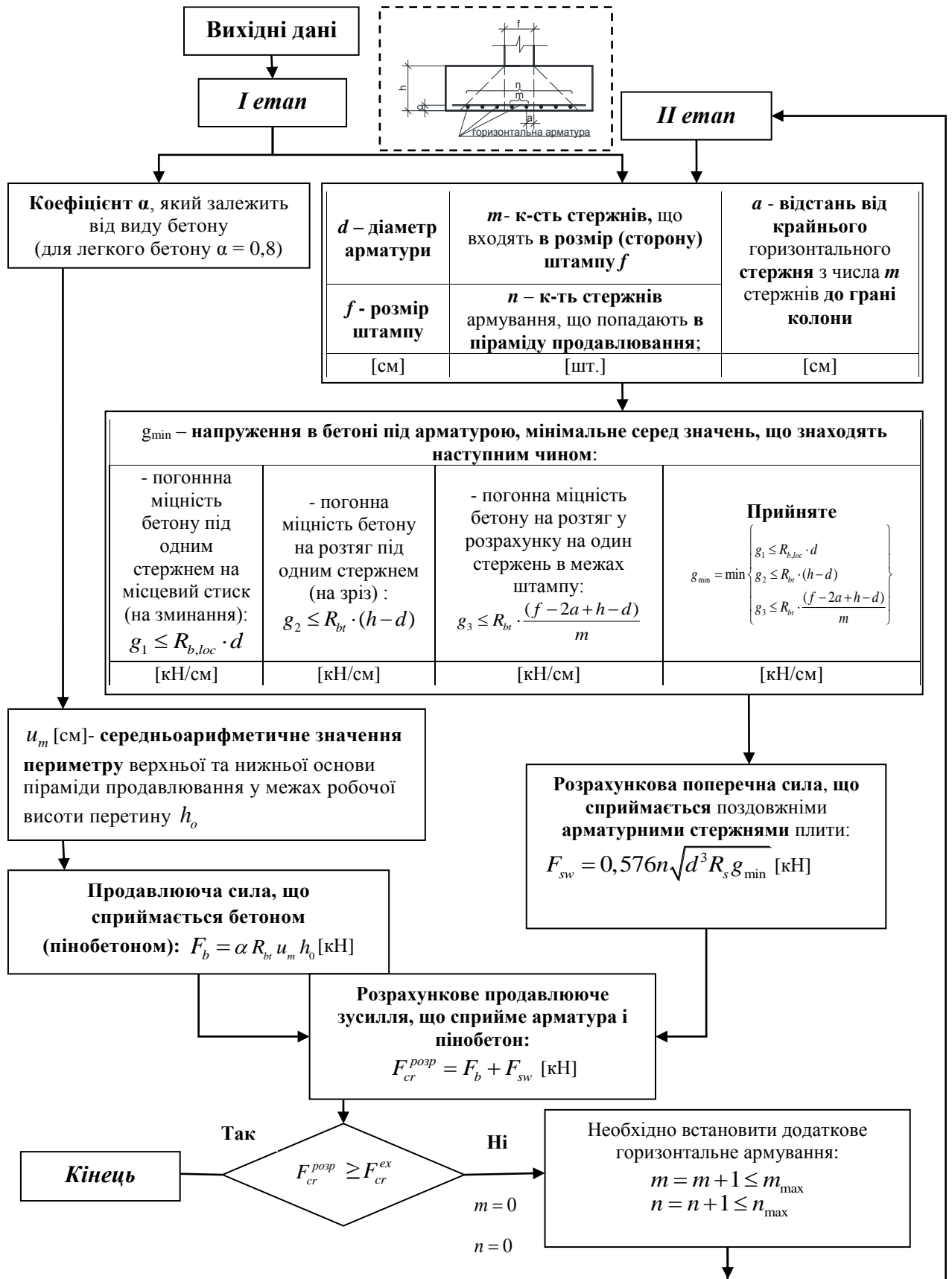


Рис. 4.1. Алгоритм розрахунку на продавлювання згідно з рекомендаціями НДІБК [67] / СНиП 2.03.01-84 [92]

В механізмі розрахунку згідно з рекомендаціями НДІБК [67] при перевірці необхідності поздовжнього армування на I етапі розрахунку для сприйняття продавлюючого зусилля застосовується умова роботи плити на продавлювання без додаткового армування відповідно до вимог СНиП 2.03.01-84\* [92] за формулою:

$$F_{cr}^{ex} \leq F_b = \alpha R_{bt} u_m h_0, \quad (4.1)$$

де  $F_{cr}^{ex}$  – продавлююча сила;  $\alpha$  - коефіцієнт, який залежить від виду бетону;  $u_m$  - середньоарифметичне значення периметру верхньої й нижньої основи піраміди у межах робочої висоти перетину  $h_0$ .

Якщо умова не задовольняється, то розрахунок переходить до II-го етапу, на якому згідно з рекомендаціями НДІБК [67] підбирається необхідна кількість горизонтальної арматури. Розрахунок закінчується, коли несуча здатність плити на продавлювання забезпечується. На I-му етапі є можливість змінювати марку пінобетону.

Розрахунок плит на продавлювання згідно з Єврокодом 2 (EN 1992-1-1:2004) [117] базується на використанні наступних величин:  $V_{Ed}$  - розрахункового значення поперечної сили;  $v_{Rd,c}$  та  $v_{Rd,cs}$  – розрахункової величини опору на зріз при продавлюванні плит у контрольному перерізі, що розглядається, без поперечного армування та з поперечним армування, відповідно;  $v_{Rd,max}$  - розрахункової величини максимального опору на зріз при продавлюванні у контрольному перерізі, що розглядається.

Розрахунок на продавлювання відповідно до положень євронорм представлено графічно у вигляді блок-схеми на рис.4.2.

Враховуючи зауваження згідно з п.6.4.3(1), п.6.4.3 (2) EN [117] необхідно виконувати наступну перевірку по периметру колони або периметру площі навантаження; максимальні напруження зрізу при продавлюванні не повинні перевищувати напруження від навантаження по периметру площі навантаження відповідно до виразу:

$$v_{Rd,max} = \beta \frac{V_{Rd,max}}{u_0 d} \Rightarrow V_{Rd,max} = v_{Rd,max} u_0 d = F_{cr}^{позп} \geq V_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \Rightarrow V_{Ed} = v_{Ed} u_0 d = F_{cr}^{ex} \quad (4.2)$$

Враховуючи зауваження згідно з п.6.4.3(1), п.6.4.3 (2) EN [117] та те, що для випадку без поперечного армування згідно п.6.4.4 (1) перевірка виконується для основного контрольного перерізу, отримуємо умову міцності на зріз:

$$v_{Rd,c} = \beta \frac{V_{Rd,c}}{u_1 d} \Rightarrow V_{Rd,c} = v_{Rd,c} u_1 d = F_{cr}^{pop} \geq v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} \Rightarrow V_{Ed} = v_{Ed} u_1 d = F_{cr}^{ex} \quad (4.3)$$

Процедури перевірок по двом периметрам, а саме - по площі навантаження (Блок 1) та основному контрольному периметру (Блок 2), представлені у графічному вигляді на рис.4.3 і рис.4.4. Згідно з EN 1992 [117] **максимальні напруження зрізу** лімітовані величиною по периметру навантаження *тільки* при розрахунку на продавлювання з *поперечною арматурою* (вираз 6.53 цих норм), натомість аналогічна перевірка при розрахунку на продавлювання *без поперечної арматури* – відсутня і у цьому випадку проводиться лише перевірка по основному контрольному периметру (вираз 6.47 цих норм). Варто зазначити, що розрахунок на продавлювання без поперечної арматури згідно з EN 1992 [117] передбачає врахування горизонтального армування через коефіцієнт армування у формулі опору продавлювання, причому це значення обмежене величиною  $\rho_1 = \sqrt{\rho_{1y} \cdot \rho_{1z}} \leq 0.02$ . Тому, відповідні блоки, як складові частини загального розрахунку на продавлювання (рис.4.2), є зручнішими для користування в інженерних розрахунках при умові роботи плит на продавлювання з врахуванням горизонтального армування та/або без поперечної арматури.

При розрахунку згідно з EN 1992 [117] коефіцієнтом армування поздовжньої горизонтальної арматури  $\rho_1$  нами пропонується врахувати величину зчеплення цієї арматури з пінобетоном (анкерування) у двох взаємноперпендикулярних напрямках (див. 2-й підхід).



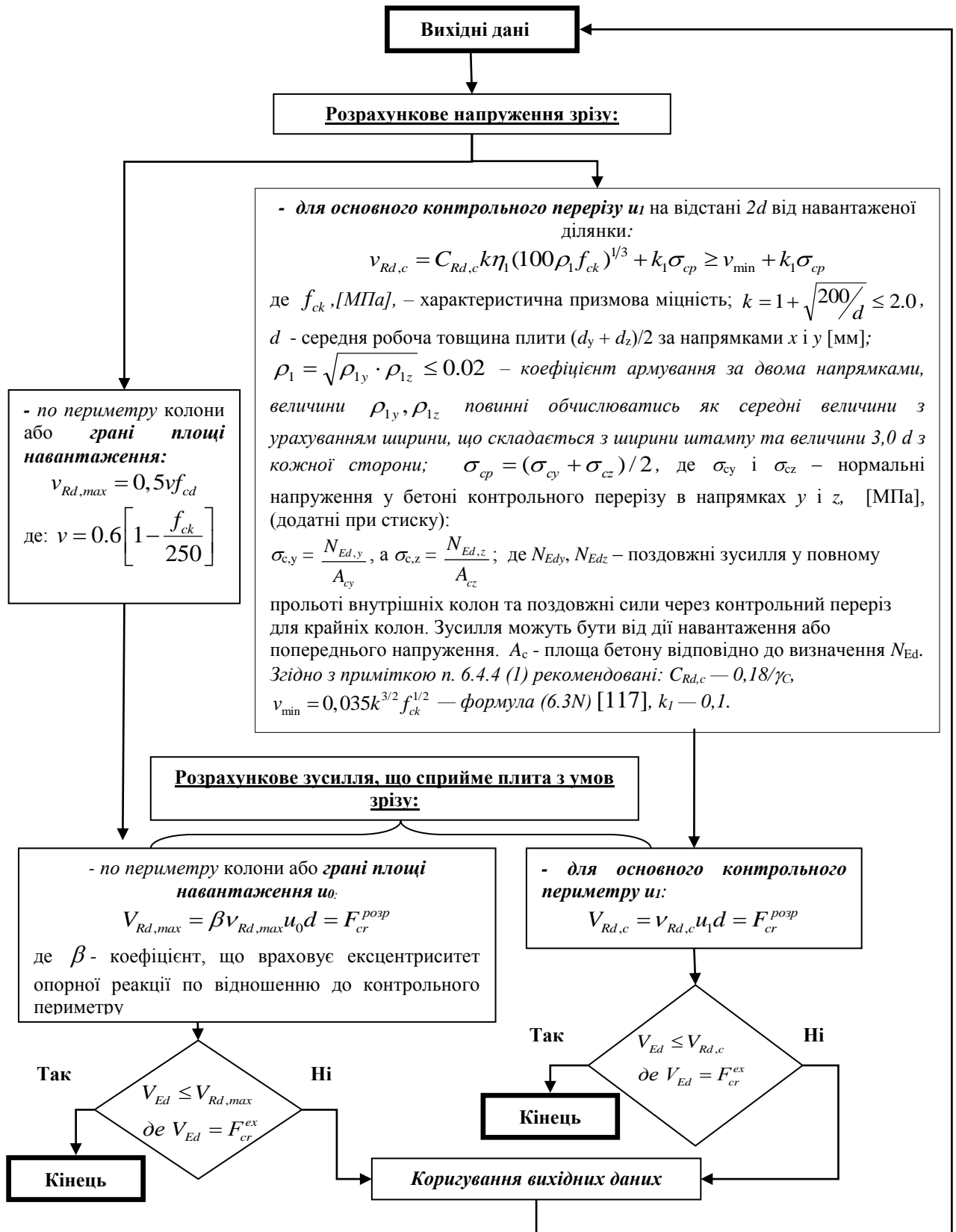


Рис. 4.2. Алгоритм розрахунку плит на продавлення згідно з EN 1992-1-1[117]

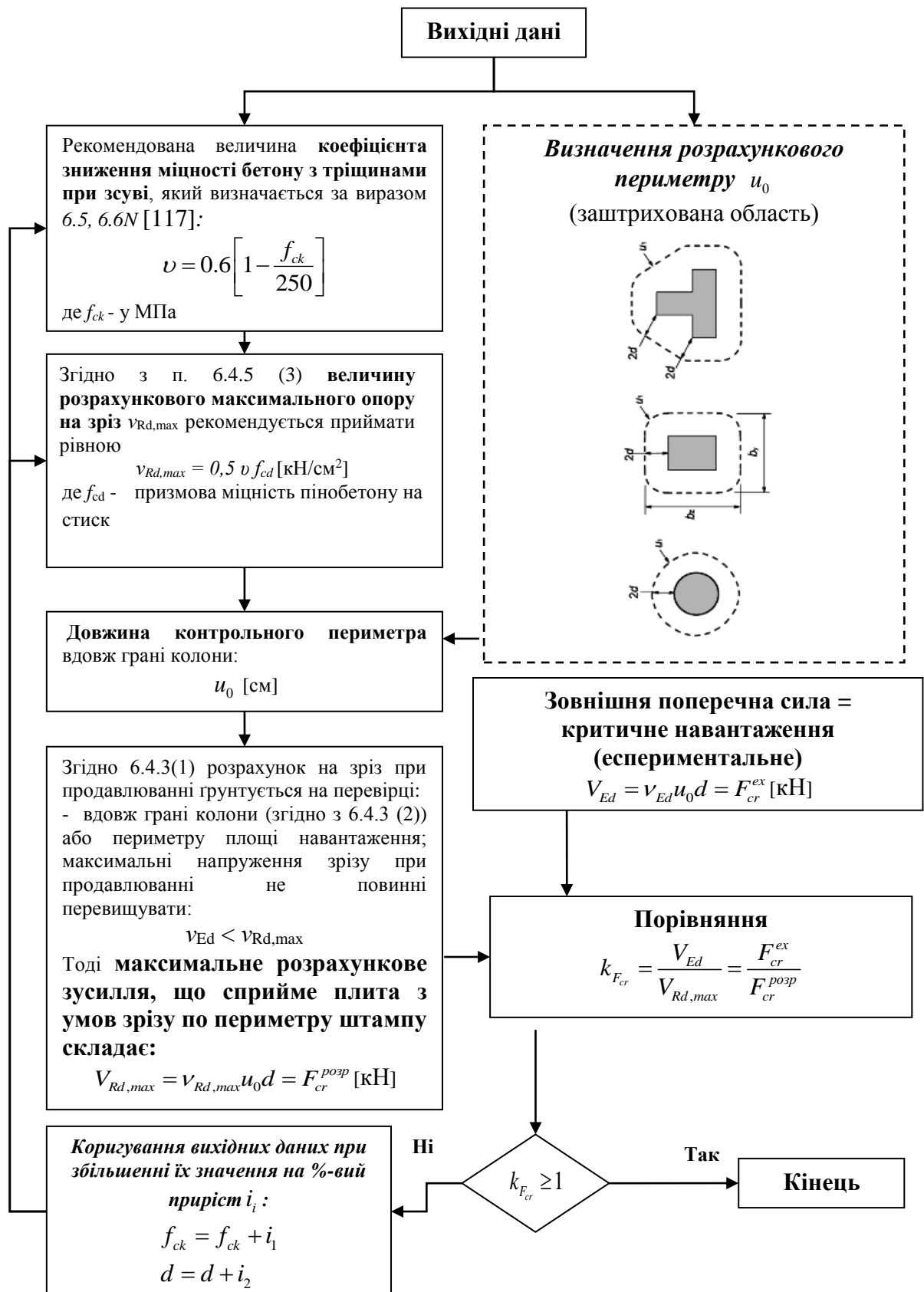


Рис. 4.3. Блок 1. Алгоритм розрахунку плит на продавлювання згідно з EN 1992-1-1[117] по периметру площі навантаження (штампу).

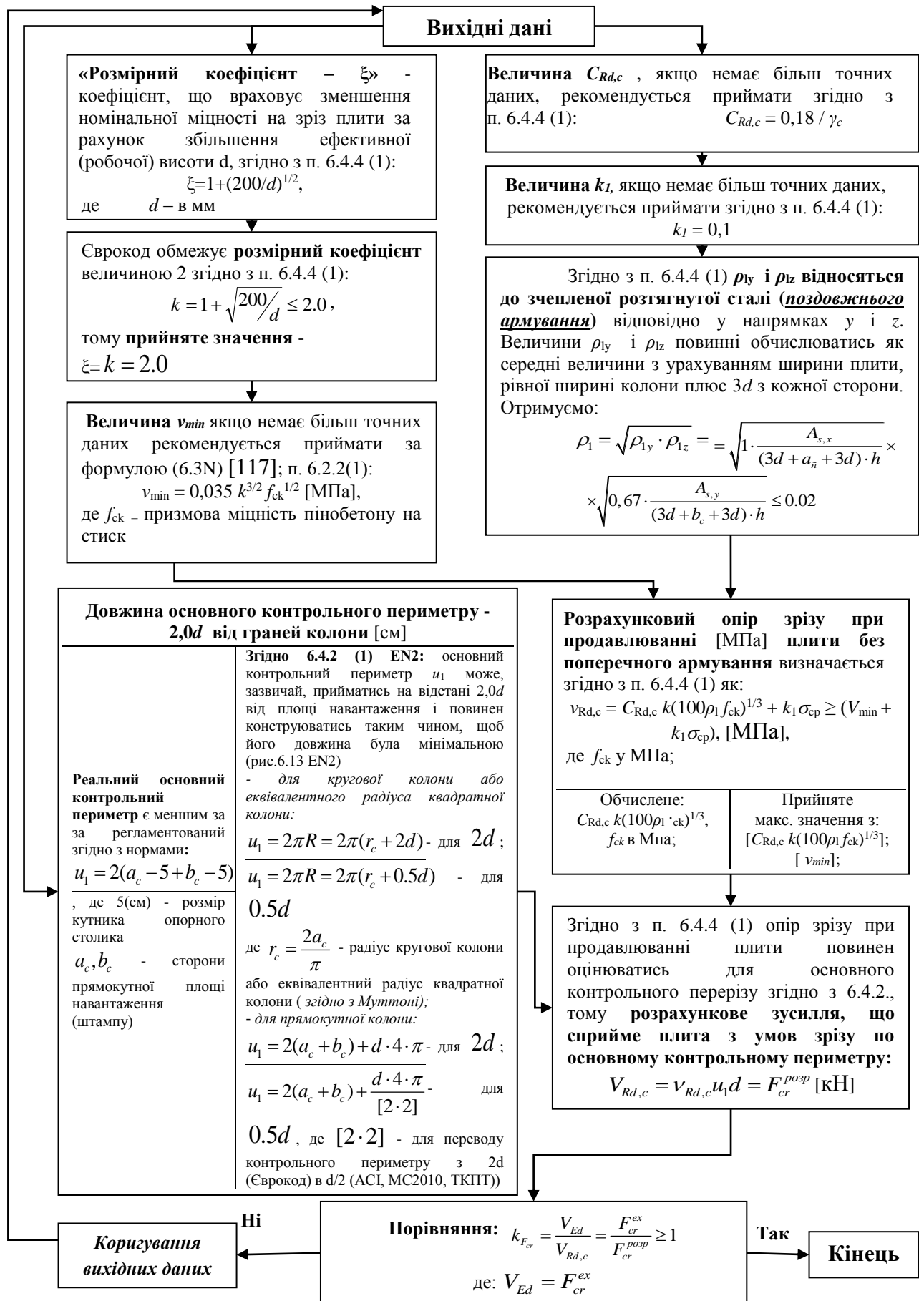


Рис. 4.4. Блок 2. Алгоритм розрахунку на продавлювання згідно з EN 1992-1-1[117] по основному контрольному периметру

**Розглянемо 2-ий підхід.** У 2-му підході розрахунку пінобетонні армовані плити розглянуті як згинані у двох взаємно перпендикулярних напрямках – у і z, як оперті по контуру. Для розрахунку таких плит були використані підходи статичних розрахунків для визначення згинаючих моментів, запропоновані С.П. Тимошенком і С. Войновським-Крігером [95], Д.В. Вайнбергом і Е.Д. Вайнберг [2] та іншими науковцями, як для тонких пластин, а також підходи до розрахунку згинаних у двох напрямках плитних конструкцій згідно з діючими нормами для залізобетонних конструкцій - ДБН В.2.6-98:2009. При цьому, нижня грань плити була розтягнута і армована горизонтальними сітками, а верхня – стиснута, у якій пінобетон працював на стиск.

- *Врахування анкерування горизонтальної арматури плити у двох взаємноперпендикулярних напрямках її згину.* Як показали результати проведених іншими авторами досліджень пінобетонних армованих конструкцій на згин [6; 24], суттєвий вплив на роботу згинаних конструкцій з пінобетону має величина анкерування поздовжньої робочої арматури. Тому, для армованих пінобетонних плит необхідно враховувати роботу арматури в залежності від величини її анкерування у взаємно перпендикулярних напрямках.

Для врахування роботи плит в залежності від напрямку розміщення заанкереної арматури у розтягнутій зоні були запропоновані коефіцієнти співвідношення деформацій  $k_{\varepsilon,i}$ , де  $i$  – номер марки досліджуваних плит ( $i = 27, 28, 29, 30$ ).

Коефіцієнти  $k_{\varepsilon,i}$  визначали як:

$$k_{\varepsilon,27} \div k_{\varepsilon,30} = \frac{\varepsilon_{I_{6-3}} \cdot 10^{-5}}{\frac{(\varepsilon_{I_{6-1}} + \varepsilon_{I_{6-2}}) \cdot 10^{-5}}{2}}, \quad (4.4)$$

де  $\varepsilon_{I_{6-1}}$ ,  $\varepsilon_{I_{6-2}}$ ,  $\varepsilon_{I_{6-3}}$  – відносні деформації пінобетону у верхній зоні плит, вираховані згідно з показами відповідних мікроіндикаторів, причому у

плитах марок П-27 та П-29 вздовж заанкереної арматури розташовувався мікроіндикатор Ів-3, а у плитах П-28 та П-30 – мікроіндикатори Ів-1 та Ів-2.

Дослідження деформацій пінобетону у верхній стиснутій зоні плит в двох взаємно перпендикулярних напрямках показали однаковий характер кривих коефіцієнтів співвідношення деформацій залежно від навантаження (рис.4.5).

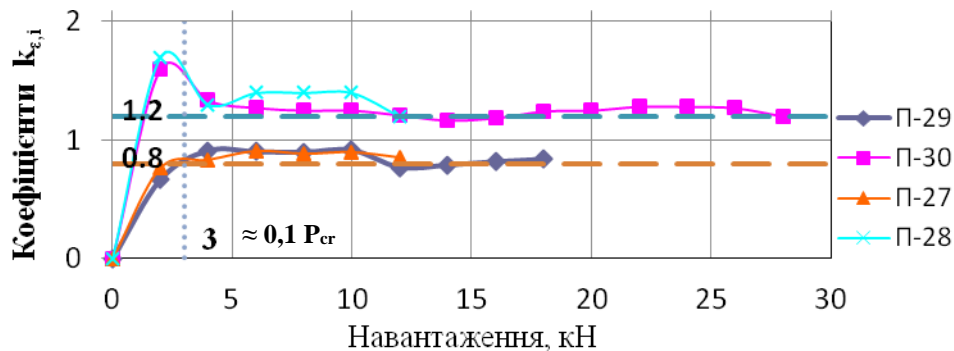


Рис. 4.5. Зміна коефіцієнтів співвідношення деформацій  $k_{\epsilon,i}$  від зовнішнього навантаження для плит марок П-27...П-30

Значення коефіцієнтів співвідношення деформацій після завантаження на рівні 10%-го значення від руйнуючого зусилля  $P_{cr}$  стабілізувались і для плит марок П-27 та П-29 становили  $k_{\epsilon,27} = k_{\epsilon,29} \approx 0,8$ , а для плит марок П-28 та П-30 - відповідно  $k_{\epsilon,28} = k_{\epsilon,30} \approx 1,2$ . У зв'язку з цим було висунуто припущення, що моменти, які виникають в плитах від дії на них сил від продавлювання можна розподілити за двома напрямками на  $M_y$  та  $M_z$  (рис.4.6,а) в залежності від співвідношення значень коефіцієнтів співвідношення деформацій:

$$\frac{k_{\epsilon,28;\epsilon,30}}{k_{\epsilon,27;\epsilon,29}} = \frac{1,2}{0,8} = 1,5 \approx \frac{M_y}{M_z} \quad (4.5)$$

Для визначення розрахунковим методом співвідношення моментів у плитах від дії зовнішнього навантаження за двома взаємно перпендикулярними напрямками був виконаний розрахунок їх як тонких пружних пластин [2; 95].

Для розв'язання поставленої задачі було використано рівність інтенсивності розподіленого згинального навантаження  $q = f(z, y)$  та диференціального рівняння С. Жермен-Лагранжа (рівняння зігнутої поверхні пластини), яке в розгорнутій формі представлено наступним чином:

$$D\left(\frac{\partial^4 w}{\partial z^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial z^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4}\right) = f(z, y), \quad (4.6)$$

де  $w = w(z, y)$  - прогин пластини в точці з координатами  $z$  і  $y$ ;  $D$  - величина циліндричної жорсткості пластини, що відображає її пружні та геометричні характеристики:

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}, \quad (4.7)$$

де  $\nu$  - коефіцієнт Пуассона,  $E$  - модуль пружності,  $h$  - товщина пластинки.

Рівновага виокремленого серединного елемента пластини розмірами  $dz$ ,  $dy$  і  $dx$  під дією зусиль вздовж осей  $z$  і  $y$  показана на рис. 4.6, а,б. По гранях елемента  $z=0$ ;  $y=0$  будуть діяти згинальні моменти  $M_z$  і  $M_y$ , крутний момент  $H$ , а також поперечні сили  $Q_z$  і  $Q_y$ .

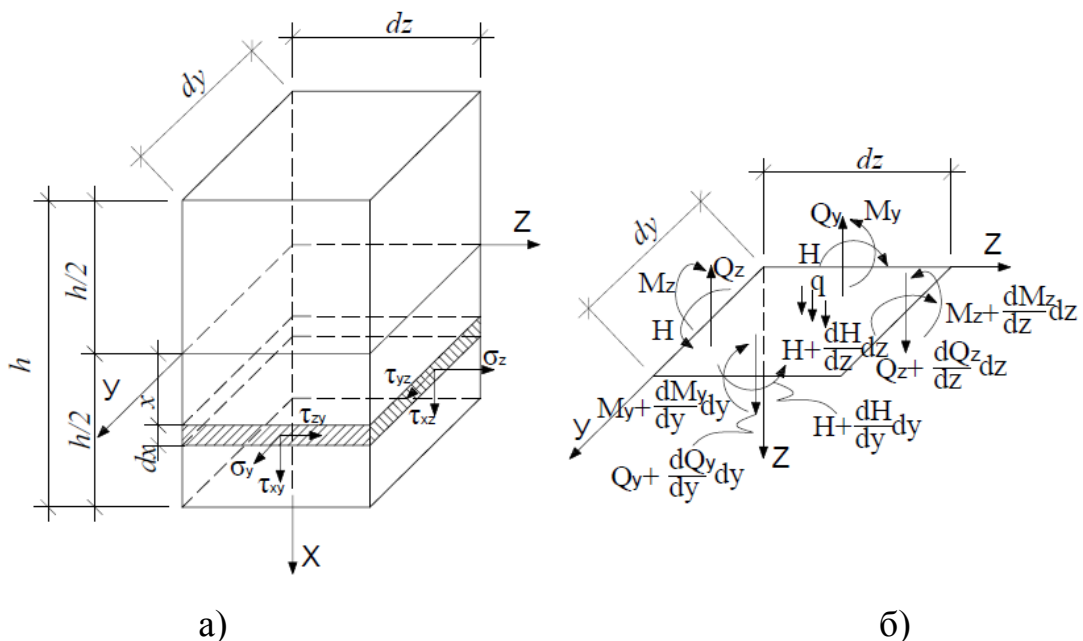


Рис.4.6: Розрахункова схема пластини: а) виокремлений елемент пластини одиничної довжини; б) рівновага елемента середньої площини

Відповідні рівняння, що пов'язують зусилля в перетинах, перпендикулярних серединній площині, з переміщеннями [63; 102]:

- згинаючі моменти:

$$M_z = -D \left( \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right); \quad M_y = -D \left( \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right) \quad (4.8)$$

- поперечні сили:

$$Q_z = -D \frac{\partial}{\partial z} \nabla^2 w; \quad Q_y = -D \frac{\partial}{\partial y} \nabla^2 w \quad (4.9)$$

- крутний момент  $H = M_{zy} = M_{yz}$ :

$$H = -(1-\nu) D \frac{\partial^2 w}{\partial z \partial y}. \quad (4.10)$$

Враховуючи, що моменти інерції прямокутного перерізу одиничної ширини -  $I = \frac{h^3}{12}$ , формули для напружень збігаються з відповідними формулами з теорії опору матеріалів:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{12M_z x}{h^3}; & \sigma_y &= \frac{12M_y x}{h^3}; \\ \tau_{zy} &= \frac{12Hx}{h^3}; & \tau_{xz} &= 6Q_z \frac{\left(\frac{h^2}{4} - x^2\right)}{h^3}; & \tau_{xy} &= 6Q_y \frac{\left(\frac{h^2}{4} - x^2\right)}{h^3} \end{aligned} \right\}, \quad (4.11)$$

де  $x = \pm \frac{h}{2}$  – віддаль до серединної поверхні.

Отже, розв'язок задачі згину пластини під дією вертикального навантаження зводиться до інтегрування рівняння (4.6). Якщо для конкретного випадку буде знайдено розв'язок цього рівняння і він задовольнить граничні умови, то з урахуванням виразів (4.8), для визначених моментів можуть бути розраховані нормальні і дотичні напруження, а також деформації, що дозволять визначити напружено-деформований стан пластини під дією поперечного навантаження [63]:

$$\begin{aligned} \varepsilon_z &= \frac{M_z - \nu M_y}{EI} x; & \varepsilon_y &= \frac{M_y - \nu M_z}{EI} x; \\ \gamma_{zy} &= \frac{M_{zy}}{GI} x \end{aligned} \quad (4.12)$$



Розрахункові залежності для визначення прогинів і внутрішніх зусиль для прямокутної пластини, навантаженої по площі прямокутника або еквівалентним зосередженим навантаженням при різних умовах опирання, наведені у працях С.П. Тимошенко і С. Войновського – Крігера [95] та Вайнберга Д. В. і Вайнберги Є. Д. [2].

Для досліджуваних плит, у яких в одному напрямку арматура незаанкерена, а у іншому – заанкерена, можна використати випадок згину тонкої прямокутної пластини, дві протилежних грані якої вільно оперті ( $z = 0$  і  $z = a$ ), а дві інших ( $y = \pm \frac{b}{2}$ ) – защемлені (умовно), під дією навантаження, рівномірно розподіленого під штампом розміром  $u \times v$ . У цьому випадку, враховуючи розміри дослідних плит і штампу, отримуємо схему, показану на рис. 4.7.

Згідно з [95] прогин пластини та моменти, викликані вертикальним навантаженням можна отримати, розглядаючи спочатку випадок, коли усі її грані вільно оперті, а потім - прикладаючи по краях  $y = \pm \frac{b}{2}$  згинальні моменти такої величини, щоб усунути повороти, спричинені на цих краях дією поперечного навантаження.

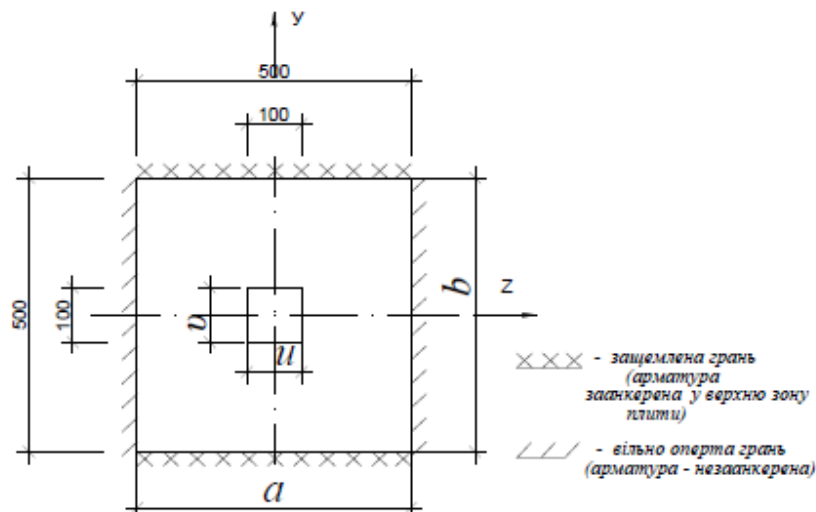


Рис.4.7. Плита, вільно оперта по двох протилежних гранях (вдovж осі  $Oy$ ) і зацмлена по двох інших(вдovж осі  $Oz$ ), під дією навантаження, прикладеного по площі під штампом

Комбінуючи таким способом два випадки, вільно опертої по контуру та защемленої по двох гранях плити, згідно з розрахунковими формулами і табличними даними [2; 95], було розраховано відповідні значення моментів в центрі  $i$ -тої плити та їх співвідношення при коефіцієнті Пуассона -  $\nu = 0,17$ , отриманого для використовуваного пінобетону:

$$\frac{M_y}{M_z} = \frac{\beta_1 \cdot P}{\beta \cdot P} = \frac{0.163144 \cdot P}{0.142695 \cdot P} = 1.14 < 1.5, \quad (4.13)$$

де  $\frac{M_y}{M_z}$  - коефіцієнт співвідношення моментів для плит марок П-27...П-30;

$$M_z = (M_z)_{\max} = \beta(u \times v) \times q = \beta P; \quad M_y = (M_y)_{\max} = \beta_1(u \times v)q = \beta_1 P;$$

$\beta$  і  $\beta_1$  - коефіцієнти, що залежать від співвідношення сторін пластини та розмірів прямокутної (квадратної) ділянки навантаження.

Таким чином, було встановлено, що розрахункові моменти  $M_z$  та  $M_y$ , які виникли в плитах від продавлювання розподілилися між двома напрямками у співвідношенні меншому, ніж експериментальні значення деформацій вздовж відповідних осей. Неспівпадіння складало:

$$\Delta = \frac{1,5 - 1,14}{1,5} = 0,24 = 24,0\%, \quad (4.14)$$

Величина  $\Delta = 24,0\%$  є більшою за максимально допустиме значення розходжень в експериментальних дослідженнях, що складає 15%. Це можна пояснити роботою пінобетону як матеріалу значно пластичнішого у порівнянні з важким бетоном.

Рівність співвідношень  $\frac{M_y}{M_z} = \frac{k_{\varepsilon,28;\varepsilon,30}}{k_{\varepsilon,27;\varepsilon,29}}$ , очевидно, можлива для плит,

виготовлених з більш пружних матеріалів, таких як: бетон, скло та ін., що пояснюється більш пружною діаграмою деформування таких матеріалів (без прояву значної пластичності) та описується відомими залежностями між деформаціями та напруженнями у випадку плоского напруженого стану (на основі третьої гіпотези Кірхгофа – при  $\sigma_x = 0$ ) [63; 96; 102].

Вплив поздовжньої арматури в розрахунку на продавлювання враховується виразом [117]:

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1z} \cdot \rho_{1y}}, \quad (4.15)$$

де  $\rho_{1z}$  і  $\rho_{1y}$  – відповідні значення коефіцієнта армування для заанкереної з бетоном арматури відповідно у напрямках  $z$  і  $y$ . Величини  $\rho_{1z}$  і  $\rho_{1y}$  повинні обчислюватись як середні величини з урахуванням ширини плити, рівної ширині штампу плюс  $3d$  з кожної сторони, де  $d=h_0$  – робоча висота плити.

Таким чином, у загальній формулі для коефіцієнта армування поздовжньої горизонтальної арматури (4.15) пропонуємо враховувати достатнє зчеплення арматури з пінобетоном в одному (наприклад, вздовж осі  $Oz$ ) та відсутність заанкерення в іншому перпендикулярному напрямку (вздовж осі  $Oy$ ) наступним відношенням:

$$\frac{k_{\rho,y}}{k_{\rho,z}} = \frac{1,2}{0,8}, \quad (4.16)$$

Якщо прийняти  $k_{\rho,y} = 1$ , тоді  $k_{\rho,z} = 0,67$

де  $k_{\rho,z} = 1$  - коефіцієнт використання заанкереної арматури у відповідному напрямку ( $Oz$ ).

$k_{\rho,y} = 0,67$  - коефіцієнт використання незаанкереної арматури у відповідному напрямку ( $Oy$ ).

Відповідно, отримуємо рівняння для фактичного коефіцієнта армування, який враховує реальну роботу плит, армованих стальними сітками з різним анкеруванням у взаємно перпендикулярних напрямках, на продавлювання:

$$\rho_1 = \sqrt{k_{\rho,z} \rho_{1z} \cdot k_{\rho,y} \rho_{1y}} = \sqrt{0,67 \cdot \rho_{1z} \cdot 1 \cdot \rho_{1y}} \quad (4.17)$$

- *Виконаємо розрахунок несучої здатності пінобетонних плит, армованих горизонтальною арматурою, що працюють на згин від продавлюючого зусилля. Розглянемо розрахункову схему зусиль для прямокутного перерізу плити, армованої металевою сіткою у розтягнутій зоні*

при трапецієвидній стиснутій зоні пінобетону, який попадає у піраміду продавлювання з кутами нахилу бокових граней до горизонту (рис.4.8).

Момент в перерізі  $M_g$  від зовнішніх навантажень, урівноважується моментом від внутрішньої пари сил  $F_c$  та  $F_s$  – рівнодіючими внутрішніх зусиль в стиснутій зоні бетону та розтягнутій арматурі відповідно, з плечем  $z$  між ними.

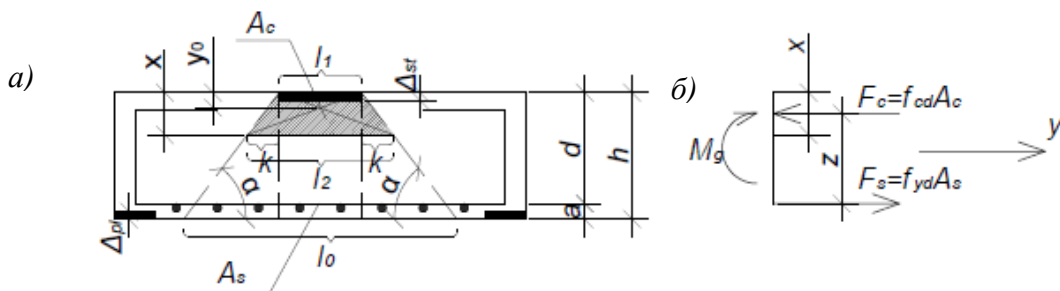


Рис.4.8. Розрахункові схеми: а) перерізу з одиночним армуванням;  
б) зусиль при розрахунку міцності нормальних перерізів

Рівнодіючі внутрішніх зусиль визначалися:

- у стиснутій зоні:

$$F_c = f_{cd} \cdot A_c \quad (4.18);$$

- у розтягнутій зоні:

$$F_s = f_{yd} \cdot A_s. \quad (4.19)$$

Висоту стиснутої зони бетону  $x$  визначали за рівняннями суми проекцій внутрішніх зусиль на поздовжню вісь ( $\sum y = 0$ ):

$$f_{yd} \cdot A_s - f_{cd} \cdot A_c = 0. \quad (4.20)$$

Запишемо умову міцності:

- виходячи з суми згинаючих моментів всіх зусиль відносно центру ваги розтягнутої арматури ( $\sum M_c = 0$ ):

$$M_c \leq f_{cd} \cdot A_c \cdot z \quad (4.21);$$

- виходячи з суми згинаючих моментів зовнішніх і внутрішніх зусиль відносно осі, яка проходить через центр ваги стиснутої зони бетону ( $\sum M_s = 0$ ):

$$M_s \leq f_{yd} \cdot A_s \cdot z \quad (4.22)$$

Маючи рівняння рівноваги знаходимо висоту стиснутої зони бетону для трапецієвидного перерізу  $-x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot \frac{l_1 + l_2}{2}}$ , де площа стиснутої зони -

$$A_c = \frac{l_1 + l_2}{2} \cdot x, \text{ або ж площу поперечного перерізу розтягнутої арматури -}$$

$$A_s = \frac{A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}.$$

З огляду на рис. 4.8 складемо систему рівнянь для геометричного знаходження висоти стиснутої зони пінобетону трапецієвидного перерізу:

$$\begin{cases} A_c = \frac{l_1 + l_2}{2} x & (a) \\ \frac{x}{k} = \frac{d}{(l_0 - l_1) \cdot 0.5} & (б) \end{cases} \quad (4.23)$$

З (a) знаходимо:

$$x = \frac{A_c}{\frac{l_1 + l_2}{2}} = \frac{A_c}{\frac{l_1 + (l_1 + 2k)}{2}} = \frac{A_c}{2(l_1 + k)} = \frac{A_c}{l_1 + k} \quad (4.24)$$

Підставляємо у (б), помноживши на  $k$ :

$$\frac{A_c}{l_1 + k} = \frac{d}{(l_0 - l_1) \cdot 0.5} \cdot k \quad (4.25)$$

В результаті, отримуємо квадратне рівняння:

$$d \cdot k^2 + d \cdot l_1 \cdot k - 0.5 A_c (l_0 - l_1) = 0 \quad (4.26)$$

Розв'язком рівняння (4.26) буде розмір  $k$ , знаючи який, знаходимо висоту стиснутої зони пінобетону  $x$ .

- *Розрахунок несучої здатності пінобетонних плит, армованих горизонтальною арматурою при продавлюванні штампом.* У наведеній блок-схемі (рис.4.9) представлено алгоритм розрахунку пінобетонних плит, армованих горизонтальною арматурою від продавлювання їх квадратним штампом за умови їх роботи на згин, як тонких плит, опертих по контуру, з різними умовами анкерування горизонтальної арматури за напрямками згину.

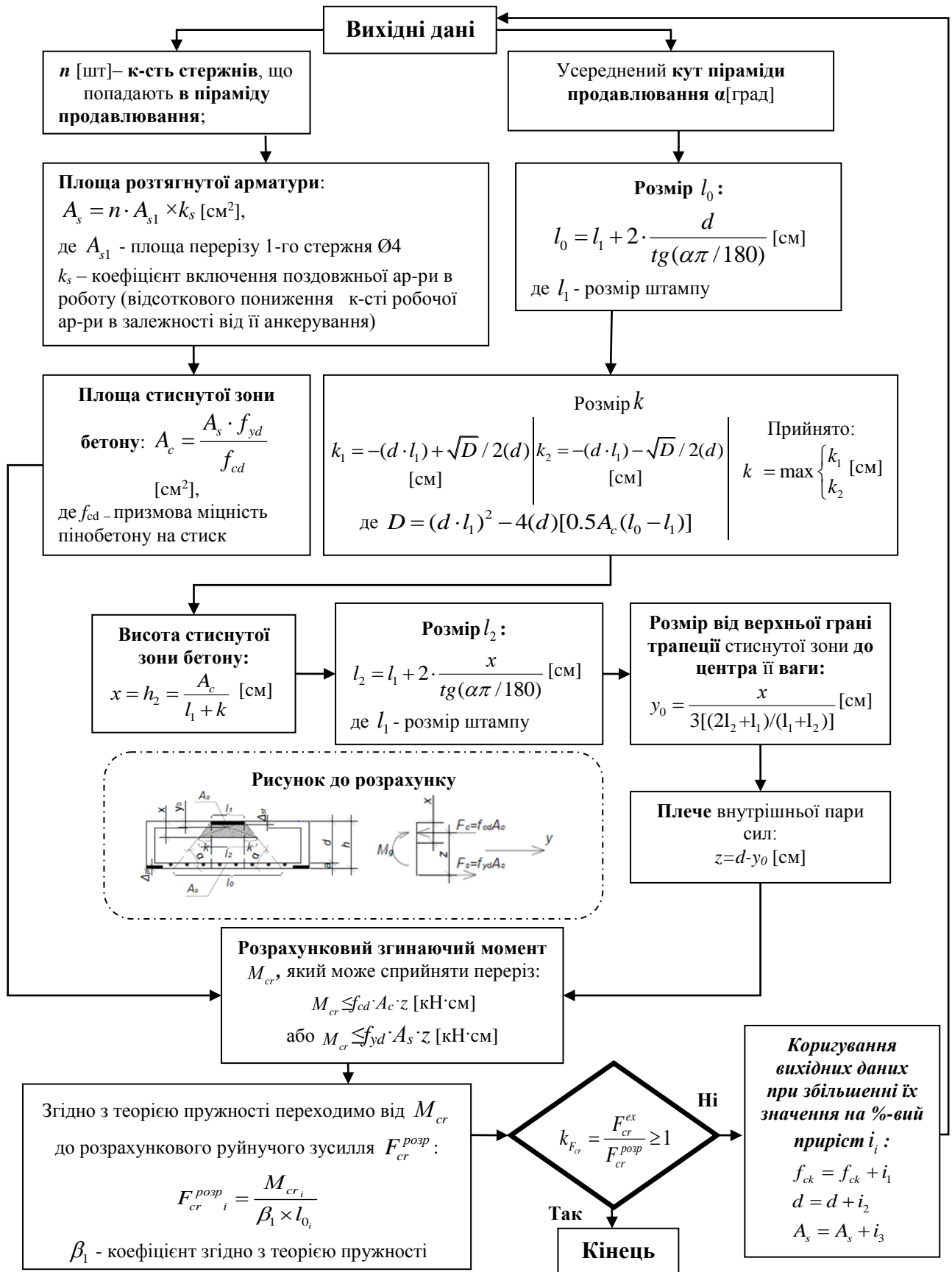


Рис 4.9. Блок-схема розрахунку (запропонована методика) пінобетонних плит, армованих горизонтальною арматурою на продавлювання штампом при згині у відповідному перерізі

## 4.2. Аналіз та порівняння результатів експериментальних та теоретичних досліджень.

### 4.2.1. Розрахунок на продавлювання згідно з положеннями СНиП 2.03.01-84

*Плити неармовані та армовані фіброю.* Наявність фібри в пінобетоні призводить до збільшення його міцності на розтяг (див. п.3.1.1 даної роботи), однак при наявності фібри характер руйнування плит був аналогічний до руйнування неармованих плит, а саме розколювання на окремі частини (див. п.3.1.1). Тому, в подальшому, розрахунок пінобетонних плит, армованих фіброю, був проведений, як для звичайних неармованих плит відповідно до СНиП 2.03.01-84\*[92]. За методикою даних норм були розраховані пінобетонні плити марок П-1...П-8, П-25 та П-26 висотою 150 та 120 мм без армування, а також плити армовані фіброю марки П-21...П-24 висотою 80, 120 та 150 мм. Результати розрахунків подані в табл.4.1.

Таблиця 4.1.

Розрахунок на продавлювання відповідно до СНиП 2.03.01-84\* [92]

для плит марок П-1...П-8 та П-21...П-26

№	Марка плити	$\alpha$	$D$ кг/см <sup>3</sup>	$f_{bt} = R_{bt}$ $\times 10^{-2}$ кН/см <sup>2</sup>	$U_m$ , см	$h_0$ , см	$F_b = \alpha f_{bt} u_m h_0$ , кН	$F_{sw}$ , кН	$F_{cr}^{розп}$ , кН	$F_{cr}^{ex}$ , кН	$k_{F_{cr}} = \frac{F_{cr}^{ex}}{F_{cr}^{розп}}$
1	П-1	0,8	720	0,44	100	15,04	5,32	-	5,32	5,45	1,02
2	П-2	0,8	830	0,79	100	14,26	9,30	-	9,30	10,85	1,17
3	П-3	0,8	860	0,92	100	14,42	10,58	-	10,58	11,95	1,13
4	П-4	0,8	918	1,11	100	14,36	12,79	-	12,79	13,90	1,09
5	П-5	0,8	800	0,72	100	12,05	6,94	-	6,94	7,95	1,15
6	П-6	0,8	830	0,82	100	11,86	7,78	-	7,78	8,95	1,15
7	П-7	0,8	800	0,71	100	14,82	8,46	-	8,46	10,00	1,18
8	П-8	0,8	1050	1,56	100	14,85	18,55	-	18,55	20,90	1,13
9	П-21	0,8	697	0,86	100	7,78	5,33	-	5,33	5,95	1,12
10	П-22	0,8	820	1,39	100	12,04	13,38	-	13,38	15,00	1,12
11	П-23	0,8	960	2,00	100	14,73	23,52	-	23,52	24,00	1,02
12	П-24	0,8	900	1,74	100	14,93	20,74	-	20,74	22,00	1,06
13	П-25	0,8	805	0,73	120	14,90	10,45	-	10,45	11,00	1,05
14	П-26	0,8	781	0,65	130	14,80	9,99	-	9,99	10,95	1,10



Як бачимо за результатами розрахунку (див. табл. 4.1.) розходження результатів експерименту з розрахованими за методикою СНиП [92] знаходяться, в основному, в межах до 15 %. Лише у двох плитах розходження склало до 18 %, що можна пояснити великою мінливістю міцності пінобетону на розтяг (див. п. 3.2.1.3).

***Плити армовані горизонтальними стальними сітками з різним розміщенням по висоті.*** У плиті марки П-9 горизонтальна арматурна сітка була встановлена у верхній зоні, у плиті марки П-10 - у нижній зоні, а у плиті марки П-11 - у верхній та нижній зонах з величиною захисного шару пінобетону по 18 мм (див. табл. 2.1). Враховуючи відсутність армування у нижній зоні у плиті марки П-9 механізм розрахунку був використаний, як для неармованих плит з відповідними результатами, поданими у табл. 4.2, оскільки з огляду на результати експерименту було встановлено, що наявність арматури ніяк не вплинула на збільшення несучої здатності плити. Натомість плити марок П-10 та П-11 у зв'язку з наявною горизонтальною арматурою у нижній зоні розраховувались як армовані.

***Плити армовані неметалевою арматурою, сотовою сіткою та кільцем.*** У зв'язку з великою деформативністю металевої сотової сітки, склосітки та сітки «Armtex», з огляду на результати дослідження цих сіток на розтяг (див. табл. 3.2.2), розрахунок плит марок П-13..П-20 проводився за методикою, прийнятою як для неармованих плит без врахування наявного горизонтального армування.

Плита марки П-12, в якій було встановлене кільцеве армування у виді полоси з оцинкованої сталі, зруйнувалась по піраміді продавлювання, нижній контур якої мав кільцеву форму і співпадав по периметру з половою. Сама полоса з оцинкованої сталі не прийняла участь у роботі плити на продавлювання, а слугувала лише для утворення нижнього контура піраміді продавлювання, тому плиту марки П-12 також розраховано, як неармовану.

Результати цих розрахунків подані у табл.4.2.

Таблиця 4.2.

Розрахунок на продавлювання згідно з СНиП 2.03.01-84\* [92]

для плит марок П-9...П-20

№	Марка плити	$\alpha$	$D$ кг/см <sup>3</sup>	$R_{bt}$ $\times 10^{-2}$ кН/см <sup>2</sup>	$U_m$ см	$h_0$ см	$F_b = \alpha R_{bt} u_m h_0$ кН	$F_{sw}$ кН	$F_{cr}^{pop}$ кН	$F_{cr}^{ex}$ кН	$k_{F_{cr}} = \frac{F_{cr}^{ex}}{F_{cr}^{pop}}$
1	П-9	0,8	735	0,50	100	14,125	5,64	-	5,64	6,45	1,14
2	П-12	0,8	737	0,51	91,45	14,358	5,31	-	5,31	6,00	1,13
3	П-13	0,8	820	0,79	100	14,397	9,08	-	9,08	9,85	1,08
4	П-14	0,8	760	0,58	100	14,555	6,80	-	6,80	7,70	1,13
5	П-15	0,8	1301	2,42	100	14,932	28,95	-	28,95	29,50	1,02
6	П-16	0,8	1239	2,21	100	14,372	25,44	-	25,44	28,50	1,12
7	П-17	0,8	1130	1,84	100	23,523	34,66	-	34,66	40,80	1,18
8	П-18	0,8	1080	1,67	100	23,946	32,03	-	32,03	35,00	1,09
9	П-19	0,8	1149	1,91	100	6,30	9,63	-	9,63	9,80	1,02
10	П-20	0,8	1212	2,12	100	7,80	13,23	-	13,23	14,90	1,13

Підсумовуючи проведені розрахунки згідно з СНиП 2.03.01-84\* [92], варто зауважити наступне:

1. Відсутність достатнього анкерування горизонтальної сталеві арматури в пінобетоні не включає її в роботу у розтягнутій зоні плити при продавлюванні, тому плити працюють як неармовані.

2. Через велику деформативність металевих сотових сіток, скло сіток та сіток «Armtex» їх наявність у пінобетонних плитах не вплинула на збільшення несучої здатності при продавлюванні, а лише сприяла характеру руйнування з утворенням піраміди продавлювання.

3. Результати розрахунку та експерименту, в основному, показали достатню збіжність – в межах до 15 %.

#### 4.2.2. Розрахунок плит, армованих горизонтальною металевією арматурою із збільшеним її анкеруванням, на продавлювання згідно з рекомендаціями НДІБК

Для розрахунку на продавлювання пінобетонних плит, армованих горизонтальною сталлюю арматурою з достатнім анкеруванням, використаємо рекомендації НДІБК [67] для розрахунку армованих горизонтальною арматурою бетонних плит на продавлювання. Плити марок П-27...П-30 були армовані горизонтальними сталльними сітками з коміркою 50 x 50 мм із арматурного дроту Ø4 Вр-І з різним анкеруванням у взаємоперпендикулярних напрямках.

Розрахунок згідно з рекомендаціями НДІБК [67] для даних марок плит виконано відповідно до блок-схеми (див. рис.4.9) та представлено у табл. 4.3.

З огляду на результати розрахунку (див. табл. 4.3.), було встановлено наступне:

1. Виконані розрахунки за методикою НДІБК [67] дають занижені значення розрахункової несучої здатності армованих горизонтальною арматурою до 1,74 раза у порівнянні з експериментальними даними. Це можна пояснити тим, що анкерування арматури у звичайному бетоні і в пінобетоні суттєво відрізняються, а оскільки згідно з НДІБК [67] розрахункову поперечну силу  $F_{sw}$ , що сприймається поздовжніми арматурними стрижнями плити, визначено з урахуванням напруження в бетоні під арматурою ( $g_{min}$ ), як мінімального серед значень погонної міцності бетону під одним стержнем арматури - на місцевий стиск (зминання), на розтяг(на зріз), на розтяг в межах штампу, тому використовувати ті ж самі рівняння для визначення напруження в бетоні під арматурою  $g_{min}$  також і для пінобетонних плит є недопустимим.

2. Обмеження по застосуванні методики – наступне: згідно з рекомендаціями міцність на продавлювання можна забезпечити встановленням горизонтальної арматури при умові  $\frac{F}{F_b} \leq 1,6$  (де:  $F = F_{cr}^{ex}$  – продавлююча сила,

Таблиця 4.3.

Розрахунок плит, армованих горизонтальною металевою арматурою  
із збільшенням її анкеруванням, на продавлювання згідно з рекомендаціями НДІБК [67]

№ поз.	Марка плити	$\alpha$	$\gamma(D)$	$R_{bt}$	$u_m$	$F_b$	$d$	$f$	$m$	$n$	$a$
		-	кг/см <sup>3</sup>	кН/см <sup>2</sup>	см	кН	см	см	шт	шт	см
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	П-10	0.8	755	0,0056096	100	5,59	4	100	2	8	2.5
2	П-11	0.8	789	0,0067629	100	6,74	4	100	2	6	2.5
3	П-27	0.8	774	0,0062541	100	7.09	0.4	10.0	2	6	2.5
4	П-28	0.8	810	0,0074883	100	8.43	0.4	10.0	2	5	2.5
5	П-29	0.8	826	0,0080179	100	9.34	0.4	10.0	2	8	2.5
6	П-30	0.8	906	0,0107315	100	11.83	0.4	10.0	2	6	2.5

Продовження табл. 4.3.

№ поз.	Марка плити	$g_1 \leq R_{b,loc} \cdot d$	$g_2 \leq R_{bt} \cdot (h-d)$	$g_3 \leq R_{bt} \cdot \frac{(f-2a+h-d)}{m}$	Прийняте $g_{min}$
		кН/см	кН/см	кН/см	кН/см
		1	12	13	14
1	П-10	0,049	0,078	0,053	0,049
2	П-11	0,052	0,095	0,030	0,030
3	П-27	0,050	0,099	0,065	0,050
4	П-28	0,054	0,118	0,078	0,054
5	П-29	0,056	0,129	0,085	0,056
6	П-30	0,064	0,167	0,057	0,057

Продовження табл. 4.3.

№ поз.	Марка плити	$F_{sw}^{розр}$	$F_{cr}^{розр} = F_b + F_{sw}$	$F_{cr}^{ex}$	Порівняння: $k_{F_{cr}} = \frac{F_{cr}^{ex}}{F_{cr}^{розр}}$
		кН	кН	кН	-
		1	16	17	18
1	П-10	1,56	7,15	7,95	1,11
2	П-11	0,93	7,66	13	1,70
3	П-27	1.19	8.29	13	1,57
4	П-28	1.03	9.46	16,5	1,74
5	П-29	1.67	11.01	18	1,63
6	П-30	1.27	13.10	19,5	1,49

а  $F_b = \alpha R_{bt} u_m h_0$  - згідно із СНиП [92]). Методика справедлива тільки для заанкереної арматури, незаанкерена або ж недостатньо заанкерена, в свою чергу, може враховуватись лише *реальною кількістю стержнів в піраміді продавлювання* або, відповідно, *кутом нахилу бокових поверхонь* (детальніше – в запропонованій методиці – п.4.2.4).

3. Необхідні додаткові дослідження, щоб отримати аналогічні рівняння для пінобетону з метою адаптації методики НДІБК [67] до розрахунку пінобетонних плит на продавлювання.

#### 4.2.3. Розрахунок на продавлювання згідно з Єврокодом 2 (EN 1992-1-1:2004)

Розрахунок приведено в табл. 4.4. та табл. 4.5.

Норми EN 1992-1-1:2004 [117] реалізують механізм розрахунку плитних залізобетонних конструкцій на продавлювання без поперечної арматури з врахуванням коефіцієнта горизонтального армування. Відсутність анкерування по одній із взаємно перпендикулярних осей прирівнює коефіцієнт армування до нуля, тому необхідно користуватись запропонованими автором рекомендаціями щодо врахування в розрахунках *«фактичного» коефіцієнта армування*  $\rho_1 = \sqrt{k_{\rho z} \cdot \rho_{1z} \cdot k_{\rho, y} \rho_{1y}}$  через коефіцієнти  $k_{\rho, y} = 1$  та  $k_{\rho z} = 0,67$  - для заанкереної та незаанкереної арматури, відповідно (див. п. 4.1). Також єврокод, в свою чергу, обмежує це значення величиною –  $\rho_1 \leq 0,02$ .

Згідно з проведеними розрахунками відповідно до норм EN 1992-1-1 [117] було встановлено значно завищені розрахункові значення поперечної сили у порівнянні з експериментальними даними ( $\approx$  в 2,3÷5,3 раза) для відповідних марок плит.

Сфера застосування даних норм обмежується розрахунком конструкцій із звичайного чи попередньо напруженого залізобетону, у зв'язку з чим, у випадку застосування пінобетону, методика розрахунку для армованих плит є некоректною, а дана проблематика вимагає подальших досліджень.

Таблиця 4.4.

Розрахунок на продавлювання згідно з Єврокодом 2 (EN 1992-1-1) [117]. По периметру вздовж грані колони

№ поз.	Марка плити	$\nu = 0.6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$	$\nu_{Rd,max} = 0,5 \nu f_{cd}$	$u_0 = 2(a_c + b_c)$	$V_{Rd,max} = \nu_{Rd,max} u_0 d =$ $= F_{cr}^{позп}$	$V_{Ed} = F_{cr}^{ex}$	$k_{F_{cr}} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = \frac{F_{cr}^{ex}}{F_{cr}^{позп}}$
		-	кН/см <sup>2</sup>	см	кН	кН	-
	1	2	3	4	5	6	7
1	П-10	0,596	0,046	40	22,73	7,95	0,35
2	П-11	0,596	0,048	40	23,67	13	0,55
3	П-27	0,596	0,047	40	26,47	13	0,49
4	П-28	0,596	0,049	40	27,43	16,5	0,60
5	П-29	0,596	0,050	40	28,89	18	0,62
6	П-30	0,596	0,054	40	29,84	19,5	0,65

Таблиця 4.5.

Розрахунок на продавлювання згідно з Єврокодом 2 (EN 1992-1-1) [117]. По основному контрольному периметру

№ поз.	Марка плити	$\xi = 1 + (200/d)^{1/2}$	$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$	$\nu_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ ,	$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$	$k_l = 0,1$	$\rho_1 = \sqrt{k_{\rho z} \cdot \rho_{1z} \cdot k_{\rho,y} \rho_{1y}} =$ $= \sqrt{1 \cdot \frac{A_{s,x}}{(3d + a_c + 3d) \cdot h}} \times$ $\times \sqrt{0,67 \cdot \frac{A_{s,y}}{(3d + b_c + 3d) \cdot h}} \leq 0.02$	
		-	-	МПа	-	-	Обчислене	Прийняте
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	П-10	2,27	2	0,122	0.18	0.1	0,001480	0,001480
2	П-11	2,27	2	0,125	0.18	0.1	0,001482	0,001482
3	П-27	2.19	2	0.124	0.18	0.1	0.001231	0.001231
4	П-28	2.19	2	0.127	0.18	0.1	0.001233	0.001233
5	П-29	2.17	2	0.128	0.18	0.1	0.001175	0.001175
6	П-30	2.20	2	0.133	0.18	0.1	0.001268	0.001268

Продовження табл. 4.5.

№ поз.	Марка плити	Довжина основного контрольного периметра - $2,0d$ від граней колони		$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}),$	
		Реальний периметр: $u_1 = 2(a_c - 5 + b_c - 5),$	Для кругової колони або еквівалентного радіуса квадратної колони: $u_1 = 2\pi R = 2\pi(r_c + 2d)$	Обчислене: $C_{Rd,c} k(100\rho_l f_{ck})^{1/3},$ fck в МПа;	Прийняте $\max = \begin{cases} C_{Rd,c} k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} \\ v_{min} \end{cases}$
		см	см		
		<i>l</i>	9	10	11
1	П-10	180.0	196.6	0,184	0,184
2	П-11	180.0	196.5	0,187	0,187
3	П-27	180.0	218.2	0.168	0.168
4	П-28	181.0	216.9	0.171	0.171
5	П-29	184.0	223.0	0.170	0.170
6	П-30	179.6	213.2	0.180	0.180

Продовження табл. 4.5.

№ поз.	Марка плити	$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} u_1 d = F_{cr}^{позп}$	$V_{Ed} = F_{cr}^{ex}$	Порівняння: $k_{F_{cr}} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = \frac{F_{cr}^{ex}}{F_{cr}^{позп}}$
		кН	кН	-
<i>l</i>		13	14	15
1	П-10	41,28	7,95	0,19
2	П-11	41,84	13	0,31
3	П-27	42.83	13	0,30
4	П-28	43.47	16,5	0,38
5	П-29	45.53	18	0,40
6	П-30	44.45	19,5	0,44



#### 4.2.4. Розрахунок плит, опертих по контуру за запропонованою методикою

Розрахунок проведено для плит у взаємно перпендикулярних напрямках з різним анкеруванням арматури.

Запропонований розрахунок вважаємо теоретично обґрунтованим для розрахунку проблемних з точки зору варіативності властивостей ніздрюватих бетонів, до яких відноситься і пінобетон. Механізм розрахунку згідно з даною методикою реалізується завдяки наступним рекомендаціям:

1) використання рекомендованих значень кутів нахилу бокових поверхонь піраміди продавлювання:

- для перерізів з заанкереною горизонтальною арматурою кут потрібно приймати  $\alpha=42.67^{\circ}\approx 43^{\circ}$  (для плит марок П-10, П-27, П-29) ;

- у випадку незаанкереної арматури -  $\alpha=54.75^{\circ}\approx 55^{\circ}$  (для плит марок П-11, П-28, П-30);

2) застосуванням перевідного коефіцієнта з теорії пружності  $\beta_1$  - для пластини зі співвідношенням між сторонами, що відповідає відношенню розмірів нижніх граней піраміди продавлювання за напрямками згину (для

досліджуваних плит -  $\frac{l_{0\{П-27,П-29\}}}{l_{0\{П-28,П-30\}}} \approx 1,4$  і  $\frac{l_{0\{П-11\}}}{l_{0\{П-10\}}} \approx 1,0$ ). Даний коефіцієнт дозволяє

перейти від величини розрахункового моменту, що сприйме трапецієвидний переріз з відповідними кутами нахилу бокових поверхонь в залежності від заанкерення горизонтальної арматури, до відповідного руйнуючого зусилля.

3) застосуванням  $k_s$  – коефіцієнта включення поздовжньої арматури  $A_s$  в роботу у залежності від забезпечення її анкерування в пінобетоні (рис. 4.10, табл. 4.6). У нашому випадку, при недостатній та малій величинах анкерування горизонтальної арматури в пінобетоні, значення коефіцієнта  $k_s$  становило:

– для перерізів з незаанкереною арматурою:

для плити марки П-10:

$$k_s=0,08 \text{ або } 8 \% \text{ від } A_s;$$

– для перерізів з малозаанкереною арматурою:

для плити марки П-11:

$$k_s=0,20 \text{ або } 20 \% \text{ від } A_s;$$

для плит марок П-28, П-30:

$$k_s=0,25 \text{ або } 25 \% \text{ від } A_s;$$

– для перерізів із заанкереною арматурою:

для плит марок П-27, П-29:

$$k_s=0,30 \text{ або } 30 \% \text{ від } A_s$$

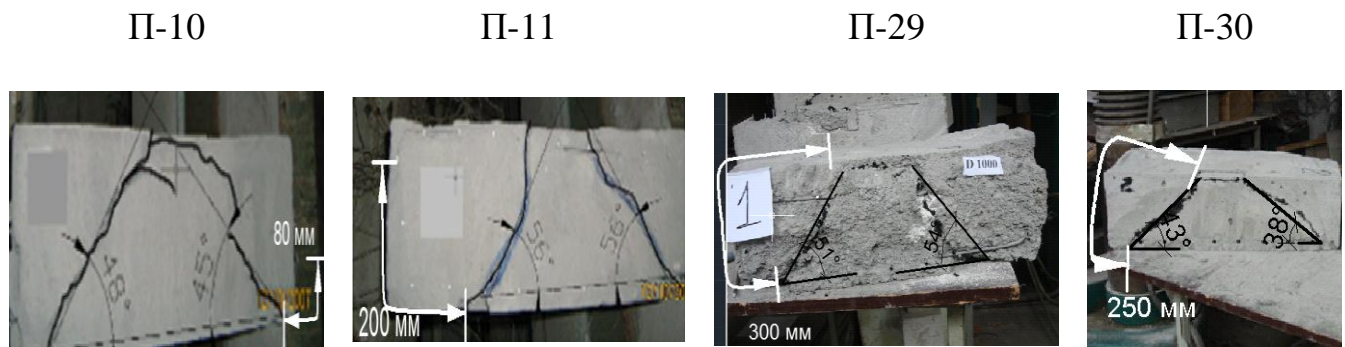


Рис.4.10. Анкерування горизонтальної арматури для зразків плит

Таблиця 4.6.

Коефіцієнт включення поздовжньої арматури в роботу  $k_s$

№ поз.	Марка плити	Довжина анкерування, мм	Коефіцієнт $k_s$ , %
1	П-10	80	8
2	П-11	200	20
3	П-27	300	30
4	П-28	250	25
5	П-29	300	30
6	П-30	250	25

Результати виконаного розрахунку наведено в табл. 4.7.

Таблиця 4.7.

Розрахунок плит, опертих по контуру за запропонованою методикою

№ поз.	Марка плити	$\gamma(D)$	$f_{cd}$	$n$	$A_s = n \cdot A_{s1} \times k_s,$	$A_c = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd}}$	$\alpha$	$l_0 = l_1 + 2 \cdot \frac{d}{\operatorname{tg}(\alpha\pi/180)}$	
		кг/см <sup>3</sup>	кН/см <sup>2</sup>	шт	см <sup>2</sup>	см <sup>2</sup>		град	см
		1	2	3	4	5		6	7
1	П-27	774,000	0,157	6	0.75×0,30	53,16	42	41,50	
2	П-28	810,387	0,163	5	0.63×0,25	35,35	55.75	29,17	
3	П-29	826,000	0,166	8	1.00×0,30	66,65	39.5	45,33	
4	П-30	906,000	0,182	6	0.75×0,25	38,15	52.5	31,15	
5	П-10	755	0,153	8	1,00x0,08	19,35	56	29,24	
6	П-11	789	0,159	6	0,75×0,20	34,80	46,5	37,05	

Продовження табл. 4.7.

№ поз.	Марка плити	Розмір $k_2$			$x = \frac{A_c}{l_1 + k}$	$l_2 = l_1 + 2 \cdot \frac{x}{\operatorname{tg}(\alpha\pi/180)}$ де $l_1$ - розмір штампу	$y_0 = \frac{x}{3[(2l_2 + l_1)/(l_1 + l_2)]}$	$z = d - y_0$
		$k_1 = -(d \cdot l_1) + \sqrt{D} / 2(d)$	$k_2 = -(d \cdot l_1) - \sqrt{D} / 2(d)$	Прийнято: $k = \max \begin{cases} k_1 \\ k_2 \end{cases}$				
		де $D = (d \cdot l_1)^2 - 4(d)[0.5A_c(l_0 - l_1)]$						
		см	см	см				
1	9	10	11	12	13	14	15	
1	П-27	4,17	-14,17	4,17	3,75	18,33	2,06	12,12
2	П-28	2,00	-12,00	2,00	2,94	14,01	1,55	12,52
3	П-29	5,29	-15,29	5,29	4,36	20,58	2,43	12,13
4	П-30	2,37	-12,37	2,37	3,08	14,73	1,64	12,14
5	П-10	1,17	-11,17	1,17	1,73	12,34	0,90	13,37
6	П-11	2,62	-12,62	2,62	2,76	15,23	1,47	12,78

Продовження табл. 4.7.

№ поз.	Марка плити	$M_{cr}$		$F_{cr}^{позп}$	$F_{cr}^{ex}$	Порівняння $k_{F_{cr}} = \frac{F_{cr}^{ex}}{F_{cr}^{позп}}$
		$M_{cr} \leq f_{cd} \cdot A_c \cdot z$	$M_{cr} \leq f_{yd} \cdot A_s \cdot z$	$F_{cr}^{позп} = \frac{M_{cr_i}}{\beta_1 \times l_{0_i}} *$		
		кН·см	кН·см	кН		
		1	16	17		
1	П-27	100,85	100,85	12,56	13	1,04
2	П-28	72,35	72,35	16,10	16,5	1,02
3	П-29	134,57	134,57	16,75	18	1,07
4	П-30	84,19	84,19	18,74	19,5	1,04
5	П-10	39,55	39,55	7,01	7,95	1,13
6	П-11	70,87	70,87	11,38	13	1,14

\*Примітки:  $\beta_1$  - коефіцієнт згідно з теорією пружності [2; 95]:

1) для плит марок П-27...П-30 зі співвідношенням перпендикулярних граней піраміди продавлювання за напрямками згину, а саме -

$$\frac{l_{0_{\{П-27, П-29\}}}}{l_{0_{\{П-28, П-30\}}}} \approx 1,4 :$$

- для плит марок П-27...П-29:

$\beta_1 = 0,185$  - для перерізу із заанкереною арматурою при більшому значенні  $l_0$  ;

- для плит марок П-28...П-30:

$\beta_1 = 0,149$  - для перерізу із незаанкереною арматурою при меншому значенні  $l_0$  .

2) для плит з рівними гранями піраміди продавлювання:

- для плити марки П-10:  $\beta_1 = 0,193$  ;

- для плити марки П-11:  $\beta_1 = 0,168$  .

Як бачимо з табл. 4.7 за результатами виконаних розрахунків по рекомендованій методиці, яка відповідає 2-му підходу до розрахунку плит, які працюють на продавлювання, як плит, що працюють на згин від продавлюючого зусилля, отримане спів падіння теоретичних і експериментальних результатів в межах  $k_{F_{cr}} = 1,02 \div 1,14$ , що не перевищує 15%, які рекомендовані в сфері досліджень будівельних конструкцій.

Тому, в узагальненні результатів проведеної роботи можна стверджувати, що розрахунок пінобетонних неармованих плит необхідно виконувати за рекомендаціями СНиП 2.03.01-84\*, а розрахунок плит, армованих горизонтальною арматурою у розтягнутій зоні, як плит, опертих по контуру, які працюють на згин від продавлюючого зусилля, за запропонованою методикою.

Дані рекомендації корелюються з раніше проведеними дослідженнями Верби В.Б. [6], завдяки яким було встановлено, що за рахунок забезпечення зчеплення міцність арматури у пінобетонних конструкціях з пінобетонів низьких класів по міцності ( $\leq B2$ ) максимально можна використати лише на 40 - 45%.

Існуючі до цього методики розрахунку стосуються залізобетону і не гарантують достовірності результатів при використанні пінобетону. Натомість, запропонований розрахунок, на нашу думку, дозволив найбільш точно оцінити роботу пінобетонних плит, армованих горизонтальною арматурою, при продавлюванні у випадку їх опирання на металевий опорний столик.

Даний метод розрахунку вважаємо перспективним, також і для залізобетонних армованих плит, в яких зазвичай руйнування проходить за рахунок вичерпання несучої здатності арматури і майже відсутня проблема зчеплення, а тому існує можливість прямого (без коефіцієнта  $k_s$ ) застосування методики для розрахунку горизонтального армування безпосередньо із умов продавлювання (по нормальному трапецієвидному перерізі).

### 4.3. Впровадження результатів досліджень

За результатами проведених досліджень виконано впровадження їх результатів.

Відповідно до угоди між національним університетом «Львівська політехніка» та ДерждорНДІ (м.Київ) з державним реєстраційним номером 0106V005366 розроблено «Рекомендації з використання в дорожньому будівництві пінобетонів» [84], до яких увійшли розробки, присвячені виготовленню неавтоклавних пінобетонів та підходи до проектування їх в якості дорожніх основ під асфальтові та інші дорожні покриття.

Весною 2015 р. під час будівництва висотного житлового дому у м. Львові по вул. Щеповій, 5 було застосовано покриття з використанням неавтоклавного пінобетону, виготовленого на основі піноутворюючої добавки Centripor SK 100 товщиною 150÷250 мм. В процесі бетонування пінобетонної плити у місцях подальшого встановлення телевізійних і телефонних антен, вентиляційного обладнання та елементів кріплення підвісних люльок було застосоване горизонтальне армування плити кладочними сітками з арматури Ø4Вр-I з коміркою 50×50 мм. Таке конструктивне рішення дозволило зекономити на використанні утеплення покрівлі у виді дорогих мінеральних ват та спростити конструкцію плити в місцях кріплення спеціального обладнання (додаток Д).

Запропоновані рекомендації з проектування пінобетонних плит, що працюють на продавлювання, впроваджено у навчальному процесі для студентів спеціальності «Міське будівництво та господарство», «Промислове і цивільне будівництво», «Автомобільні дороги та аеродроми» на IV, V курсах навчання, а також у магістерських роботах.

#### 4.4. Висновки за розділом.

За результатами аналізу проведеного дослідження пінобетонних плит на продавлювання квадратним штампом можна зробити наступні висновки:

1. Розглянуто два підходи до розрахунку пінобетонних плит на продавлювання, а саме:

- перший: полягав у використанні існуючих методик розрахунку неармованих та армованих бетонних плит на продавлювання;

- другий: полягав у розрахунку армованих горизонтальними арматурними сітками плит, опертих по контуру, що працюють на згин у двох взаємно перпендикулярних напрямках.

2. Для розрахунку плит на продавлювання були використані положення раніше діючих норм України - СНиП 2.03.01-84\* [92], рекомендації НДІБК [67] та Євроном - EN 1992-1-1 [117] в частині розрахунку плит, в яких відсутнє поперечне армування та плит, армованих горизонтальною арматурою, з врахуванням реальної величини анкерування цієї арматури в пінобетоні.

3. При розрахунку армованих горизонтальною арматурою пінобетонних плит на продавлювання, як працюючих на згин, окрім врахування реальної величини анкерування арматури, враховано також напрямок розміщення заанкереної та незаанкереної арматури через співвідношення стискаючих деформацій пінобетону плит у верхній зоні, яке було отримане за результатами експериментальних досліджень. Це співвідношення, встановлене через коефіцієнти співвідношення деформацій  $k_{\varepsilon,i}$ , для досліджуваних плит склало -

$\frac{k_{\varepsilon,28;\varepsilon,30}}{k_{\varepsilon,27;\varepsilon,29}} = \frac{1,2}{0,8} = 1,5$ . Було прийнято припущення, що розподіл моментів у двох

взаємно перпендикулярних напрямках пропорційний співвідношенню

деформацій у стиснутій зоні плит за відповідними напрямками -  $\frac{k_{\varepsilon,28;\varepsilon,30}}{k_{\varepsilon,27;\varepsilon,29}} \approx \frac{M_y}{M_z}$ .

4. Для розрахунку зусиль у вільно опертій по контуру плиті, що згинається при дії зосередженої сили від штамп, були використані диференційні рівняння С. Жермен - Лагранжа, але отримані моменти у взаємно



перпендикулярних напрямках показали співвідношення  $\frac{M_y}{M_z} = 1.14$ , що було меншим від отриманого експериментальним шляхом 1,5. Це можна пояснити тим, що пінобетон є значно пластичнішим матеріалом у порівнянні з бетоном.

5. Для розрахунку несучої здатності опертих по контуру плит, що працюють на згин від продавлюючого зусилля, був використаний поперечний переріз у вигляді трапеції, яка попадала у піраміду продавлювання плити з різними кутами нахилу бокових граней до горизонту в залежності від напрямку розміщення заанкереної та незаанкереної арматури. Кути нахилу були прийняті за результатами експериментальних досліджень. Подальший розрахунок виконувався як для звичайного залізобетонного елемента.

6. Врахування впливу величини анкерування горизонтальної арматури у двох взаємно перпендикулярних напрямках запропоновано виконувати коефіцієнтом використання арматури вздовж відповідних напрямків -  $k_{\rho,z}$  і  $k_{\rho,y}$ , які для досліджуваних плит склали відповідно -  $k_{\rho,z} = 1$  та  $k_{\rho,y} = 0,67$ , виходячи із отриманого експериментальним шляхом співвідношення деформацій у стиснутій зоні пінобетонної плити - 1,5. Пропозиція є справедливою для застосування у розрахунках, що оперують величиною *коефіцієнта* поздовжнього армування (наприклад, у апробованій в даній роботі методиці згідно з EN 1992-1-1 [117]). У випадку з врахуванням *площі* залученої в роботу поздовжньої арматури  $A_s$  (наприклад, для запропонованої методики розрахунку – див. вище), в перерізі із заанкереною арматурою коефіцієнт використання арматури  $k_s$  приймався на рівні 30 % від  $A_s$ , для перерізу з мало заанкереною арматурою - 25 % та 20% від  $A_s$  та 8 % від  $A_s$  - для перерізу з незаанкереною арматурою.

7. Застосовані існуючі підходи до розрахунку неармованих та армованих фіброю пінобетонних плит з неавтоклавного пінобетону, в основному, показали задовільне співпадіння їх несучої здатності з експериментальними значеннями в межах до 15 %, тому для таких пінобетонних плит рекомендовано застосовувати підхід до їх розрахунку на продавлювання як для бетонних

неармованих плит, що існував у попередніх будівельних нормах, а саме СНиП 2.03.01-84\* [92].

8. Пінобетонні плити, армовані металевою арматурою з недостатнім анкеруванням та неметалевою арматурою, були розраховані з використанням підходу до розрахунку їх як для бетонних неармованих плит відповідно до СНиП 2.03.01-84\* [92]. Отриманий результат мав задовільне співпадіння з експериментальними значеннями в межах до 14 %. Це дозволяє констатувати те, що наявність в плиті армування, яке не має достатнього анкерування або є дуже деформативним (сотова металева сітка, склосітка, сітка «Armtex») не впливає на несучу здатність, а лише забезпечує руйнування плит по піраміді продавлювання.

9. Виконані розрахунки армованих горизонтальною металевою арматурою плит на продавлювання згідно з рекомендаціями НДІБК [67] показали, що експериментальні значення несучої здатності плит у  $1,11 \div 1,74$  рази більші від розрахункових. Натомість, відповідно до положень EN 1992-1-1 [117] було встановлено значно завищені значення розрахункової несучої здатності, а експериментальні дані склали лише  $0,19 \div 0,44$  від розрахункових величин для відповідних марок плит. Запропонований в даній роботі підхід до розрахунку опертості по контуру пінобетонної плити на дію продавлюючої сили, як згинаного у двох напрямках елемента з врахуванням величини анкерування горизонтальної металевої арматури у різних взаємно перпендикулярних напрямках, дозволив отримати позитивний результат, а саме експериментальні значення несучої здатності плит перевищували розрахункові у  $1,02 \div 1,14$  рази, що не перевищує задовільного розходження до 15 %.

10. На основі проведених досліджень роботи пінобетонних неармованих та армованих плит на продавлювання жорстким штампом розроблені рекомендації з проектування таких конструкцій, в тому числі армованих горизонтальною металевою арматурою (додаток Г).

11. Впровадження результатів виконаних експериментальних досліджень у рекомендаціях з використання в дорожньому будівництві пінобетонів

відповідно до угоди з ДерждорНДІ (м. Київ) з державним реєстраційним номером 0106V005366 [84], а також при проектуванні та будівництві реальних об'єктів дорожнього, а також житлового будівництва, підтвердило актуальність та необхідність виконаних дисертаційних досліджень (додаток Д).

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Використання неавтоклавного пінобетону у фундаментних плитах, плитах перекриття та основах під дорожнє покриття, на які діють локальні продавлюючі зусилля, враховуючи малу об'ємну вагу та добрі теплоізоляційні властивості, можливе при застосуванні горизонтального металевго армування.

2. Враховуючи велику мінливість властивостей неавтоклавного пінобетону в залежності від його складу та технології виготовлення, були виконані комплексні експериментальні дослідження та отримані математичні залежності для фізико-механічних властивостей матеріалу в залежності від його густини. Розроблена методика визначення міцності пінобетону на розтяг, для якої отримані патенти України № 73083 [73] та № 73084 [74].

3. Дослідження неармованих та армованих фіброю пінобетонних плит на продавлювання показало їх однаковий характер руйнування у вигляді розколювання на окремі частини. Використання для розрахунку пінобетонних плит існуючої раніше методики для бетонних плит, що працюють на продавлювання (відповідно до СНиП 2.03.01-84\* [92]), показав задовільне співпадіння розрахункових та експериментальних значень руйнуючої продавлюючої сили в межах до 14 %. Тому, для розрахунку на продавлювання штампом неармованих та армованих фіброю пінобетонних плит рекомендуємо використовувати методику раніше діючих норм проектування.

4. Плити армовані склосіткою, сіткою «Armtex», металевою сотовою сіткою та кільцем із оцинкованої сталі зруйнувались від продавлювання штампом по чітко вираженій піраміді продавлювання. Оскільки армування цих плит було виконане з дуже деформативних матеріалів, розрахунок цих плит необхідно виконувати за методикою як для неармованих плит. Отримані результати розрахунку несучої здатності були менші від їх експериментальних значень в 1,02÷1,18 разів, що підтвердило можливість використання обраної методики розрахунку.

5. Розроблена методика розрахунку пінобетонних плит армованих горизонтальною металевою арматурою на продавлювання штампом дала

задовільне сходження величини розрахункової несучої здатності з експериментальною величиною в межах до 14 %. Вказана методика полягала у розрахунку опертих по контуру плит, що працюють на згин від продавлюючої сили, з врахуванням величини зони анкерування арматури та відповідного рівня використання цієї арматури в розтягнутій зоні у взаємно перпендикулярних напрямках.

6. За результатами проведеного аналізу результатів експериментальних досліджень пінобетонних плит армованих горизонтальними металевими сітками з їх різним анкеруванням по торцях запропонована методика розрахунку, яка може бути використана при проектуванні плитних пінобетонних конструкцій, що працюють на продавлювання штампом.

7. Результати експериментальних досліджень були використані у «Рекомендаціях з використання в дорожньому будівництві пінобетонів» (Р. В.2.7-218-03450778-681:2007) [84] та при проектуванні і будівництві покриття над житловим будинком у м. Львові по вул. Щеповій, 5.

## ЛІТЕРАТУРНІ ДЖЕРЕЛА

1. Баранова А.Т. Ячеистые бетоны с пониженной объёмной массой. / А.Т. Баранова, В.В. Макаричев// Сб. статей. Под ред. А. Т. Баранова, В. В. Макаричева. М.: Стройиздат, 1974. - 125 с.
2. Вайнберг Д.В. Пластинки, диски, балки-стенки (прочность, устойчивость, колебания) / Д.В.Вайнберг, Е.Д. Вайнберг. – К.: Гос. изд-во л-ры по стр-ву и архитектуре УССР, 1959. – 1048 с.
3. Васильев А.П. Башмаки стаканного типа для сборных железобетонных конструкций / Васильев А.П. - Журнал НОИС-1932, №4-5. - С.12-14.
4. Васильев А.П. Элементы и стыки сборных железобетонных конструкций // Москва - Ленинград ОНТИ, 1935. - 168 с.
5. Васильев А.П. Элементы сборных железобетонных конструкций и их соединения (Справочник проектировщика промышленных сооружений. т.4). /А.П. Васильев. М.: Промстройпроект, ОНТИ, 1935.
6. Верба В. Б. Анкерування сталевї арматури в безавтоклавному пінобетоні за рахунок зчеплення та пластинкових анкерів: автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Верба Володимир Богданович ; Нац. ун-т "Львів. політехніка". - Л., 2012. - 20 с.
7. Вилегжанін В.П. Методика розрахунку армованих виробів з автоклавних ніздрюватих бетонів, що працюють на згин, на міцність при вигині і зрізі, на тріщиностійкість та деформації / В.П. Вилегжанін, В.А. Пінскер // Будівельні матеріали, вироби та санітарна техніка – 2013р., Випуск № 47. – С.178-184.
8. Газобетон. История и производство.[Електронний ресурс] – Режим доступу: [http://www.gazo-beton.ru/article/article\\_1.html](http://www.gazo-beton.ru/article/article_1.html)
9. Гладишев Г.М. Варіант реконструкції днищ силосів під великі зосереджені навантаження / Г.М.Гладишев, Д.Г. Гладишев // Збірник наукових праць "Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди". Випуск 16. Рівне, 2008. - С. 317-323.
10. Голишев А.Б. Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій

- із опору залізобетону / А. Б. Голишев - Киев. 2004. - 340 с.
11. ГОСТ 11118-73. Панели из автоклавных ячеистых бетонов для наружных стен зданий. Технические требования. М.: Изд. стандартов, 1973. - 8 с.
  12. ГОСТ 12004-81. (1995, с изм. №1-1985, №2-1990) Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение (Сталь арматурна. Методи випробування на розтягування) -М.: Изд-во стандартов, 1981. - 15с.
  13. ГОСТ 12852.0-77. Бетон ячеистый. Методы испытаний. Общие требования к методам испытаний. М.: Изд. стандартов, 1995. - 3 с.
  14. ГОСТ 19570-74. Панели из автоклавных ячеистых бетонов для внутренних несущих стен, перегородок и перекрытий жилых и общественных зданий. Технические требования. М.: Изд. стандартов, 1974. - 10 с.
  15. ГОСТ 21520-89. Блоки из ячеистых бетонов стеновые, мелкие. Технические условия. М.: Изд. стандартов, 1989. - 8 с.
  16. ГОСТ 27005-86. Бетоны легкие и ячеистые. Правила контроля средней плотности. М.: Госстрой РФ. ГУП ЦПП, 2003. - 6 с.
  17. ГОСТ 3282-74. Проволока стальная низкоуглеродистая общего назначения. Технические условия – М: ИПК Издательство стандартов, 1997 – 17 с.
  18. ГОСТ 5742-76. Изделия из ячеистых бетонов теплоизоляционные. М.: Изд. стандартов, 1995. - 6 с.
  19. ГОСТ 6727-80. Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. – М.: ИПК Издательство стандартов, 2003. – 6 с.
  20. ДБН В.1.1-31:2013. Захист територій, будинків і споруд від шуму - К.: Міністерство регіонального розвитку будівництва та житлово-комунального господарства України (Мінрегіонбуд), 2013. - 48с.
  21. ДБН В.2.6-31:2006. Теплова ізоляція будівель. Зі Зміною №1 від 1 липня 2013 року. - К.: Мінбуд України, 2006. - 70 с.
  22. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та

- залізобетонні конструкції. Основні положення. - К.: Укрархбудінформ, 2009. – 71 с.
23. Демчина Б. Г. Анкерування дротяної сталеві арматури в пінобетонних армованих балках / В.Б. Верба, Б.Г. Демчина, Р.І. Чень, Р.М. Світий, А.А. Ковшик // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво) / Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Міністерства регіонального розвитку та будівництва України. – Вип. 74: в 2-х кн.: Книга 2. – Київ, ДП НДІБК, 2011. – С. 734-741.
24. Демчина Б. Г. Забезпечення несучої здатності коротких збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття із використанням безавтоклавного пінобетону [Електронний ресурс] / О. Я. Литвиняк, Б. Г. Демчина // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Теорія і практика будівництва . - 2013. - № 755. - С. 227-231. - Режим доступу: [http://nbuv.gov.ua/j-pdf/VNULPTPB\\_2013\\_755\\_43.pdf](http://nbuv.gov.ua/j-pdf/VNULPTPB_2013_755_43.pdf)
25. Демчина Б. Г. Перспективи впровадження пінобетону в дорожньому будівництві / Б.Г. Демчина, С.В. Марчук // Зб. «Дороги і мости», вип. 10. – К.: ДерждорНДІ, 2008, С. 83-90.
26. Демчина Х. Б. Взаємний зв'язок міцнісних та деформаційних характеристик безавтоклавного пінобетону / В. Б. Верба, І. Б. Горніковська, Х. Б. Демчина, В. В. Волоцюга, О. П. Голик // Сучасне промислове та цивільне будівництво. – Макіївка, ДонНАБА, 2012. – Том 8, Номер 1. – С. 27-35. / ISSN 1819-432X print / ISSN 1993-3495 online
27. Демчина Х. Б. Визначення міцності пінобетону на розтяг при згині / В. В. Волоцюга, І. Б. Горніковська, Х. Б. Демчина // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. - № 742. – Львів: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2012. – С. 42-45.
28. Демчина Х. Б. Визначення міцності пінобетону на розтяг під час розколювання / Х. Б. Демчина, В. Р. Хміль, П. М. Коваль // Вісник



- Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. - № 742. – Львів: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2012. – С. 65-70.
29. Демчина Х. Б. Вплив армування пінобетонних зразків плит на їх несучу здатність при продавлюванні / П. М. Коваль, Х. Б. Демчина, Г. М. Гладишев // Дороги і мости : зб. наук. пр. – К., 2008. – С. 123-129.
  30. Демчина Х. Б. Вплив виду армування пінобетонних плит на характер руйнування при продавлюванні / П. М. Коваль, Х. Б. Демчина, Г. М. Гладишев // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне, 2008. – С. 176-182.
  31. Демчина Х. Б. Дослідження зминання неавтоклавного пінобетону під штампом в процесі продавлювання плити / Х. Б. Демчина // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: міжвід. наук.-техн. зб. – К. : ДП «НДІБК», 2013. – Вип. 78, кн. 2. – С. 290-297
  32. Демчина Х. Б. Дослідження міцності неавтоклавного пінобетону на розтяг при згині / В. В. Волоцюга, Х. Б. Демчина, І. Б. Горніковська // Серія: Галузеве машинобудування, будівництво: Збірник наукових праць. – Полтава, 2012. Випуск 5 (35). – С. 161-165.
  33. Демчина Х. Б. Дослідження міцності пінобетону на центральний розтяг / Х. Б. Демчина, П. О. Голик, В. В. Волоцюга // Вісн. Нац. ун-ту "Львів. політехніка". - 2012. - № 742. - С. 60-64.
  34. Демчина Х. Б. Дослідження пінобетонних плит, армованих стальними сітками з різним анкеруванням на продавлювання / Х. Демчина, Т. Осадчук // XV Міжнародний науково-практичний форум «Теоретичні основи і практичні аспекти використання ресурсощадних технологій для підвищення ефективності агропромислового виробництва і розвитку сільських територій» (м. Дубляни, 24–26 вересня 2014 р.). – С101–106.
  35. Демчина Х. Б. Дослідження пінобетонних плит, армованих фіброю, на продавлювання / Х. Б. Демчина, О. Я. Литвиняк // Эффективность реализации научного, ресурсного и промышленного потенциала в

- современных условиях : материалы десятой юбилейн. междунар. пром.конф., 18-22 февр. 2010 г., п. Славское, Карпаты. - Киев, 2010.- С. 269-272.
36. Демчина Х. Б. Дослідження фізико-механічних властивостей пінобетону, армованого фіброю / І. Б. Горніковська, Х. Б. Демчина, Я. І. Ковальчик // Вісн. Одес. держ. акад. буд-ва та архіт. - 2010. - Вип. 37.- С. 100-111
37. Демчина Х. Б. Использование классической теории упругости пластин для расчета плит, работающих на продавливание в контексте обеспечения устойчивого развития в строительстве / Х. Демчина, Т. Осадчук// Sustainable Development. – Varna, 2014. – № 20. – S.131–136.
38. Демчина Х. Б. Результати експериментальних досліджень пінобетонних плит на продавлювання армованих пластиковими сітками / Х. Б. Демчина // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. - № 655. – Львів: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2009. – С. 76-79.
39. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови (ISO 6935-2:1991, NEQ). – К.: Держспоживстандарт України, 2007. – 28 с.
40. ДСТУ Б. В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. - К.: Укрархбудінформ, 2011. – 118 с.
41. ДСТУ Б. В.2.6-85:2009. Конструкції будинків і споруд. Звукоізоляція огорожувальних конструкцій. Методи оцінювання. - К. : Мінрегіонбуд України, 2010. - 20 с.
42. ДСТУ Б. В.2.6-86:2009. Конструкції будинків і споруд. Звукоізоляція огорожувальних конструкцій. Методи вимірювання. - К. : Мінрегіонбуд України, 2010. - 26 с.
43. ДСТУ Б В.2.7-171:2008 Будівельні матеріали.Добавки для бетонів і будівельних розчинів. Загальні технічні умови (EN 934-2:2001,NEQ) - К.:

- Мінрегіонбуд України, 2010. - 62 с.
44. ДСТУ Б. В.2.7-214:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 18 с.
  45. ДСТУ Б. В.2.7-217:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 20 с.
  46. ДСТУ Б. В.2.7-273:2011 (ГОСТ 23732-79, MOD). Вода для бетонів і розчинів. Технічні умови. - К. : Мінрегіон України, 2012. - 7 с.
  47. ДСТУ Б. В.2.7-32-95. Будівельні матеріали. Пісок щільний природний для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій і робіт. Технічні умови. - Київ: Держкоммістобудування України, 1996. — 13 с.
  48. ДСТУ Б. В.2.7-45:2010. Зі зміною №1 чинною від 01.04.2012, зміною № 2, опублікованою 27.05.2015. Будівельні матеріали. Бетони ніздрюваті. Загальні технічні умови. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. – 41 с.
  49. ДСТУ Н. Б. В.1.1-34:2013 «Настанова з розрахунку та проектування звукоізоляції огорожувальних конструкцій житлових і громадських будинків». - К.:Мінрегіон України 2014, - 66 с.
  50. Загальна класифікація комірчастих бетонів - Пінобетон ... [Електронний ресурс] – Режим доступу: <http://www.betonotehnika.com.ua/index.php?lang=uk&page=0&id=8>
  51. Закорчемний Ю. О. Управління структурою та властивостями пінобетону: дис. канд. техн. наук: 05.23.05 [Електронний ресурс] / Одеська держ. академія будівництва та архітектури. - О., 2004 - Режим доступу: [www.lib.ua-ru.net/diss/cont/20368.html](http://www.lib.ua-ru.net/diss/cont/20368.html)
  52. Залесов А.С. Краевое продавливание / А.С. Залесов, В.А. Гундарь, В.В. Чижевский. - Бетон и железобетон. - 1990. № 2 – С. 36-38.
  53. Залесов А.С. Научно-технический отчет по теме: «Разработка методики расчета и конструирования монолитных железобетонных безбалочных перекрытия, фундаментных плит и ростверков на продавливание» /

- А.С. Залесов, Е. А. Чистяков, А.С. Махно. - М.: ГУЛ НИИЖБ.-2002- 55 с.
54. Залесов А.С. Прочность плит с поперечной арматурой на продавливание / А.С. Залесов, К. Е. Ермуханов И. А. Момбеков. - Бетон и железобетон.- 1990, №6. - С. 23-24.
55. Історія розвитку пінобетону [Електронний ресурс] – Режим доступу: <http://vesbeton.com.ua/UK/2012/04/27/istoriya-razvitiya-penobetonaistoriya-rozvitku-pinobetonu/>.
56. Каганов В.О. Шляхи використання безавтоклавного пінобетону в дорожньому будівництві / В.О. Каганов, І.Б. Горніковська // Вісник Національного університету “Львівська політехніка”. Теорія і практика будівництва. – 2008. – № 627 – С.116–121.
57. Кауфман Б.Н. Пенобетон. Подбор состава и основные свойства. М.: Изд. СтройЦНИЛ Главстройлегпрома Наркомата легкой промышленности, 1938. - 120 с.
58. Кауфман Б.Н. Производство и применение пенобетона. М.: Изд. СтройЦНИЛ, 1940. - 128 с.
59. Климов Ю. А. Експериментальні дослідження зчеплення композитної неметалевої арматури з бетоном / Ю. А. Климов, О. С. Солдатченко, Д. О. Орішкін // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". – 2010. – № 662 : Теорія і практика будівництва. – С. 237–241.
60. Ковальчук О. Ю. Пінобетон з підвищеними термомеханічними властивостями на основі лужного портландцементу. : дис.канд. наук: 05.23.05 [Електронний ресурс] – 2008. - Режим доступу: [www.lib.ua-ru.net/diss/cont/345815.html/](http://www.lib.ua-ru.net/diss/cont/345815.html/)
61. Красникова Н.М. Модификация пенобетона тонкодисперсными порошками, содержащими наноразмерные фракции частиц / Н.М. Красникова, В.Г. Хозин // Материалы XV академических чтений РА АСН межд. научно - технической конф. «Достижения и проблемы материаловедения и моделизации строительной индустрии» - Казань:

- КГАСУ, 2010. - С.286-288.
62. Красиникова Н. М. Новый способ приготовления пенобетона // Н. М. Красиникова, В. Г. Хозин // Известия КазГАСУ. – 2009. – № 1 (11). – С. 266-272.
  63. Кузнецова Е.В. Изгиб пластин: Учебное-методическое пособие к решению задач и лабораторному практикуму по исследованию прогибов при нагружении прямоугольных и круглых пластин. - Перм. Гос. Техн. ун-т. Пермь, 2006. - 32 с.
  64. Левин Н. И. Примеры расчета конструкций из ячеистых бетонов / Н. И. Левин, В. В. Макаричев, К. М. Милейковская – М: Стройиздат, 1967. – 185 с.
  65. Махамбетова У. К. Современные пенобетоны. / У. К. Махамбетова, Т. К. Солтамбеков, З.А. Естемесов / Под ред. П.Г.Комохова // СПб., Петерб.гос.ун-т путей сообщ., 1997. - 157 с.
  66. Мелибаев С. Ж. История развития производства и применения ячеистого бетона и внедрения его в практику строительства. [Электронный ресурс] – Режим доступа: <http://arch.kyrlibnet.kg/uploads/MELIBAYEV%20C.J..pdf>
  67. Методические рекомендации по дополнительному армированию монолитных плит перекрытий при их работе на продавливание в зоне сопряжения с колоннами каркаса. – К. : НИИСК, 2006. – 10 с.
  68. Мидляк Я. Добавки до бетону фірми "Addiment" [Электронный ресурс] // Будмайстер. 2001. №15. С.19. – Режим доступа: <http://www.country.ua/art/44/2620.html>
  69. Ніздрюваті бетони: вчора, сьогодні, завтра [Электронный ресурс] – Режим доступа: [http://eco-ua.org/index.php?d\\_id=5&item=articles&sub=4830](http://eco-ua.org/index.php?d_id=5&item=articles&sub=4830)
  70. Основні характеристики піноблоків [Электронный ресурс] – Режим доступа: <http://www.pinoblok.te.ua/products/info>
  71. Очеретний В. П. Поліпшення властивостей пінобетонів на основі аналізу методів приготування бетонної суміші [Электронный ресурс] / В. П. Очеретний, В. П. Ковальський, А. Ф. Руда // Сучасні технології, матеріали і

- конструкції в будівництві : науково-технічний збірник. - 2012. - № 1. - С. 37-41. - Режим доступу: <http://stmkvb.vntu.edu.ua/article/download/3118/4746>.
72. Пантеон | Рим - All-Italy.net [Електронний ресурс] – Режим доступу: <http://all-italy.net/roma/dostoprimechatelnosti/panteon-v-rime.shtml>
73. Пат. 73083 Україна, МПК G 01 N 3/00. Анкерний захват для визначення фізико-механічних характеристик бетону / Демчина Х. Б., Сурмай М.І.; заявник і власник патенту Національний університет «Львівська політехніка». – u201202446 ; заявл. 01.03.2012 ; опубл. 10.09.2012, Бюл. № 17/2012
74. Пат. 73084 Україна, МПК G 01 N 3/00. Зразок для визначення фізико-механічних характеристик бетону / Демчина Х. Б., Сурмай М.І.; заявник і власник патенту Національний університет «Львівська політехніка». – u201202447 ; заявл. 01.03.2012 ; опубл. 10.09.2012, Бюл. № 17/2012.
75. Пинскер В.А. Ячеистый бетон как испытанный временем материал для капитального строительства / В.А.Пинскер , В.П. Вылегжанин // Строительные материалы. - 2004. - № 3. - С. 44-45
76. Пінобетон автоклавний, неавтоклавний. Вибір [Електронний ресурс] – Режим доступу: <http://economstroy.com.ua/skolaremontam/2732-pinobavtoklavneavtoklav.html>
77. Пінобетон. Переваги: екологічна чистота, довговічність ... [Електронний ресурс] – Режим доступу: <http://rmnt.net/ua/pinobeton/488>
78. Полы - Пенобетон, пенополистиролбетон - ОПАЛ [Електронний ресурс] – Режим доступу: <http://opal.com.ua/?page=poli>
79. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из ячеистых бетонов (к СНиП 2.03.01-84\*) – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1985.– 70 с.
80. Постернак І. М. Несуча здатність та деформативність стінових елементів із конструкційно - теплоізоляційного неавтоклавного пінобетону: дис.канд. техн. наук: 05.23.01 [Електронний ресурс] / Одеська держ. академія будівництва та архітектури. - О., 2006. - 19с. – Режим доступу:

- [/www.dissland.info/catalog\\_ukr/nesushchaya\\_sposobnost\\_i\\_deformativnist\\_stenovih\\_elementov\\_iz\\_konstruktsionnoy\\_teploizolyatsionnogo\\_.html/](http://www.dissland.info/catalog_ukr/nesushchaya_sposobnost_i_deformativnist_stenovih_elementov_iz_konstruktsionnoy_teploizolyatsionnogo_.html/)
81. Причины использования белкового (протеинового) пенообразователя [Электронный ресурс] – Режим доступа: <http://www.ibeton.ru/a192.php>
  82. Про затвердження Програми розвитку виробництва ніздрюватобетонних виробів та їх використання у будівництві на 2005-2011 роки : постанова Кабінету Міністрів України від 26 травня 2004 р. № 684 [Електронний ресурс] – Режим доступу: <http://zakon2.rada.gov.ua/laws/show/684-2004-п>
  83. Проценко А. М. Решение задач об изгибе железобетонных плит / А.М. Проценко, Н.А. Лосин / Строительная механика и расчет сооружений -1979, № 6. - С.35-38.
  84. Р. В.2.7-218-03450778-681:2007. Рекомендації з використання в дорожньому будівництві пінобетонів. [Електронний ресурс] - ДерждорНДІ, 2007. - Режим доступу: [http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id\\_doc=46123](http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=46123)
  85. Разновидности пенобетона - Cegla.in.ua. [Електронний ресурс] – Режим доступу: <http://cegla.in.ua/penoblock/1368789357-Разновидности-пенобетона.html>
  86. Рекомендації щодо проектування звукоізоляції внутрішніх огорожувальних конструкцій із застосування матеріалів виробництва Корпорації ТехноНІКОЛЬ [Електронний ресурс] - Режим доступу: [http://teplo.tn.ua/upload/iblock/696/ruk\\_zvukoizol\\_ukr.pdf](http://teplo.tn.ua/upload/iblock/696/ruk_zvukoizol_ukr.pdf)
  87. Ружинский С. И. Все о пенобетоне. Издание второе улучшенное и дополненное / С. И. Ружинский, А. А.Портик, А. В. Савиных / Санкт-Петербург, Издательство ООО «Строй-Бетон», 2006, - 631 с.
  88. Ружинский С. И. Пенобетон в ретроспективе времен [Електронний ресурс] / С. И. Ружинский. – Режим доступу: <http://www.allbeton.ru/article/124/15.html>
  89. Руководство по технологии изготовления ячеистых бетонов объёмной массой 250 – 300 кг/м<sup>3</sup>. НИИЖБ, М.: 1977. - 35 с.
  90. Сахаров Г.П. Поробетон и технология его производства в XXI веке. /

- Г.П.Сахаров, В.П. Стрельбицкий // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. - 2003. - № 4. - С. 61-62
91. Свидзинский Ю. В. Прочность и деформативность армированных элементов из ячеистого бетона при местном сжатии: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01/ Ю. В. Свидзинский – М., 1989. – 195 с.
92. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР- М: ЦИТП Госстроя СССР. 1989. - 70 с.
93. СП 52-101-2003. Свод правил по проектированию и строительству Железобетонные и бетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. - М.: ФГУП. ЦПП. - 53 с.
94. Стороженко Л.І. Сталезалізобетонні часторебристі перекриття / Л.І.Стороженко. О. В. Нижник, О.А.Крупченко. - Полтава: «АСМІ», 2008. -164с.
95. Тимошенко С.П. Пластинки и оболочки: пер. с англ. / С.П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер – М.: Наука, 1966. – 635 с.
96. Тимошенко С.П. Теория упругости: пер. с англ. / С. П. Тимошенко, Дж. Гудьер - М.: Наука, 1975. - 576 с.
97. Тур В.В. О разработке национальных ТНПА по проектированию железобетонных конструкций в свете новых требований европейских и международных норм / В. В. Тур, Т. М. Пецольд, Н. А. Рак / Брестский государственный технический университет, БНТУ. - 45с.
98. Тур В.В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил / В.В. Тур, А.А. Кондратчик // Брест, БГТУ.– 2000.– 400 с.
99. Фамуляк Ю. Використання гнучкого біологічного армування у пінобетонних балкових елементах / Ю. Фамуляк, М. Волинець // Вісн. Львів. нац. аграр. ун-ту. – 2010. – № 11 : Архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 9 с.
100. Шевчук Г. П. Визначення несучої здатності монолітної залізобетонної плити з криволінійною підшоною для підсилення фундаментів /



- Г. П. Шевчук, І. П. Бойко // Вісн. Нац. ун-ту "Львів. політехніка". - 2010. - № 664. - С. 335-342.
101. Шеховцов В. І. Міцність залізобетонних плит при продавлюванні штампами різної геометрії: автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / В. І. Шеховцов ; Одес. держ. акад. буд-ва та архіт. - О., 2010. - 21 с.
102. Шутенко Л.Н. Основы теории упругости и пластичности: Учебное пособие для студентов строительных специальностей. / Шутенко Л.Н., Засядько Н.А., Чупрынин А.А. - Харьков: ХНАГХ, 2007. - 135 с.
103. Юдович Б. Э. ПЕНОБЕТОН: НОВОЕ В ОСНОВАХ ТЕХНОЛОГИИ [Електронний ресурс] / Б. Э. Юдович, С. А. Зубехин – Режим доступу: <http://www.intehstrom.ru/doc/newpenobeton.doc>.
104. Які особливості застосування піноутворюючих добавок? [Електронний ресурс] – Режим доступу: <http://chemtech-bayern.com.ua/uk/statti/75-які-особливості-застосування-піноутворюючих-добавок.html>
105. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (318R-05),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2005, - 430 p.
106. Bach C. Versuche mit allseitig auf liegenden, quadratischen und rechteckigen Eisenbetonplatten /C. Bach, O. Graf // Deutscher Ausschus für Eisenbeton (Berlin), N 30, 1915-513 p.
107. Browns C.E. Concrete Flat Slabs and Footings: Design Method for Punching and Detailing for Ductility – Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 2006.– 114 p.
108. BS 8110-1:1997. Structural Use of Concrete—Part 1: Code of Practice for Design and Construction. British Standards Institution, London. - 172 p.
109. Building methods [Електронний ресурс] – Режим доступу: [http://www.cellularfoamconcrete.com/building\\_methods\\_cellular\\_concrete.html](http://www.cellularfoamconcrete.com/building_methods_cellular_concrete.html)
110. Concrete Homes: Affordable to Purchase and Maintain [Електронний ресурс] – Режим доступу:

- [http://cement.org/newsroom/Greenbuild\\_10/LowerCost\\_HabitatHome.htm](http://cement.org/newsroom/Greenbuild_10/LowerCost_HabitatHome.htm)
111. DIN 1045-1:2001-07. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. //Normenausschuss für Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2001 - 148 p.
  112. DIN 1045-1:2008-08. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. //Normenausschuss für Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2008- 179 p.
  113. El Zareef M. A.M. “Conceptual and structural Design of buildings made of lightweight and Infra – Lightweight concrete”/ PhD Thesis, Berlin, Germany: Technical University Berlin, 2010. - 119 p.
  114. Elstner R.C. An Investigation of Reinforced Concrete Slabs Falling in Shear/ Mimeographed Report / R.C. Elstner, E. Hognestad // University of Illinois, Department of Theoretical and Applied Mechanics, N3,1953. - 372 p.
  115. Elstner R.C. Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs /R.C. Elstner, E. Hognestad // Journal ACI, V. 53, N1, 1956. - P. 37-44.
  116. English Version of Standart Specifications for Concrete Structures-2007. Design. (2007年制定 コンクリート標準示方書(設計編)) - Concrete Committee of Japan Society of Civil Engineers (JSCE).- Japan. - 469p.
  117. Eurocode 2. Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium, 2004. - 225 p.
  118. Farouz E. Applications of Lightweight Foamed Concrete Fill in Sioux City, Iowa [Электронный ресурс] // ASCE Geotechnical Seminar, 2014 – Режим доступа:  
<http://www.extension.iastate.edu/registration/events/conferences/ascegeotech/presentations/Applications%20of%20Lightweight%20Foamed%20Concrete%20Fill%20in%20Sioux.pdf>
  119. Foam concrete the versatile. lightweight solution for heavy weight problems. [Электронный ресурс] – Режим доступа:

- <http://www.foamconcrete.co.uk/LIGHT%20WEIGHT%20SOLUTION%20TO%20HEAVY%20WEIGHT%20PROBLEMS%20V1.1.pdf>
120. Forsell C. Stampellast pa plattor beton /C. Forsell, A. Holmberg // Betong (Stockholm), V.31, N2, 1946.- P.23-29.
  121. Graf O. Venuche uber die Widerstandsfahigkeit von alseitigen aufligenden dicken Eisenbetonplatten unter Einzellasten / Deutscher Ausschus fur eisenbeton. - Berlin: N 88, 1938. - P. 87-93.
  122. Graf O. Versuche uber die Wiedersiansdfahigkeir von Eisenbetonplatten unter Konzentrierter / Last nahe einem Auflader. Deutscher Ausschus fur Eisenbeton. - Berlin: N 73. 1933. - P.65-77.
  123. Hallgren M. Punching Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Slabs/Doctoral thesis – Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.– 1996.– 206 p.
  124. Khan M. I. “Experimental Investigation on Mechanical Characterization of Fiber Reinforced Foamed Concrete.[Електронний ресурс] // Masters Thesis, University of Akron., 2014. – Режим доступу: [https://etd.ohiolink.edu/!etd.send\\_file?accession=akron1386957280&disposition=inline](https://etd.ohiolink.edu/!etd.send_file?accession=akron1386957280&disposition=inline)
  125. Kinnunen S. Punching of Concrete Slabs with Two-Way Reinforcement with Special Reference to Dowel Effect and Deviation of Reinforcement from Polar Symmetry / Transactions; No. 198. Royal Institute of Technology, Stockholm. Sweden, 1963. - P.22-34.
  126. Kinnunen S. Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement / S. Kinnunen, H. Nylander //Transactions of the Royal Institute of Technology, N 158, Stockholm, Sweden, 1960.–112 p.
  127. Kumar Meena S. FOAMED CONCRETE [Електронний ресурс] / S. Kumar Meena, P. Kumar Meena, R. Kumar Meena, R. Roy, P. Kumar Meena.– Режим доступу: <http://intinno.iitkgp.ernet.in/courses/857/wfiles/139915>.
  128. Litebuilt aerated concrete handbook [Електронний ресурс] – Режим доступу: <http://www.litebuilt.com/print/hbcombo.pdf>

129. Makkie G. K. “Recent uses of structural lightweight concrete” [Электронный ресурс] // Control and service engineer, Buildex Inc., 1985 – Режим доступа: [http://www.concreteconstruction.net/Images/Recent%20Uses%20of%20Structural%20Lightweight%20Concrete\\_tcm45-341131.pdf](http://www.concreteconstruction.net/Images/Recent%20Uses%20of%20Structural%20Lightweight%20Concrete_tcm45-341131.pdf)
130. Meyer D. Foamed cementitious materials. Internal report [Электронный ресурс] / D. Meyer, P. Trtik, J. G. M. van Mier // Institute for building materials. - 2004. – Режим доступа: <http://e-collection.library.ethz.ch/eserv/eth:29186/eth-29186-01.pdf>
131. Model Code 2010 - Final draft, Vol. 1, federation internationale du beton (fib), Bulletin 65, Lausanne, Switzerland, 2012. - 350 p.
132. Model Code 2010 - Final draft, Vol. 2, federation internationale du beton(fib), Bulletin 66, Lausanne, Switzerland, 2012. - 370 p.
133. Muttoni A. Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement / A. Muttoni, J. Schwartz // IABSE Colloquium v. 62. – Zurich, Switzerland, 1991.– P 703–708.
134. Muttoni A. MC2010: The critical shear crack theory as a mechanical model for punching shear design and its application to code provisions. In: fib Bulletin 57: shear and punching shear in RC and FRC elements [Электронный ресурс] / A. Muttoni, M. F. Ruiz / Lausanne (Switzerland); 2010. p.31–60. - Режим доступа: <http://dicata.ing.unibs.it/shearworkshop2010/files/06%20MUTTONI%20FERNANDEZ.pdf>
135. Muttoni A. Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement// ACI Structural Journal – Technical Paper – 2008.– P. 440– 450.
136. ReddiForm – Insulating Concrete Forms for Homes & Buildings – Reddiform ICF – Energy Savings Guarantee [Электронный ресурс] – Режим доступа: <http://www.reddiform.com>
137. Richart F. Reinforced Concrete Wall and Column Footings / Journal ACI, V.45, № 2, 3. - 1948. - P. 33-41.
138. Richart F. Tests of Reinforced Concrete Slabs Subjected to Concentrated

- Loads / F. Richart, R.W. Kluge // Bulletin N 314, University of Illinois Engineering Experiment Station, 1939.- P. 4-11.
139. Sacramento P. V. P. Punching strength of reinforced concrete flat slabs without shear reinforcement [Электронный ресурс] / P. V. P. Sacramento, M. P. Ferreira, D. R. C. Oliveira, G. S. S. A. Melo // IBRACON Structures and Materials Journal. 2012. vol. 5, No 5. - Режим доступа: [http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S1983-41952012000500005&script=sci\\_arttext](http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S1983-41952012000500005&script=sci_arttext)
140. SIA 262 "Code for Concrete Structures", Swiss Society of Engineers and Architects, Zurich, Switzerland, 2003. - 94 p.
141. Talbot A.N. Reinforced concrete wall footing and column footings. / Bulletin N 446, University of Illinois Eng. Experiment Station, 1913. - P. 21-27.
142. The Use of Foamed Concrete for Roofing [Электронный ресурс] – Режим доступа: <http://www.eabassoc.co.uk/FoamedConcrete/Leaflets/EABASSOC-Foamed-Concrete-Roof-Insulation.pdf>
143. Yitzhaki D. Punching shear Strength of Reinforced Concrete Slabs / Proceedings of ACI, Vol.63, 1966. - P. 527-542.

## **ДОДАТОК А**

### **Результати експериментальних досліджень плит на продавлювання**

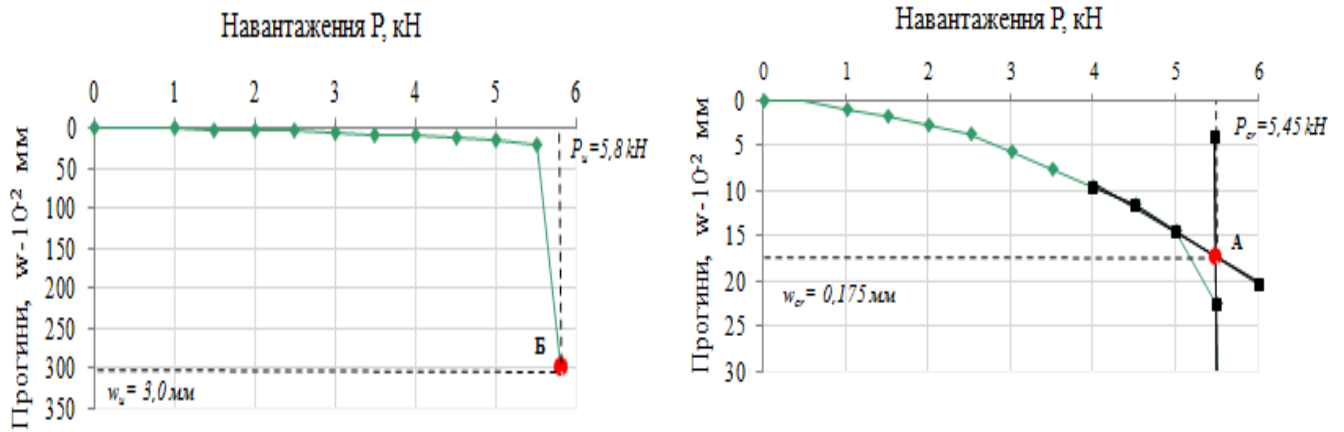


Рис. А.1. Залежність прогини-навантаження плити марки П-1.

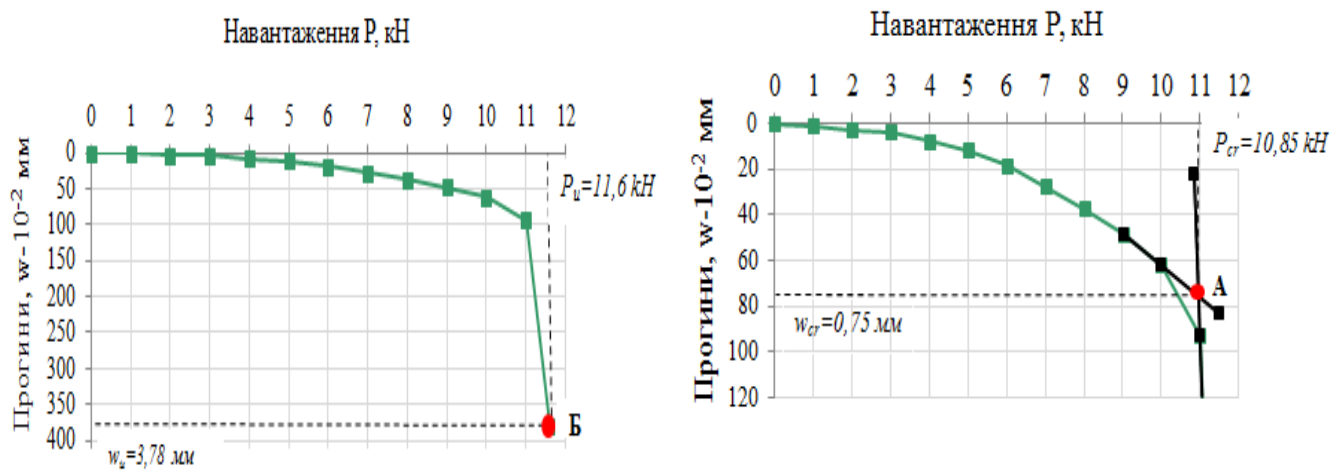


Рис. А.2. Залежність прогини-навантаження плити марки П-2.

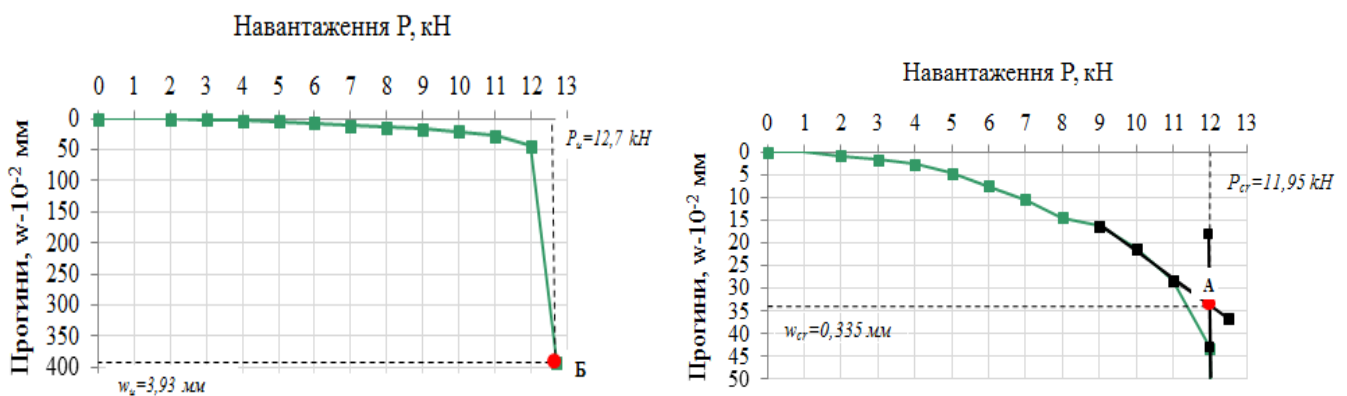


Рис. А.3. Залежність прогини-навантаження плити марки П-3.

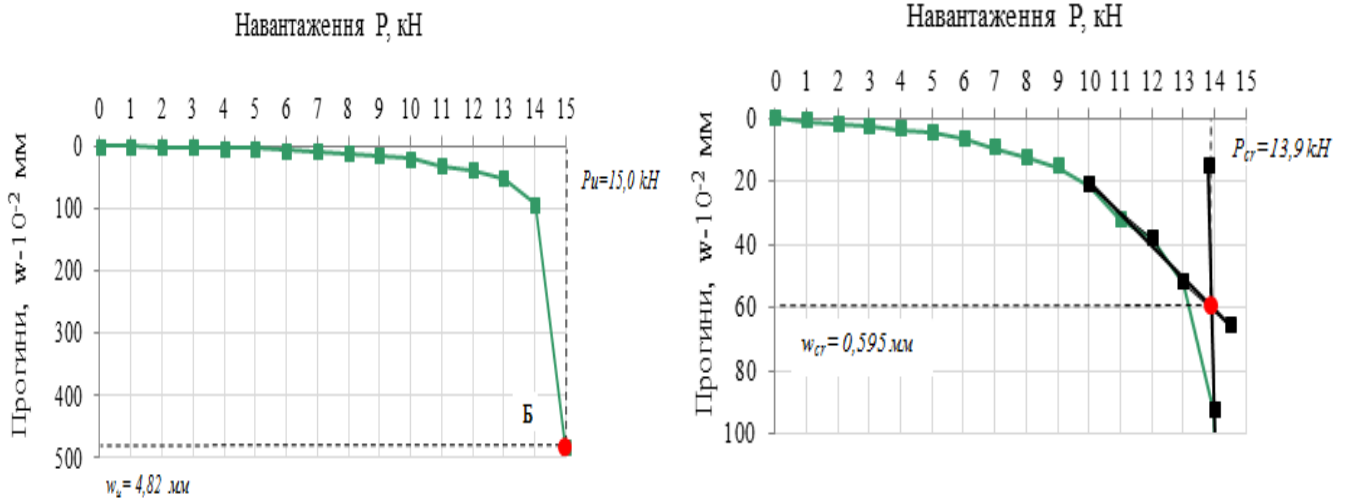


Рис. А.4. Залежність прогини-навантаження плити марки П-4.

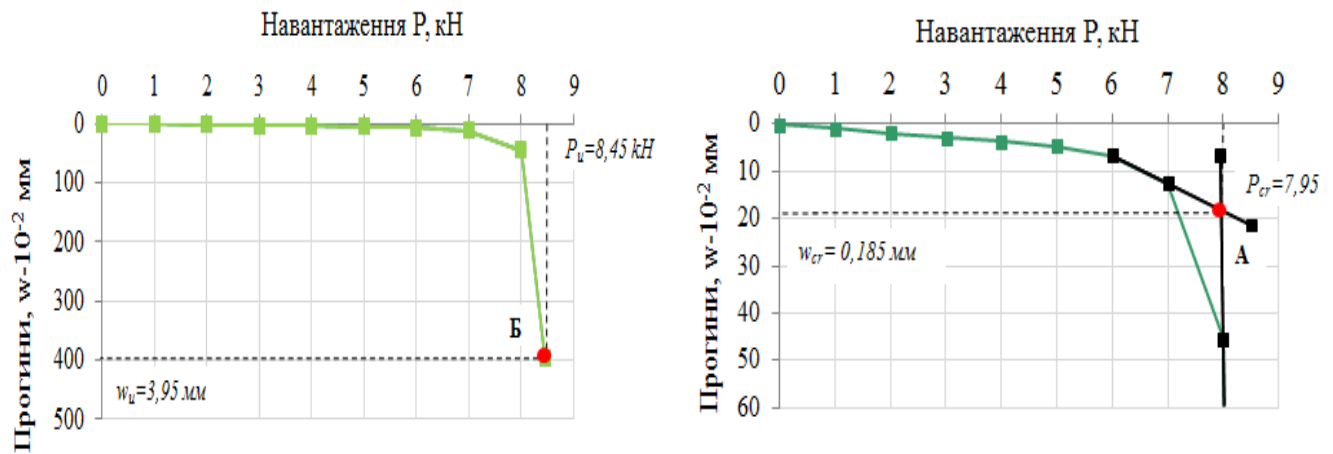


Рис. А.5. Залежність прогини-навантаження плити марки П-5.

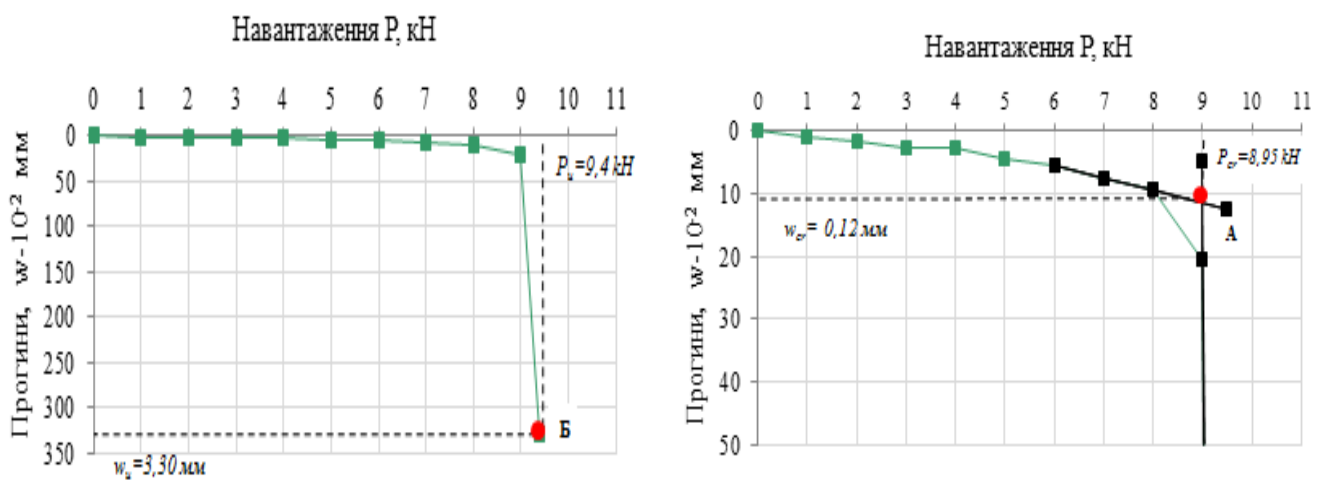


Рис. А.6. Залежність прогини-навантаження плити марки П-6.



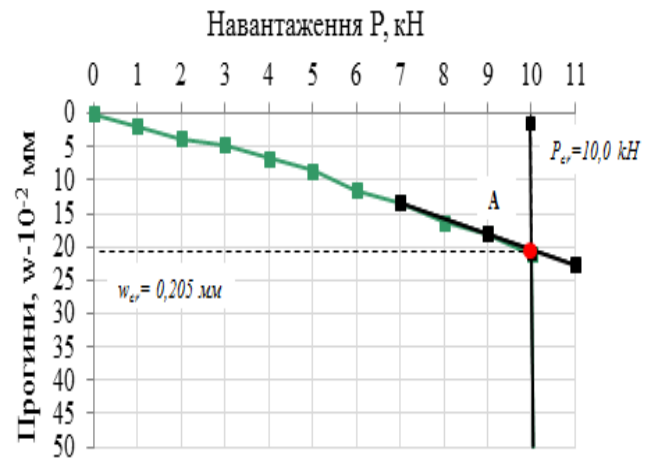
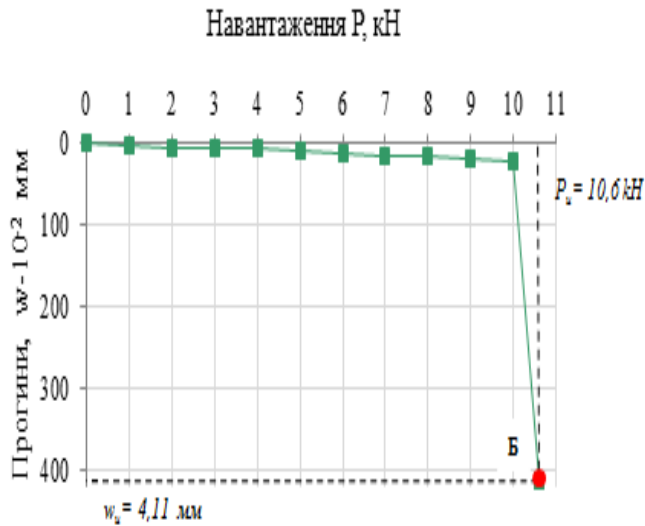


Рис. А.7. Залежність прогини-навантаження плити марки П-7.

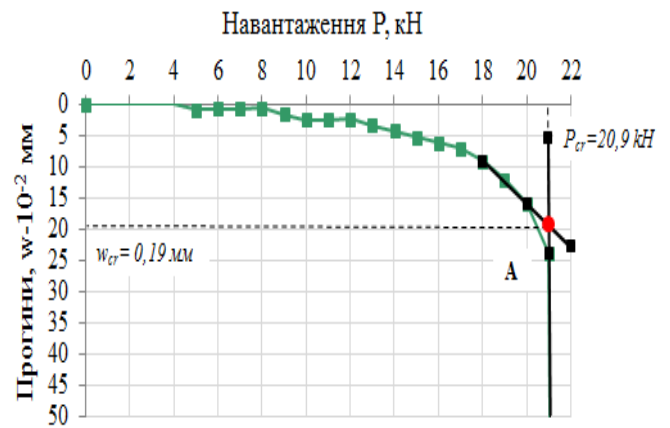
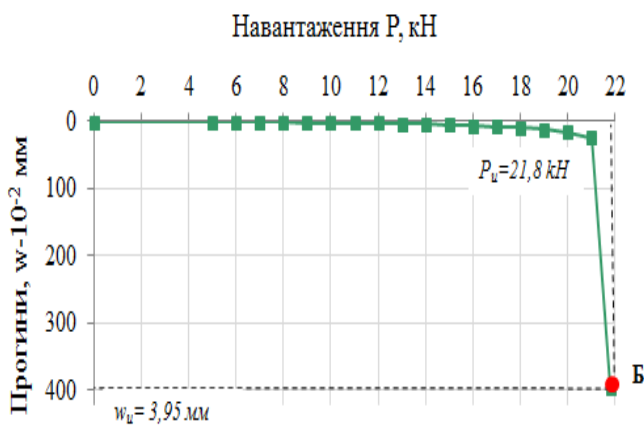


Рис. А.8. Залежність прогини-навантаження плити марки П-8.

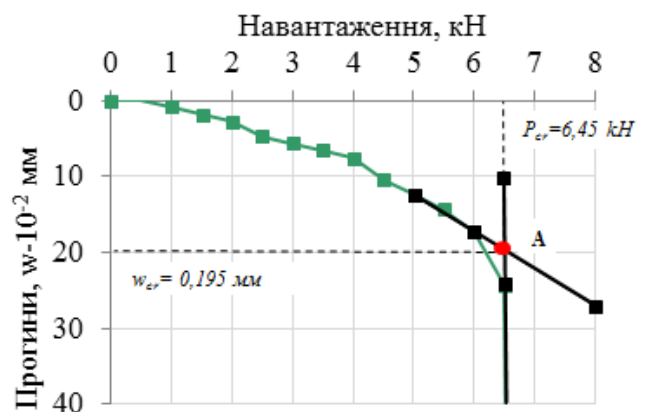
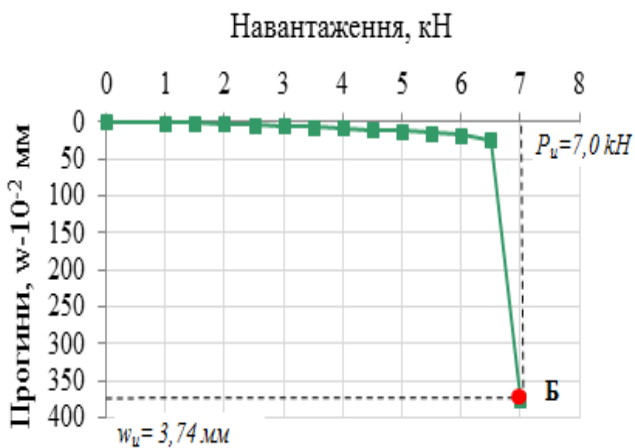


Рис. А.9. Залежність прогини-навантаження плити марки П-9.

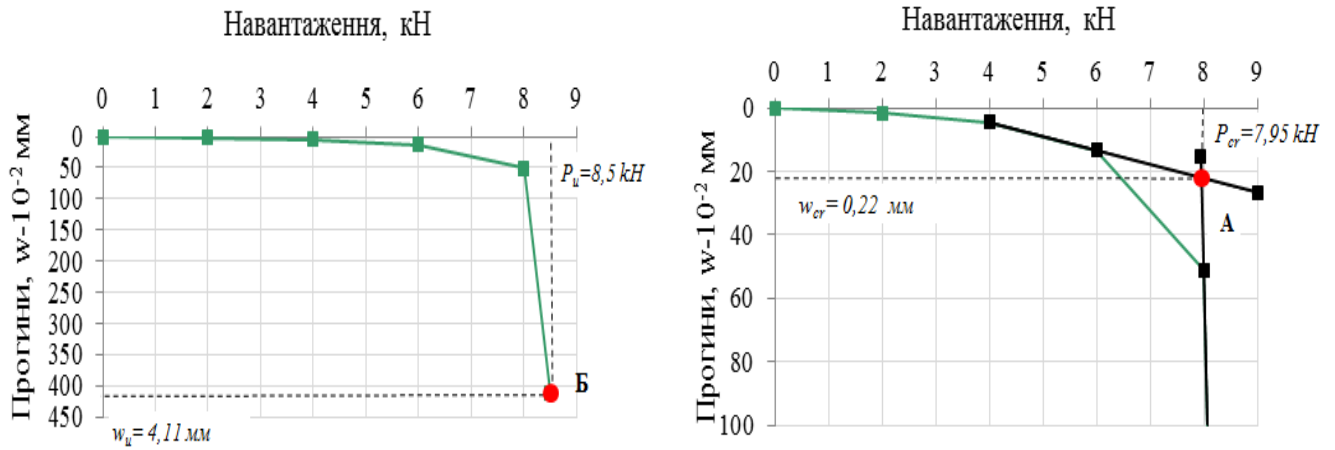


Рис. А.10. Залежність прогини-навантаження плити марки П-10.

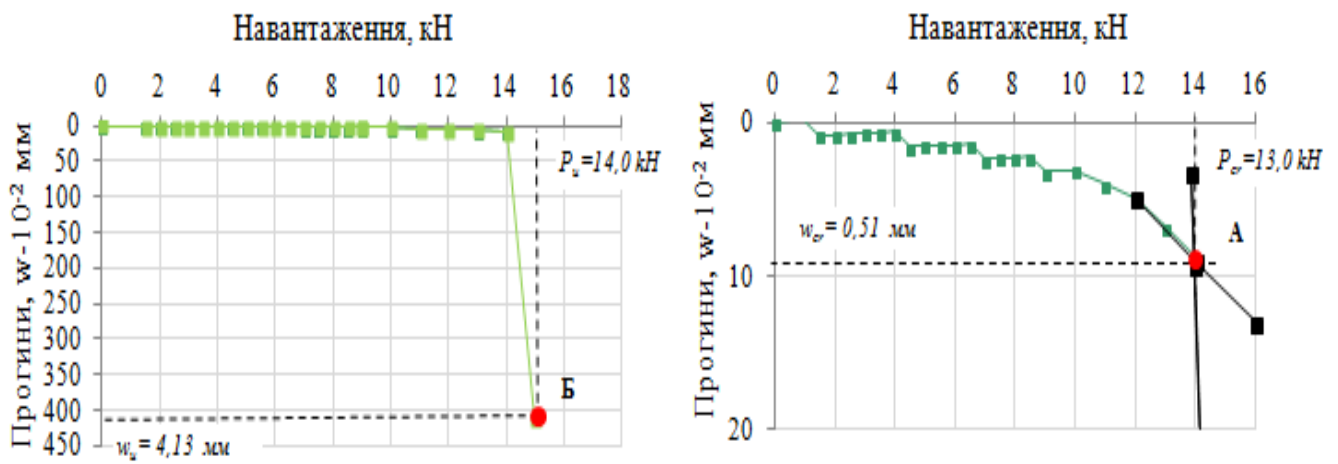


Рис. А.11. Залежність прогини-навантаження плити марки П-11.

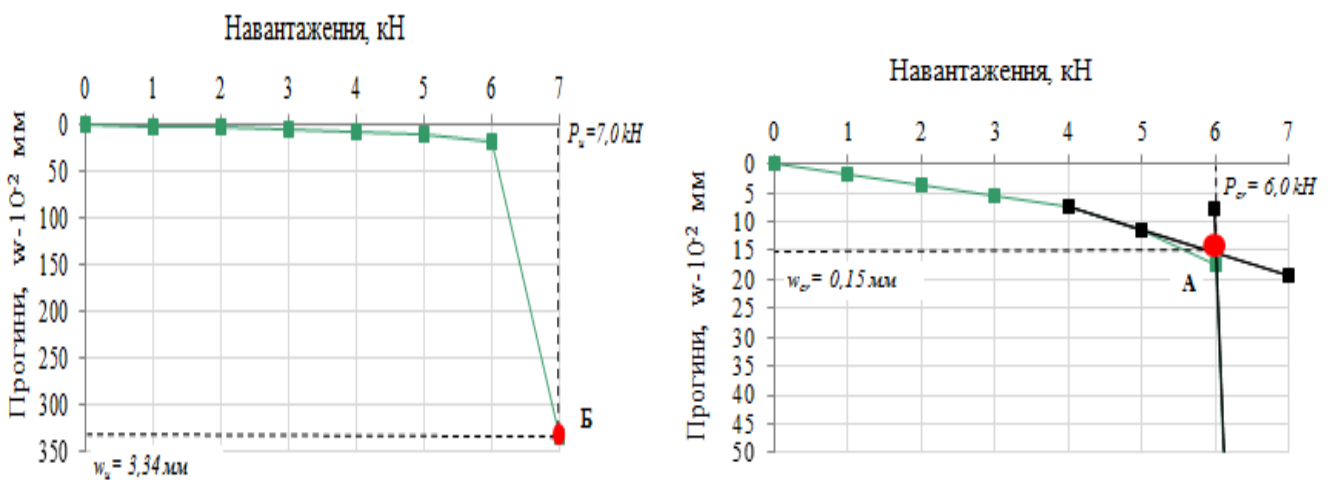


Рис. А.12. Залежність прогини-навантаження плити марки П-12.

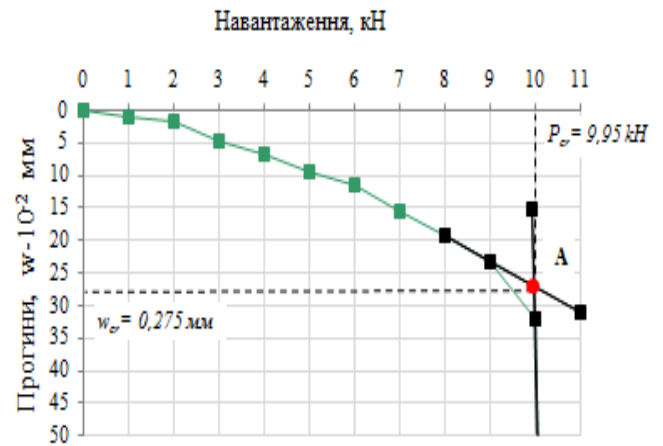
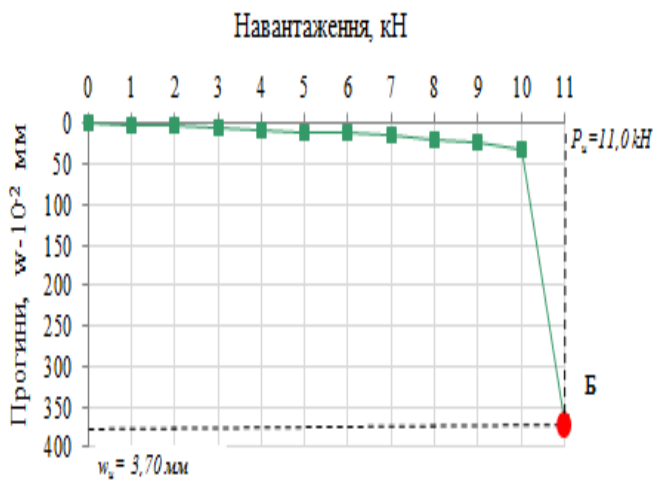


Рис. А.13. Залежність прогини-навантаження плити марки П-13.

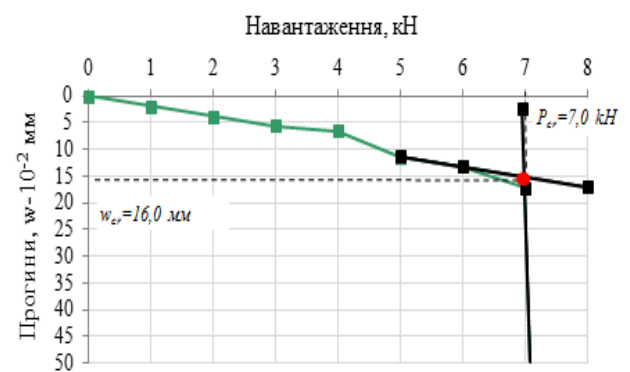
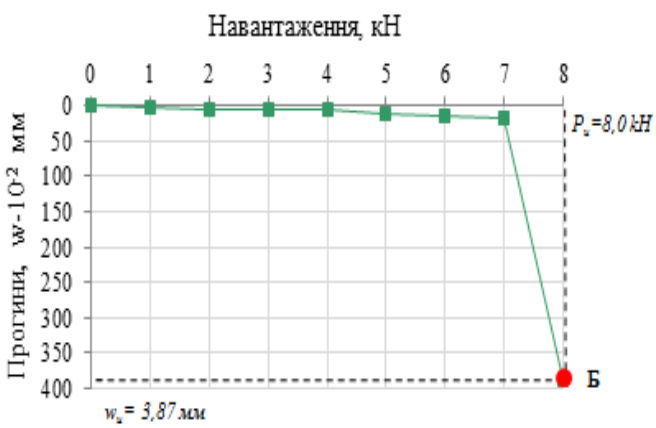


Рис. А.14. Залежність прогини-навантаження плити марки П-14.

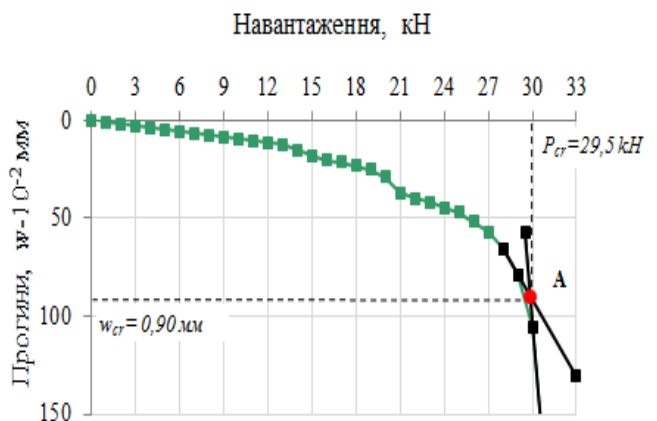
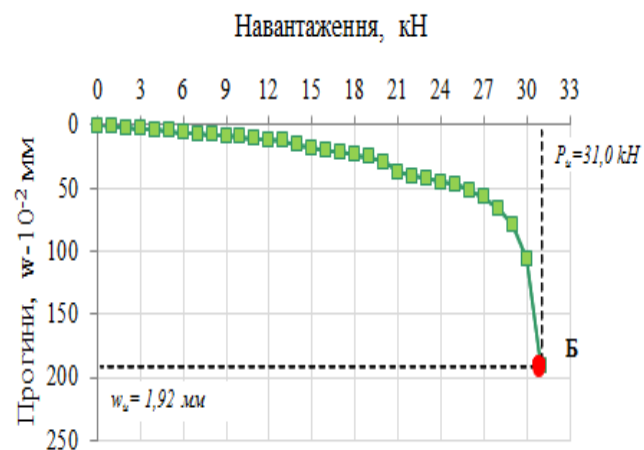


Рис. А.15. Залежність прогини-навантаження плити марки П-15.

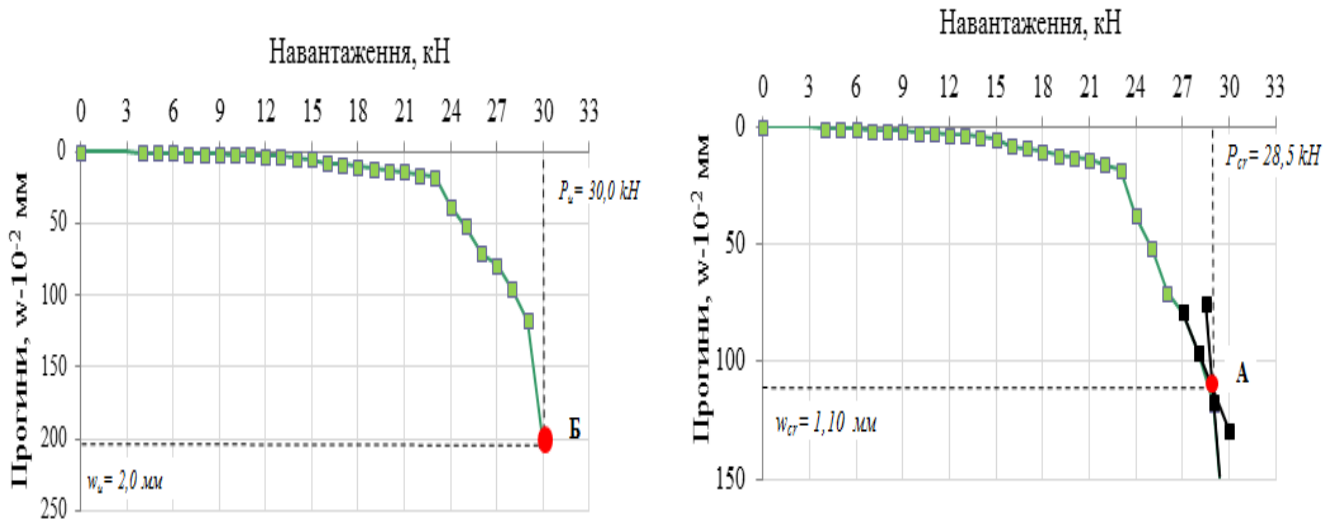


Рис. А.16. Залежність прогини-навантаження плити марки П-16.

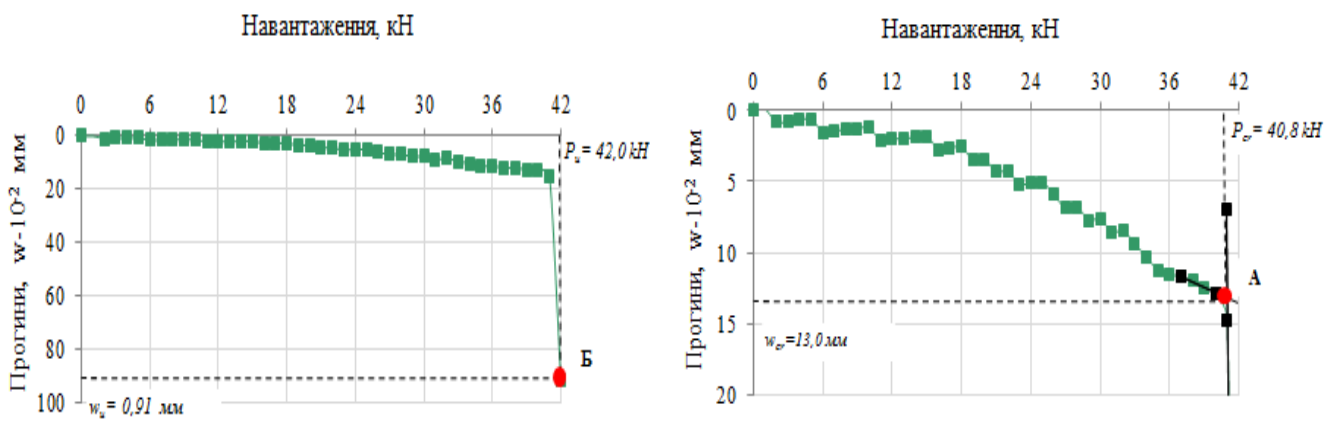


Рис. А.17. Залежність прогини-навантаження плити марки П-17.

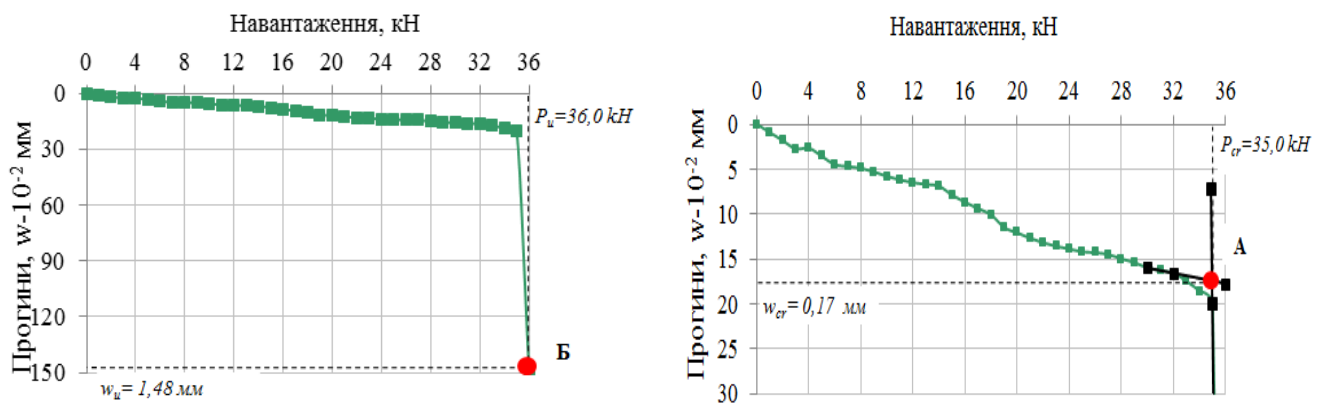


Рис. А.18. Залежність прогини-навантаження плити марки П-18.

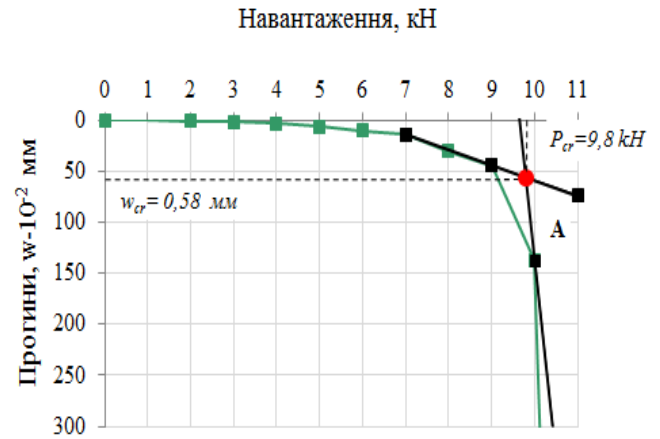
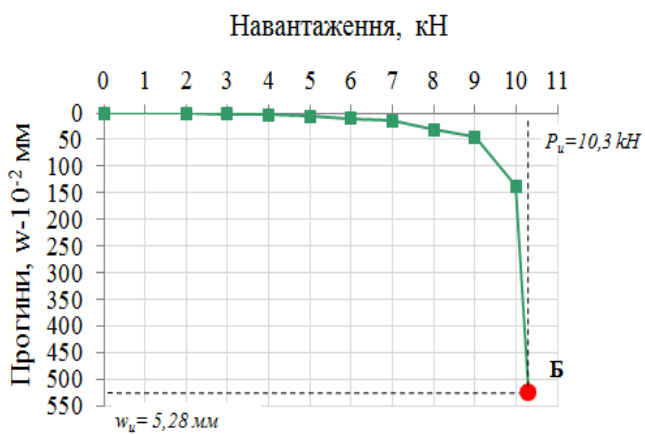


Рис. А.19. Залежність прогини-навантаження плити марки П-19.

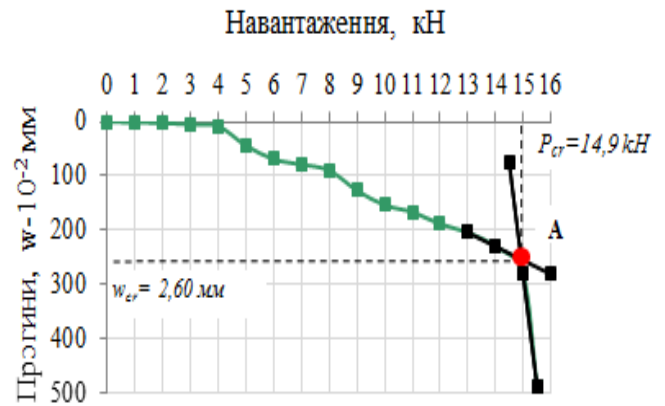
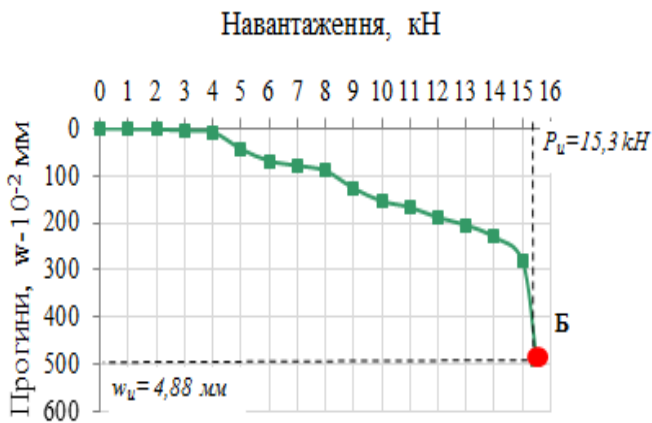


Рис. А.20. Залежність прогини-навантаження плити марки П-20.

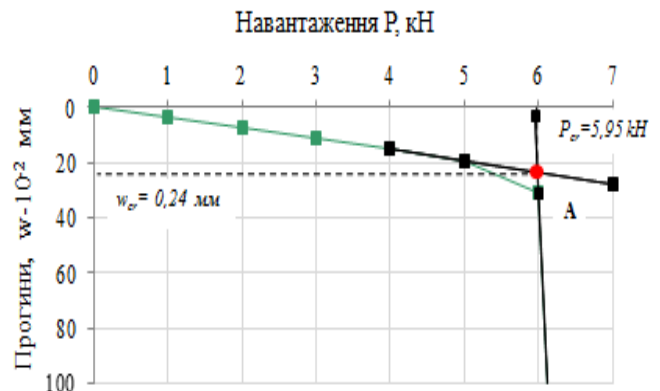
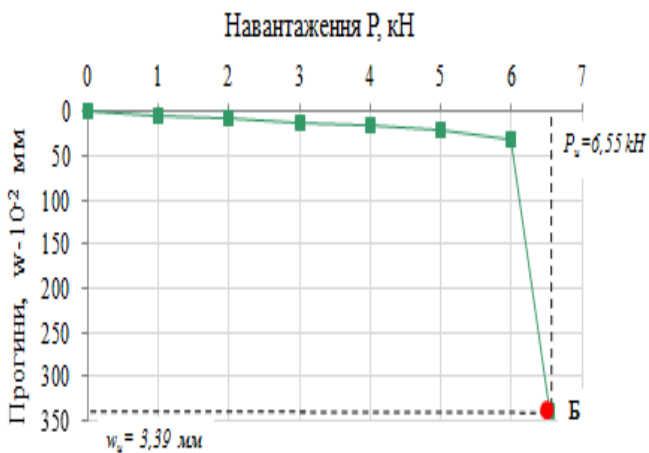


Рис. А.21. Залежність прогини-навантаження плити марки П-21.

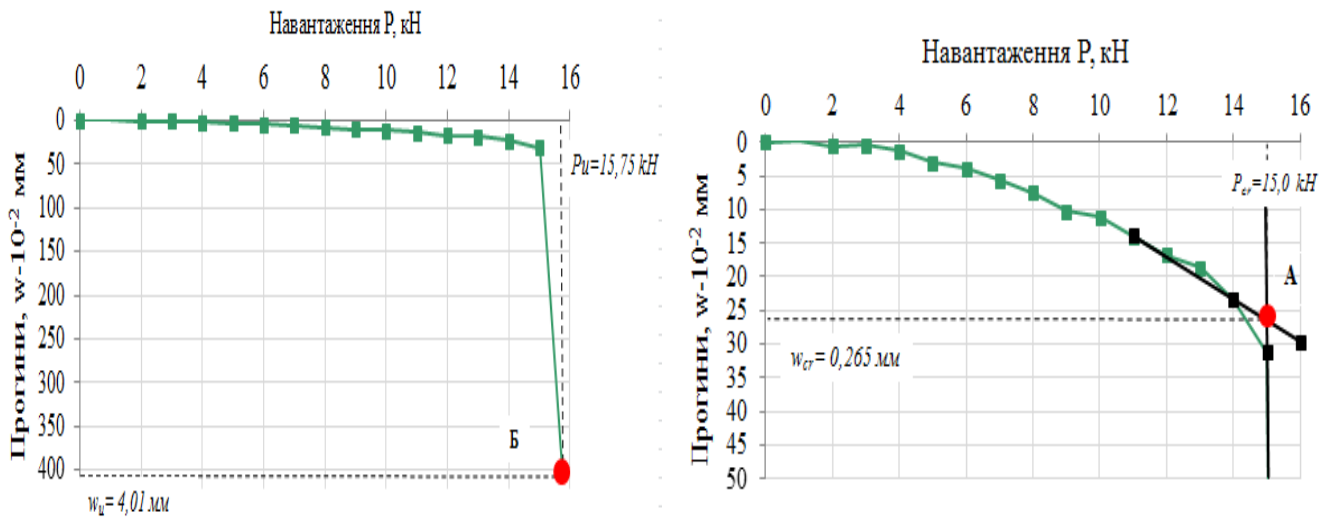


Рис. А.22. Залежність прогини-навантаження плити марки П-22.

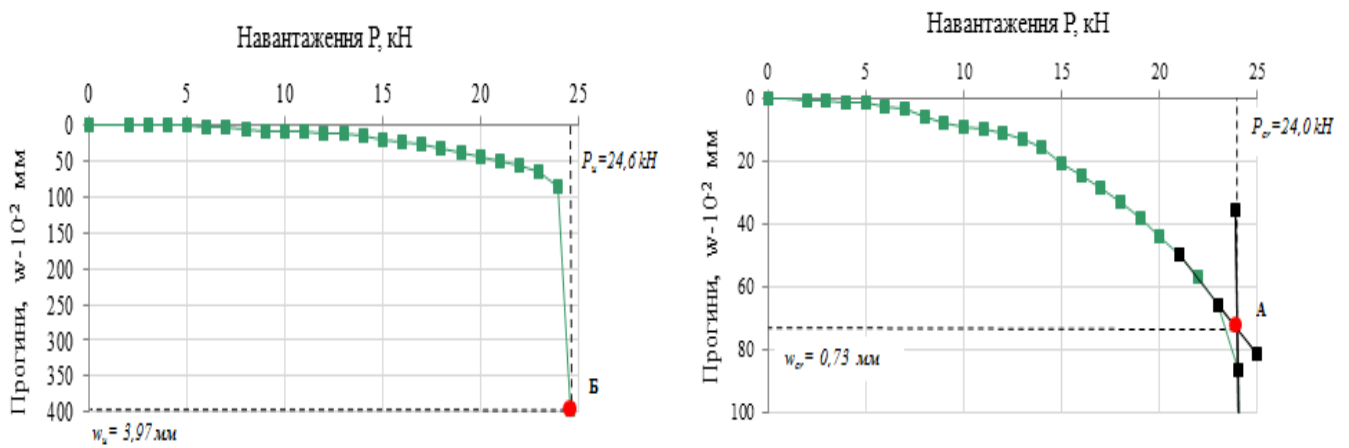


Рис. А.23. Залежність прогини-навантаження плити марки П-23.

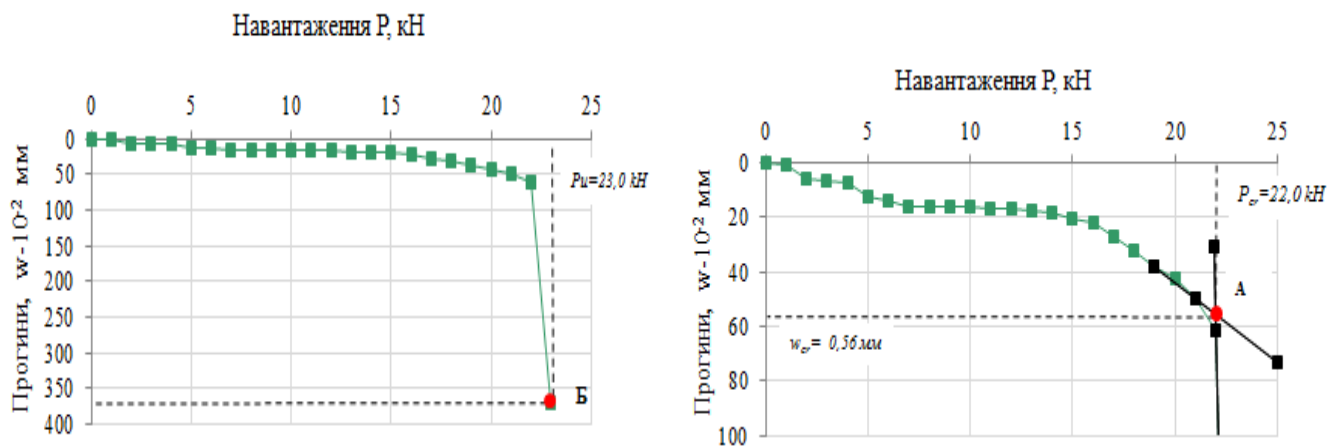


Рис. А.24. Залежність прогини-навантаження плити марки П-24.

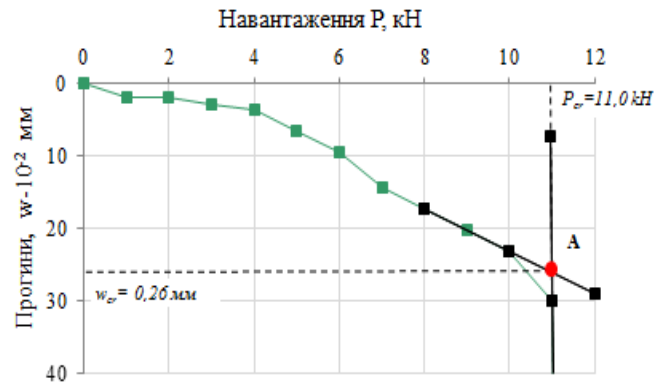
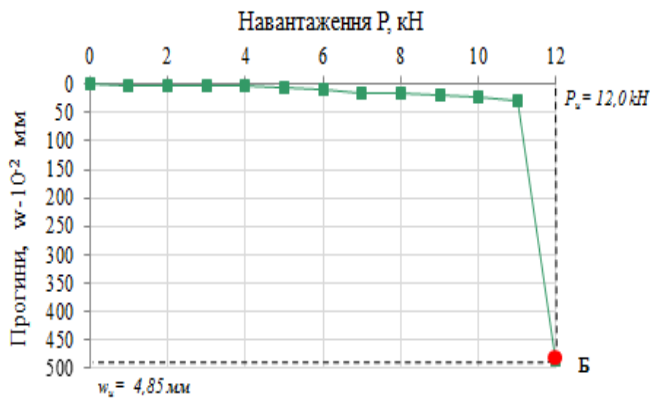


Рис. А.25. Залежність прогини-навантаження плити марки П-25.

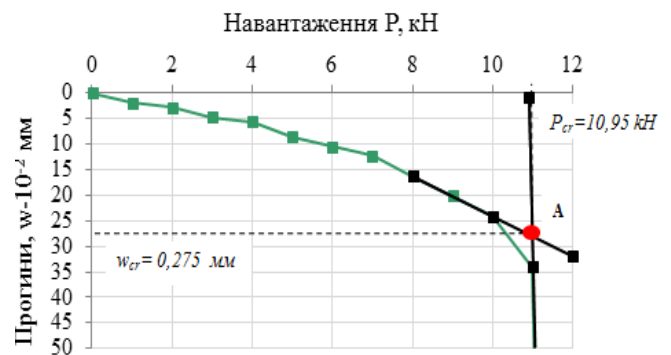
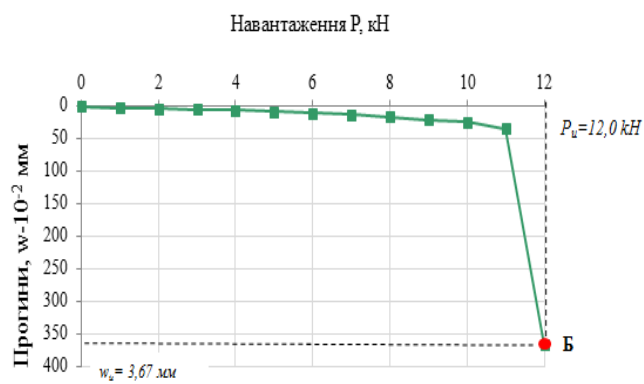


Рис. А.26. Залежність прогини-навантаження плити марки П-26.

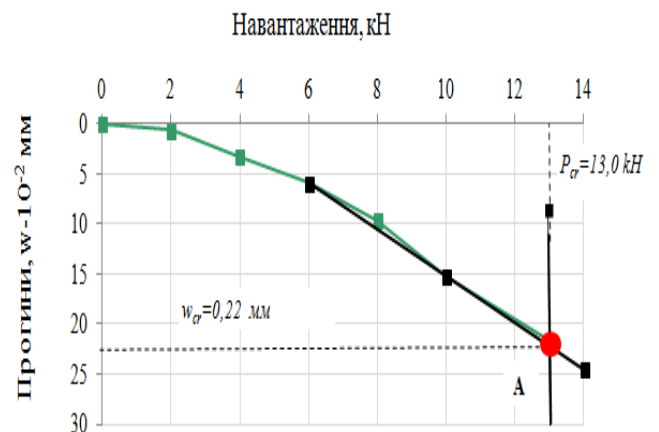
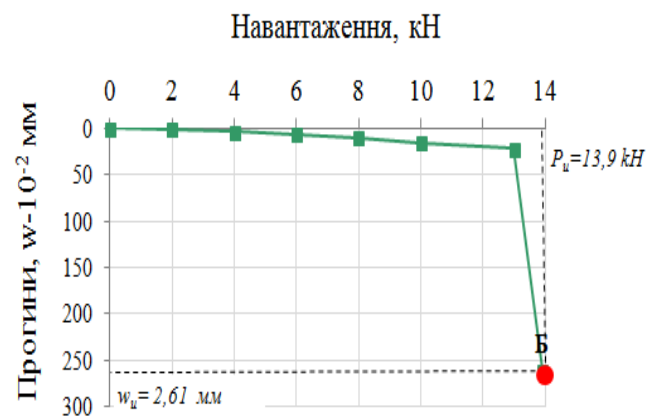


Рис. А.27. Залежність прогини-навантаження плити марки П-27.

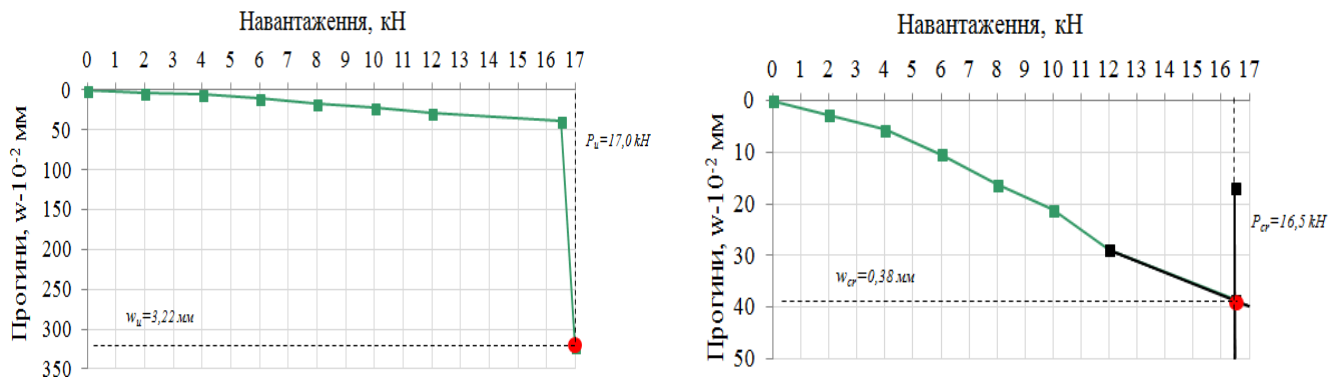


Рис. А.28. Залежність прогини-навантаження плити марки П-28.

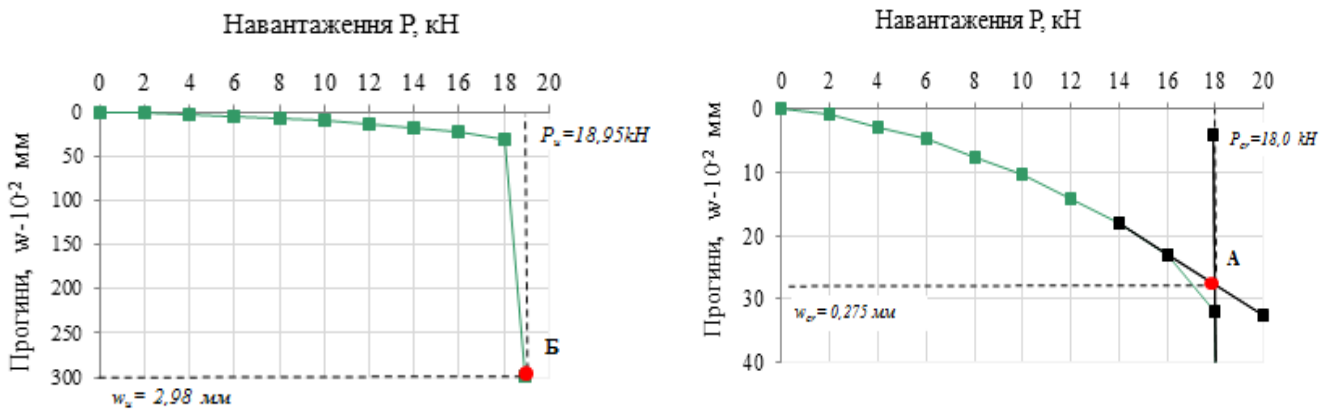


Рис. А.29. Залежність прогини-навантаження плити марки П-29.

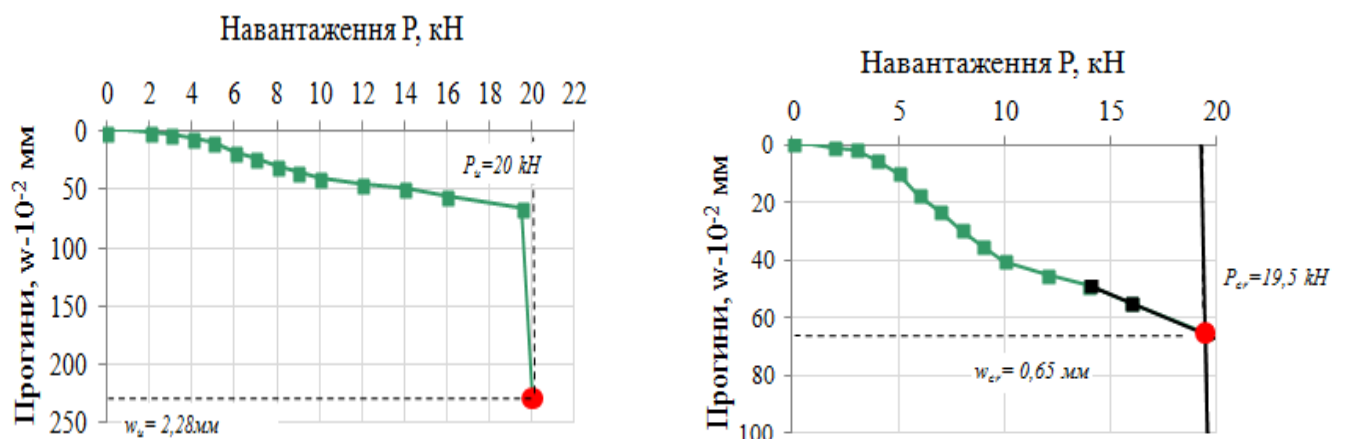


Рис. А.30. Залежність прогини-навантаження плити марки П-30.



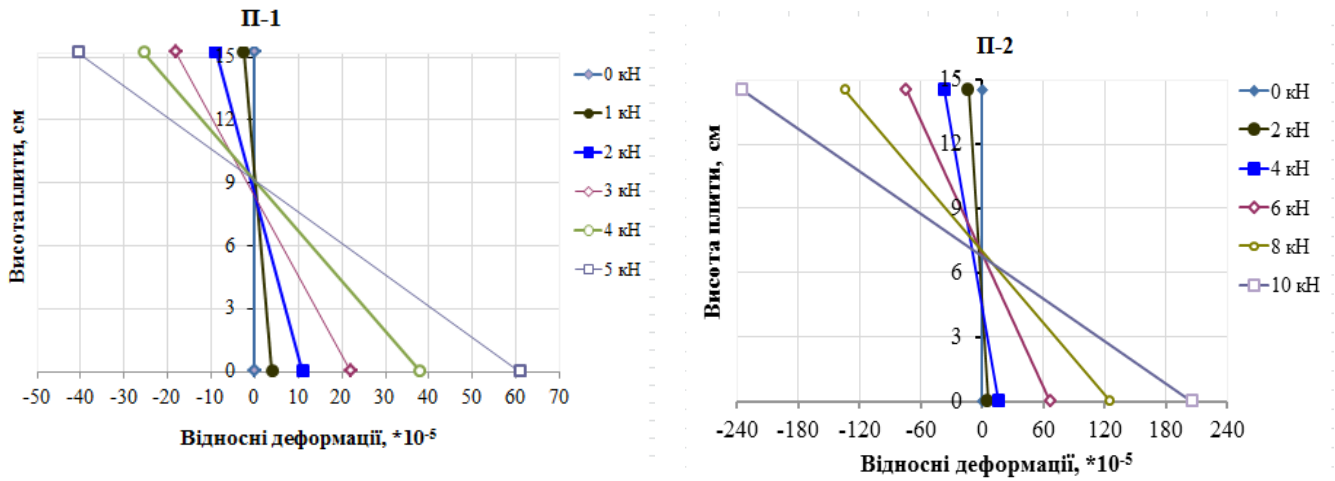


Рис. А.31. Відносні деформації плит марки П-1, П-2.

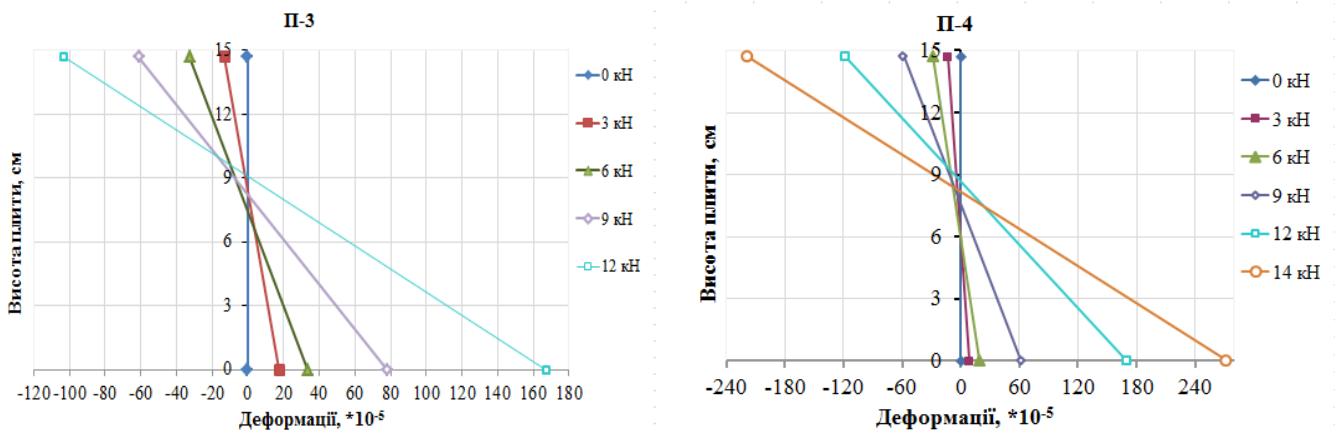


Рис. А.32. Відносні деформації плит марки П-3, П-4.

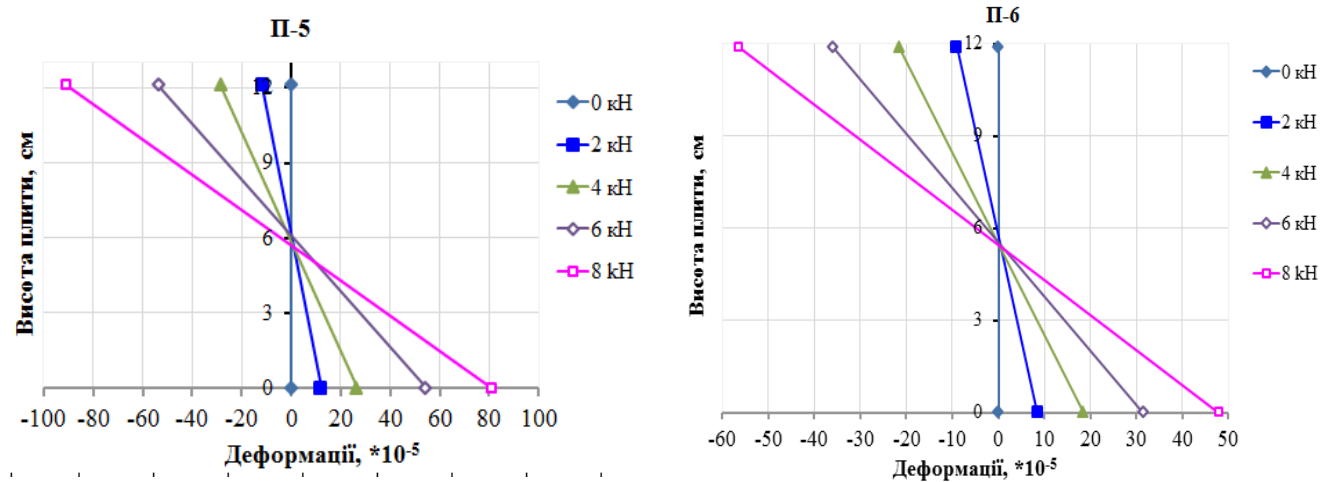


Рис. А.33. Відносні деформації плит марки П-5, П-6.

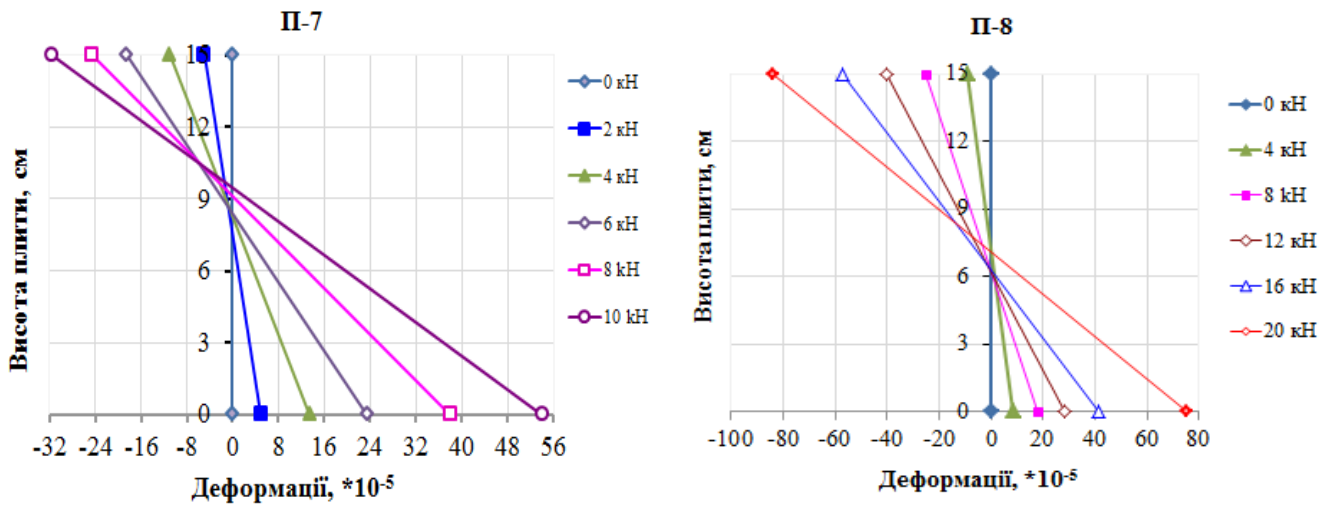


Рис. А.34. Відносні деформації плит марки П-7, П-8.

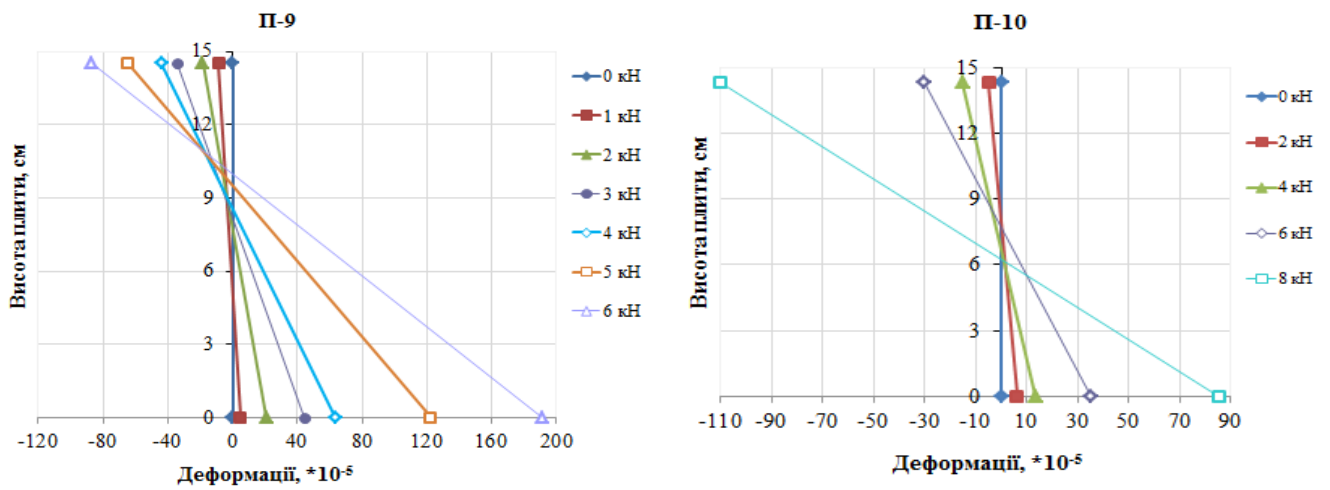


Рис. А.35. Відносні деформації плит марки П-9, П-10.

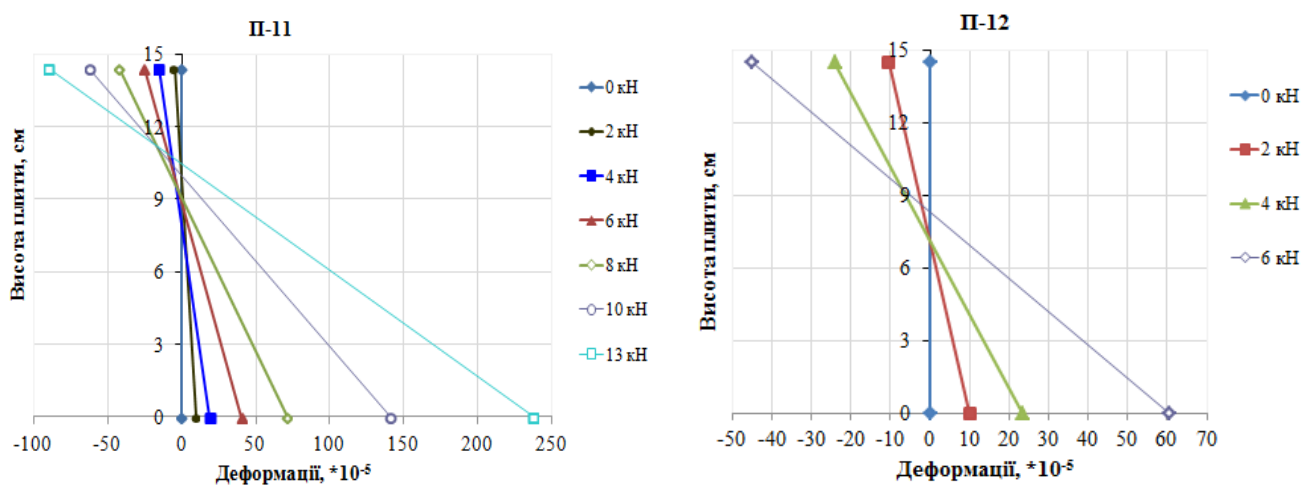


Рис. А.36. Відносні деформації плит марки П-11, П-12.

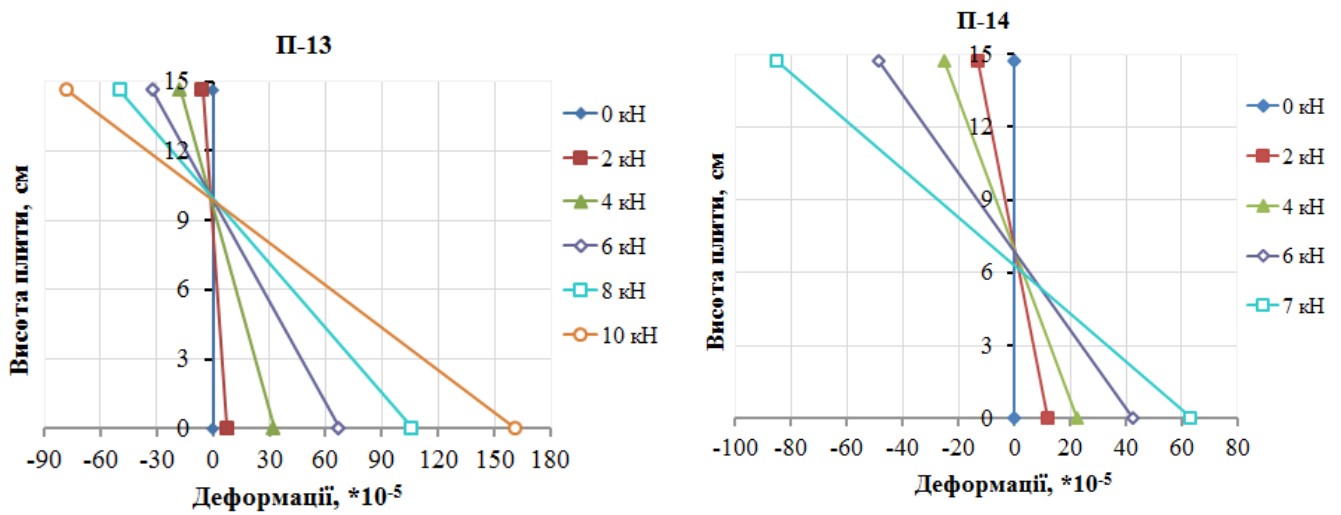


Рис. А.37. Відносні деформації плит марки П-13, П-14.

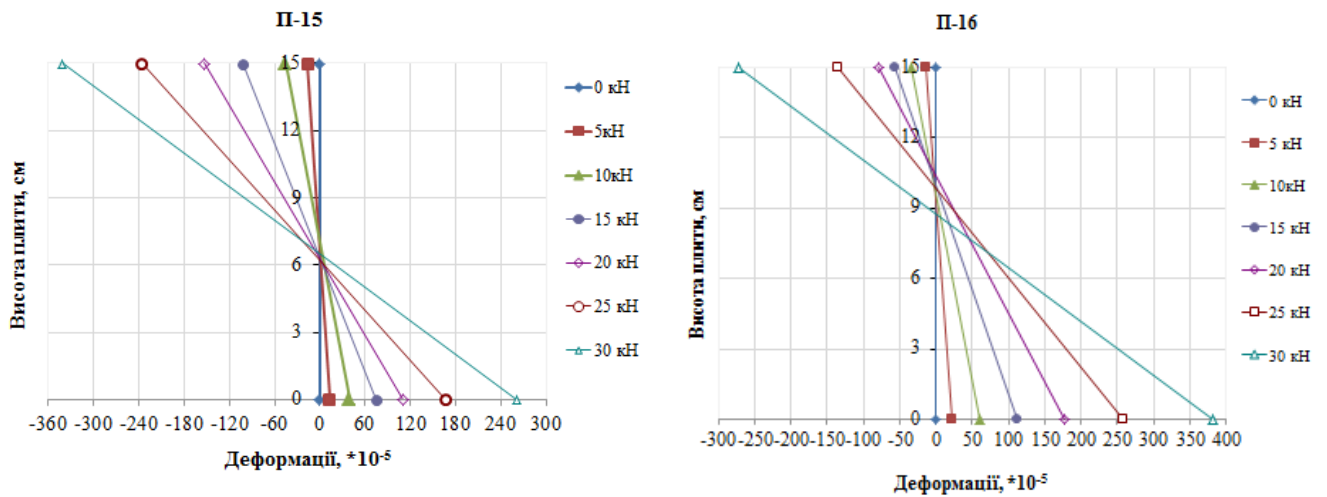


Рис. А.38. Відносні деформації плит марки П-15, П-16.

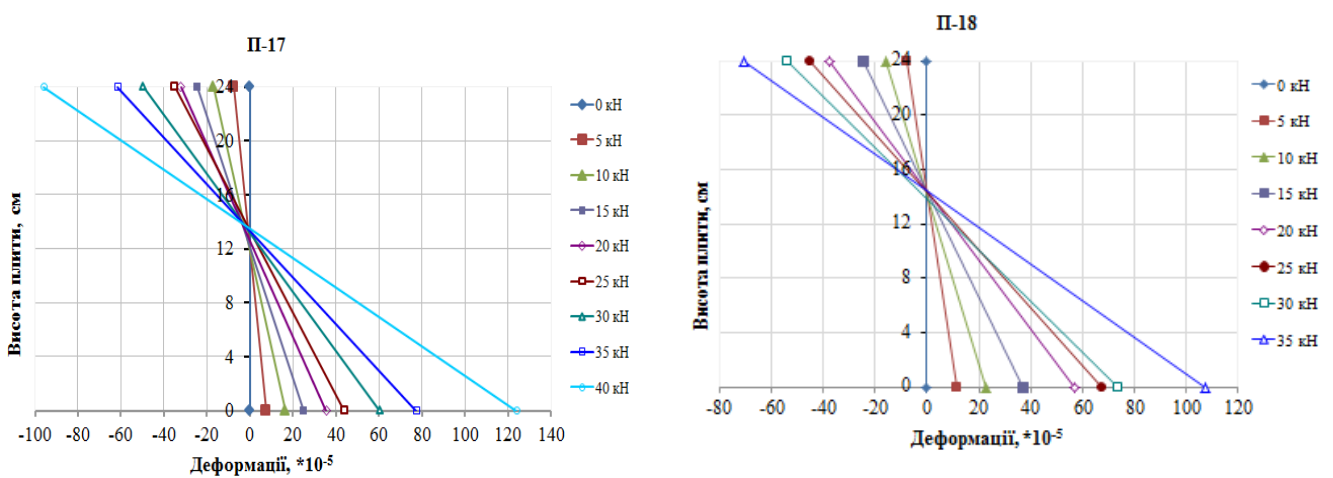


Рис. А.39. Відносні деформації плит марки П-17, П-18.

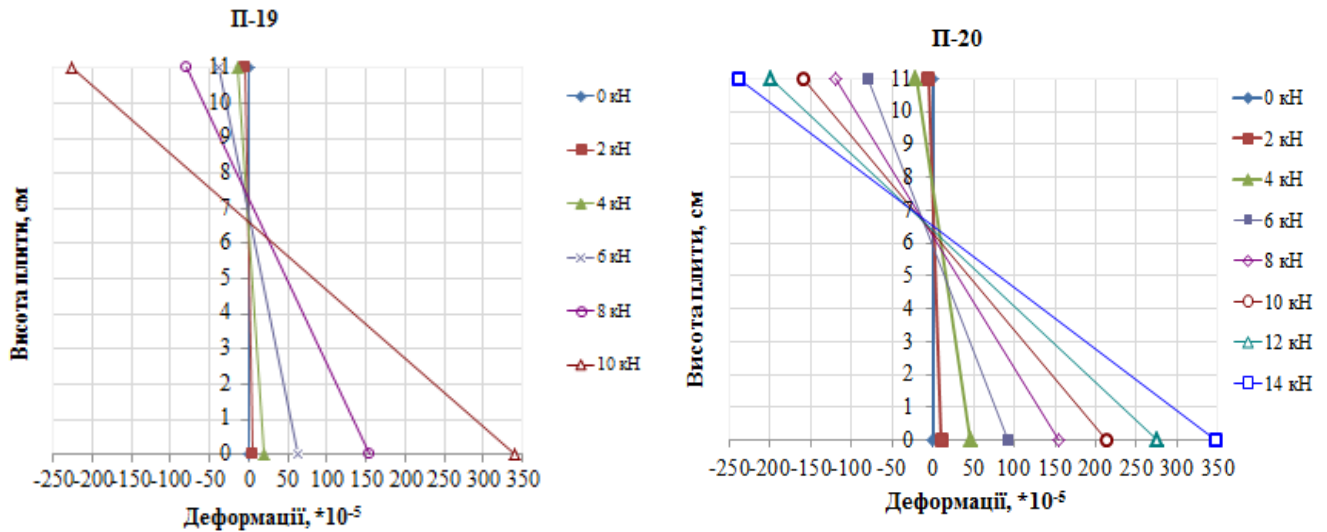


Рис. А.40. Відносні деформації плит марки П-19, П-20.

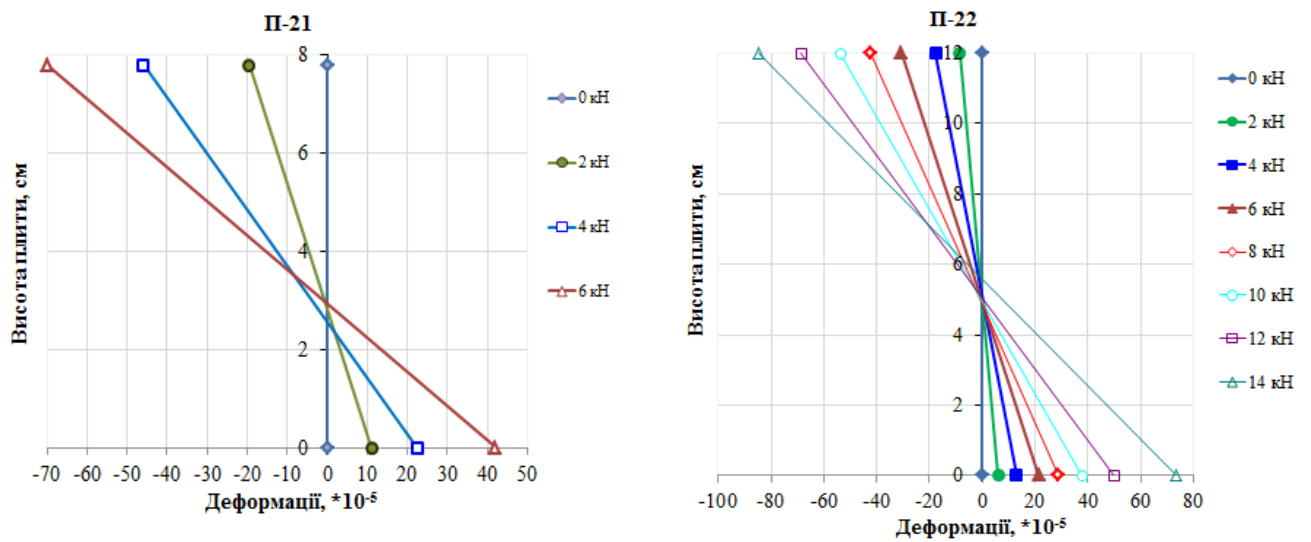


Рис. А.41. Відносні деформації плит марки П-21, П-22.

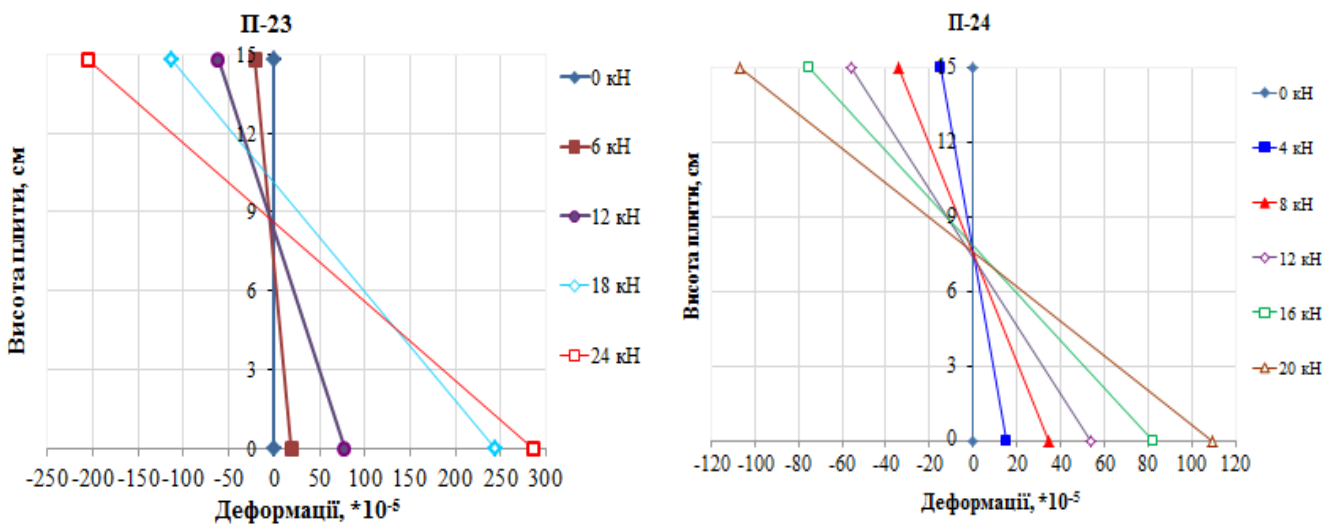


Рис. А.42. Відносні деформації плит марки П-23, П-24.

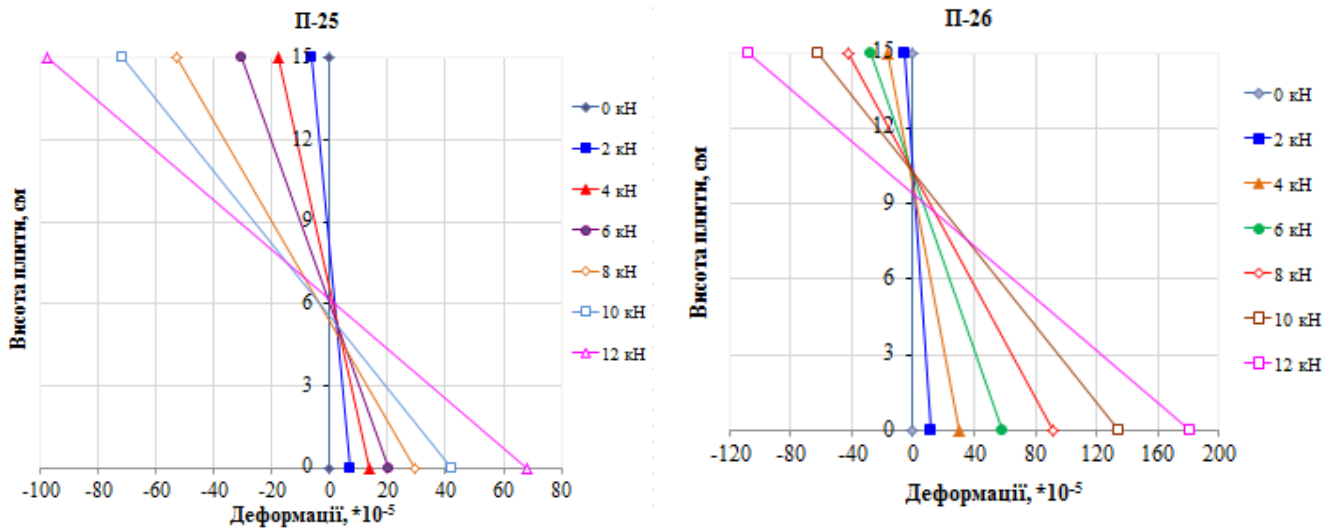


Рис. А.43. Відносні деформації плит марки П-25, П-26.

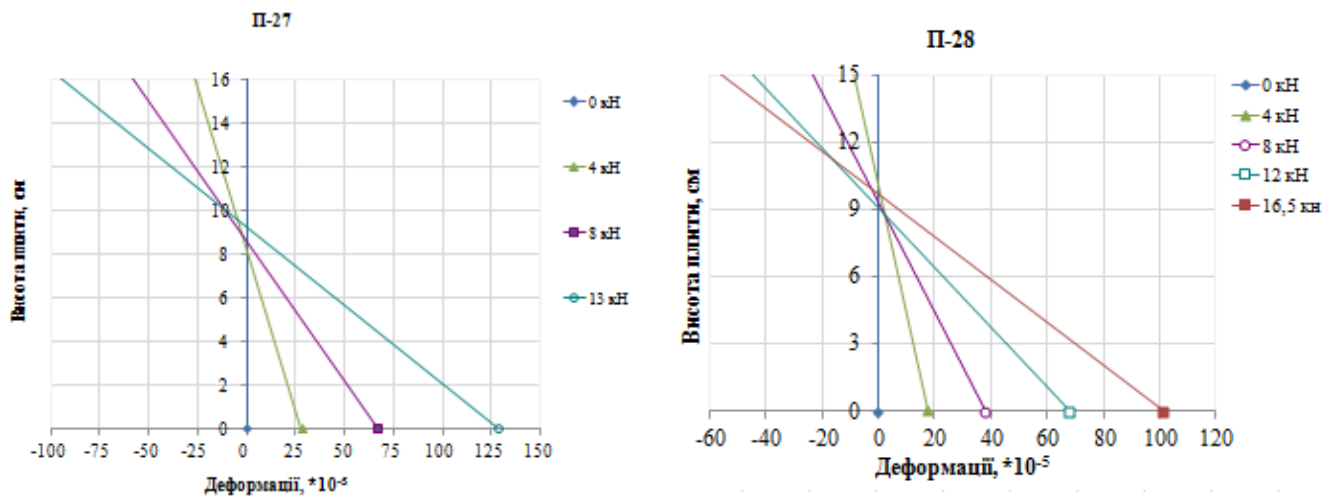


Рис. А.44. Відносні деформації плит марки П-27, П-28.

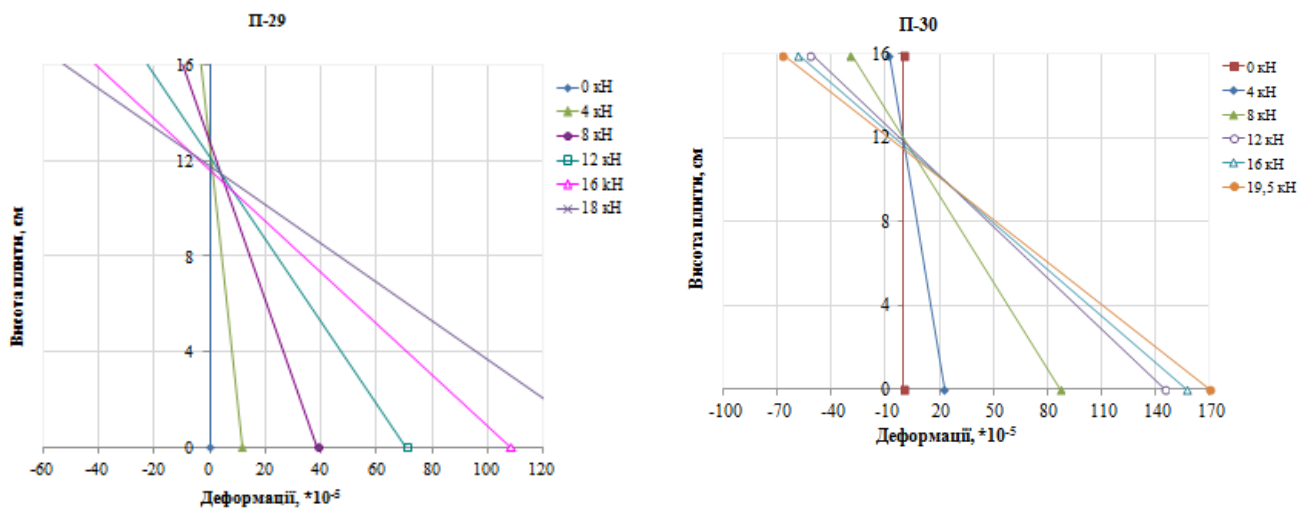


Рис. А.45. Відносні деформації плит марки П-29, П-30.

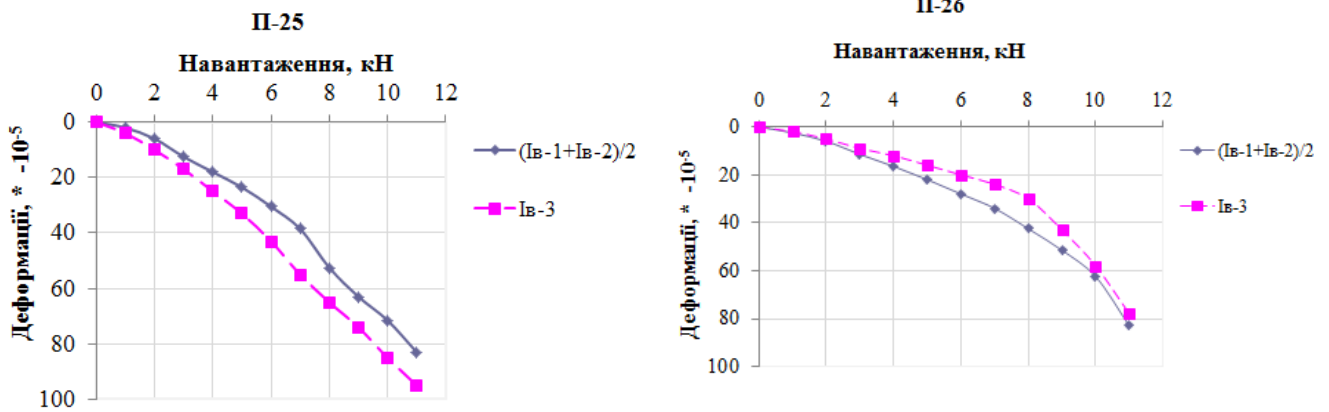


Рис. А.46. Відносні деформації стиснутої зони плит марки П-25, П-26.

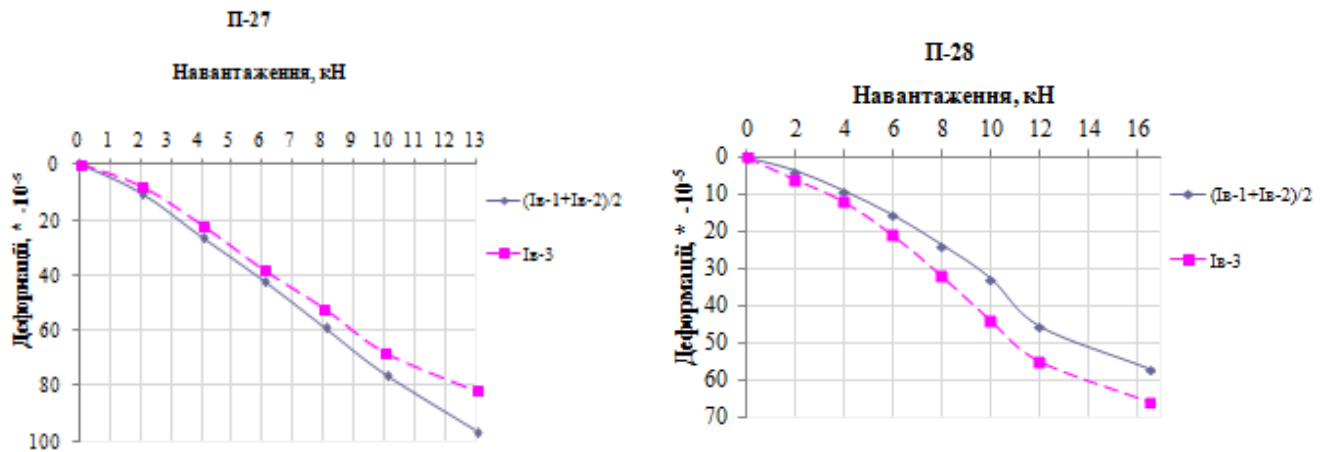


Рис. А.47. Відносні деформації стиснутої зони плит марки П-27, П-28.

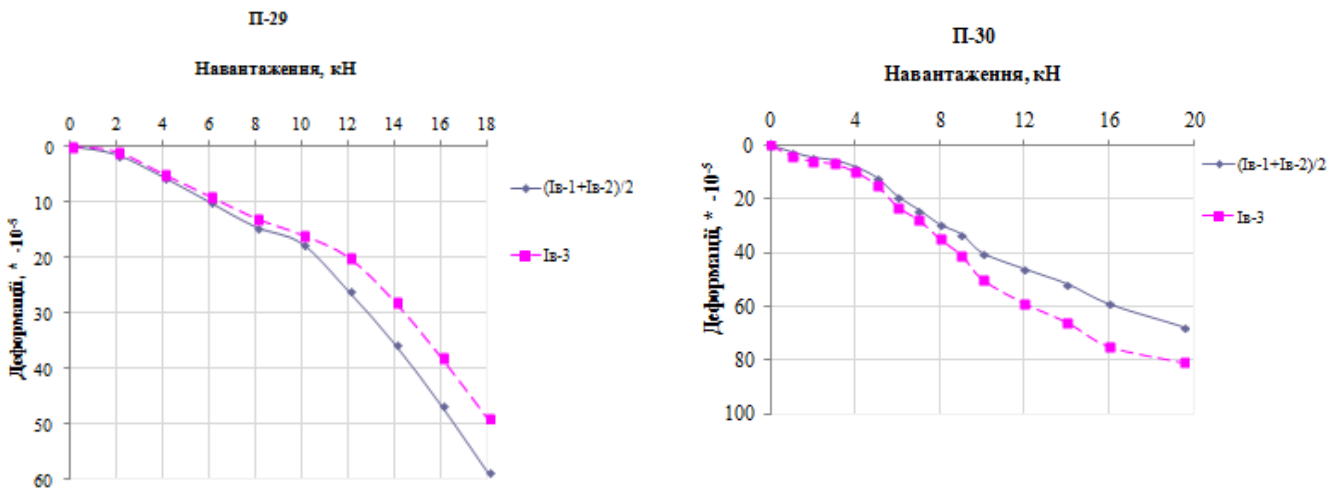


Рис. А.48. Відносні деформації стиснутої зони плит марки П-29, П-30.

## **ДОДАТОК Б**

### **Результати експериментальних досліджень фізико-механічних характеристик пінобетону**

Таблиця Б.1

**Результати експериментальних досліджень пінобетону на кубикову  
міцність**

Марка зразка	Площа перерізу А, см <sup>2</sup>	Густина, г/см <sup>3</sup>	Вплив вологості		Руйнівне навантаження, кг	$f_c, \text{cube}$ Мпа
			W <sub>m</sub> , %	K <sub>w</sub>		
1	2	3	4	5	6	7
К.1	228	0,888	11,1	1,01	3260	1,449
К.2	225	0,914	8,0	0,96	3680	1,572
К.3	221	0,913	9,1	0,98	4000	1,778
К.4	230	1,057	11,9	1,02	3050	1,347
К.5	225	1,086	11,2	1,01	3180	1,423
К.6	227	1,069	9,5	0,99	3000	1,307
К.7	222	0,707	9,0	0,98	1220	0,538
К.8	224	0,707	9,5	0,99	1080	0,476
К.9	227	0,71	13,9	1,04	1170	0,535
К.10	228	0,947	13,2	1,03	2120	0,954
К.11	231	0,878	12,1	1,02	2630	1,16
К.12	230	0,788	1,5	0,83	2520	0,911
К.13	227	0,783	8,8	0,98	2240	0,972
К.14	232	0,748	5,1	0,91	1680	0,659
К.15	234	0,763	8,5	0,97	1270	0,528
К.16	229	0,762	11,8	1,02	1490	0,662
К.17	228	0,787	11,9	1,02	1570	0,702
К. 18	223	0,772	10,0	1,00	1455	0,655



Продовження табл. Б.1.

К.19	225	0,837	10,9	1,01	4400	1,969
К.20	227	0,835	12,1	1,02	4640	2,09
К.21	221	0,84	11 ,0	1,01	4625	2,111
К.22	220	0,619	9,7	0,99	2750	1,239
К.23	232	0,627	4,1	0,88	3000	1,142
К.24	231	0,62	10,9	1,01	3225	1,417
К.25	227	1,045	12,0	1,02	4750	2,14
К.26	223	1,083	10,1	1,00	5750	2,573
К.27	229	0,938	11 2	1,02	4600	2,055
К.28	225	1,042	9,9	1,00	4360	1,937
К.29	224	0,99	10,0	1,00	4720	2,098
К.30	222	1,021	9,5	0,99	4610	2,05
К.31	231	0,824	12,8	1,03	5640	2,505
К.32	229	0,738	10,0	1,00	4730	2,061
К.33	230	0,789	11,1	1,01	5350	2,346
К.33	227	1,04	12 2	1,02	6250	2,796
К.34	221	0,974	9,1	0,98	6045	2,669
К.35	225	0,946	11 0	1,10	5350	2,614
К.36	223	0,835	10,1	1,00	3000	1,342
К.37	227	0,839	10,0	1,00	2875	1,261
К.39	229	0,842	10,9	1,01	3000	1,326
К.40	231	1,001	11,8	1,02	3750	1,656
К.41	230	1,016	7,6	0,95	3250	1,3474
К.42	231	0,917	13,8	1,04	3000	1,351
К.43	223	0,88	8,6	0,97	2147	0,93

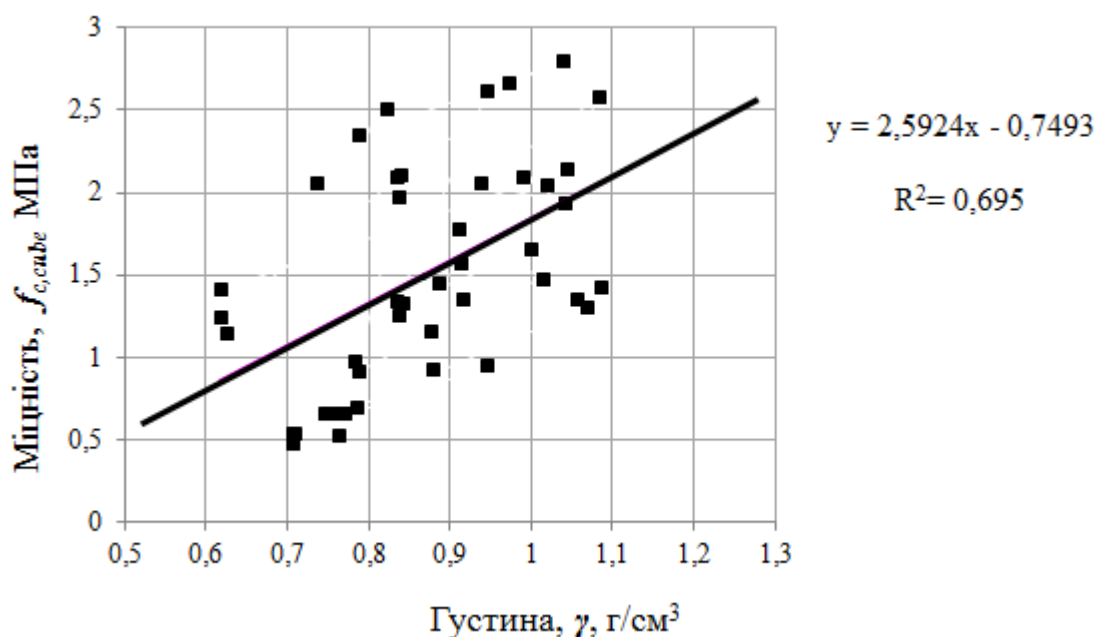


Рис. Б.1. Залежність кубикової міцності пінобетону  $f'_{c, cube}$  від густини  $\gamma$ .

Таблиця Б.2

**Результати експериментальних досліджень пінобетону армованого фіброю на кубикову міцність**

Марка зразка	Площа перерізу $A$ , $\text{cm}^2$	Густина, $\text{g/cm}^3$	Вплив вологості		Руйнівне навантаження, кг	$f'_{c, cube}$ Мпа
			$W_m, \%$	$K_w$		
1	2	3	4	5	6	7
Кф.1	232	1,042	12,9	1,03	4360	1,937
Кф.2	226	0,990	10,0	1,00	4720	2,098
Кф.3	228	1,021	11,1	1,01	4610	2,050
Кф.4	224	0,824	9,8	0,99	5640	2,505
Кф.5	233	0,738	11,9	1,02	4730	2,061
Кф.6	230	0,789	10,8	1,01	5350	2,346
Кф.7	234	1,040	14,8	1,05	6250	2,796
Кф.8	228	0,974	10,9	1,01	6045	2,669
Кф.9	230	0,946	12,8	1,03	5840	2,614

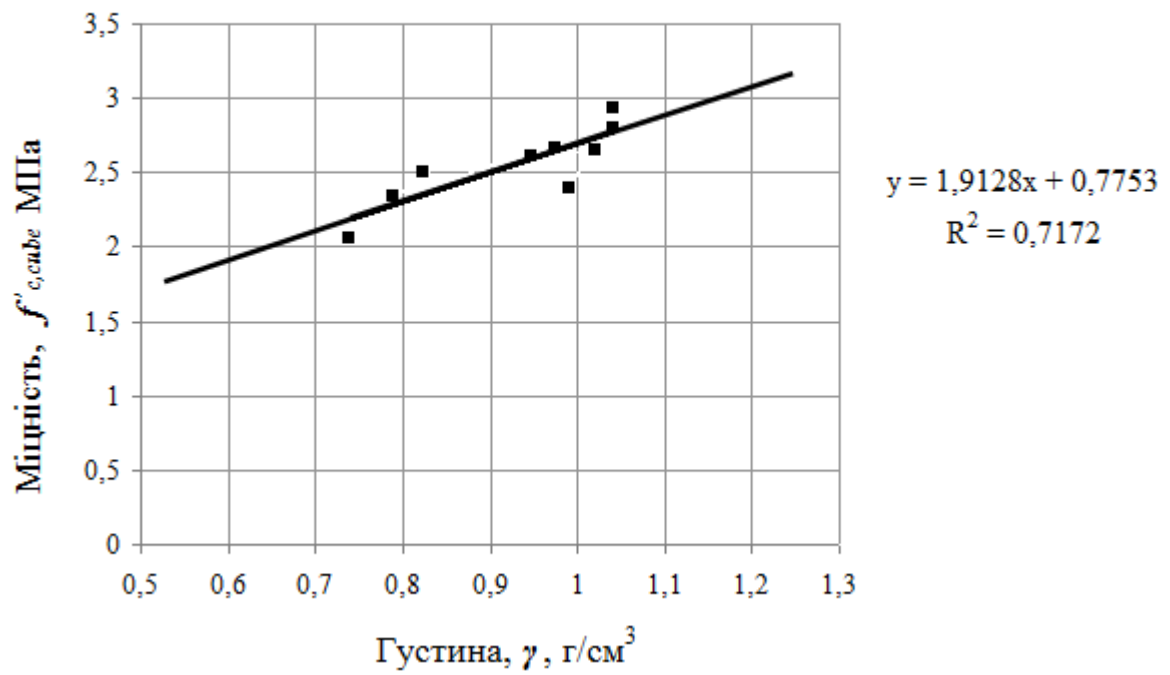


Рис. Б.2. Залежність кубикової міцності пінобетону армованого фіброю

$f'_{c, cube}$  від густини  $\gamma$ .

Таблиця Б.3.

**Результати експериментальних досліджень пінобетону з визначення призмової міцності та модуля пружності**

Маркування зразка	Габаритні розміри, мм			Густина, г/см <sup>3</sup>	Вплив вологості		Площа перерізу А, см <sup>2</sup>	Руйнівне навантаження, кг	$f_{c, prism}$ , МПа	$E_{cm}$ x 10 <sup>4</sup> МПа
	L	a	b		W <sub>m</sub> , %	K <sub>w</sub>				
П-1	601	150	151	0,860	6,5	0,93	226,5	2884	1,184	0,208
П-2	605	151	150	1,144	7,2	0,94	226,5	5491	2,279	0,325
П-3	604	151	152	0,627	8,1	0,96	229,5	2936	1,228	0,117
П-4	605	153	150	0,608	6,3	0,93	229,5	3455	1,400	0,114
П-5	603	150	149	0,616	5,8	0,92	223,5	3187	1,312	0,079
П-6	600	149	149	0,658	7,6	0,95	222,0	3599	1,540	0,141
П-7	599	152	150	0,798	6,8	0,94	228,0	3384	1,395	0,148
П-8	602	151	149	0,808	9,2	0,98	225,0	4006	1,745	0,182
П-9	598	150	151	1,090	8,4	0,97	226,5	5240	2,244	0,267
П-10	601	151	150	1,076	6,0	0,92	226,5	5832	2,369	0,215

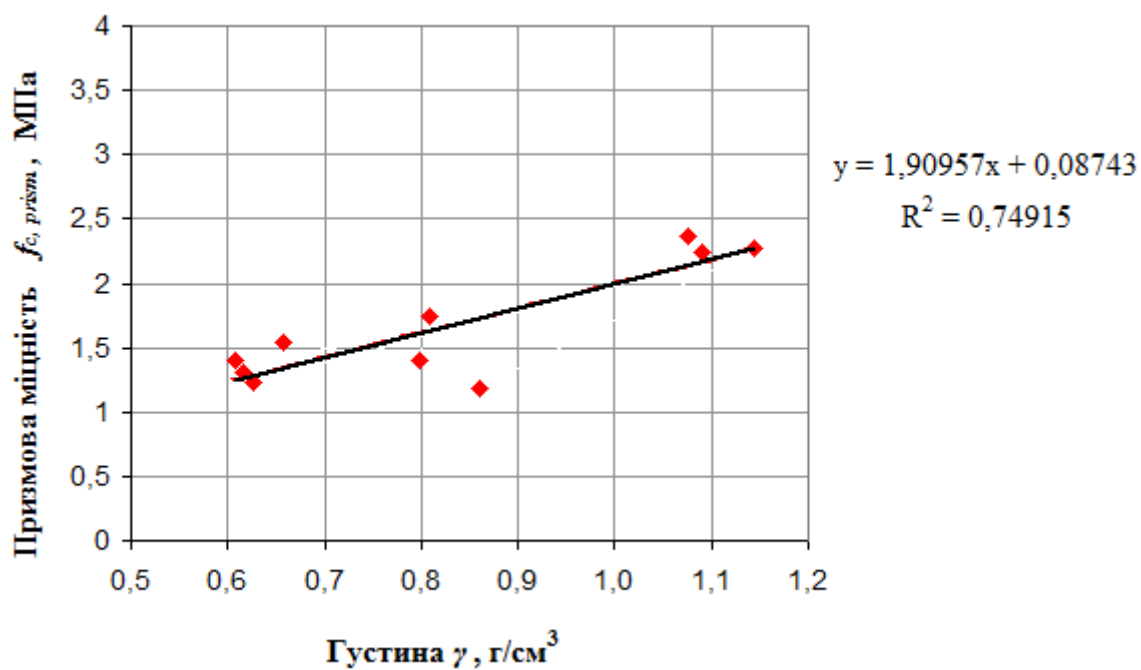


Рис. Б.3. Залежність призмової міцності пінобетону

$f_{c, prism}$  від густини  $\gamma$ .

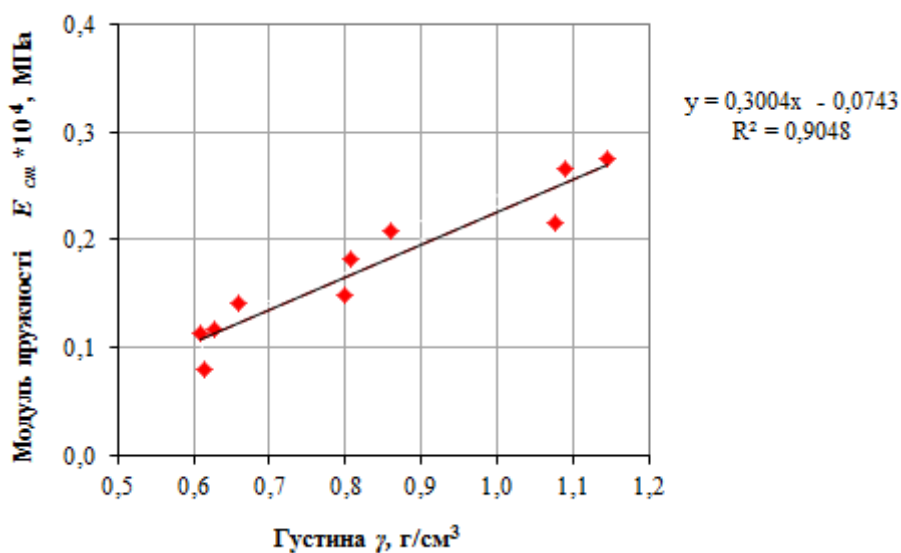


Рис. Б.4. Залежність модуля пружності пінобетону

$E_{cm}$  від густини  $\gamma$ .

Таблиця Б.4.

**Результати експериментальних досліджень пінобетону армованого фіброю з визначення  
призмової міцності та модуля пружності**

Марку- вання зразка	Габаритні розміри, мм			Густина, г/см <sup>3</sup>	Вплив вологості		Площа перерізу А, см <sup>2</sup>	Руйнівне наванта- ження, кг	$f'_{c, prism}$ , МПа	$E'_{cm}$ x 10 <sup>4</sup> МПа
	L	a	b		W <sub>m</sub> , %	K <sub>w</sub>				
Пф-1	601	150	151	0,625	14,5	1,05	226,5	3262	1,44	0,085
Пф-2	602	151	151	0,643	10,8	1,01	228,0	3238	1,42	0,096
Пф-3	603	151	150	0,652	12,3	1,03	226,5	3194	1,41	0,105
Пф-4	600	154	150	0,823	12,5	1,03	231,0	5428	2,35	0,185
Пф-5	603	150	151	0,785	10,2	1,00	226,5	5187	2,29	0,173
Пф-6	601	152	152	0,813	11,0	1,01	231,0	5382	2,33	0,181
Пф-7	600	152	151	0,982	9,6	0,99	229,5	13518	5,89	0,251
Пф-8	602	151	150	1,045	11,5	1,02	226,5	13409	5,92	0,253
Пф-9	601	151	151	1,020	10,9	1,01	228,0	13703	6,01	0,257

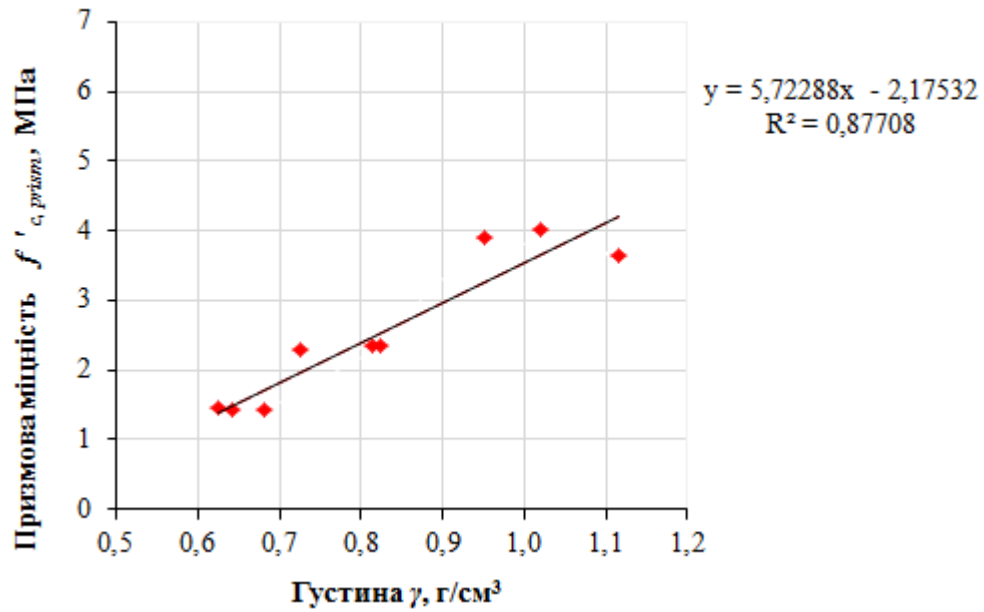


Рис. Б.5. Залежність призмової міцності пінобетону армованого фіброю  $f'_{c, prism}$  від густини  $\gamma$ .

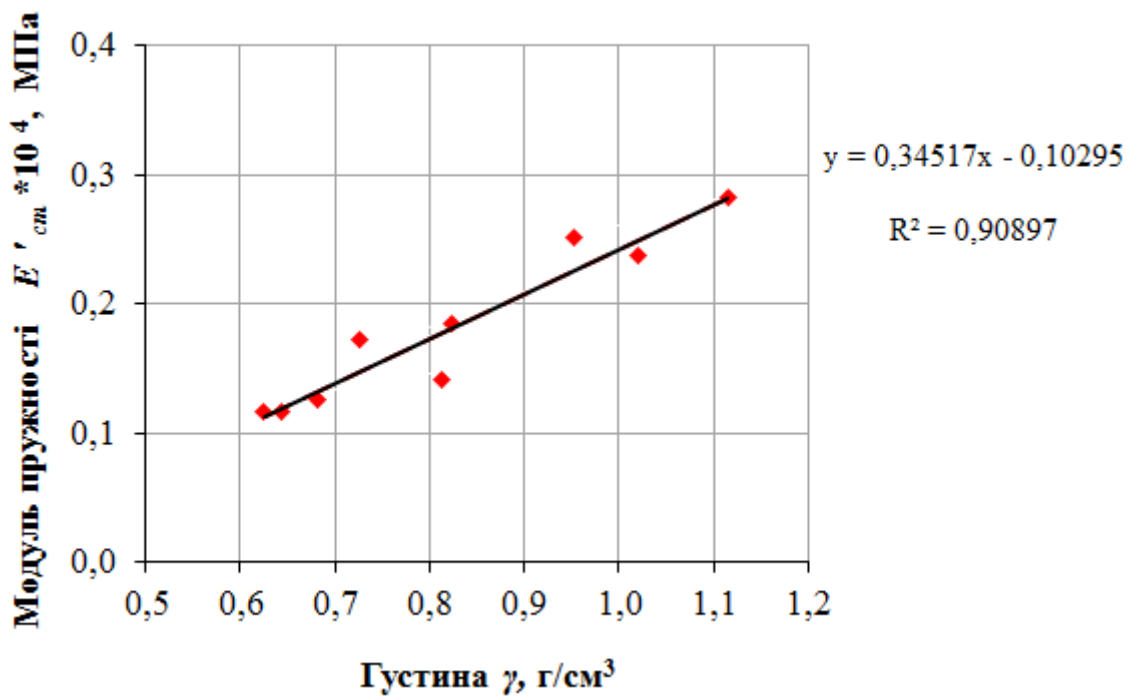


Рис. Б.6. Залежність модуля пружності пінобетону армованого фіброю  $E'_{cm}$  від густини  $\gamma$ .

Таблиця Б.5.

## Результати експериментальних досліджень пінобетону на центральний розтяг

Маркування зразка	Габаритні розміри, мм			Густина, г/см <sup>3</sup>	Вплив вологості		Площа перерізу А, см <sup>2</sup>	Руйнівне навантаження, кг	Міцність на центральний розтяг, $f_{c,tk}$ , Мпа
	L	a	b		W <sub>m</sub> , %	K <sub>w</sub>			
В.1.15.8	1048	153	145	0,827	8,15	0,96	221,92	299,50	0,135
В.2.15.8	1044	156	143	1,147	9,17	0,98	223,3	406,50	0,182
В.1.15.12	1046	152	146	1,281	8,87	0,97	221,85	528,00	0,238
В.2.15.12	1055	155	150	1,01	2,29	0,84	232,36	246,00	0,149
П.1.15.8	1049	150	158	0,919	7,97	0,95	237	166,00	0,07
П.2.15.8	1048	150	155	0,988	9,52	0,99	232,5	337,00	0,145
П.1.15.10	1051	149	156	1,175	5,91	0,91	232,4	446,00	0,192
П.2.15.10	1053	151	156	1,125	6,59	0,93	235,6	348,50	0,148
П.1.15.12	1051	151	155	1,398	5,1	0,9	234	749,00	0,32
П.2.15.12	1052	152	157	1,214	9,01	0,98	238,6	429,50	0,18



Таблиця Б.6

**Результати експериментальних досліджень пінобетону армованого фіброю  
на центральний розтяг**

Марка зразка	Площа перерізу А, см <sup>2</sup>	Густина, г/см <sup>3</sup>	Вплив вологості		Номер перерізу	Руйнівне навантаження, кг	$f_{c, tk}$ , Мпа	Середнє $f_{c, tk}$ , МПа
			$W_m, \%$	$K_w$				
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Вф.1.15.8	222,1	0,68	6,8	0,93	1	215	0,09	0,094
					2	234	0,098	
					3	224	0,094	
Вф.2.15.8	223,2	0,75	7,2	0,94	1	295	0,123	0,121
					2	283	0,119	
					3	290	0,122	
					4	285	0,120	
Вф.1.15.12	220,81	0,85	5,3	0,91	1	429	0,177	0,178
					2	427	0,176	
					3	439	0,181	
Вф.2.15.12	230,1	1,21	4,8	0,9	1	657	0,257	0,262
					2	675	0,264	
					3	678	0,265	

Продовження табл. Б.б.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Пф.1.15.8	232,5	0,81	8,3	0,97	1	276	0.115	0,11
					2	297	0.124	
					3	218	0,091	
Пф.2.15.8	235,6	0,96	7,9	0,96	1	425	0,173	0,175
					2	427	0,174	
					3	437	0,178	
Пф.1.15.12	234,1	1,12	6,4	0,93	1	649	0,258	0,252
					2	627	0,249	
					3	637	0,253	
					4	624	0,248	
Пф.2.15.12	238,6	1,31	5,4	0,91	1	1141	0,435	0,41
					2	1104	0,421	
					3	981	0,374	

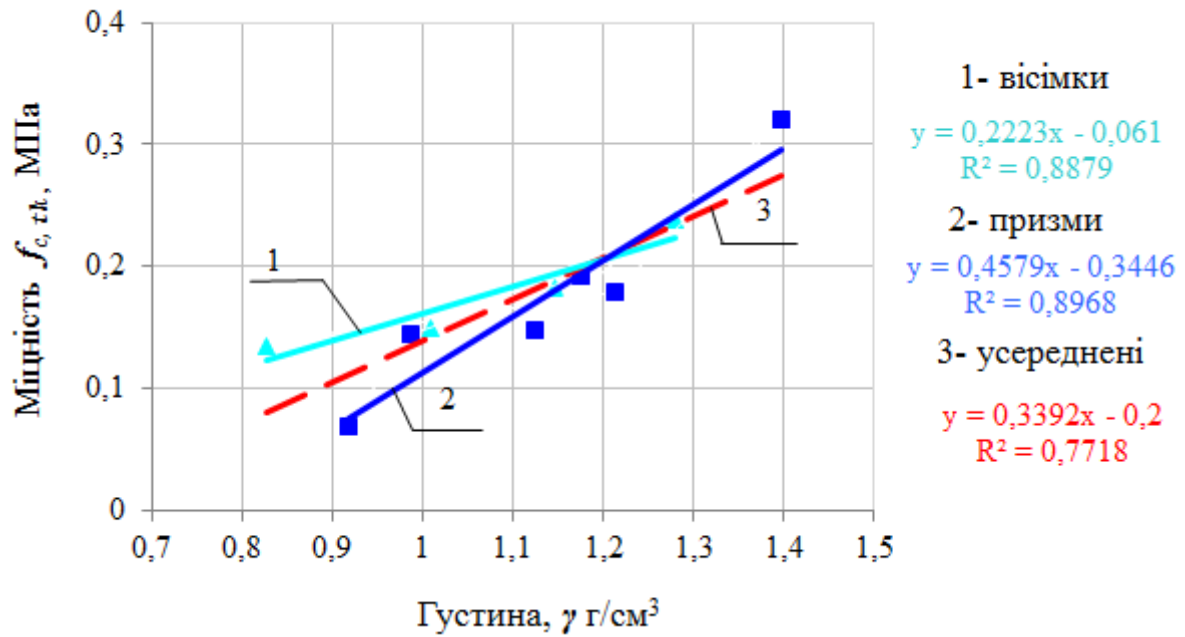


Рис. Б.7. Залежність міцності пінобетону на центральний розтяг  $f_{c,tk}$  від густини  $\gamma$ .

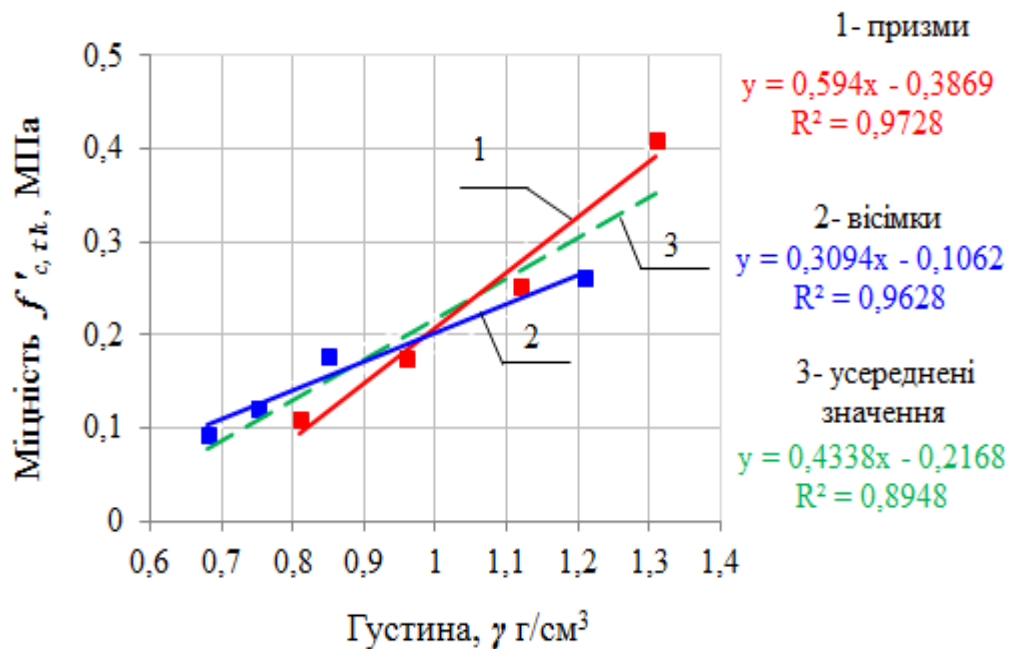


Рис. Б.8. Залежність міцності пінобетону армованого фіброю на центральний розтяг  $f'_{c,tk}$  від густини  $\gamma$ .

Таблиця Б.7.

**Результати експериментальних досліджень пінобетону на розтяг при розколюванні**

Марка зразка	Площа перерізу $A$ , $\text{см}^2$	Густина, $\text{г}/\text{см}^3$	Вплив вологості		Номер перерізу	Руйнівне навантаження, $\text{кг}$	$f_{c,tn}$ , $\text{МПа}$	Середнє $f_{c,tn}$ , $\text{МПа}$
			$W_m, \%$	$K_w$				
1	2	3	4	5	6	7	8	9
В.1.15.8	221,92	0,827	4,4	0.888	1	647	0.16	0.16
					2	770	0.20	
					3	536	0.14	
					4	706	0.18	
					5	471	0.12	
В.2.15.8	223,3	1,147	3,38	0,868	1	1050	0.26	0,28
					2	1091	0.27	
					3	1131	0.28	
					4	1252	0.31	
В.1.15.12	221,85	1,281	1,9	0.838	1	1662	0.40	0,42
					2	1959	0.47	
					3	1847	0.44	
					4	1704	0.41	
					5	1621	0.39	
В.2.15.12	232,36	1,01	1,5	0,83	1	1362	0.31	0,32
					2	1582	0.36	
					3	1406	0.32	
					4	1284	0.29	

Продовження табл. Б.7.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
П.1.15.8	232,5	0,988	9,52	0,99	1	402	0.11	0,123
					2	458	0.12	
					3	513	0.14	
					4	435	0.12	
П.2.15.8	235,6	1,125	8,92	0,978	1	1509	0.40	0,404
					2	1655	0.44	
					3	1408	0.37	
					4	1543	0.41	
П.1.15.12	234,1	1,403	5,04	0,901	1	2354	0.58	0,567
					2	2331	0.57	
					3	2297	0.56	
					4	2264	0.56	
П.2.15.12	238,6	1,214	9,0	0,98	1	1779	0.47	0,434
					2	1509	0.39	
					3	1678	0.44	
					4	1678	0.44	

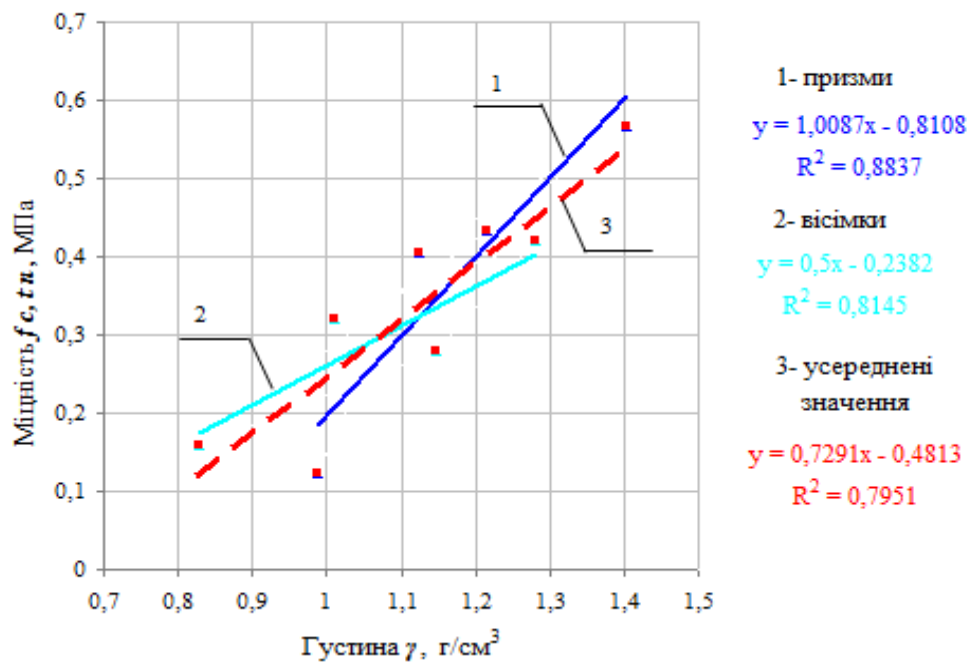


Рис. Б.9. Залежність міцності пінобетону на розтяг при розколюванні  $f_c, t_n$  від густини  $\gamma$ .

**Результати експериментальних досліджень пінобетону армованого фіброю  
на розтяг при розколюванні**

Марка зразка	Площа перерізу $A$ , $\text{см}^2$	Густина, $\text{г}/\text{см}^3$	Вплив вологості		Номер перерізу	Руйнівне навантаження, $\text{кг}$	$f_{c, t n}$ , $\text{Мпа}$	Середнє $f_{c, t n}$ , $\text{МПа}$
			$W_m, \%$	$K_w$				
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Вф.1.15.8	222,9	0,73	5,2	0,91	1	961	0,25	0,27
					2	1038	0,27	
					3	1115	0,29	
Вф.2.15.8	225,3	0,85	4,2	0,88	1	1447	0,36	0,35
					2	1487	0,37	
					3	1407	0,35	
					4	1286	0,32	
Вф.1.15.10	223,4	0,89	6,1	0,92	1	1525	0,40	0,42
					2	1601	0,42	
					3	1677	0,44	
Вф.2.15.10	231,2	1,05	5,4	0,91	1	1835	0,46	0,48
					2	1955	0,49	
					3	1994	0,50	
					4	1875	0,47	
Вф.1.15.12	225,3	1,18	4	0,88	1	2210	0,55	0,55
					2	2291	0,57	
					3	2251	0,56	
					4	2090	0,52	
Вф.2.15.12	228,2	1,11	4,6	0,89	1	2214	0,55	0,56
					2	2134	0,53	
					3	2375	0,59	
					4	2294	0,57	

Продовження табл. Б.8.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Пф.1.15.8	231,5	0,783	7,22	0,94	1	928	0.24	0,25
					2	889	0.23	
					3	1083	0.28	
Пф.2.15.8	234,3	0,72	8,12	0,96	1	958	0.25	0,25
					2	1035	0.27	
					3	881	0.23	
Пф.1.15.12	234,5	0,95	6,34	0,92	1	1920	0.48	0,49
					2	1881	0.47	
					3	2001	0.50	
					4	2041	0.51	
Пф.2.15.12	237,3	1,03	7,5	0,95	1	1922	0.49	0,51
					2	1961	0.50	
					3	2118	0.54	
Пф.2.15.12	234,8	1,2	5,87	0,91	1	2714	0.67	0,69
					2	2755	0.68	
					3	2917	0.72	
					4	2795	0.69	
Пф.2.15.12	236,3	1,18	7,32	0,94	1	2371	0.60	0,62
					2	2407	0.61	
					3	2565	0.65	

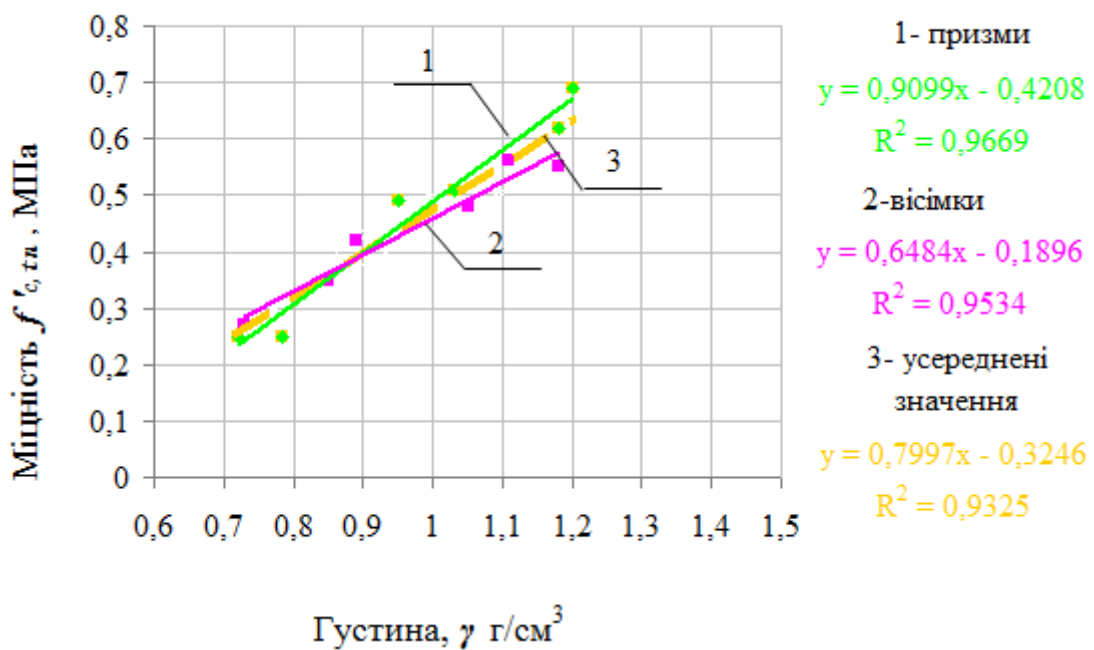


Рис. Б.10. Залежність міцності пінобетону армованого фіброю на розтяг при розколюванні  $f'_{c,tn}$  від густини  $\gamma$ .

Таблиця Б.9.

## Результати експериментальних досліджень пінобетону на розтяг при згині

Маркування зразка	Габаритні розміри, см			Густина, г/см <sup>3</sup>	Вплив вологості		Відстань між опорами l, см	Руйнівне навантаження, кг	Міцність на розтяг при згині, f <sub>c, tf</sub> , МПа
	L	a	b		W <sub>m</sub> , %	K <sub>w</sub>			
П-1	60	15	15,6	0,834	3,59	0,87	45	120,8	0,13
П-2	60	15	15,6	0,813	5,53	0,91	45	120,8	0,14
П-3	60,3	15	15,4	0,767	4,8	0,9	45	79,2	0,09
Пф-4	60,4	15,1	15,1	1,134	8,51	0,97	45	470,8	0,6
Пф-5	60,4	15,2	15,2	1,165	6,67	0,93	45	537,1	0,64
Пф-6	60,2	15,1	15,2	1,22	8,02	0,96	45	529,2	0,66
П-7	60,2	15	15,4	0,923	3,93	0,88	45	158,3	0,18
П-8	60	15	15,2	0,982	4,69	0,89	45	158,3	0,18
П-9	60	15	15	1,117	7,63	0,95	45	295,8	0,37
Пф-10	60,1	15,1	15	0,835	8,11	0,96	45	353,9	0,45
Пф-11	60	15	15,2	0,91	7,25	0,94	45	344,1	0,42
Пф-12	60	15	15,1	0,74	6,92	0,93	45	277,9	0,34



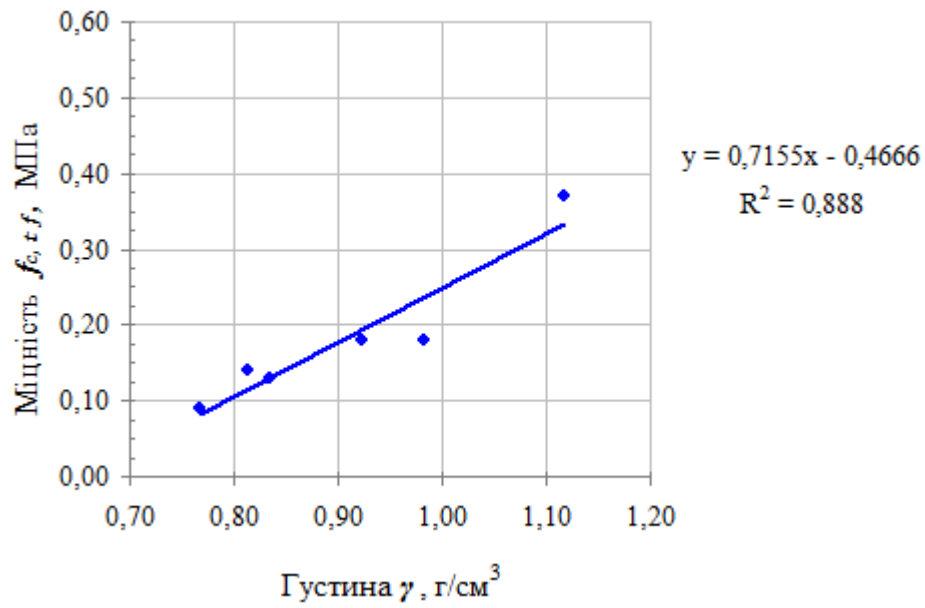


Рис. Б.11. Залежність міцності пінобетону на розтяг при згині  $f_{c,tf}$  від густини  $\gamma$ .

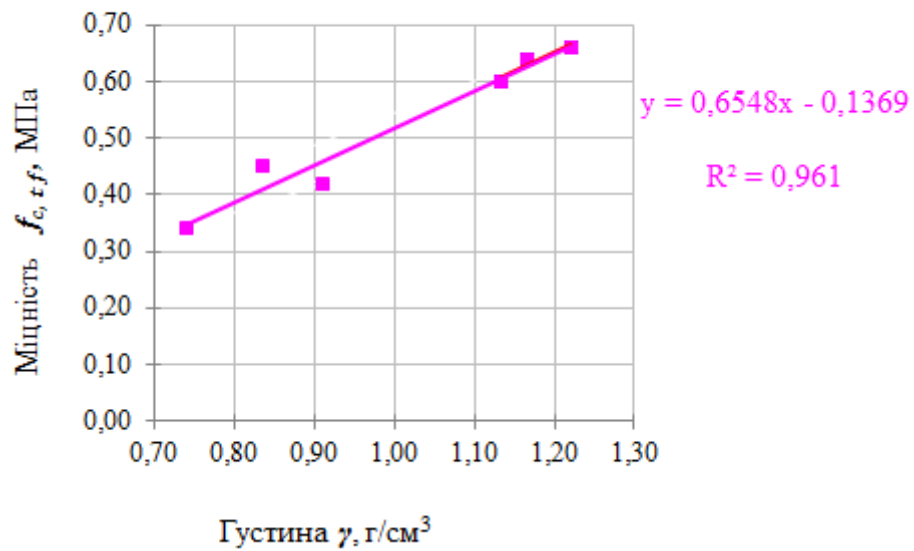


Рис. Б.12. Залежність міцності пінобетону армованого фіброю на розтяг при згині  $f'_{c,tf}$  від густини  $\gamma$ .

## **ДОДАТОК В**

**Результати експериментальних досліджень фізико-механічних  
характеристик арматури**

Таблиця В.1.

## Результати випробувань металевої арматури Ø4 Вр-І на розтяг

№ п/п	Довжина $l$ , мм	Вага $m$ , г	Площа $F_0$ , см <sup>2</sup>	Сила розриву $N_t$ , кг	Сила текучості $N_y$ , кг	$f_t$ , МПа	$f_y$ , МПа
1	498	47	0,118	1060	798	898,3	676,5
2	495	47	0,119	1056	671	887,4	563,8
3	493	47	0,119	1056	498	887,4	418,2
4	500	47	0,118	1096	696	928,8	590,1
Сер.			0,1185	1067	666	900,5	562,1

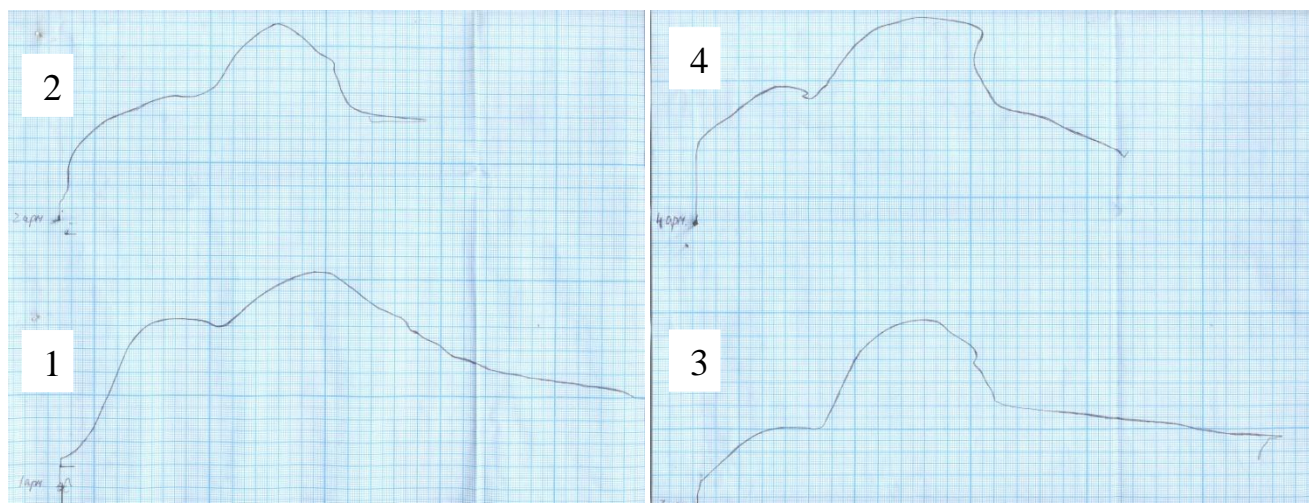


Рис. В.1. Діаграми випробувань арматури Ø4 Вр-І, 1-4 номери стержнів.

Таблиця В.2.

## Результати випробувань склосітки на розтяг

№ п/п	Довжина $l$ , см	Ширина $b$ , см	Сила розриву $N_t$ , кг	Міцність на розтяг $f^*_t$ , кН/см
1	59,8	50,2	1621	0,323
2	59,5	50,0	1595	0,319
3	60,2	50,1	1618	0,323
4	60,1	49,8	1569	0,315
Сер.				0,320

\* - міцність на розтяг для склосітки подані з розрахунку на 1 см ширини сітки.

Таблиця В.3.

## Результати випробувань сітки Armtex на розтяг

№ п/п	Довжина $l$ , см	Ширина $b$ , см	Сила розриву $N_t$ , кг	Міцність на розтяг $f^*_t$ , кН/см
1	55,8	49,8	1235	0,248
2	56,5	51,0	1310	0,257
3	58,2	50,1	1227	0,245
4	57,1	49,5	1203	0,243
Сер.				0,248

\* - міцність на розтяг для сітки Armtex подані з розрахунку на 1 см ширини сітки.

## **ДОДАТОК Г**

### **РЕКОМЕНДАЦІЇ З ПРОЕКТУВАННЯ ПІНОБЕТОННИХ ПЛИТ НА ПРОДАВЛЮВАННЯ ШТАМПОМ**

## **Рекомендації з проектування пінобетонних плит, що працюють на продавлювання:**

1. Рекомендації розповсюджуються на плити з конструкційно-теплоізоляційного пінобетону марки за густиною D600-D1000, виготовленого за неавтоклавною технологією із застосуванням піноутворюючої добавки Centripor SK 100.

2. Розглянуті конструкції можуть застосовуватись у ролі дорожніх основ для доріг, фундаментних плит, плит перекриттів та покриттів, які піддаються дії зосередженого навантаження.

3. Застосування поліпропіленової фібри в кількості 900 г/м<sup>3</sup> суміші збільшує міцність плит в 1,47÷1,83 раза і не змінює форми руйнування пінобетонних плит від продавлювання. Ці плити руйнуються аналогічно до плит без фібри через розколювання.

4. Армування пінобетонних плит горизонтальною неметалевою арматурою (склосітками, сітками «Armtex»), деформативною металевою сотовою сіткою та листовим металевим кільцевим армуванням не призводить до збільшення несучої здатності плити на продавлювання у порівнянні з неармованими плитами, а лише змінює форму руйнування плит на піраміду продавлювання.

5. Армування пінобетонних плит металевою горизонтальною стержневою арматурою у виді сіток з різним способом анкерування їх в пінобетоні збільшує несучу здатність плит у порівнянні з неармованими у 1,54÷3,4 рази та забезпечує їх форму руйнування у виді піраміди продавлювання.

6. Розрахунок несучої здатності пінобетонних плит, виготовлених з армованого фіброю пінобетону, неметалевою арматурою та деформативними металевими сітками необхідно виконувати як неармованих пінобетонних плит відповідно до раніше діючого СНиП 2.03.01-84\* [92] і рекомендацій НДІБК [67] за формулою:

$$F_{cr}^{ex} \leq F_b = \alpha f_{c,t,k} u_m h_0,$$

де  $F_{cr}^{ex}$  – продавлююча сила;  $\alpha$  - коефіцієнт, який залежить від виду бетону (для легкого бетону це значення -  $\alpha=0,8$ );  $f_{c,t,k}$  - міцність пінобетонних призм на центральний розтяг;  $u_m$  - середньоарифметичне значення периметру верхньої й нижньої основи піраміди у межах робочої висоти перетину  $h_0$ .

Кут нахилу бокових граней піраміди продавлювання приймати близьким до  $45^0$ .

7.1. Розрахунок несучої здатності пінобетонних плит, армованих металевою горизонтальною стержневою арматурою, необхідно виконувати як плит, вільно опертих по контуру, що працюють на згин від продавлюючої сили. Контур основи піраміди продавлювання приймати відповідно до його реальних розмірів, що не перевищують відповідні значення згідно з кутами нахилу граней піраміди  $\alpha$ : в перерізі із заанкереною арматурою –  $\alpha=42.67^0 \approx 43^0$ ; в перерізі із незаанкереною арматурою –  $\alpha=54.75^0 \approx 55^0$ .

7.2. Для розрахунків приймати: призмову міцність пінобетону на стиск  $f_{cd} = f_{c,k prism} / \gamma_c$ ; міцність арматури на розтяг  $f_{yd}$ .

7.3. Розрахунковий поперечний переріз приймати трапецієвидним, в якому бокові грані нахилені під кутами  $\alpha$  (відповідно до п.7.1. даних рекомендацій) в залежності від напрямку розміщення заанкереної арматури.

7.4. Згинальні моменти за напрямками  $z$  і  $y$  приймати згідно з теорією пружності пластин з врахуванням застосування перевідного коефіцієнта  $\beta_i$  [2; 95] при відповідному співвідношенні між нижніми гранями піраміди продавлювання за напрямками згину для досліджуваних плит.

7.5. При врахуванні армування необхідно застосовувати коефіцієнт включення  $k_s$  поздовжньої арматури  $A_s$  в роботу, що відсотково знижує кількість горизонтальної робочої арматури в залежності від забезпечення її анкерування з пінобетоном за напрямками  $z$  і  $y$ . Величину коефіцієнта  $k_s$  приймати відповідно до рекомендацій у табл. 4.6.

8. Величину зони анкерування горизонтальної арматури в пінобетоні та її спосіб приймати згідно з рекомендаціями В. Верби [6].



**ДОДАТОК Д**

**ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ**



# Бетон Аспект

ТОВ "БЕТОН АСПЕКТ"  
04074, м. Київ, вул. Лугова 16  
ЄДПРОУ 39090945  
р/р 26003052622715 в  
ПАТ КБ «ПРИВАТБАНК»  
МФО 320649  
ІПН 390909426541  
т. (044) 221-89-74  
betonaspect@ukr.net

Вих. \_\_\_\_\_, від 28.04.15 р.

Довідка

про впровадження результатів науково-дослідної роботи

Нашим підприємством, під час будівництва багатоповерхового житлового будинку, за адресою м. Львів, вул. Щепова, 5, при влаштуванні даху будівлі, було застосовано інженерне рішення, у вигляді конструкції плоского покриття із використанням пінобетону марок D500÷D800 з метою забезпечення міцної та надійної теплоізоляції, по верху якої укладався еврорубероїд. В місцях установки вентиляторів, підйомних механізмів для фасадних лебідок, а також центральних антен, було виконане армування пінобетонної плити горизонтальними сітками з арматури Ø 3÷4 мм класу Вр- I.

Усі ці роботи виконувались за рекомендаціями асп. Демчини Х. Б. згідно з результатами її дисертаційної роботи на тему "Міцність та деформативність пінобетонних плит на продавлювання ш гампом".

Застосування пінобетонних плитних конструкцій по покрівлі будівлі дало можливість суттєво (до 30%) прискорити процес виконання покрівельних робіт та зняти з використання дорогі утеплювачі, у вигляді мінеральних ват, та відповідно, не виконувати по верх мінеральної вати цементно-піщану стяжку товщиною 50 мм. Таке інженерне рішення дозволило зекономити до 10% коштів, зменшити строки виконання робіт, а також забезпечити надійну установку необхідного обладнання на покрівлі.

Директор ТОВ «Бетон Аспект»



Кушнірук О. В.

## Житловий будинок у м. Львові по вул. Щеповій, 5

