

Форма № Н-9.02

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»
Навчально-науковий інститут архітектури, будівництва і землеустрою
Кафедра будівництва та цивільної інженерії

Пояснювальна записка

до дипломного проекту (роботи)

магістра

на тему: **Аналіз експериментальних досліджень сталезалізобетонних
конструкцій**

Виконав: студент 2 курсу, групи 601БМ
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна
інженерія»

Грисенко А.І.

Керівник: к.т.н., доц. Семко П.О.

Зав. кафедри: д.т.н., проф. Семко О.В.

Полтава - 2023 року

ЗМІСТ

| | |
|---|----|
| ВСТУП | 5 |
| РОЗДІЛ 1. огляд стану питання практичних досліджень сталезалізобетонних конструкцій..... | 7 |
| 1.1. Типи досліджуваних конструкцій..... | 11 |
| 1.2. Практичні дослідження з урахуванням депланації перерізів сталезалізобетонних конструкцій..... | 20 |
| 1.3. Висновки до розділу 1 | 26 |
| РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ВИПРОБУВАНЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ..... | 27 |
| 2.1 Конструкція зразків | 34 |
| 2.2 Фізико-механічна характеристика матеріалів..... | 41 |
| 2.3. Висновки до розділу 2 | 48 |
| РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ВИПРОБУВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З ПОЛІСТИРОЛБЕТОНОМ . | 49 |
| 3.1 Результати випробування профільного настилу..... | 49 |
| 3.2. Результати випробування профільованого настилу з монолітним полістеролбетоном без анкерівки | 54 |
| 3.3. Результати випробування профільованого настилу з монолітним полістеролбетоном з посиленням болтовим анкеруванням. | 58 |
| 3.4. Результати випробування профільованого настилу з монолітним полістеролбетоном з анкеруванням гнучкими елементами | 71 |
| 3.5. Порівняння експериментальних результатів випробування з теоретичними розрахунками..... | 79 |
| Висновки | 85 |

| | | | | | | | | |
|------------------|-------------|----------------------|---------------|-------------|--|---|-------------|----------------|
| | | | | | <i>601БП. 10589017. ПЗ</i> | | | |
| <i>Змн.</i> | <i>Арк.</i> | <i>№ докум.</i> | <i>Підпис</i> | <i>Дата</i> | <i>Аналіз експериментальних досліджень сталезалізобетонних конструкцій</i> | <i>Літ.</i> | <i>Арк.</i> | <i>Аркушів</i> |
| <i>Розроб.</i> | | <i>Грисенко А.І.</i> | | | | | 4 | |
| <i>Перевір.</i> | | <i>Семко П.О.</i> | | | | <i>НУ «Полтавська політехніка» каф.БіЦІ</i> | | |
| <i>Н. Контр.</i> | | <i>Семко О.В.</i> | | | | | | |
| <i>Затверд.</i> | | <i>Семко О.В.</i> | | | | | | |

ВСТУП

Актуальність теми. Розвиток будівництва в Україні супроводжується відходом від типових, збірних залізобетонних конструкцій, що пов'язано із загальною економічною ситуацією й старінням матеріальної бази заводів залізобетонних виробів та домобудівельних комбінатів. У той же час відміна економічних обмежень на застосування сталевих конструкцій (ТП 101-81) і значна кількість металургійних заводів в Україні ведуть до збільшення кількості пропозицій на ринку металопрокату. Ці фактори разом із прагненням замовника мати індивідуальні, пристосовані під конкретні задачі проекти ведуть до поширеного застосування комплексних конструкцій, які поєднують кращі властивості сталевих, залізобетонних (збірних та монолітних) конструкцій, а в цивільному будівництві – і цегляних конструкцій.

Мета і задачі дослідження. Експериментально дослідити особливості роботи під короткочасним навантаженням і характер втрати несучої здатності монолітних плит по сталевому профільованому настилу в залежності від типу анкерного засобу, що використовувався.

Розробити та вибрати раціональні типи анкерів. Порівняти результати випробовування сталезалізобетонних зразків з розрахунковими значеннями. Дослідити роботу легкого бетону в складі сталезалізобетонних зразків.

Об'єкт дослідження. Сталезалізобетонні плити з легкого полістеролбетону, армовані сталевим профільованим настилом, в умовах короткочасного навантаження.

Предмет дослідження. Напружено-деформований стан сталезалізобетонних плит, армованих сталевим профільованим настилом, та запропоновані види гнучкої анкерівки.

Наукова новизна одержаних результатів. Отримані нові експериментальні дані щодо напружено-деформованого стану сталезалізобетонних плит. Запропоновані нові конструктивні рішення анкерних засобів для забезпечення сумісної роботи листової арматури з

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | 5 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | |

бетоном. Проведений аналіз експериментальних даних та встановлені особливостей роботи елементів монолітних плит з листовою профільованою арматурою.

Сталезалізобетонні конструкції (СЗБК) – в широкому розумінні – це конструкції, що поєднують сталевий прокат, у тому числі й лист, та бетон як неармований, так і армований стрижневою арматурою. При цьому, як неодмінну властивість, слід зазначити певну несучу здатність сталевого прокату до заповнення його бетоном.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|-----|
| | | | | | 601БП. 10589017. ПЗ | Арк |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | 6 |

РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД СТАНУ ПИТАННЯ ПРАКТИЧНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.

Останнім часом розвиток та вдосконалення залізобетонних конструкцій направлені на пошук більш раціональних форм сполучення бетону та сталі при їх сумісній роботі.

Існуючі несучі конструкції на основі сталі та бетону можна розділити на конструкції без попереднього напруження і попередньо напружені, з внутрішнім і зовнішнім армуванням. Серед конструкцій з зовнішнім армуванням можна виділити [1]: комплексні залізобетонні – залізобетонна плита, об'єднана із сталевими двотавровими балками; сталезалізобетонні зі змішаним армуванням – звичайні залізобетонні конструкції з додатково прикріпленими сталевими листами; залізобетонні брусківі – бруски армуються сталевими кутиками, що розміщені по кутам поперечного перерізу; трубобетонні; сталезалізобетонні.

Сталезалізобетонні конструкції – це конструкції, в яких у розтягнутій і, можливо, в стиснутій зонах використовується зовнішня стрічкова чи листовая арматура, розміщена на крайніх гранях поперечного перерізу.

Інтерес вітчизняних та закордонних вчених до конструкцій, що армовані листовою чи стрічковою арматурою без захисного шару бетону, можна пояснити цілою низкою їх позитивних якостей. Практика будівництва показує, що їх використання по новому і більш економічно вирішувати значний об'єм технічних задач будівництва.

В даний час рішення проблем економії матеріалів, трудомісткості проектування, виготовлення і монтажу ведеться за кількома напрямками. Серед них важливу роль відіграють вдосконалення конструктивних форм будівель і споруд, застосування прогресивних будівельних матеріалів, розвиток нових методів аналізу роботи конструкцій, більш точно відображають поведінку матеріалів, розробка і впровадження систем

| | | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|--|--|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | | 7 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | | | | | |

601БП. 10589017. ПЗ

автоматизованого проектування та методів оптимізації в практику розрахунку і конструювання.

Одним з досягнень в удосконаленні конструктивних рішень каркасів багатоповерхових будівель є сталезалізобетонні перекриття, що складаються з монолітних залізобетонних плит із зовнішнім армуванням з профільованого листа і сталевих балок, що працюють спільно з плитою (комбінованих балок) [2, 3]. Такі системи все частіше використовуються в зарубіжній практиці будівництва промислових і цивільних багатоповерхових будівель, про що свідчить зростаюча кількість публікацій з цього питання. Ефективність широкого застосування і перспективність даного типу конструкцій в перекриттях обумовлюються такими позитивними моментами [4, 5, 6]:

- економія сталі становить 30-50%, а бетону до 30% в порівнянні з традиційним конструктивним рішенням перекриття, в якому елементи працюють незалежно;
- робота перекриття як діафрагми, що дозволяє забезпечити загальну стійкість колон і рівномірно розподілити горизонтальне навантаження на вертикальні зв'язки каркаса;
- збільшення жорсткості перекриття в горизонтальній і вертикальній площинах, що дозволяє зменшити конструктивну висоту перекриття для одного і того ж прольоту при тих же навантаженнях і отримати меншу висоту поверху, економлячи витрати на обшивку будівлі, вертикальні несучі конструкції, або даючи більше простору під інженерні мережі;
- зниження ваги перекриття, що зумовлює зниження вартості несучих конструкцій і фундаментів;
- істотне зниження витрати матеріалів на опалубку і ліси при укладанні монолітного залізобетону перекриття;
- багатофункціональність сталевих профільованих настилу: сприймає навантаження при монтажі, діє як робоча площадка під час монтажу, працює спільно з бетоном в стадії експлуатації, перешкоджає втраті загальної

| | | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | | 8 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | | |

стійкості металевих балок, дає можливість гнучкого розміщення електричних систем, служить облицюванням нижньої поверхні плити перекриття;

- виключення багаторядної стержневої арматури по висоті перерізу монолітної плити, завдяки використанню арматури з профлиста, що дозволяє значно спростити укладання та ущільнення бетону;
- легкість опалубки для транспортування вручну та різання;
- можливість використання в каркасах при нестандартних кроках і прольотах конструкцій, а також при реконструкції будівель;
- простота влаштування отворів в перекритті.

Більша ефективність сталезалізобетонних конструкцій у порівнянні із залізобетонними досягається розміщенням арматури на більш напружених гранях несучого елемента. Це дозволяє збільшити робочу висоту перерізу і отримати відповідне збільшення міцності та жорсткості або зменшити масу і розміри перерізу в порівнянні з залізобетонними конструкціями.

Для сталезалізобетонних конструкцій питання виникнення та ширина розкриття тріщини не мають такого актуального значення як для залізобетонних.

Недоліками сталезалізобетонних конструкцій з стрічковою чи листовою арматурою є: необхідність захисту відкритої поверхні зовнішньої арматури від корозії, їх понижена вогнестійкість у порівнянні з залізобетонними конструкціями зі стержневою арматурою, відсутність спеціальної листової арматури, яка відповідала б конструктивним вимогам, обмеженість дослідних даних і конструктивних розробок. Однак, бетон в звичайних залізобетонних конструкціях також не є ідеальним засобом захисту від корозії, бо внаслідок його пористості та утворення тріщин арматура кородує і захистити її в таких випадках значно складніше. А щодо вогнестійкості сталезалізобетонних конструкцій, то вона значно вища ніж у сталевих конструкціях і збільшення вогнестійкості здійснюється таким же чином як і в сталевих конструкціях.

| | | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | | 9 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | | |

Також малодосліджені засоби зв'язку зовнішньої арматури з бетоном. Анкерні засоби, що використовуються в теперішній час, є трудомісткими у виготовленні, викликають значні концентрації напружень, потребують спеціального обладнання для їх установки [7, 8, 9, 10, 11, 12].

Однак приведені недоліки не знижують переваг сталобетонних конструкцій і не можуть бути вирішальними при виборі типу конструкцій.

В наш час область використання конструкцій, що армовані зовнішньою арматурою, досить велика. Збірні та монолітні сталобетонні конструкції отримали широке розповсюдження в різних галузях будівництва в нашій країні, ближньому та далекому зарубіжжі.

Можна виділити слідуючі основні напрямки використання зовнішньої листової чи стрічкової арматури:

- для армування огорожуючих конструкцій в будівлях і спорудах, до яких ставляться вимоги повного не проникнення газів, рідин, випромінювань;
- для опалубки при виготовленні монолітних і збірно-монолітних залізобетонних конструкцій з використанням її після затвердіння бетону в якості несучої арматури конструкцій;
- для армування балочних лінійних елементів і колон;
- для підсилення будівельних конструкцій.

До теперішнього часу запроектована та збудована велика кількість будівель та споруд з використанням сталезалізобетонних конструкцій.

Таким широким розповсюдженням сталобетонні конструкції зобов'язані інтенсивним дослідженням, які велись закордонними та вітчизняними вченими. Ці дослідження включали в себе вирішення як експериментальних, так і теоретичних питань.

На основі вище сказаного можна зробити висновок, що сталобетонні конструкції досить ефективні при різних видах навантаження і їх використання в будівництві може дати значну економію матеріалів і трудозатрат, скоротити строки зведення, зменшити вартість конструкцій.

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | 10 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | |

1.1. Типи досліджуваних конструкцій.

Тип конструкції сталезалізобетонного перекриття залежать від різноманітних складових, а саме:

- a. від виду профнастилу який застосовується;
- b. від способу анкерування;
- c. від виду бетону.

Отже розглянемо основні відомості про окремі складові.

a) Профнастил:

Профнастил досить поширений матеріал, який використовують для перекриття дахів, виготовлення як тимчасових так і капітальних парканів, облицювання фасадів.

Завдяки відміченим особливостям профнастилу, таким як:

- легкість монтажу;
- мала вага;
- зручність транспортування;
- пожежобезпечність;
- естетичний зовнішній вигляд;
- низькі експлуатаційні витрати;

Тому, застосування профнастилу є дуже зараз розповсюдженим.

Профнастил нагадує нам традиційний шифер. Хвилі профнастилу можуть бути різної форми і висоти. Гофри можуть бути трапецієподібними, прямокутними, синусоїдальний, або мати більш складну будову (рис. 1.1).

Що стосується специфікації за ДСТУ 8971:2019 [28], то:

- товщина прокату, мм: 0,35; 0,4; 0,45; 0,5; 0,55; 0,6; 0,65; 0,7; 0,75; 0,8; 0,9; 1 ; 1,1; 1,2; 1,3; 1,4; 1,5; 1,6; 1,7; 1,8, 2 і т.д..
- ширина прокату, мм: 500, 550, 600, 650; 700, 750, 800, 850; 900; 950; 1000; 1100; 1200; 1250; 1400; 1450; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100 ; 2200; 2300; 2350.

| | | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|--|--|--|--|---------------------|-----|
| | | | | | | | | | 601БП. 10589017. ПЗ | Арк |
| | | | | | | | | | | 11 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | | | | | |

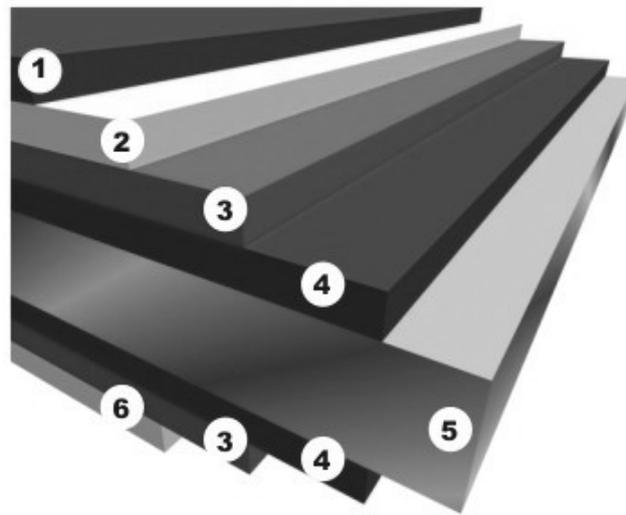


Рисунок 1.2 – Структура покриття сталевго листа для виготовлення профнастилу, де: 1. Покриття; 2. Грунтівка; 3. Захисний шар; 4. Шар цинку; 5. Стальний лист; 6. Захисний шар (фарба).

Характеристики складу металу:

- покриття цинку: від Z-225 г/м до Z-275 г/м, залежно від виробника;
- наявність шару грунтівки під шаром кольору та на зворотньому боці сталі;
- товщина шару полімерного покриття від 25 мкм до 200 мкм, в залежності від типу поверхні.

Методи виготовлення профнастилу:

Метод фальцювання - представляє собою найпростіший процес, при якому елементи невеликої довжини та простої форми виготовляються з металевго листа шляхом їх згинання. Найбільш розповсюдженим прикладом елементів, що виготовляються таким чином, є віконні відливи. В покрівельних системах таким методом можуть виготовлятися елементи системи відводу поверхневих вод, декоративні елементи, кутові та інші накладки тощо.

Штамування – процес згину елемента по всій його довжині за допомогою нерухомої матриці та штампy шляхом продавлювання (рис. 1.5).

| | | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | | 14 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | | |

Швидкість формування профілю становить від 6 до 92 метрів за хвилину, але зазвичай знаходиться в межах 23-46 м/хв. При холодному прокаті звичайної довжини відбувається різ металу автоматичним пристроєм, максимальна довжина елементів становить здебільшого 6 або 12 метрів. При цьому холоднокатані конструкції вирізняються з-поміж інших точністю геометричних розмірів. Серед переваг даного способу виготовлення можна виділити високу продуктивність, можливість дотримання малих допусків геометричних розмірів по довжині профілю та високу ступінь збереження покриття металеві стрічки.



Рисунок 1.6 – Обладнання для прокату холодноформованих елементів профільованого настилу

Однією із основних переваг технології є можливість формування профілю із найраціональнішим розташуванням металу по перерізу. Гнучкість технологічних ліній для виготовлення холодноформованих елементів, що дозволяє отримувати широкий спектр різноманітних профілів, стала причиною низького рівня стандартизації та уніфікації, особливо на початку розвитку розглядуваного напрямку будівництва.

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | 16 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | |

Як зрозуміло з назви, стіновий профнастил використовують для виготовлення парканів та облицювання фасадів будівель, що несе – для перекриттів, а покрівельний – для покрівлі даху. І це лише мала частина сфер використання профнастилу.

Несучий профнастил дуже часто використовують для будівництва багатоповерхових будинків. Він міцно зайняв місце залізобетонних плит, що використовувалися для перекриттів, оскільки набагато легше і не вимагає особливих зусиль при монтажі. Однак до несучого профілю пред'являються дещо інші, більш суворі вимоги, ніж до інших його видів. Оскільки від нього безпосередньо залежить міцність і довговічність будівлі, що зводиться, а, відповідно, і життя людей. Так, він повинен володіти високим ступенем надійності і міцності і, крім того, бути обладнаний високим профілем і додатковими ребрами жорсткості.

Слід нагадати, що перекриття різних рівнів несуть різне навантаження. Так для міжповерхового перекриття слід використовувати профнастил від 0,7 до 1,2 міліметрів. А для перекриття між останнім поверхом і горищем можна застосувати лист по тонше і менш жорсткий.

Для монтажу перекриттів з профнастилу в стіни будівель необхідно вмонтувати вертикальні несучі балки, на які згодом буде спиратися саме перекриття. Після установки перекриття на нього слід укласти шар гідро -, тепло - і звукоізоляції.

Використання листів несучого профнастилу для перекриттів дає можливість дуже швидко і якісно зводити нові будівлі. Перекриття можна зробити протягом буквально двох днів. Легкість і простота монтажу використовуваного матеріалу не вимагає присутності на будмайданчику спеціальної важкої техніки.

Для профнастилу характерно бездоганне використання протягом довгого часу.

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | 17 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | |

- періодичного профілю класу Вр.- I.

Вертикальні анкери, що закріплюють настил на опорах, повинні бути виконані з арматурної сталі періодичного профілю класів А300 і А400 діаметром 12 - 16 мм. Конструкція даного перекриття представлена на рисунку 1.8.

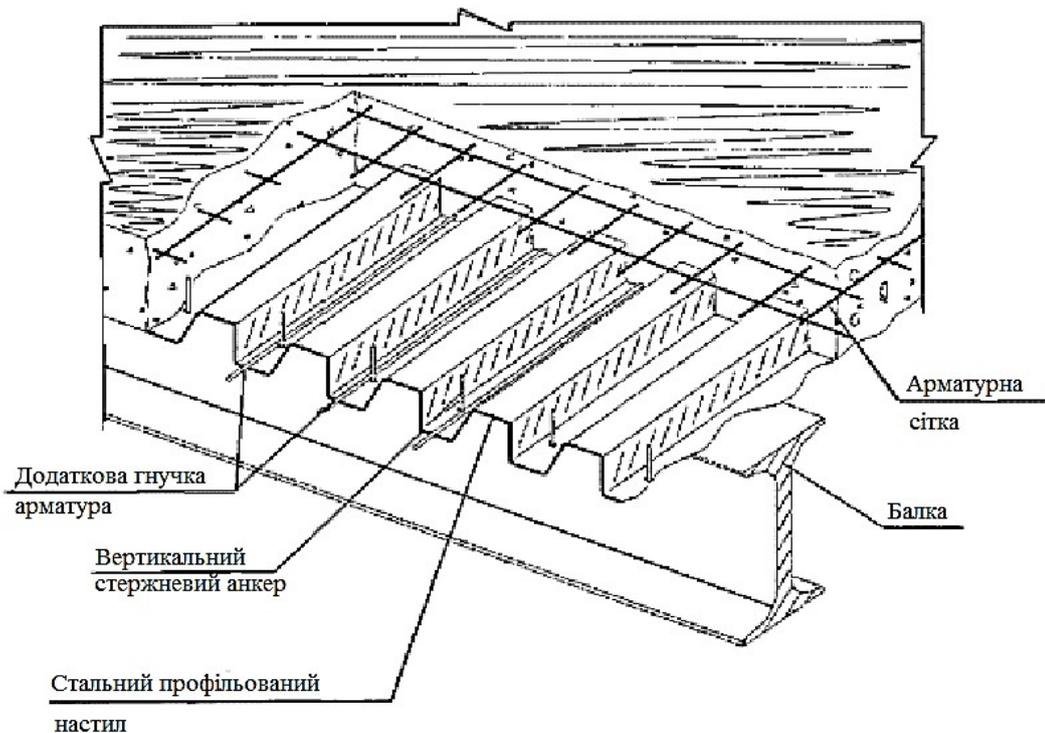


Рисунок 1.8. – Конструкція монолітного перекриття із застосуванням сталевого профільованого настилу в якості незйомної опалубки і зовнішньої арматури

с) Бетон

Для бетонування перекриття застосовується важкі бетонні суміші на звичайному або дрібнозернистому заповнювачі класів за міцністю на стиск не нижче С12/15, а також легкі бетони на пористих заповнювачах класів за міцністю на стиск С10/12,5.

Оптимальна рухливість бетонної суміші повинна знаходитися в межах 8 - 10 см, а водоцементне відношення - 0,4 - 0,6.

1.2. Практичні дослідження з урахуванням депланації перерізів сталезалізобетонних конструкцій.

Спеціалісти багатьох держав, таких як США, Японія, Франція, Італія, все більше уваги приділяють конструктивним елементам з так званою винесеною, тобто зовнішньою, арматурою. Такий тип конструкцій забезпечує якісне зварювання та просте вирішення стикових з'єднань, економію матеріалів.

Понад 40 років тому вперше запроєктовано і запатентовано за авторством професора Ф. Є. Клименка звичайні та попередньо напружені балки із зовнішньою стрічковою чи листовою арматурою, які отримали авторську назву «сталобетонні» [31]. Розробкою й дослідженням сталобетонних конструкцій займалися також колективи, очолювані видатними вченими і науковцями України: О. Б. Голишевим, В. І. Єфименком, Л. І. Стороженком, О. В. Семком, Е. Д. Чихладзе, О. Л. Шагіним [32- 35] та ін.

Сталобетонні транспортні тунелі. Перша спроба практичного застосування сталобетонних конструкцій була зроблена під час будівництва підводного тунелю під р. Конвей у Північному Уельсі (Великобританія). Ця конструкція є чотирисмуговим автодорожнім тунелем довжиною 1089 м. Підводна частина тунелю завдовжки 708 м була запроєктована з шести залізобетонних опускних секцій довжиною 118 м, шириною 24,1 м та 10,5 м, об'ємом 30 тис. м³. Ззовні секцій була встановлена ізоляція зі сталевих листів товщиною 6 мм.

Як альтернативне вирішення була розглянута конструкція сталобетонної секції прямокутного поперечного перерізу, виконана у вигляді сандвіча, який складається з внутрішньої та зовнішньої сталевих оболонок товщиною 8-12 мм, між якими вкладається монолітний бетон. Для зв'язку оболонок із бетоном і сприйняття нормальних і поперечних сил передбачені сталеві стрижні діаметром 20-22 мм з висадженими головками, які приварені до сталевих листів (рис. 1.9). Така конструкція виходить більш тонкостінною і

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|--|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | 20 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | | | | |

601БП. 10589017. ПЗ

склепінчастим перекриттям, з прямими і заокругленими кутами в місцях прилягання стін до лотка і перекриття. Результати проведених досліджень підтвердили ефективність та економічність композитних сталобетонних конструкцій та їх переваги над традиційними залізобетонними, що стало підставою для впровадження таких конструкцій у практику тунелебудування.

Перше практичне застосування сталобетонних секцій модифікованої конструкції здійснене в Японії на будівництві 520-метрової ділянки підводного тунелю в порту Мііатоджіма в місті Кобе.

На основі проведених у Великобританії та Японії наукових досліджень сталобетонних конструкцій було запроектовано два види тунельних секцій. Конструкція прямокутного поперечного перерізу виконана у вигляді подвійної сталеві оболонки, підсиленої сталевими діафрагмами і ребрами жорсткості зі сталевих пластин. Основною відмінністю такої конструкції від розробленої у Великобританії є використання замість поперечних стрижнів сталевих пластин, що підвищує просторову жорсткість каркаса і поліпшує його сумісну роботу з бетонним заповнювачем. Модифіковані конструкції були розраховані на несприятливі поєднання існуючих навантажень на всіх етапах будівництва та експлуатації тунелю. Аналіз вартісних показників показав економічність сталобетонних секцій порівняно з традиційними залізобетонними.

Вдалий досвід застосування тонкостінних сталобетонних конструкцій в Японії став основою для ширшого впровадження їх у практику світового тунелебудування. Окрім конструктивних, технологічних і економічних переваг, сталобетонні конструкції мають також підвищену вогнестійкість і більший опір вибуховій дії, ніж залізобетонні.

Сталобетонні мости. Автодорожній міст, збудований 1998 р у м. Акасі-Кайке в Японії довжиною 3910 м з головним прогоном 1990 м (найбільшим у світі), з'єднав між собою острови Хонсю і Сикоку на трасі Кобе — Ніігата. Міст є сталевію висячою трипролітною балковою системою. Висота сталевих пілонів ґратчастої конструкції становить майже 300 м. Міст

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|--|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | 22 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | | | | |

601БП. 10589017. ПЗ

запроектовано під б-смуговий швидкісний рух автотранспорту і розрахований на сприйняття вітрових і сейсмічних навантажень.

Фундаменти пілонів сперті на дно протоки за глибини води близько 60 м. їх конструкція представлена масивними сталобетонними циліндрами, один з яких більший (діаметр 80 м, висота 70 м), другий-менший (відповідно 78 і 67 м) [36].

Висотне будівництво. Незважаючи на достатньо високі техніко-економічні та експлуатаційні показники монолітного залізобетону, такі конструкції мають чималу велику власну вагу, що зазвичай призводить до додаткового збільшення матеріаломісткості колон і фундаментів. У практиці будівництва висотних будівель у США й низці інших країн отримали широке використання сталобетонні збірно-монолітні конструкції перекриття (рис. 5) [37]. Це система несучих сталевих балок (балочна клітка), об'єднаних по верху монолітною залізобетонною плитою. Для влаштування плити застосовують незнімну опалубку з профнастилу, яка в замоноліченій конструкції виконує функцію зовнішнього армування.

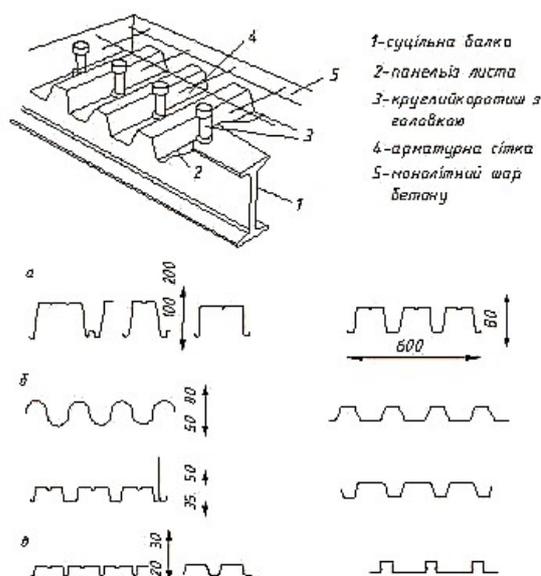


Рисунок 1.10. Схема перекриття зі сумісною роботою листа, бетону і балок перекриття.

Ще одним вирішенням серед розмаїття сталобетонних конструкцій у висотному будівництві є сталобетонні кістяки, через низьку вагу, яка, з урахуванням сталевих профілів, плит із ніздрюватого бетону й зашпарованих стиків ригелів і колон, становить 350-370 кг/м².

Кістяк складається зі сталевих колон, сталобетонних ригелів і плит із ніздрюватого бетону, які спільно з ригелями утворюють збірно-монолітний диск перекриття. Така конструкція дає змогу влаштовувати різні архітектурні елементи (балкони, лоджії, еркери тощо), розташовані поза межами крайніх колон кістяка. Планувальну основу останнього становить сітка колон 6,2 x 6,2 м (за використання стандартних плит номінальною довжиною 6 м). Вона може бути збільшена до 9,6 x 6,2 м.

Сталобетонні ригелі, виконані замонолічуванням складеного сталевого перерізу, дозволяють суттєво зменшити розміри перерізу елементів і, що особливо важливо, висоту ригелів. Це дає змогу перейти на укрупнену сітку колон у багатоповерхових будівлях без збільшення будівельної висоти міжповерхових перекриттів, тобто зі збереженням уніфікованих висот поверхів. При цьому найбільш економічним кроком колон за використання плит з ніздрюватого бетону є крок у межах від 4,5 до 9,0м.

Зниження маси будівлі за рахунок застосування легких конструкцій і матеріалів призводить до зменшення розмірів перерізів несучих елементів і навантаження на основу, зменшення монтажних трудовитрат завдяки застосуванню конструктивних елементів простої геометричної форми і порівняно невеликої власної ваги, що дозволяє відмовитися від застосування крано-монтажного обладнання великої вантажопідйомності.

Найбільш очевидна перевага запропонованої каркасної системи з невеликою власною вагою може бути використана для швидкосторуджуваного житла й об'єктів громадського призначення в районах з відсутньою або віддаленою базою індустрії (районах нафто- і газодобування), у разі багатоповерхової надбудови будівель у процесі

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | 24 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | |

реконструкції, для спорудження об'єктів на майданчиках зі складними геологічними умовами, в сейсмонебезпечних районах.

Аналіз результатів проведеного експериментального проектування 13-поверхового житлового будинку показав, що питома витрата основних матеріалів на зведення багатоповерхових будівель зі сталебетонним кістяком залежно від розмірів сітки колон, може становити: металу (з урахуванням арматурних виробів) - до 30 кг/м²; ніздрюватого бетону - 0,25 м³/м²; монолітного бетону - 0,05 м³/м². Ці показники дозволяють дійти висновку, що легкий сталебетонний каркас за витратою металу успішно конкурує з традиційними системами каркасного і, тим більше, збірного будівництва із залізобетону.

Сталебетонні конструкції в Україні. З 1967 року кафедра будівельних конструкцій НУ «Львівська політехніка», а згодом і кафедра будівельних конструкцій ЛНАУ під керівництвом професора, доктора технічних наук Ф. Є. Клименка проводила дослідження сталебетонних плит і балок із звичайною та високоміцною напруженою стрічковою й листовою арматурами [31].

Останнім часом значну увагу приділяють дослідженню покрівель з несучими конструкціями у вигляді жорстких ниток-струн. Відомо, що це конструктивне вирішення потребує значних додаткових витрат металу порівняно з висячими системами, тому для зменшення цих витрат запропоноване нове конструктивне вирішення згинно-жорсткої нитки у вигляді сталебетонної ванти. Застосування сталебетонних згинно-жорстких вант стабілізує висячу покрівлю і зменшує металомісткість несучої конструкції [38].

Висока надійність роботи та ефективність сталебетонних конструкцій підтверджена в експериментальних дослідженнях сталебетонних фрагментів оболонок атомних реакторів, кілець із зовнішньою листовою арматурою, які здійснювалися у спеціальній термокамері в автоматизованому режимі [38].

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | 25 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | |

Взірці мали кільцеву форму діаметром серединної осі 1500 мм, висоту 150 мм і товщину стінки 240 мм. Ззовні та зсередини кільця мали листове армування гладкого і періодичного профілю. Серії кілець різнилися класом бетону (В20-В40), видом і відсотком армування. Як показали дослідження, таке армування оболонок підвищує безпеку експлуатації, ефективність використання матеріалу й зменшує витрати бетону.

1.3. Висновки до розділу 1

1. Застосування сталобетонних конструкцій дає змогу отримати значну економію основних будівельних матеріалів порівняно з традиційними залізобетонними.

2. Застосування зовнішнього армуванням у вигляді сталевого профільованого настилу для монолітних залізобетонних перекриттів сприяє зменшенню трудовитрат і енергоємності при виробництві, а зниження власної ваги плит перекриття призводить до зменшення витрат матеріалів за рахунок високої порожнистості, бетону з розтягнутої зони при забезпеченні спільної роботи профнастила з бетоном на опорах і в прольоті, що є одним із найважливіших показників ефективності конструктивних рішень перекриттів.

3. Сталобетонні конструкції, хоча й досить широко використовують у будівельній практиці, однак недостатньо вивчені.

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | 26 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | |

РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ЕКСПЕРЕМЕНТАЛЬНИХ ВИПРОБУВАНЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану зразків сталезалізобетонних балок з дефектами проводились в акредитованій Держстандартом України лабораторії випробувального центру Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка відповідно до [39].

Зразки випробовувались після досягнення бетоном проектної міцності у віці 28 діб і більше. Зразки зберігались при постійній позитивній температурі 15...25 ° і постійній відносній вологості $\approx 95\%$. Замість бетону проводився механічним способом, задля рівномірного розповсюдження компонентів бетону (рисунок 2.1). Забір компонентів проводився з точністю до 50 грамів.



Рисунок 2.1 – Склад полістиролбетону

Укладання бетонної суміші проводилося вручну. Задля кращого щеплення полістеролбетону з настилом, суміш укладали кельмою кидками. В кінці суміш вирівнювали по проектній позначці. Щоб суміш не розтікалась, було влаштовано опалубку з ОЗБ листа, яку було вкрито поліетиленовою плівкою (рисунок 2.2).

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|--|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | 27 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | | | | |



Рисунок 2.2 – Укладання бетонної суміші

Для заміру зсуву бетонного блоку відносно сталевого настилу в торцях плит використовувались індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм. Вони кріпились до зразків за допомогою епоксидного клею (рисунок 2.3).

В середині прольоту плит за допомогою прогиноміра Максимова замірялися деформації прогину. Схема розміщення вимірювальних приладів показана на рисунку 2.3.

Для вимірювання деформацій бетону була спроба встановлення тензометра Гугенбергера, але за рахунок пористої структури бетону, відліки на ньому не були коректними.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|-----|
| | | | | | 601БП. 10589017. ПЗ | Арк |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | 28 |

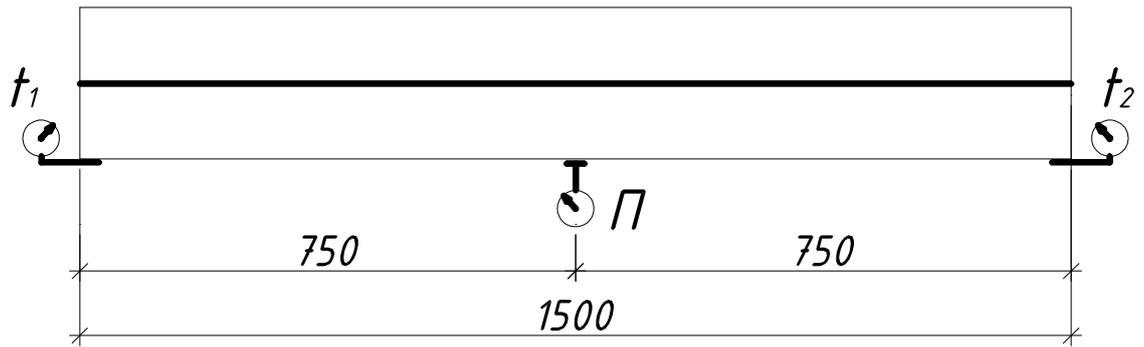


Рисунок 2.3 - Схема розміщення вимірювальних приладів на зразках другої групи: t_1 , t_2 – індикатори годинникового типу; П – прогиномір

Максимова

Всі зразки випробувались при статичному короточасному навантаженні. До місця випробовування зразки подавались власноруч, адже вага їхня не перевищувала 20 – 30 кг.

Зразки першої групи встановлювались на сталеву основу і завантажувались рівномірно розподіленим навантаженням. Випробування зразків виконувалось по однопролітній схемі (розрахункові проліт 1400 мм) з прикладанням навантаження на відстані 1/4 від опори. Завантаження виконувалось статичним навантаженням за допомогою вантажів через дошки, які спирались на бруси, а ті в свою чергу на полиці профнастилу (рисунок 2.4, 2.5). В якості вантажів використовували металеві блини різноманітної маси, які попередньо всі були зважені (рисунок 2.6). На кожному етапі навантаження витримували незмінним 5-10 хв.

Випробування зразків другої групи випробувались по однопролітній схемі з розрахунковим прольотом 1400 мм. Навантаження були прикладені на відстані 1/4 від опори. Завантаження проводилось статичним навантаженням за допомогою вантажів через дошки, що були встановлені на полістеролбетон (рисунок 2.7). На кожному етапі 5-10 хв навантаження витримували

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | 29 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | |



Рисунок 2.6 – Зваження металевих блинів

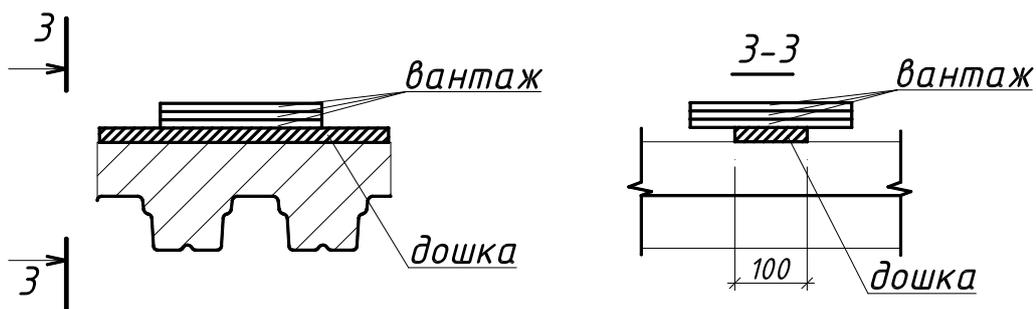


Рисунок 2.7 – Схема прикладання навантаження на зразки другої групи.

Схеми завантаження дослідних зразків показані на рисунку 2.8.

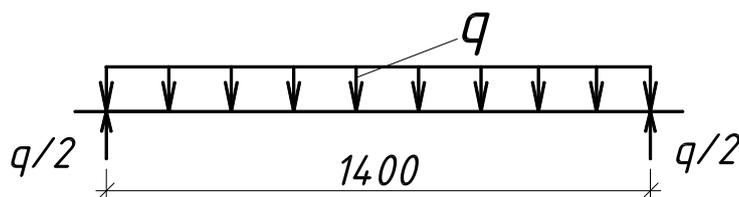


Рисунок 2.8 – Схема завантаження зразків першої та другої групи.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|-----|
| | | | | | 601БП. 10589017. ПЗ | Арк |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | 31 |

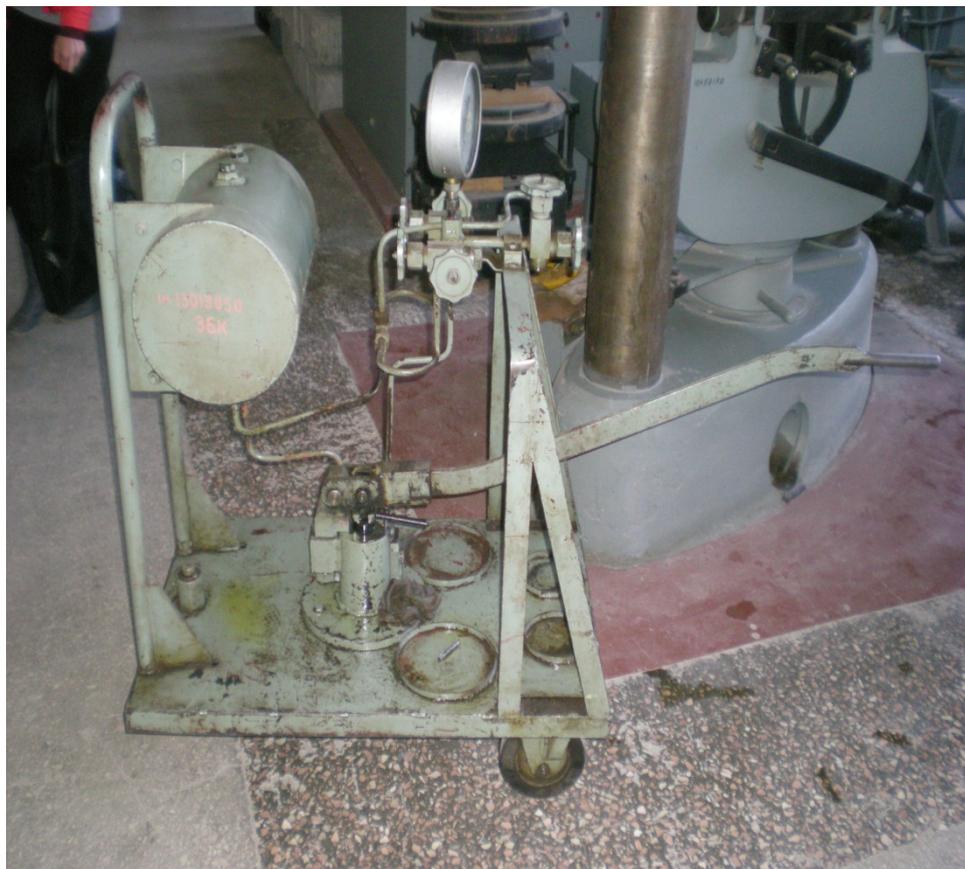


Рисунок 2.10 – Гідравлічний домкрат

| | | | | |
|------|------|----------|--------|------|
| | | | | |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата |

601БП. 10589017. ПЗ

Арк

33

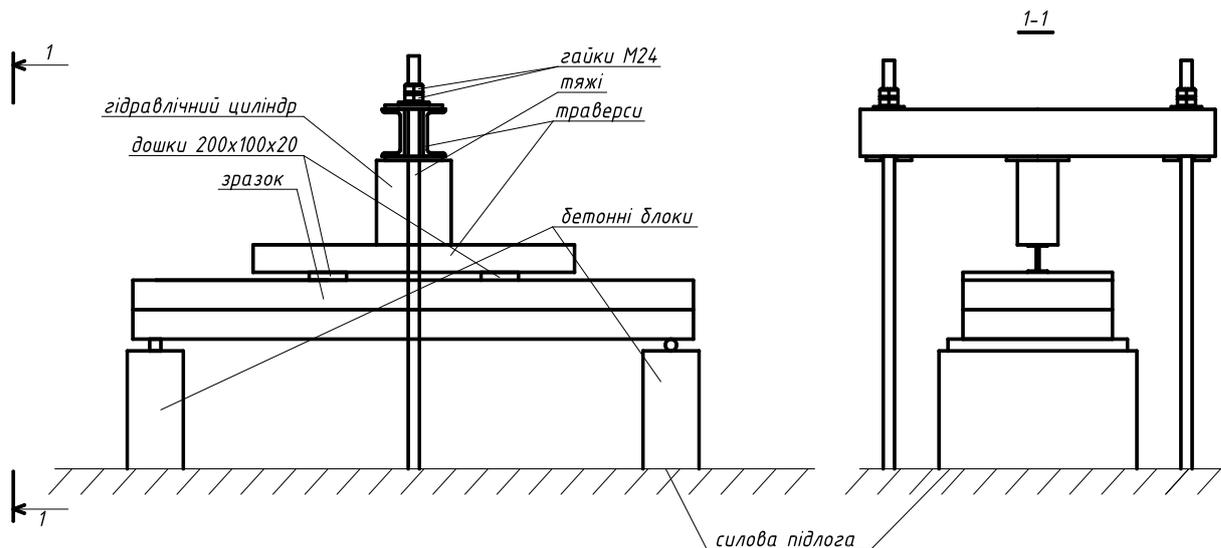


Рисунок 2.11 – Схема установки для випробовувань зразків третьої групи

2.1 Конструкція зразків

Для виготовлення всіх дослідних зразків використовувались наступні матеріали:

- зовнішня арматура – профільований лист Н75J
- гнучка арматура: арматурні стержні Ø4 з арматурної сталі класу АІІ;
- болтові анкери з різьбовою нарізкою Ø6;
- бетон: полістиролбетон (всі зразки були виготовлені з бетону трьох замісів, бетон був одного складу).

Перший етап зразків являв собою чистий профнастил шириною 390-410 мм (рисунок 2.13), довжиною 1500 мм. Товщина металу складала 0,7мм. Випробовування проходило в положенні “позитив” та “негатив” (рисунок 2.14)

| | | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | | 34 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | | |

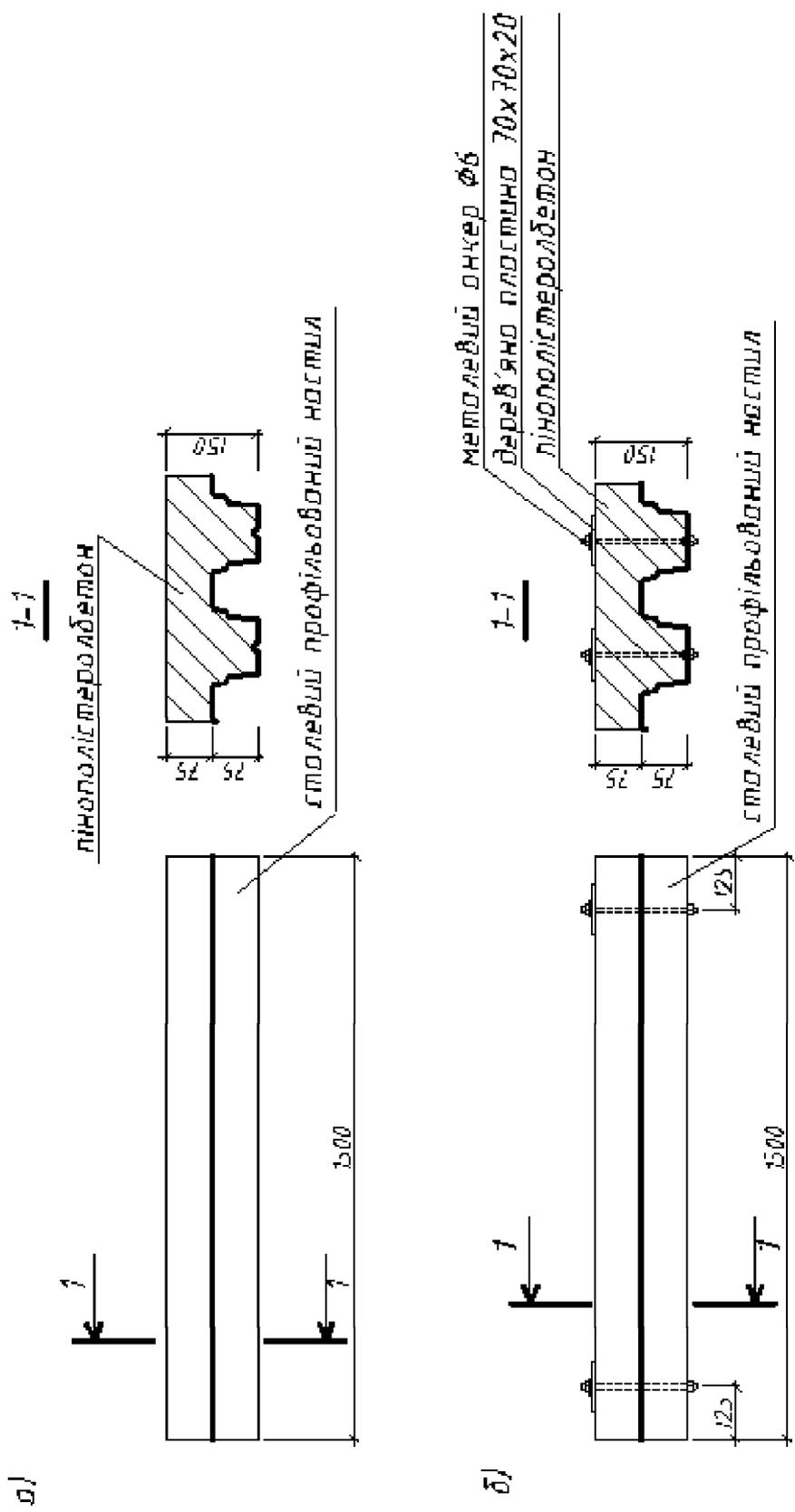


Рисунок 2.15 – Конструкція досліджуваних зразків: а) зразок ПМ-1;
 б) зразок ПМА-1

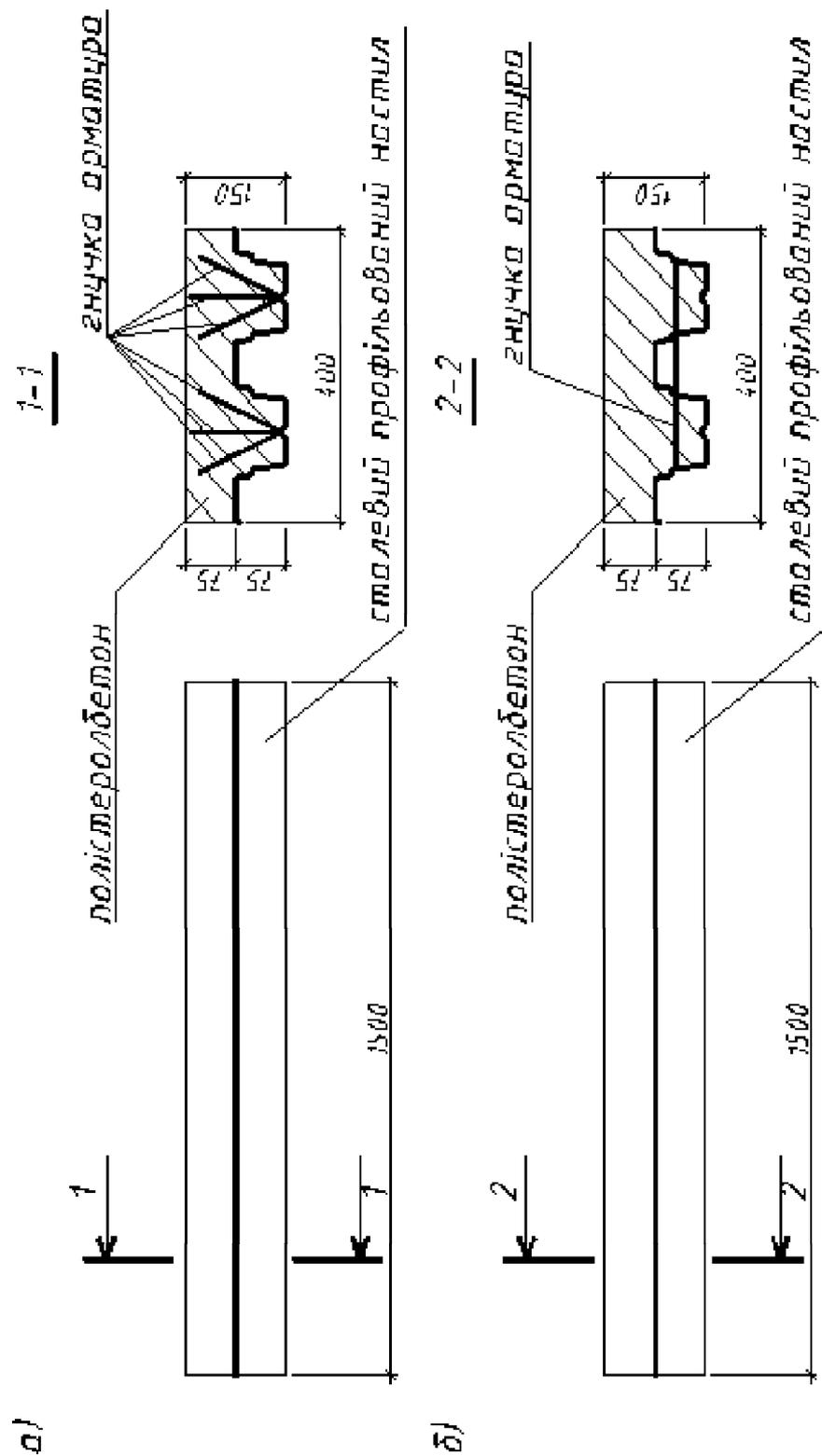


Рисунок 2.16 – Конструкція досліджуваних зразків: а) зразка ПМА-2;
 б) зразка ПМА-3

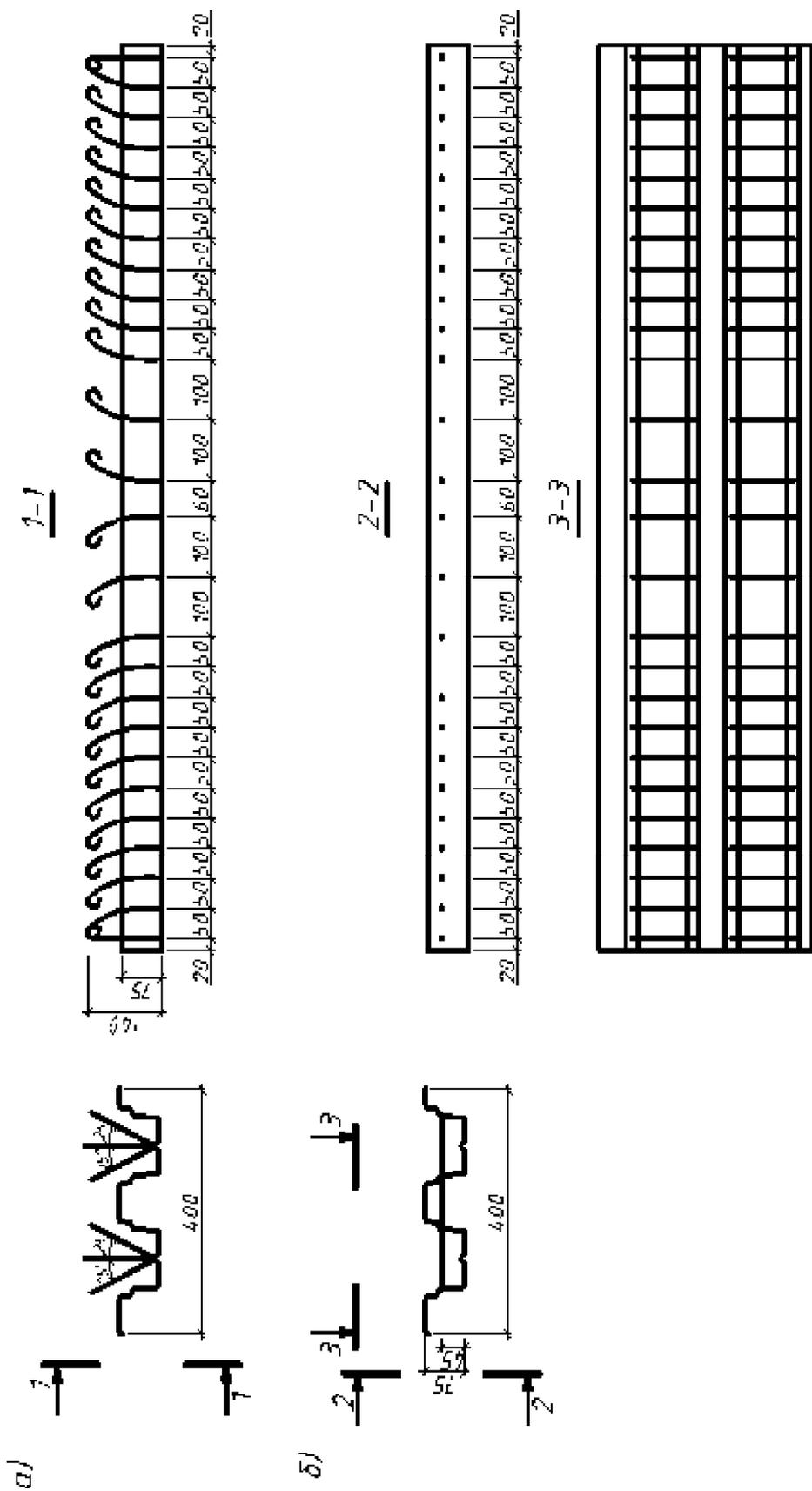


Рисунок 2.17 – Схема армування: а) зразка ПМА-2; б) зразка ПМА-3

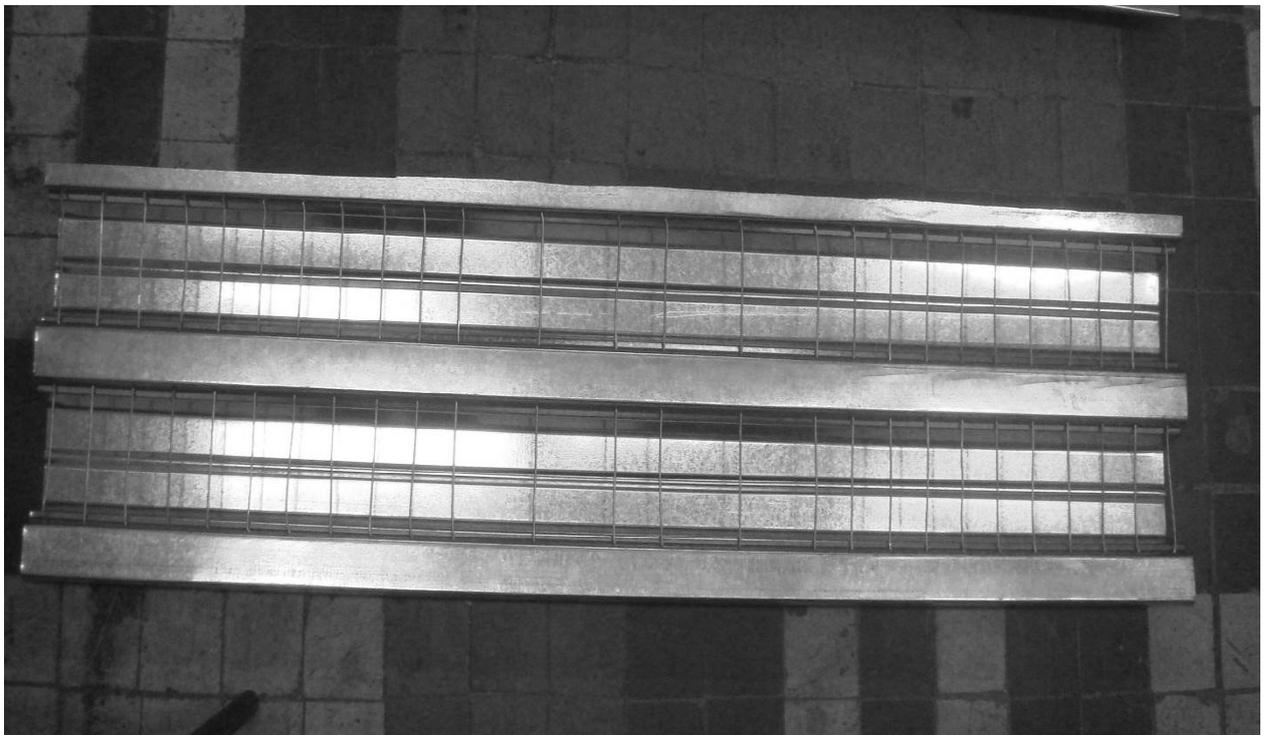
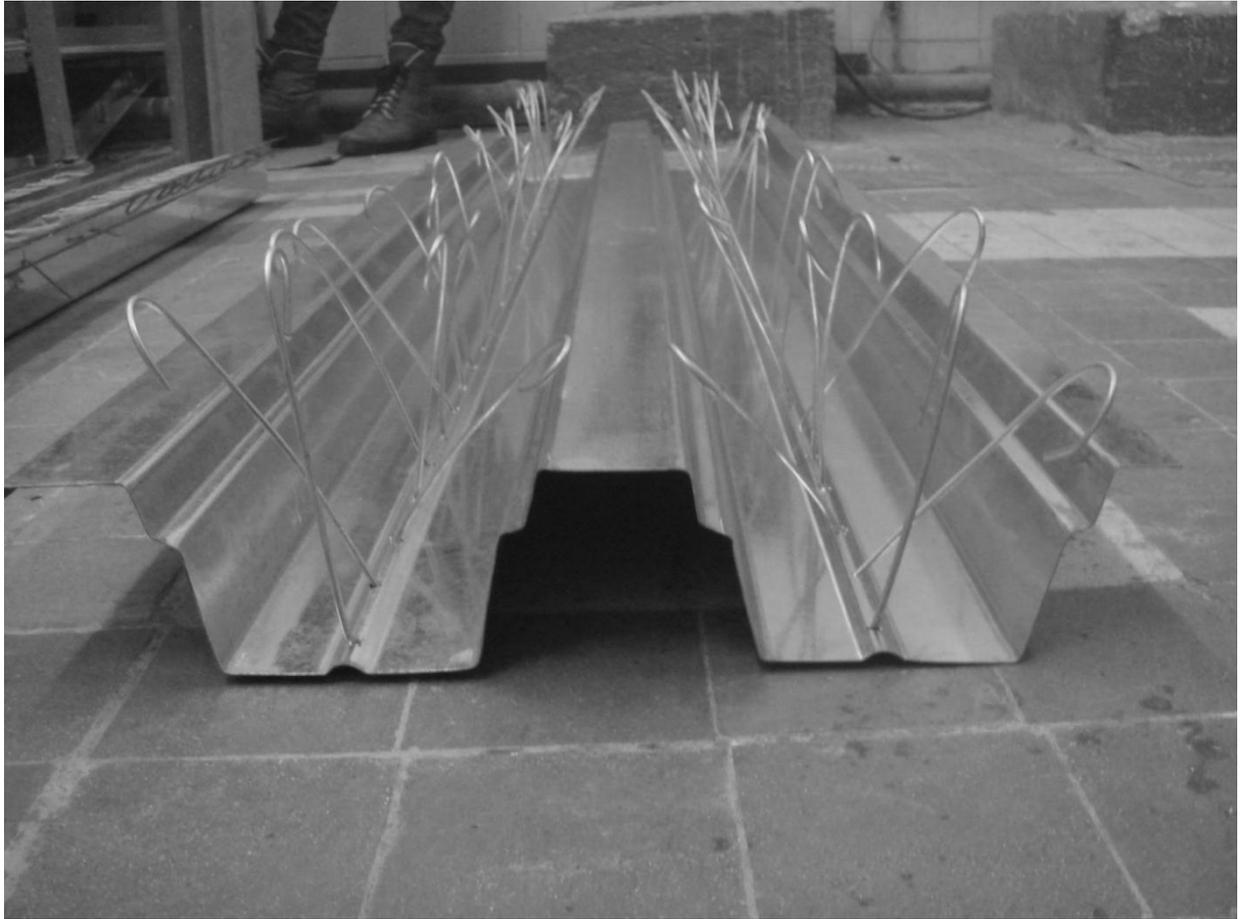


Рисунок 2.18 – Зображення гнучкої арматури на зразках ПМА-2 та ПМА-3 відповідно

2.2 Фізико-механічна характеристика матеріалів

Для виготовлення дослідних зразків в якості листової арматури використовувався сталевий профільований настил марки Н-75-750-0.7 по [28] з розрахунковим опором сталі $R_n = 210$ МПа. Для виготовлення дротяної гнучкої арматури було прийнято оцинкований дріт діаметром 4 мм.

Визначення фізико-механічних властивостей сталі жорсткої арматури (прокатного двотавра) проводилося згідно ДСТУ 7305:2013 шляхом випробування 3 стандартних плоских зразків у вигляді смуг (рисунок 2.20, 2.21), вирізаних зі стінки згідно [42] та полиці сталевого профільованого настилу. Виготовлення зразків проводилося на металорізальному станку. При виготовленні зразків були вжиті заходи (охолодження, відповідні режими обробки), що виключали можливість зміни властивостей металу при нагріванні або наклепі, що виникає внаслідок механічної обробки. В плоских зразках при їх виготовленні було збережено поверхневі шари прокату. Зазубрини на гранях плоских зразків були видалені механічним способом без ушкодження поверхні зразка. Розміри зразків приймалися згідно табл. 1 дод. 3 ДСТУ 7305:2013 (рисунок 2.21):

– $b_o = 20$ мм – ширина робочої частини зразка;

– $l_o = 60$ мм – початкова розрахункова довжина;

– $l = 100$ мм $> l_o + (1,5...2,5)\sqrt{F_o} = 62,5$ мм – робоча довжина;

– $h_1 = 50$ мм;

– $L = l + 2(h_1 + h_2) = 200$ мм.

| | | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | | 41 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | | |

В якості опорів сталі профільованих настилів σ_u і σ_y приймалися середні значення браковочного мінімуму випробувальних зразків стрічок на розтяг. Модуль пружності сталі $E = 2,1 \times 10^5$. Геометричні характеристики профільованих настилів наведені в табл. 2.1, а фактичні фізико механічні властивості листової сталі – в табл. 2.2.

Гнучка арматура була виготовлена з арматурної сталі класу Вр-І діаметром 4 мм. Після попередньої відбраковки результатів випробування арматурних стержнів було визначено середні значення фізико-механічних характеристик арматурної сталі, які наведені в табл. 2.3.

Для виготовлення дослідних зразків був використаний полістеролбетон, данні про склад якого наведені у табл. 2.4.

Замість бетону виконувався в лабораторії на кафедрі будівельних матеріалів Полтавського національного технічного університету ім. Юрія Кондратюка. Полістеролбетон – різновид легких бетонів, він являє собою композиційний матеріал, до складу якого входить порт ланд цемент, пористий заповнювач, а також модифікуючи добавки.

В якості легкого заповнювача, використовується пінополістерольні кульки діаметром 6 мм, які спінуються в спеціальній в спеціальній спінуючої установці (піноутворювачі) за допомогою пари і в результаті його первинний об'єм збільшується приблизно в 50 разів. Цей метод має перевагу, яка полягає в тому, що використання легкого пінополістерольного заповнювача, може здійснюватися або на будівельному майданчику або на заводі-виробнику полістеролбетону. З 125 кг ПСВ-С (бісеру), використовуваного в якості сировини гранул можна, отримати приблизно 10 м³ ПВГ (полістирол спінений гранульований) дуже теплого заповнювача.

Саме спінені гранули полістиролу грають особливу функцію в формуванні полістеролбетону. При їх застосуванні у полістеролбетонної суміші, значно поліпшуються міцнісні характеристики на розтяг, а також

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | 43 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | |

вигин. Як наслідок цього, полістеролбетон, при порівнянні з пінобетоном і газобетоном, не має тріщин.

Об'ємна щільність заповнювача, становить 9-15 кг/ м³ і не робить впливу на кінцеву міцність легкого бетону. Розмір зерен спінених часток: 4-6 мм. Пінополістирол характеризується дуже низькою теплопровідністю 0,027-0,040 Вт/м[°]С.

В полістеролбетоні, спінені гранули пінополістиролу, оточені цементним розчином, який і оберігає гранули, від зовнішніх впливів при експлуатації матеріалу (рисунок 2.22). Для гарної міцності полістеролбетону було взято марку цементу М500.



Рисунок 2.22 – Структура полістеролбетона

Згідно ДСТУ Б В.2.7-224:2009 та ДСТУ Б В.2.7-214:2009 міцність бетону визначалася шляхом аналізу мінімальних зусиль, які руйнують спеціально виготовлені контрольні зразки бетону (стандартні бетонні куби розміром 100×100×100 мм) при їх статичному завантаженні з постійним ростом швидкості навантаження з наступним обчисленням напружень при цих зусиллях в припущенні пружної роботи матеріалу.

Зразки виготовлялися у металевих формах, які відповідають вимогам ДСТУ Б В.2.8-38:2011. Перед використанням форм їх внутрішні поверхні були покриті тонким шаром змазки, яка не залишає плям на поверхні зразків і не

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | 44 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | |

впливає на властивості поверхневого шару бетону. Після остаточного укладання та ущільнення бетонної суміші в форми верхня поверхня зразка була заглажена кельмою. Перед випробуванням згідно [40, 41] зразки були візуально оглянені для встановлення наявності дефектів у вигляді відколів ребер, раковин та сторонніх включень. Зразки, які мають тріщини, відколи ребер глибиною більше ніж 10 мм, раковини діаметром більше 10 мм та глибиною 5 мм, а також сліди розшарування та недоущільнення бетонної суміші, випробуванню не підлягають. Напливи бетону на ребрах опорних граней зразків були видалені напильником.

Опорні грані відформованих зразків-кубів, які призначені для випробування на стиск, вибиралися таким чином, щоб стискаюча сила при випробуванні була направлена паралельно шарам укладання бетонної суміші в форми. Відхилення від перпендикулярності суміжних граней зразків-кубів та призм були перевірені згідно ДСТУ Б В.2.7-214:2009 та [40], виявлені невідповідності були виправлені шляхом вирівнювання опорних граней шліфуванням.

Випробування бетонних кубів проводилась на гідравлічному пресі ПММ-500 в лабораторії кафедри будівництва та цивільної інженерії Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» рисунок 2.23. Усі контрольні зразки однієї серії були випробувані в розрахунковому віці протягом 1 години. За руйнуюче навантаження приймалося максимальне зусилля, яке було досягнуте в процесі випробування.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|-----|
| | | | | | 601БП. 10589017. ПЗ | Арк |
| | | | | | | 45 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |



Рисунок 2.23 – Випробування кубиків полістеролбетону на міцність.

Результати визначення фізико-механічних властивостей бетону наведені в табл. 2.5.

Таблиця 2.1

Геометричні характеристики сталевого профільованого настилу

| Тип СПН | Площа перерізу А | Геометричні характеристики на 1 м ширини профілю | | | | | |
|----------|------------------|--|-----------------------|-----------------------|-------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| | | при стиснутих широких полицях | | | при стиснутих вузьких полицях | | |
| | | $I_x, \text{см}^4$ | $W_{x1}, \text{см}^3$ | $W_{x2}, \text{см}^3$ | $I_x, \text{см}^4$ | $W_{x1}, \text{см}^3$ | $W_{x2}, \text{см}^3$ |
| Н-75-750 | 11,3 | 129,6 | 31,6 | 38 | 129,6 | 30,2 | 37,6 |

Таблиця 2.2

Фізико-механічні властивості листових сталей

| № зразка | Робоча площа поперечного перерізу F_o , см ² | Зусилля, що відповідає межі текучості N_y , кН | Зусилля, що відповідає тимчасовому опору N_u , кН | Межа текучості сталі σ_y , МПа | Тимчасовий опір сталі σ_u , МПа |
|-------------------------------------|---|--|---|---------------------------------------|--|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 1 | 0,141 | 4,65 | 4,9 | 329,78 | 347,51 |
| 2 | 0,139 | 4,60 | 4,88 | 330,93 | 351,07 |
| 3 | 0,134 | 4,7 | 4,92 | 335,7 | 367,16 |
| Середнє значення, МПа | | | | 332,1 | 355,24 |
| Середньоквадратичне відхилення, МПа | | | | 4,32 | 47,36 |
| Коефіцієнт варіації, % | | | | 1,3 | 13,3 |

Таблиця 2.3

Фізико-механічні властивості арматурної сталі

| Діаметр, мм | Клас арматури | Межа плинності σ_s МПа | Тимчасовий опір σ_{sn} МПа | Модуль пружності E МПа |
|-------------|---------------|----------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| 4 | Вр-I | 439 | 536 | $1,7 \times 10^5$ |

Таблиця 2.4

Склад бетону, прийнятого для виготовлення дослідних зразків
(на 1 м³ бетону)

| Матеріал | Один. вим. | Витрата матеріалів на 1 м ³ бетону |
|--------------------------------------|----------------|---|
| Цемент | кг | 200 |
| Пористий заповнювач | м ³ | 1,05 |
| Рідка повітровтягуюча добавка (СДО) | кг | 1,0 |
| Вода | л | 100 |

| | | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | | 47 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | | |

Фізико-механічні властивості використаних бетонів

| Серія | Вага, кг | Експериментальна несуча здатність, кН | Середня об'ємна вага, кг/м ³ |
|-------|-------------|---|---|
| Б1 | 0.295 | 6.84 | 301 |
| | 0.31 | 6.85 | |
| | 0.3 | 6.35 | |
| Б2 | 0.325 | 7 | 335 |
| | 0.3 | 7.1 | |
| | 0.38 | 7.7 | |
| Б3 | 0.53 | 21.7 | 532 |
| | 0.56 | 21.8 | |
| | 0.505 | 18.48 | |
| Б4 | 0.37 | 8.94 | 363 |
| | 0.34 | 7.7 | |
| | 0.38 | 8.3 | |

2.3. Висновки до розділу 2

1. Програма експериментальних досліджень була складена з урахуванням вивчення впливу на несучу здатність і деформації конструкцій з профільованою листовою арматурою різних параметрів: способу забезпечення сумісної роботи арматури і бетону.

2. Одною з основних задач дослідження було підтвердження ефективності анкерних засобів, запропонованих автором.

3. Технологія виготовлення експериментальних зразків плит з профільованою арматурою повністю відповідала технології виготовлення натурних конструкцій.

4. Прийнята методика експериментальних досліджень повинна була забезпечити отримання об'єктивних даних про особливості роботи, міцність і деформативність монолітних плит по сталевому профільованому настилу.

**РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ВИПРОБУВАННЯ
СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З
ПОЛІСТИРОЛБЕТОНОМ**

3.1 Результати випробування профільного настилу

При випробуванні дослідних зразків вимірювались прогини в горизонтальній площині. Результати випробувань наведені в таблицях 3.1, 3.2, 3.3, 3.4.

Залежність прогинів від навантаження наведені на графіках 3.1, 3.2.

При випробуванні зразків Н-75-1,2 в нормальному та перевернутому положенні навантаження прикладалось рівномірно, та витримувалось по 5–10 хв на кожному ступені навантаження. Під час випробування зразки не доводились до руйнування а тільки до критичних прогинів що були рівними 1/300 прольоту. Навантаження прикладались за нормами (Єврокод 3).

Таблиця 3.1. Таблиця результатів випробування зразка Н-75-1 в нормальному положенні

| Ступінь навантаження | Навантаження, кН | Прогин | Н-75-1 |
|----------------------|------------------|--------|--------|
| 0 | 0 | 0 | - |
| 1 | 0.05368 | 0.14 | дошки |
| 2 | 0.41888 | 0.97 | 8 |
| 3 | 0.78313 | 1.53 | 16 |
| 4 | 1.14583 | 1.83 | 24 |
| 5 | 1.51083 | 2.16 | 32 |
| 6 | 1.87693 | 2.45 | 40 |
| 7 | 2.25628 | 2.73 | 48 |
| 8 | 2.62128 | 3 | 56 |
| 9 | 2.97898 | 3.3 | 64 |
| 10 | 3.33778 | 3.58 | 72 |
| 11 | 3.70608 | 3.86 | 80 |
| 12 | 4.08233 | 4.18 | 88 |
| 13 | 4.45693 | 4.48 | 96 |
| 14 | 4.92974 | 4.83 | 104 |
| 15 | 0 | 0.1 | - |

Таблиця 3.2 Таблиця результатів випробування зразка Н-75-2
в нормальному положенні

| Ступінь навантаження | Навантаження, кН | Прогин | Н-75-2 |
|----------------------|------------------|--------|--------|
| 0 | 0 | 0 | - |
| 1 | 0.05368 | 0.14 | дошки |
| 2 | 0.41878 | 0.63 | 8 |
| 3 | 0.78703 | 0.98 | 16 |
| 4 | 1.14953 | 1.34 | 24 |
| 5 | 1.50703 | 1.68 | 32 |
| 6 | 1.87223 | 1.99 | 40 |
| 7 | 2.23353 | 2.29 | 48 |
| 8 | 2.59023 | 2.58 | 56 |
| 9 | 2.96123 | 2.88 | 64 |
| 10 | 3.22053 | 3.11 | 68 |
| 11 | 3.58098 | 3.43 | 76 |
| 12 | 3.80548 | 3.61 | 80 |
| 13 | 3.99598 | 3.75 | 84 |
| 14 | 4.17898 | 3.88 | 88 |
| 15 | 4.36763 | 4.03 | 92 |
| 16 | 4.55302 | 4.18 | 96 |
| 17 | 4.74262 | 4.31 | 100 |
| 18 | 4.93212 | 4.44 | 104 |
| 19 | 0 | 0.2 | - |

Таблиця 3.3 Таблиця результатів випробування зразка Н-75-1 в
перевернутому положенні

| Ступінь навантаження | Навантаження, кН | Прогин | Н-75-1 |
|----------------------|------------------|--------|--------|
| 0 | 0 | 0 | - |
| 1 | 0.05368 | 0.22 | дошки |
| 2 | 0.41668 | 2.04 | 8 |
| 3 | 0.78178 | 2.95 | 16 |
| 4 | 1.13854 | 3.48 | 24 |
| 5 | 1.51014 | 3.92 | 32 |
| 6 | 1.87524 | 4.51 | 40 |
| 7 | 2.23994 | 4.89 | 48 |
| 8 | 2.59909 | 5.25 | 56 |
| 9 | 2.96639 | 5.61 | 64 |
| 10 | 3.32549 | 5.95 | 72 |
| 11 | 3.70034 | 6.32 | 80 |
| 12 | 4.07149 | 6.66 | 88 |
| 13 | 4.43719 | 7.05 | 96 |
| 14 | 0 | 0.12 | - |

| | | | | |
|------|------|----------|--------|------|
| | | | | |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата |

601БП. 10589017. ПЗ

Арк

50

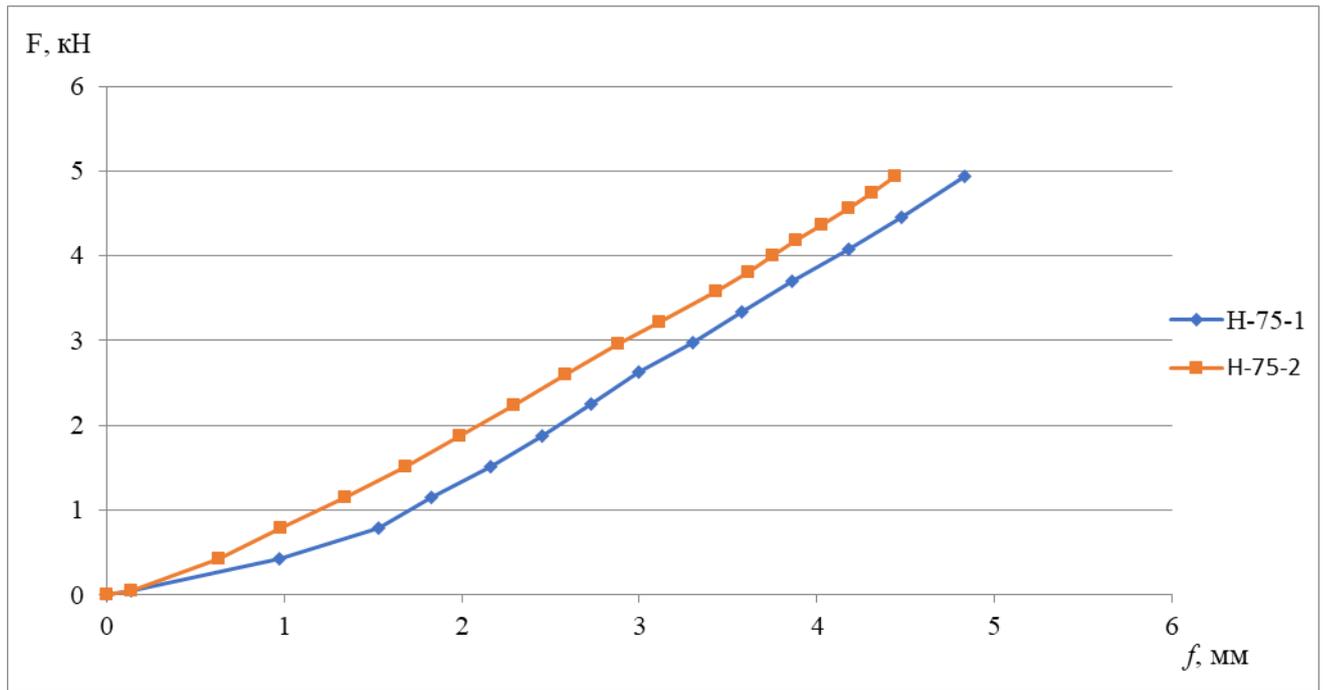


Рисунок 3.2 – Графік залежності вертикального прогину зразка Н-75-1 та Н-75-2 від навантаження в нормальному положенні.

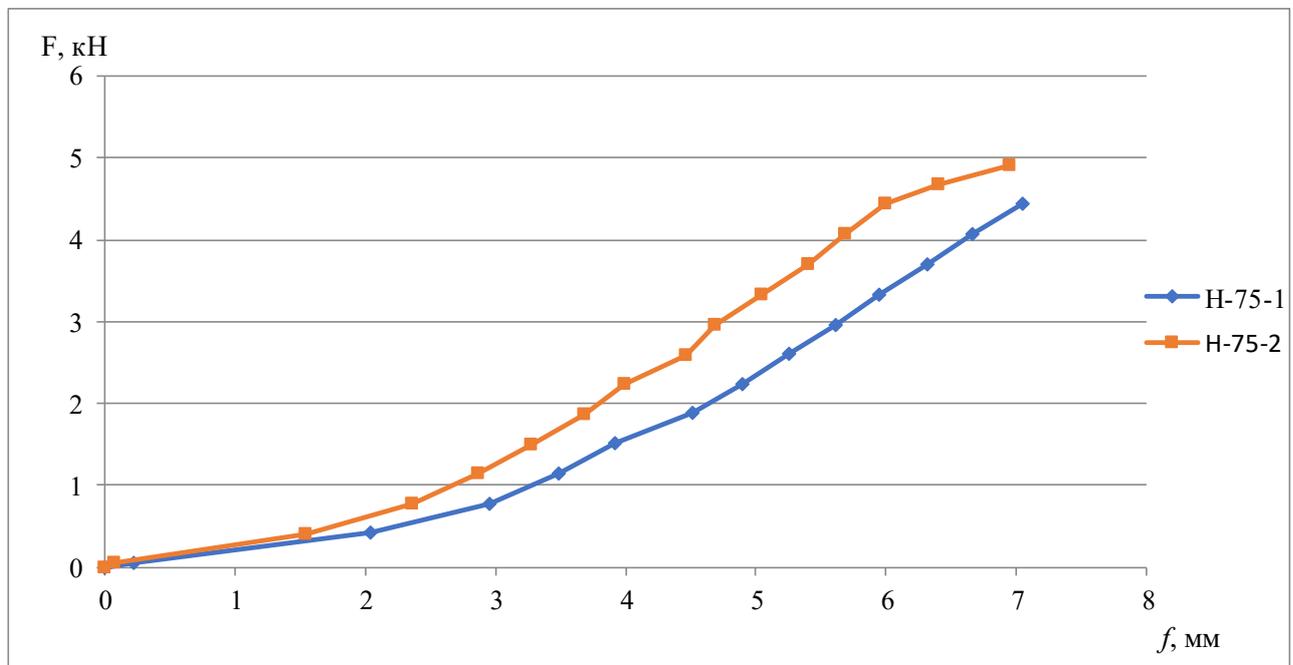


Рисунок 3.3 – Графік залежності вертикального прогину зразка Н-75-1 та Н-75-2 від навантаження в перевернутому положенні.



Рисунок 3.4 – Випробовування зразків в перевернутому положенні.

| | | | | |
|------|------|----------|--------|------|
| | | | | |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата |

601БП. 10589017. ПЗ

Арк

53

3.2. Результати випробування профільованого настилу з монолітним полістеролбетоном без анкеровки

При випробуванні дослідних зразків вимірювались прогини в горизонтальній площині, також вимірювався зсув бетону відносно профнастилу, данні по випробуванню зразка ПМ-1 наведенні в табличній формі (таблиця 3.5).

Залежність прогинів від навантаження наведені на графіках 3.5, 3.6.

Характер залежностей величини прогинів зразка від навантаження свідчить про його значну пластичну роботу.

Таблиця 3.5

Таблиця результатів випробування зразка ПМ-1

| Ступінь навантаження | Навантаження, кН | Прогин | Н-75-1 | Індикатор годинникового типу 1, мм | Індикатор годинникового типу 2, мм | Тензометр гутенберга |
|----------------------|------------------|--------|-------------|------------------------------------|------------------------------------|--|
| 0 | 0 | 0 | - | 0 | 0 | 20 |
| 1 | 1.71231 | 0.91 | дошки+ 4 | 0.4 | 0.38 | 17 |
| 2 | 3.37481 | 1.62 | 8 | 0.51 | 0.1 | 16 |
| 3 | 5.05731 | 2.26 | 12 | 0.71 | -0.01 | 15 |
| 4 | 6.72421 | 2.94 | 16 | 0.5 | -0.19 | 13.5 |
| 5 | 8.45611 | 3.58 | 20 | 0.38 | -0.38 | 12 |
| 6 | 9.30011 | 3.96 | 22 | 0.24 | -0.58 | 11 |
| 7 | 9.72291 | 4.3 | 23 | 0.16 | -0.64 | 9.5 |
| 8 | 10.14091 | 4.5 | 24 | 0.1 | -0.7 | 10 |
| 9 | 10.14091 | 4.67 | - | 0.1 | -0.72 | вийшов за 0 в результаті відривання бетону від крайньої стінки настилу |
| 10 | 10.98291 | 4.88 | 26 | -0.15 | -1.55 | |
| 11 | 11.82081 | 5.19 | 28 | -0.28 | -1.8 | |
| 12 | 11.82081 | 5.32 | - | -3.5 | -2 | |
| 13 | 11.82081 | 5.32 | - | -4 | -2.1 | |
| 14 | 11.82081 | 0.3 | - | -2.9 | 0.9 | |

При випробуванні зразка ПМ-1 навантаження прикладалось рівномірно та витримувалось на кожній ступені навантаження по 5 – 10 хв. При вимірюванні зсуву бетону відносно профільованого настилу на перших ступенях навантаження індикатори годинникового типу 1,2 мав некоректні

показники за рахунок обтиску металу на опорах. На восьмій ступені навантаження був чутний характерний тріск, який супроводжувався відставанням бетону від стінок профільованого настилу. На десятій, дванадцятій ступені звук посилювався (більш нагадував різкі хлопки), що означало відривання бетону від нижніх полиць профільованого настилу. Після того, як настил відірвався від бетону, сумісна робота бетону з профільованим настилом не забезпечувалась. Також слід зауважити, що в верхній зоні зразка не відбувалось руйнування полістеролбетона, що означає що нейтральна лінія зразка проходила в площині профільованого настилу. Щоб знайти модуль пружності бетону, була спроба прилаштувати до зразка тензометр Гугенбергера, та за рахунок пористості полістеролбетону показники датчика були не коректні і в подальшому визначались з призм в лабораторних умовах.

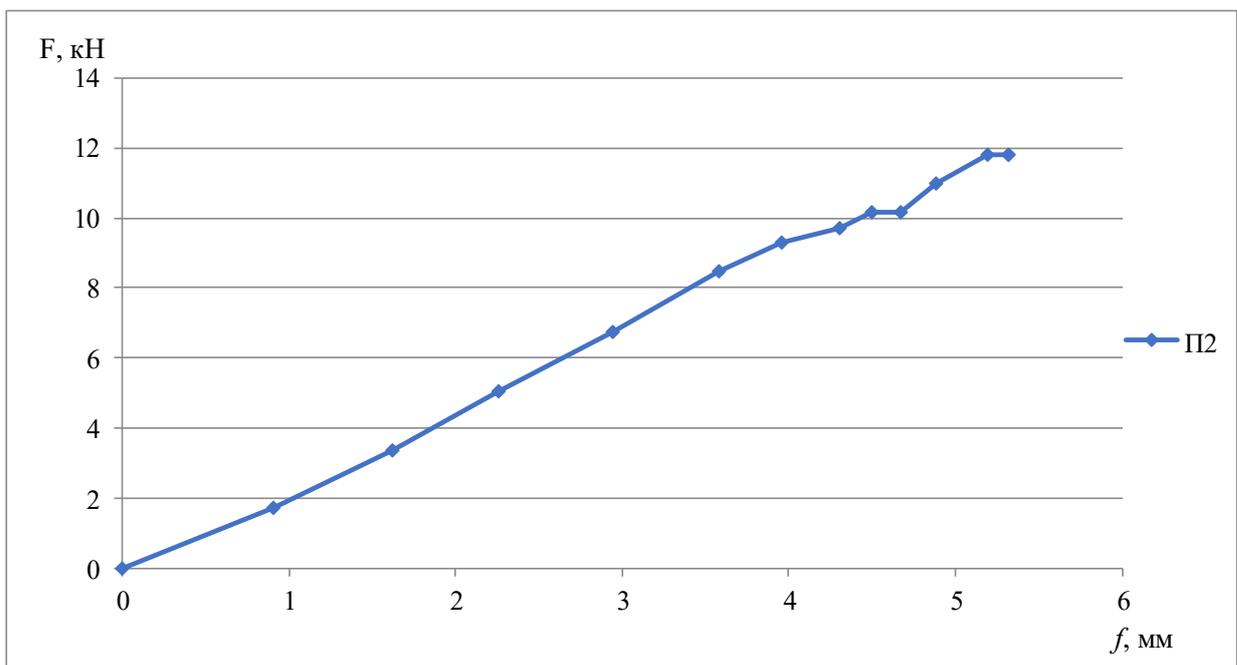


Рисунок 3.5 – Графік залежності вертикального прогину зразка ПМ-1 від навантаження.

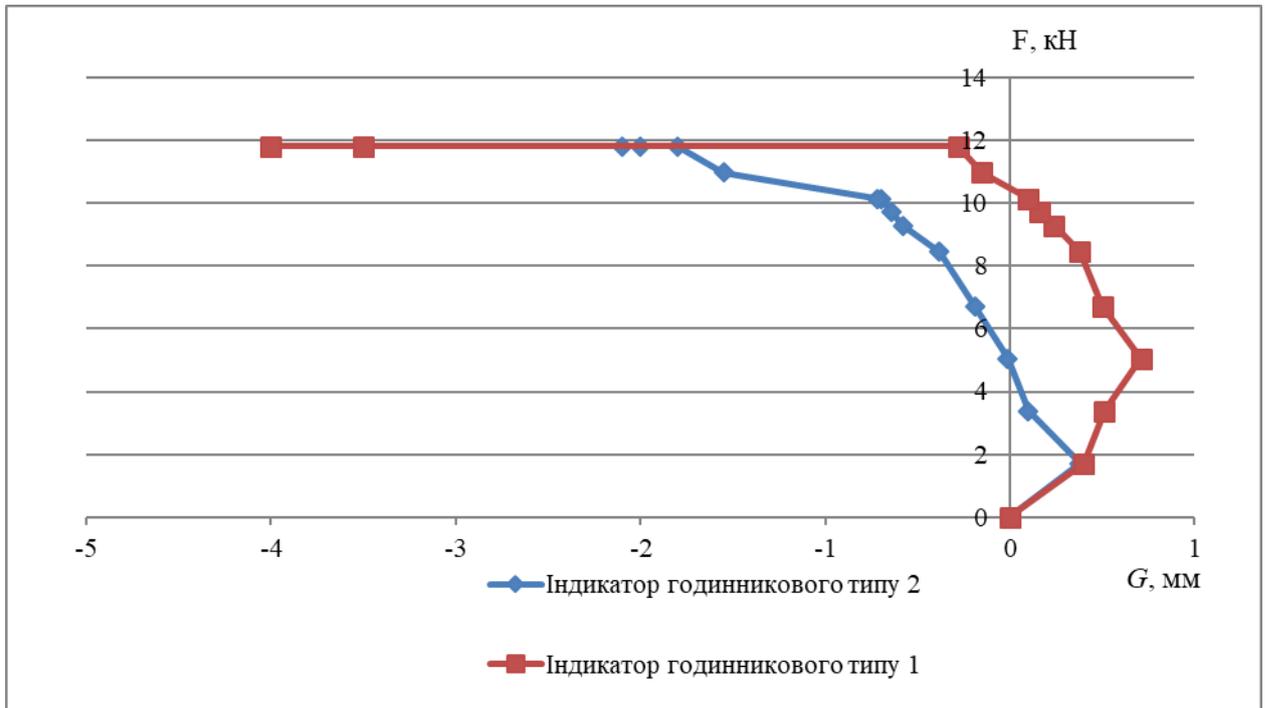


Рисунок 3.6 – Графік залежності зсуву бетону відносно профільованого настилу зразка ПМ-1 від навантаження.



Рисунок 3.7 – Зразок ПМ-1 в випробувальній установці



Рисунок 3.8 – Характер руйнування зразка ПМ-1

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|--|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | 57 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | | | | |

601БП. 10589017. ПЗ

3.3. Результати випробування профільованого настилу з монолітним полістеролбетоном з посиленням болтовим анкеруванням.

При випробуванні дослідних зразків вимірювались прогини в горизонтальній площині, також вимірювався зсув бетону відносно профнастилу, данні по випробуванню зразка ПМА-1,4,5 наведенні в табличній формі (таблиця 3.6, 3.7, 3.8).

Залежність прогинів від навантаження зразків ПМА-1,4,5 наведені на графіках 3.9, 3.12, 3.17. Залежність зсуву від навантаження ПМА-1,4,5 наведені на графіках 3.10, 3.14, 3.19.

Таблиця 3.6

Таблиця результатів випробування зразка ПМА-1

| Ступінь навантаження | Навантаження, кН | Прогин, мм | Індикатор год. типу 1, мм | Індикатор год. типу 2, мм |
|----------------------|------------------|------------|---------------------------|---------------------------|
| 0 | - | 0 | 0 | 0 |
| 1 | установка-1.48 | 0.14 | 0.05 | 0 |
| 2 | 2.48 | 1.11 | 0.05 | 0 |
| 3 | 3.48 | 1.41 | 0.05 | 0 |
| 4 | 4.48 | 1.93 | 0.9 | 0 |
| 5 | 5.48 | 2.51 | 0.9 | 0 |
| 6 | 6.48 | 3.15 | 0.9 | 0.003 |
| 7 | 7.48 | 3.68 | 0.9 | 0.005 |
| 8 | 8.48 | 4.24 | 0.9 | 0.1 |
| 9 | 9.48 | 4.88 | 0.9 | 0.105 |
| 10 | 10.48 | 5.31 | 0.9 | 0.11 |
| 11 | 11.48 | 5.86 | 0.9 | 0.12 |
| 12 | 12.48 | 6.32 | 0.905 | 0.13 |
| 13 | 13.48 | 6.76 | 0.905 | 0.139 |
| 14 | 14.48 | 7.36 | 0.915 | 0.15 |
| 15 | 15.48 | 7.91 | 0.915 | 0.18 |
| 16 | 16.48 | 9.1 | 0.92 | 0.52 |
| 17 | витримка 5 хв. | 9.26 | 1.05 | 0.57 |
| 18 | витримка 10 хв. | 9.27 | 1.05 | 0.6 |
| 19 | установка | 2.73 | 1.96 | 0.2 |
| 20 | 0 | 0.84 | 0.88 | 0.25 |

При випробовуванні зразка ПМА-1 навантаження прикладалось рівномірно та витримувалось на кожній ступені навантаження по 5 – 10 хв. При вимірюванні зсуву бетону відносно профільованого настилу на перших ступенях навантаження індикатори годинникового типу 1 мав некоректні показники за рахунок обтиску металу на опорах. На сьомій ступені навантаження був чутний характерний тріск, який супроводжувався відставанням бетону від стінок профільованого настилу. На десятій одинадцятій ступені звук посилювався (більш нагадував різкі хлопки), що означало відривання бетону від нижніх полиць профільованого настилу. На сімнадцятій, вісімнадцятій ступені зразок активно деформувався при сталому навантаженні, що означало що він втрачає свою несучу здатність. Після того, як настил відірвався від бетону, сумісну роботу бетону з профільованим настилом забезпечувалось тільки за рахунок вертикальних болтових анкерів. Слід зауважити на тому, що деформація анкерів не відбувалась, тому можна запропонувати брати стержні не з діаметром 6 мм а значно менше. Також слід зауважити, що в верхній зоні зразка не відбувалось руйнування полістеролбетона, що означає що нейтральна лінія зразка проходила в площині профільованого настилу.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|-----|
| | | | | | 601БП. 10589017. ПЗ | Арк |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | 59 |



Рисунок 3.11 – Зображення зразка ПМА-1 в установці.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|-----|
| | | | | | 601БП. 10589017. ПЗ | Арк |
| | | | | | | 61 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |



Рисунок 3.12 – Характер руйнування зразка ПМА-1.

| | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|--|---------------------|-----|
| | | | | | | 601БП. 10589017. ПЗ | Арк |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | | 62 |

Таблиця результатів випробування зразка ПМА-4

| Ступінь навантаження | Навантаження, кН | Прогин, мм | Індикатор год. типу 1, мм | Індикатор год. типу 2, мм |
|----------------------|------------------|------------|---------------------------|---------------------------|
| 0 | - | 0 | 0 | 0 |
| 1 | установка-1.48 | 2.38 | 0.06 | 0.03 |
| 2 | 2.48 | 2.44 | 0.06 | 0.03 |
| 3 | 3.48 | 2.84 | 2.06 | 0.03 |
| 4 | 4.48 | 3.48 | 2.07 | 0.03 |
| 5 | 5.48 | 4.21 | 2.12 | 0.015 |
| 6 | 6.48 | 3.94 | 2.17 | -0.001 |
| 7 | 7.48 | 5.64 | 2.21 | -0.03 |
| 8 | 8.48 | 6.42 | 2.25 | -0.065 |
| 9 | 9.48 | 7.24 | 2.21 | -1.11 |
| 10 | 10.48 | 7.8 | 2.16 | -1.145 |
| 11 | 11.48 | 8.72 | 2.09 | -1.35 |
| 12 | 12.48 | 9.58 | 2.02 | -1.45 |
| 13 | 13.48 | 11.49 | 2.06 | -1.35 |
| 14 | 0 | 10.43 | 2.01 | -1.17 |

При випробуванні зразка ПМА-4 навантаження прикладалось рівномірно та витримувалось на кожній ступені навантаження по 5 – 10 хв. При вимірюванні зсуву бетону відносно профільованого настилу на перших ступенях навантаження індикатори годинникового типу 1,2 мав некоректні показники за рахунок обтиску металу на опорах. На сьомій ступені навантаження був чутний характерний тріск, який супроводжувався відставанням бетону від стінок профільованого настилу. На десятій одинадцятій ступені звук посилювався (більш нагадував різкі хлопки), що означало відривання бетону від нижніх полиць профільованого настилу. Після того, як настил відірвався від бетону, сумісну роботу бетону з профільованим настилом забезпечувалось тільки за рахунок вертикальних болтових анкерів. Слід зауважити на тому, що деформація анкерів не відбувалась, тому можна запропонувати брати стержні не з діаметром 6 мм а значно менше. Також слід зауважити, що в верхній зоні зразка не відбувалось руйнування

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | 63 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | |

полістеролбетона, що означає що нейтральна лінія зразка проходила в площині профільованого настилу. Щоб знайти модуль пружності бетону, була спроба прилаштувати до зразка індикатор годинникового типу, та за рахунок пористості полістирол бетону при намаганнях приклеїти різноманітними клеями базу до зразка, бетон ромякшувався і відколювався. Тому в подальшому визначались з призм в лабораторних умовах.



Рисунок 3.13 – Зображення зразка ПМА-4 в установці.

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | 64 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | |

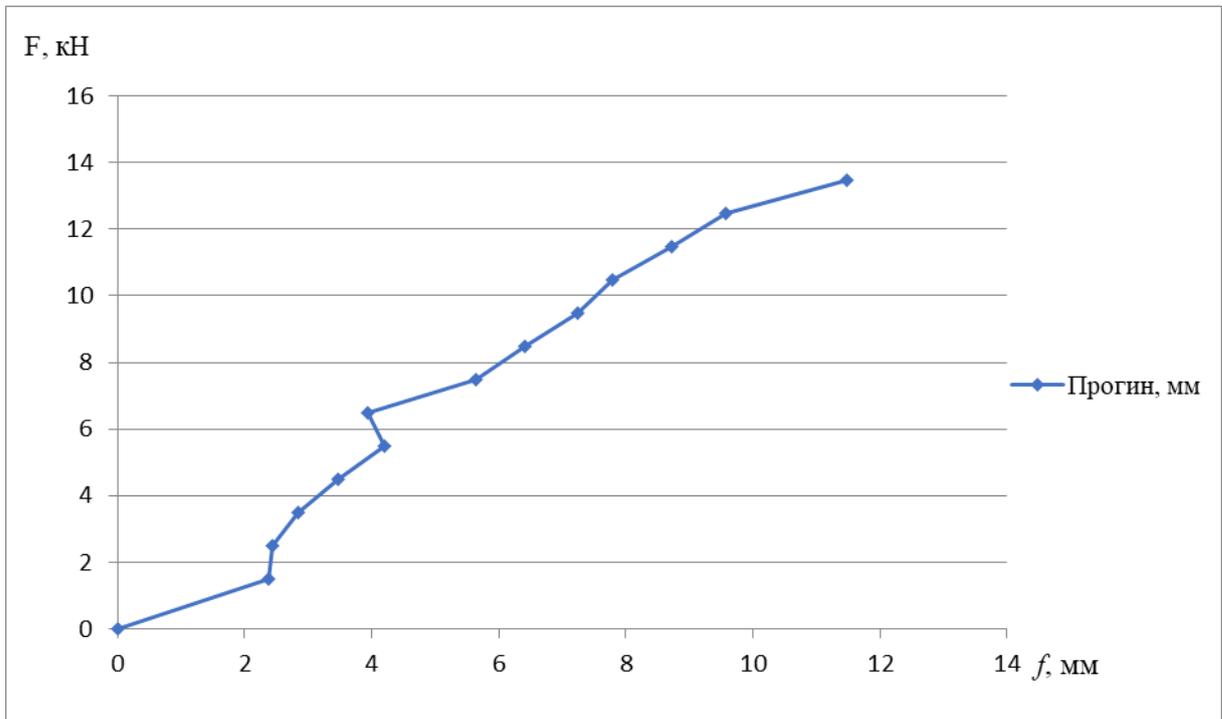


Рисунок 3.14 – Графік залежності вертикального прогину зразка ПМА-4 від навантаження.

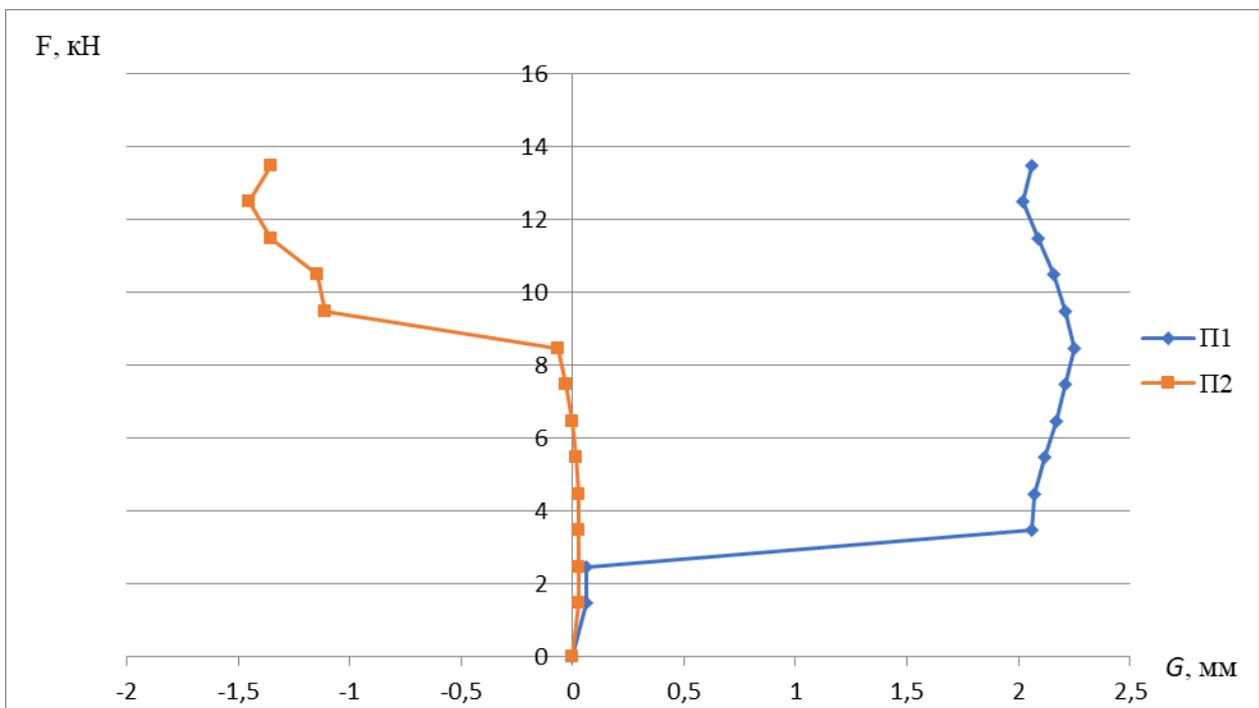


Рисунок 3.15 – Графік залежності зсуву бетону відносно профільованого настилу зразка ПМА-4 від навантаження.



Рисунок 3.16 – Характер руйнування зразка ПМА-4.

| | | | | |
|------|------|----------|--------|------|
| | | | | |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата |

601БП. 10589017. ПЗ

Арк

66

Таблиця результатів випробування зразка ПМА-5

| Ступінь навантаження | Навантаження, кН | Прогин, мм | Індикатор год. типу 1, мм | Індикатор год. типу 2, мм |
|----------------------|------------------|------------|---------------------------|---------------------------|
| 0 | - | 0 | 0 | 0 |
| 1 | установка-1.48 | 1.34 | 0.25 | 0.01 |
| 2 | 2.48 | 2.53 | 0.255 | 0.015 |
| 3 | 3.48 | 4.01 | 0.26 | 0.015 |
| 4 | 4.48 | 4.44 | 0.181 | -0.012 |
| 5 | 5.48 | 5.94 | 0.191 | -0.022 |
| 6 | 6.48 | 6.91 | 0.191 | -0.08 |
| 7 | 7.48 | 7.75 | 0.191 | -0.12 |
| 8 | 8.48 | 8.51 | 0.191 | -0.171 |
| 9 | 9.48 | 9.25 | 0.185 | -0.23 |
| 10 | 10.48 | 10.06 | 0.16 | -0.3 |
| 11 | 11.48 | 10.76 | 0.13 | -0.51 |
| 12 | 12.48 | 12.65 | 0.11 | -1.09 |
| 13 | 0 | 3.98 | 0.51 | -0.52 |

При випробуванні зразка ПМА-5 навантаження прикладалося рівномірно та витримувалося на кожній ступені навантаження по 5 – 10 хв. При вимірюванні зсуву бетону відносно профільованого настилу на перших ступенях навантаження індикатори годинникового типу 2 мав некоректні показники за рахунок обтиску металу на опорах. На шостій ступені навантаження був чутний характерний тріск, який супроводжувався відставанням бетону від стінок профільованого настилу. На десятій одинадцятій ступені звук посилювався (більш нагадував різкі хлопки), що означало відривання бетону від нижніх полиць профільованого настилу. Після того, як настил відірвався від бетону, сумісну роботу бетону з профільованим настилом забезпечувалося тільки за рахунок вертикальних болтових анкерів. Слід зауважити на тому, що деформація анкерів не відбувалась, тому можна запропонувати брати стержні не з діаметром 6 мм а значно менше. Також слід зауважити, що в верхній зоні зразка не відбувалось руйнування полістеролбетона, що означає що нейтральна лінія зразка проходила в площині профільованого настилу.

| | | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | | 67 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | | |

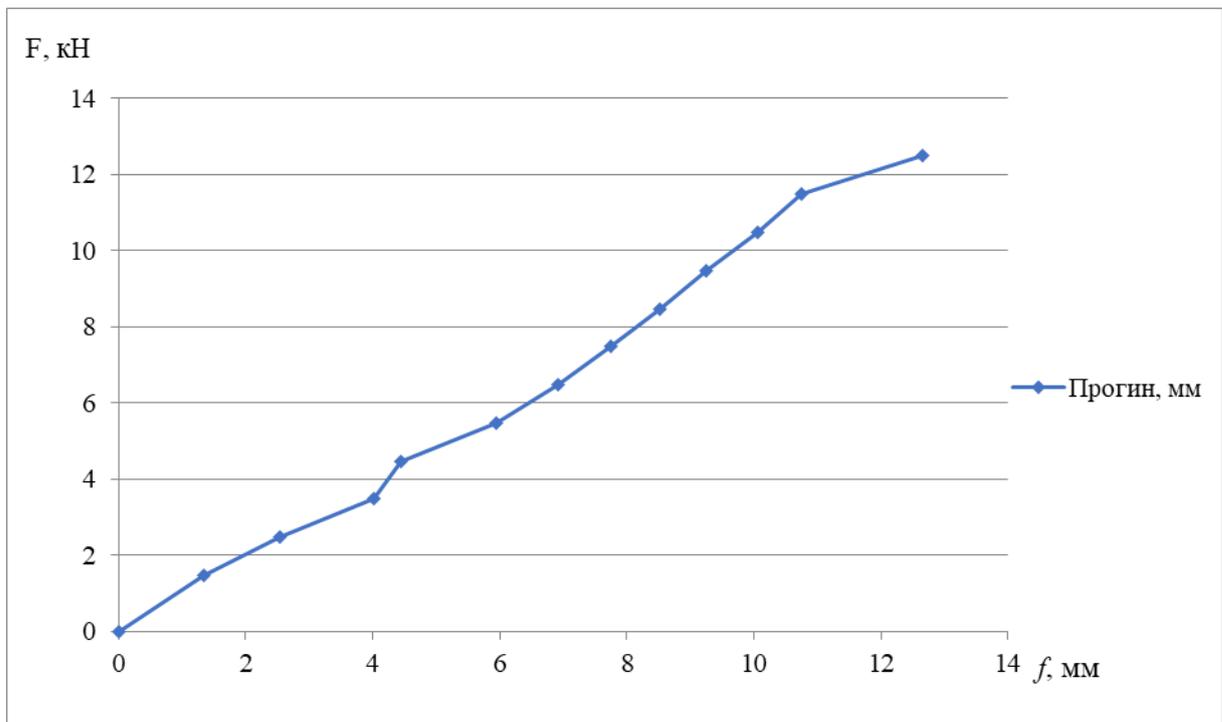


Рисунок 3.17 – Графік залежності вертикального прогину зразка ПМА-5 від навантаження.

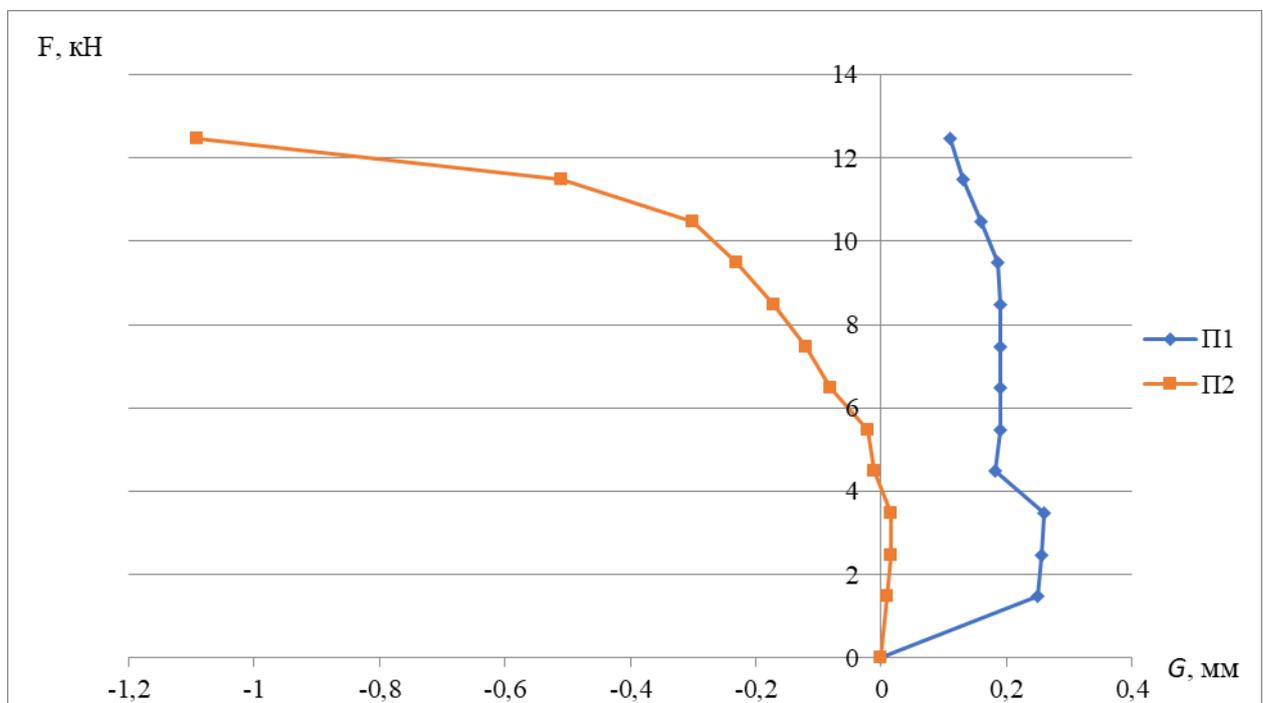


Рисунок 3.18 – Графік залежності зсуву бетону відносно профільованого настилу зразка ПМА-5 від навантаження.



Рисунок 3.19 – Зображення зразка ПМА-5 в установці.

| | | | | |
|------|------|----------|--------|------|
| | | | | |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата |

601БП. 10589017. ПЗ

Арк

69



Рисунок 3.20 – Характер руйнування зразка ПМА-5

| | | | | |
|------|------|----------|--------|------|
| | | | | |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата |

601БП. 10589017. ПЗ

Арк

70

При випробовуванні зразка ПМА-2 навантаження прикладалось рівномірно та витримувалось на кожній ступені навантаження по 5 – 10 хв. На тринадцятій ступені навантаження був чутний характерний тріск, який супроводжувався відставанням бетону від стінок профільованого настилу. На сімнадцятій, вісімнадцятій ступені звук посилювався (більш нагадував різкі хлопки), що означало відривання бетону від нижніх полиць профільованого настилу. Після того, як настил відірвався від бетону, сумісну роботу бетону з профільованим настилем забезпечувалось тільки за рахунок поперечних гнучких анкерів. Слід зауважити на тому, що деформація анкерів не відбувалась, а відбувалось зминання стінок профільованого настилу. Тому можна зробити висновок, що діаметр гнучкої арматури можна зменшувати. Також слід зауважити, що в верхній зоні зразка не відбувалось руйнування полістеролбетона, що означає що нейтральна лінія зразка проходила в площині профільованого настилу.

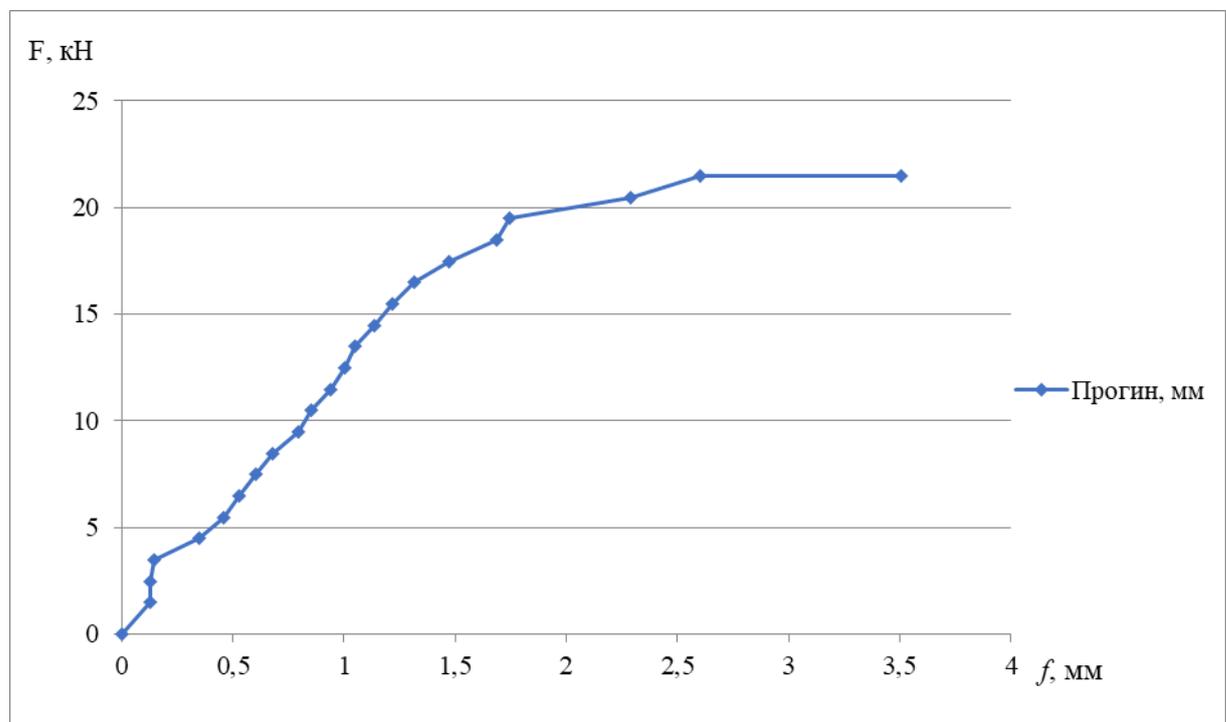


Рисунок 3.21 – Графік залежності вертикального прогину зразка ПМА-2 від навантаження.

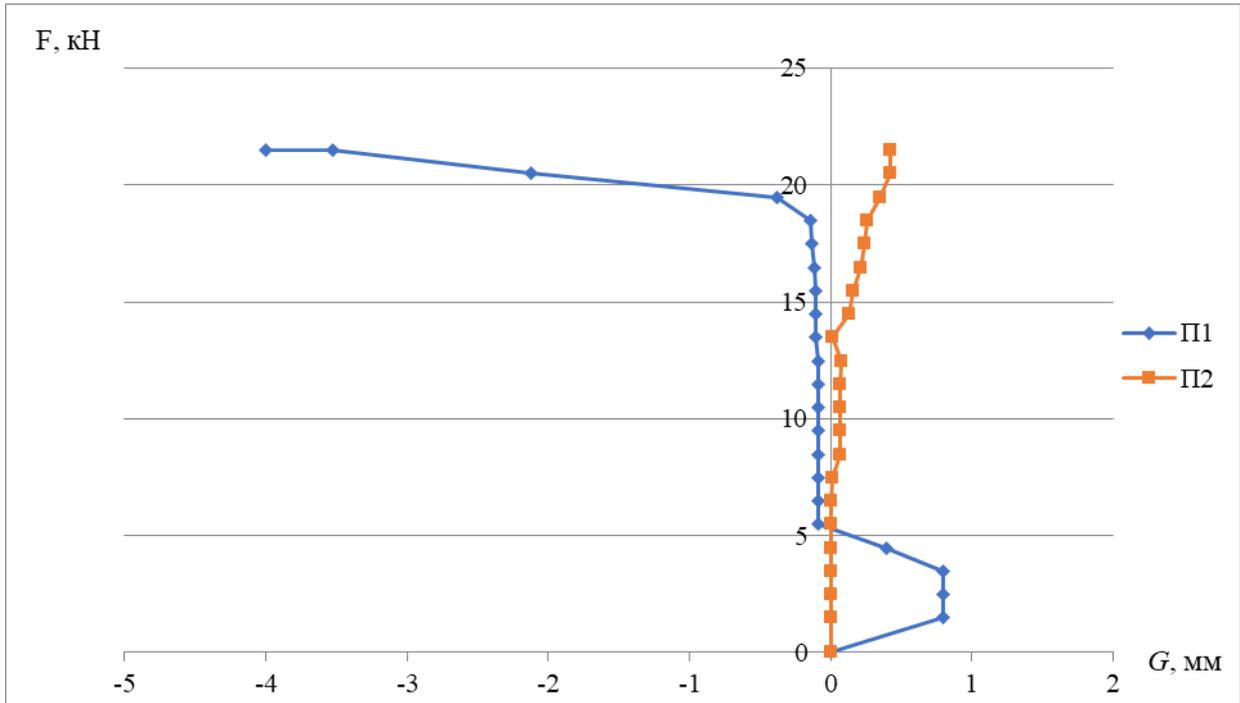


Рисунок 3.22 – Графік залежності зсуву бетону відносно профільованого настилу зразка ПМА-2 від навантаження.



Рисунок 3.23 – Зображення зразка ПМА-2 в установці.



Рисунок 3.24 – Характер руйнування зразка ПМА-2

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|-----|
| | | | | | 601БП. 10589017. ПЗ | Арк |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | 74 |

Таблиця 3.10. Таблиця результатів випробування зразка ПМА-3

| Ступінь навантаження | Навантаження, кН | Прогин, мм | Індикатор год. типу 1, мм | Індикатор год. типу 2, мм |
|----------------------|------------------|------------|---------------------------|---------------------------|
| 0 | - | 0 | 0 | 0 |
| 1 | установка-1.48 | 1.17 | 0.02 | 0.028 |
| 2 | 2.48 | 1.35 | 0.025 | 0.028 |
| 3 | 3.48 | 1.48 | 0.05 | 0.03 |
| 4 | 4.48 | 2.04 | 0.091 | 0.031 |
| 5 | 5.48 | 2.59 | 0.12 | 0.031 |
| 6 | 6.48 | 3.36 | 0.16 | 0.031 |
| 7 | 7.48 | 4.01 | 0.198 | 0.029 |
| 8 | 8.48 | 4.69 | 0.23 | 0.028 |
| 9 | 9.48 | 5.4 | 0.25 | 0.035 |
| 10 | 10.48 | 6.17 | 0.27 | 0.06 |
| 11 | 11.48 | 6.7 | 0.285 | 0.07 |
| 12 | 12.48 | 7.27 | 0.3 | 0.088 |
| 13 | 13.48 | 7.82 | 0.302 | 0.1 |
| 14 | 14.48 | 8.53 | 0.313 | 0.11 |
| 15 | 15.48 | 9.07 | 0.319 | 0.122 |
| 16 | 16.48 | 9.69 | 0.324 | 0.13 |
| 17 | 17.48 | 10.65 | 0.322 | 0.131 |
| 18 | 18.48 | 13.06 | 0.319 | 0.135 |
| 19 | 0 | 7.95 | -2.7 | 0.058 |

При випробуванні зразка ПМА-3 навантаження прикладалося рівномірно та витримувалося на кожній ступені навантаження по 5 – 10 хв. На одинадцятій ступені навантаження був чутний характерний тріск, який супроводжувався відставанням бетону від стінок профільованого настилу. На чотирнадцятій, шістнадцятій ступені звук посилювався (більш нагадував різкі хлопки), що означало відривання бетону від нижніх полиць профільованого настилу. Після того, як настил відірвався від бетону, сумісну роботу бетону з профільованим настилем забезпечувалося тільки за рахунок поперечних гнучких анкерів. Слід зауважити на тому, що деформація анкерів не відбувалась, а відбувалось зминання стінок профільованого настилу. Тому можна зробити висновок, що діаметр гнучкої арматури можна зменшувати. Також слід зауважити, що в верхній зоні зразка не відбувалось руйнування полістеролбетона, що означає що нейтральна лінія зразка проходила в площині профільованого настилу.

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | 75 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | |

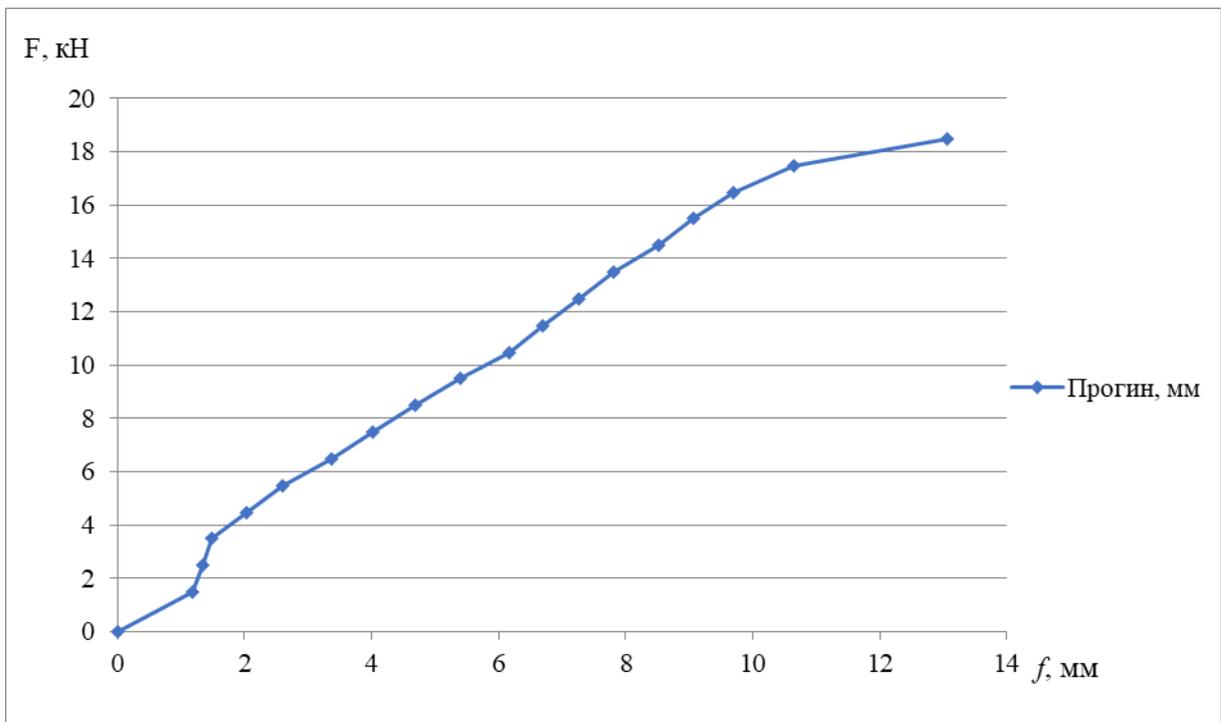


Рисунок 3.25 – Графік залежності вертикального прогину зразка ПМА-3 від навантаження.

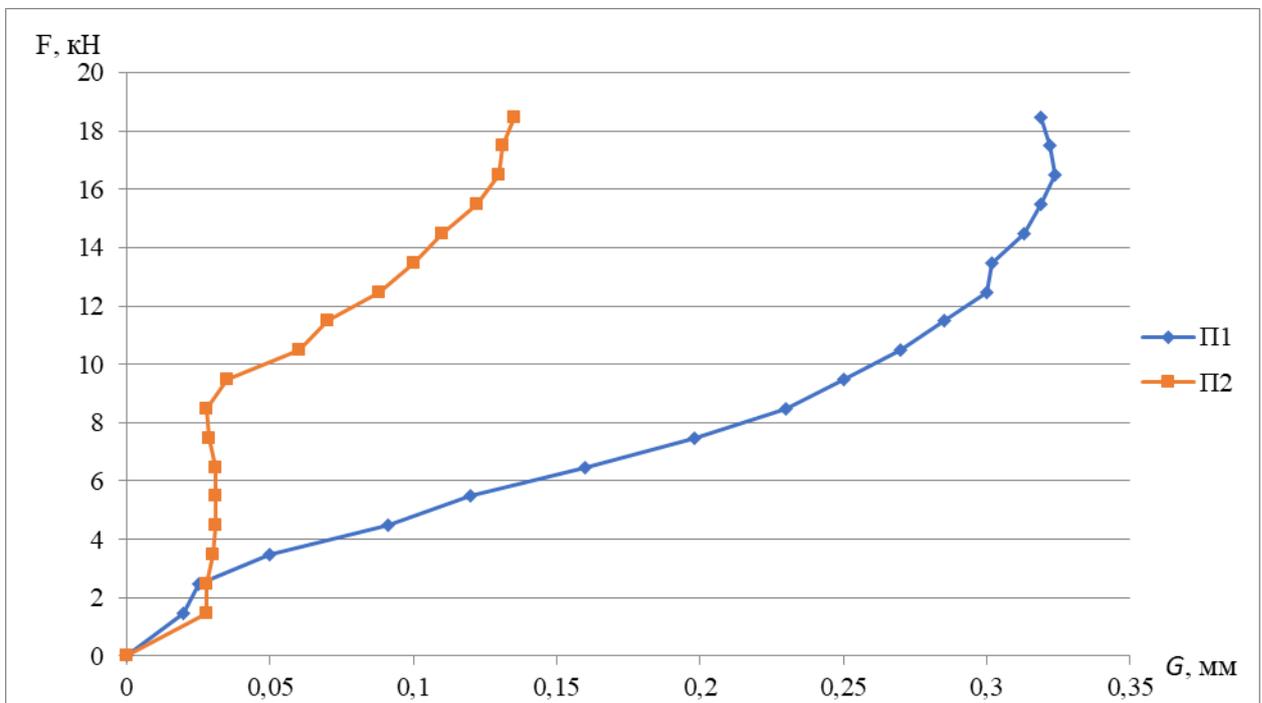


Рисунок 3.26 – Графік залежності зсуву бетону відносно профільованого настилу зразка ПМА-3 від навантаження.



Рисунок 3.27 – Зображення зразка ПМА-3 в установці.

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | 77 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | |



Рисунок 3.28 – Характер руйнування зразка ПМА-3.

| | | | | |
|------|------|----------|--------|------|
| | | | | |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата |

601БП. 10589017. ПЗ

Арк

78

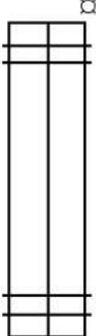
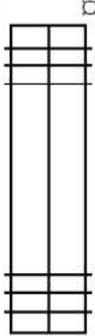
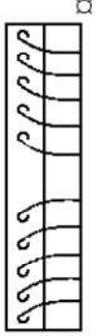
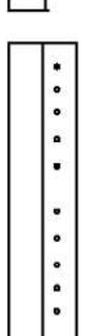
3.5. Порівняння експериментальних результатів випробування з теоретичними розрахунками

Під час порівняння зразків (таблиця 3.11) видно, що застосування полістеролбетону підвищує несучу здатність профільованого настилу в 2 рази. Товща шару полістеролбетону вибиралась з 2 міркувань: щоб забезпечувались теплотехнічні та вогнестійкі характеристики конструкції. При порівнянні 2 та 3, 4, 5 зразків добре видно, що анкерні засоби підвищують несучу здатність профільованого настилу разом з полістеролбетоном. Дані анкерні засоби можна застосовувати при підсиленні сталезалізобетонних зразків (при відставанні полістеролбетону від профільованого настилу, для підвищення сумісної роботи бетону з профільованим настилом). Під час порівняння 1 та 6, 7 зразків видно, що гнучка арматура забезпечує кращу сумісну роботу полістеролбетону з профільованим настилом, що в свою чергу підвищує несучу здатність даних сталезалізобетонних зразків.

Для визначення можливих похибок при проведенні експерименту, а також для з'ясування шляхів удосконалення конструкції сталезалізобетонної плити необхідно провести порівняння отриманих експериментальних даних з розрахунками за перевіреними теоретичними методами (таблиця 3.12, 5.13).

Порівняння результатів теоретичних і експериментальних досліджень профільованого настилу Н-75-750-0,7

| Порядковий номер | Метод визначення | Навантаження, кН | Розподілене навантаження, р, кН/м ² | Розподілене навантаження по довжині, q, кН/м | Поперечна сила, Q, кН | Згинальний момент, М, кН·м | Прогин, f, мм |
|------------------|-------------------|------------------|--|--|-----------------------|----------------------------|---------------|
| 1 | Експериментальний | 4,9 | 10,3 | 4,1 | 2,5 | 0,7 | 4,83 |
| 2 | Єврокод 3 | 5,0 | 10,5 | 4,2 | 2,5 | 0,8 | 5,2 |
| 3 | «FEMAP» | 4,9 | 10,2 | 4,1 | 2,5 | 0,7 | 4,7 |

| № п/п | Тип іскі зразка | Навантаження, N , кН | Інтенсивність навантаження, P , кН | Розподілене навантаження по довжині, q , кН/м | Поперечна сила, Q , кН | Згинальний момент, M , кН·м | Прогин, f , мм | Рекомендації щодо застосування |
|-------|---|------------------------|--------------------------------------|---|--------------------------|-------------------------------|------------------|---------------------------------|
| 3 |  | 16,5 | 8,2 | 11,8 | 8,2 | 2,9 | 9,1 | для підсилення |
| 4 |  | 12,5 | 6,2 | 8,9 | 6,2 | 2,2 | 12,7 | для підсилення |
| 5 |  | 13,5 | 13,5 | 9,6 | 6,0 | 2,4 | 11,5 | для підсилення |
| 6 |  | 21,5 | 10,7 | 15,3 | 10,7 | 3,6 | 2,6 | для покриття із значним навісом |
| 7 |  | 18,5 | 9,2 | 13,2 | 9,2 | 3,2 | 13,1 | для покриття із значним навісом |

| | | | | |
|------|------|----------|--------|------|
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата |
|------|------|----------|--------|------|

Таблиця 3.13

Порівняння результатів теоретичних і експериментальних досліджень монолітної плити з профільованим настилом в якості опалубки (ПМ)

| Порядковий номер | Метод визначення | Навантаження, кН | Інтенсивність навантаження, р, кН/м ² | Розподілене навантаження по довжині, q, кН/м | Поперечна сила, Q, кН | Згинальний момент, M, кН·м | Прогин, f, мм |
|------------------|-------------------|------------------|--|--|-----------------------|----------------------------|---------------|
| 1 | Експериментальний | 11,8 | 24,6 | 9,9 | 5,9 | 1,8 | 5,3 |
| 2 | «Рекомендації» | 11,3 | 23,6 | 9,4 | 5,7 | 1,7 | 5,0 |
| 3 | «FEMAP» | 11,8 | 24,6 | 9,8 | 5,9 | 1,8 | 6,0 |
| 4 | «Mathcad» | 11,8 | 24,6 | 9,8 | 5,9 | 1,7 | 6,0 |

Щоб дослідити роботу зразків під час навантаження було зроблені графіки завантаження зразків ПМ-1 та ПМА-2 (рисунок 3.29, 3.30). З графіків добре видно що зразки себе ведуть на перших етапах завантаження майже однаково.

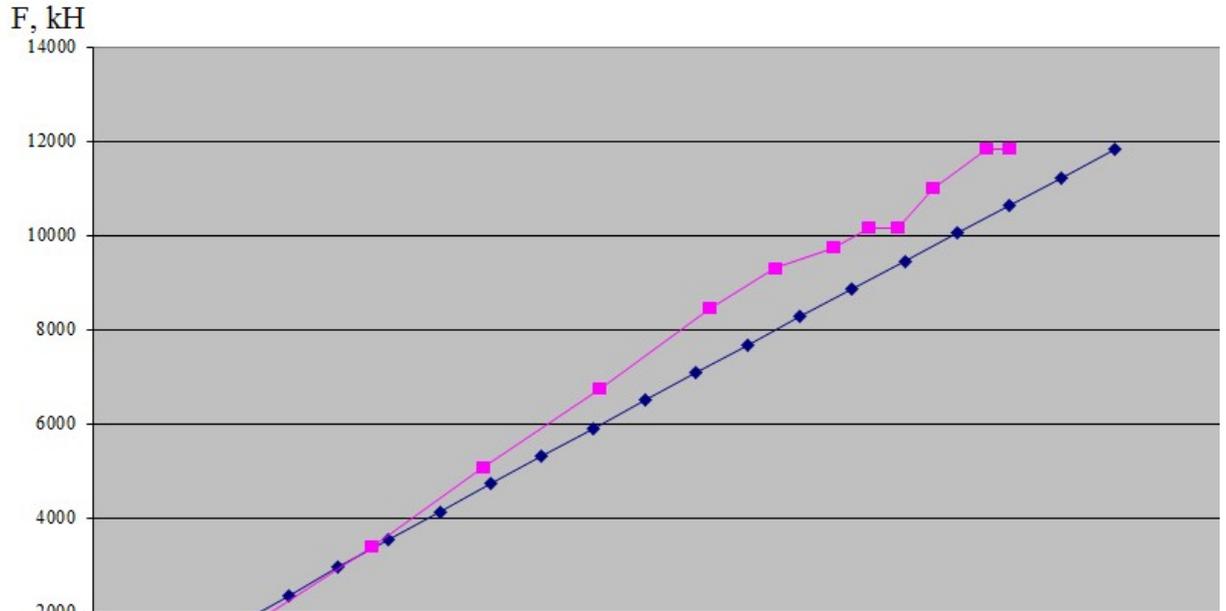


Рисунок 3.29 – Графіки завантаження зразків експериментальні та розрахункові ПМ-1.

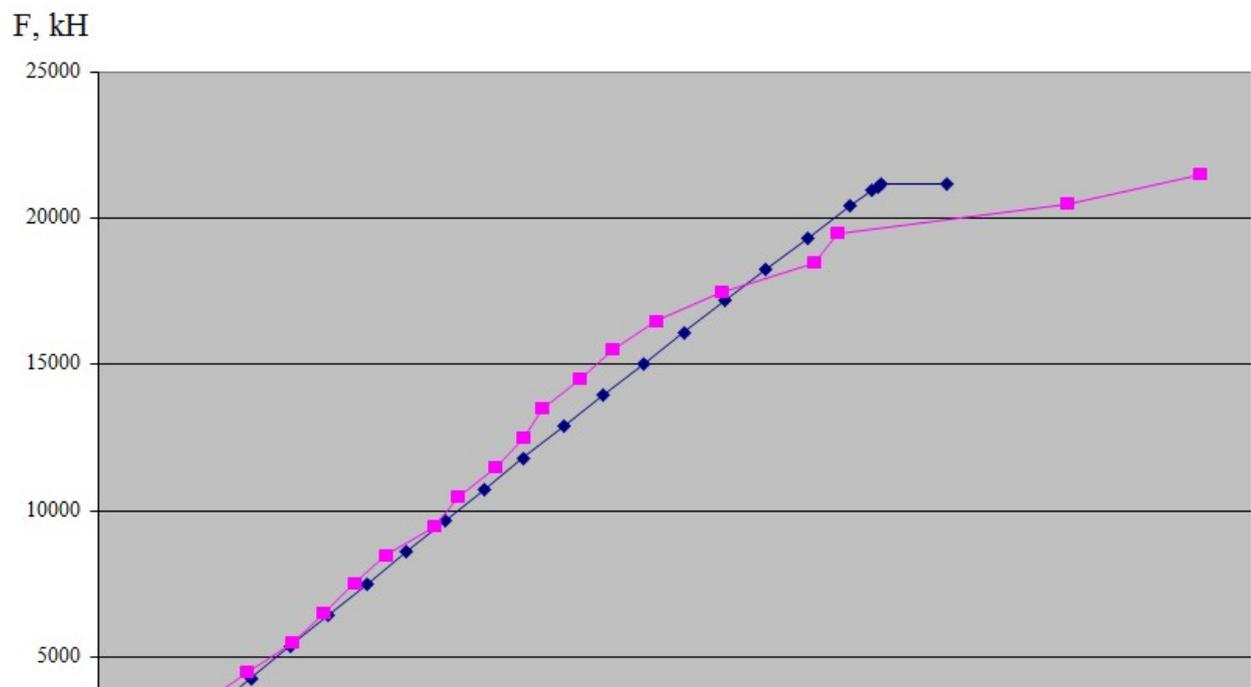


Рисунок 3.30 – Графіки завантаження зразків експериментальні та розрахункові ПМА-1.



Рисунок 3.32 – Зображення зразка під завантаженням.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|-----|
| | | | | | 601БП. 10589017. ПЗ | Арк |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | 84 |

ВИСНОВКИ

1. Експериментально досліджено нові конструктивні рішення гнучкої арматури для забезпечення сумісної роботи сталі та бетону в монолітних залізобетонних плитах по сталевому профільованому настилу.

2. Результати експериментальних досліджень підтвердили ефективність використання запропонованої гнучкої арматури для забезпечення сумісної роботи сталі та бетону в елементах залізобетонних плит з листовою армуванням профлистом.

3. Проведені експериментальні дослідження міцності та деформативності елементів залізобетонних плит з листовою профільованою арматурою, в тому числі з використанням гнучкої арматури, дозволило встановити слідуючі основні передумови визначення їх напружено - деформованого стану:

- - в залізобетонних плитах по профільованому настилу на високих рівнях навантаження не виконується гіпотеза "плоских перерізів";

- - на несучу здатність та деформативність конструкцій з профільованою арматурою значний вплив має несуча здатність та жорсткість сталевому настилу як окремого елемента;

- - при визначенні напружено-деформованого стану монолітних плит з використанням сталевому профільованого настилу слід враховувати податливість настилу відносно бетону.

Значення несучої здатності експериментальних зразків монолітних залізобетонних плит з використанням полістеролбетону по сталевому профільованому настилу, в тому числі з використанням запропонованих анкерних засобів, отримані за допомогою розробленої методики, підтверджуються з експериментальними даними.

| | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | 85 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | |

ЛІТЕРАТУРА

1. ДСТУ 8802:2018 Вироби із тонколистової сталі із захисно-декоративним покриттям для будівництва. Загальні технічні умови.
2. ДСТУ Б В.2.6-10-96 Конструкції сталеві будівельні. Методи випробування навантаженням.
3. ДСТУ – Н Б В.2.6-87-2009. Настанова з проектування конструкцій будинків із застосуванням сталевих тонкостінних профілів. –К.: НДІБК, 2009. – 55с.
4. ДСТУ-Н Б EN 1990:2008. Єврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT). – Київ : Мінрегіон, 2009. – 101 с.
5. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT). – Київ : Мінрегіон, 2011. – 150 с.
6. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1993-1-2:2005, IDT). – Київ : Мінрегіон, 2012. – 98 с.
7. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів (EN 1993-1-3:2006 IDT). – Київ : Мінрегіон, 2012. – 220 с.
8. Зміна №1 до ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів (EN 1993-1-3:2006 IDT). – Київ : Мінрегіон, 2013. – 20 с.
9. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи.
10. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2009. – 97 с.

| | | | | | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|--|--|--|--|-----|
| | | | | | | | | | | Арк |
| | | | | | | | | | | 86 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | 601БП. 10589017. ПЗ | | | | | |

29. AISI S100-16. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. – Washington : American Iron and Steel Institute, 2016. – 241 p.
30. Allen Don. History of Cold-formed steel / Don Allen // STRUCTURE magazine. – 2006. – № 11. – P. 28-32.
31. AS/NZS 4600:2005. Cold-Formed Steel Structures, 2005. – 148 p.
32. Dubina D. Design of Cold-formed Steel Structures / Dan Dubina, Viorel Ungureanu, Raffaele Landolfo. – Mem Martins : ECCS, 2012. – 654 p.
33. Ellifritt D. S. Building Systems / Duane S. Ellifritt, Roger A. LaBoube // Thin Walled Structures. – 1993. – № 16. – P. 263-274.
34. EN 10162:2003. Cold rolled steel sections. Technical delivery conditions. Dimensional and cross-sectional tolerances. – Brussels : CEN, 2003. – 21 p.
35. EN 1993-1-3:2006. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. – Brussels : CEN, 2006. – 134 p.
36. GB 50018:2002. Technical code of cold-formed thin-wall steel structures. – 93 p.
37. Ghersi A. Design of Metallic Cold-Formed Thin-Walled Members [Text] / Aurelio Ghersi, Raffaele Landolfo, Federico Mazzolani. – London : Spon Press, 2002. – 192 p.
38. Hancock G. J. Cold-Formed steel Structures to the AISI Specification / Gregory J. Hancock, Thomas M. Murray, Duane S. Ellifritt. – New York : Marcel Dekker, Inc., 2001. – 398 p.
39. Karren K. W. Effects of Cold-Forming on Light-Gage Steel Members / Kenneth W. Karren, George Winter // Journal of Structural Division. – 1967. – Vol. 93. – P. 433-469.
40. Schafer B. W. Direct strength prediction of cold-formed steel members using numerical elastic buckling solutions / B. W. Schafer, T. Pekoz // Fourteenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures St. Louis, Missouri, October 15-16, 1998. – P.69-76.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|-----|
| | | | | | 601БП. 10589017. ПЗ | Арк |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | 89 |

41. Schafer B. W. Buckling analysis of cold-formed steel members using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods / B. W. Schafer, S. Adany // 18th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures October 26-27, 2006, Orlando, Florida. – P.39-54.
42. Semko V. Effect of Bracing Systems on Overall Stability and Deformability of Cold-Formed Steel Roofing Structures / V. Semko, D. Prokhorenko // Design, Fabrication and Economy of Metal Structures: International Conference Proceedings 2013, Miskolc, Hungary, April 24–26, 2013. – Berlin: Springer Berlin Heidelberg, 2013. – P.229-234.
43. Toma A. European Design Methods for Cold-Formed Steel / A. Toma // Thin Walled Structures. – 1993. – № 16. – P. 275-291.
44. Von Karman T. The Strength of Thin Plates in Compression / T. von Karman, E. E., Sechler, L. H. Donnell // Transactions ASME, – 1932. – Vol. 54, – APM 54-5
45. Yu W.-W. Cold-formed steel design: fourth edition / Wei-Wen Yu, R. A. LaBoube. – New York : John Wiley & Sons Inc., 2010. – 491 p.

| | | | | | | |
|------|------|----------|--------|------|---------------------|-----|
| | | | | | 601БП. 10589017. ПЗ | Арк |
| | | | | | | 90 |
| Змн. | Арк. | № докум. | Підпис | Дата | | |

АНАЛІЗ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

МЕТА РОБОТИ:

Експериментально дослідити особливості роботи під короткочасним навантаженням і характер втрати несучої здатності монолітних плит по сталевому профільованому настилу в залежності від типу анкерного засобу, що використовувався.

ОСНОВНІ ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕННЯ:

- експериментально дослідити особливості роботи під короткочасним навантаженням і характер втрати несучої здатності монолітних плит по сталевому профільованому настилу в залежності від типу анкерного засобу, що використовувався;
- розробити та вибрати раціональні типи анкерів;
- порівняти результати випробовування сталезалізобетонних зразків з розрахунковими значеннями;
- дослідити роботу легкого бетону в складі сталезалізобетонних зразків;

ОБ'ЄКТ ДОСЛІДЖЕННЯ:

сталезалізобетонні плити з легкого полістеролбетону, армовані сталевим профільованим настилом, в умовах короткочасного навантаження.

ПРЕДМЕТ ДОСЛІДЖЕННЯ:

напружено-деформований стан сталезалізобетонних плит, армованих сталевим профільованим настилом, та запропоновані види гнучкої анкерівки.

НАУКОВА НОВИЗНА ОДЕРЖАНИХ РЕЗУЛЬТАТІВ:

- отримані нові експериментальні дані щодо напружено-деформованого стану сталезалізобетонних плит;
- запропоновані нові конструктивні рішення анкерних засобів для забезпечення сумісної роботи листової арматури з бетоном;
- проведений аналіз експериментальних даних та встановлені особливостей роботи елементів монолітних плит з листовою профільованою арматурою;

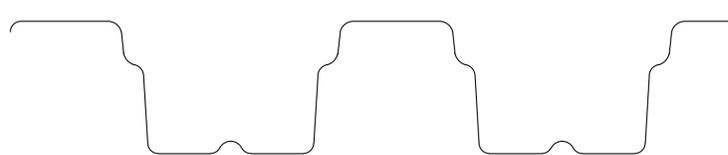
| | | | | | | | | | | |
|--------------|------------|---------------|------------|--------|------|--|--|--|--------|--------|
| | | | | | | 601- БП.10589017. МР | | | | |
| | | | | | | АНАЛІЗ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ | | | | |
| Зм. | Кільк. | Арк. | № док. | Підпис | Дата | Вступ | | Стадія | Аркуші | Аркуші |
| Виконав | Корвінук | Григорко А.І. | Сенко П.О. | | | | | МР | 1 | 11 |
| Н. контр. | Зигун А.Ю. | | | | | Мета, об'єкт, задачі та предмет дослідження. | | Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кодратюка" Кафедра БЦІ | | |
| Заб. кафедри | Сенко О.В. | | | | | наукова новизна одержаних результатів | | | | |

ЗАДАЧІ ТА ПРОГРАМА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З ДЕФЕКТАМИ

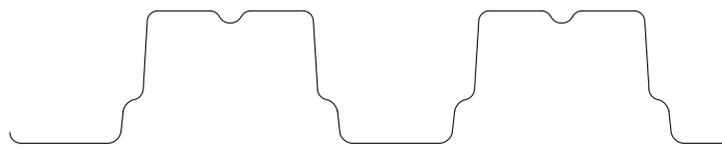
Мета проведення експериментальних досліджень :

отримати дані про роботу та напружено-деформований стан сталезалізобетонних плит, що утворилися при обетонуванні пофільованого настилу легким полістеролбетоном, та вплив гнучкої арматури на данні зразки.

СХЕМА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТУ



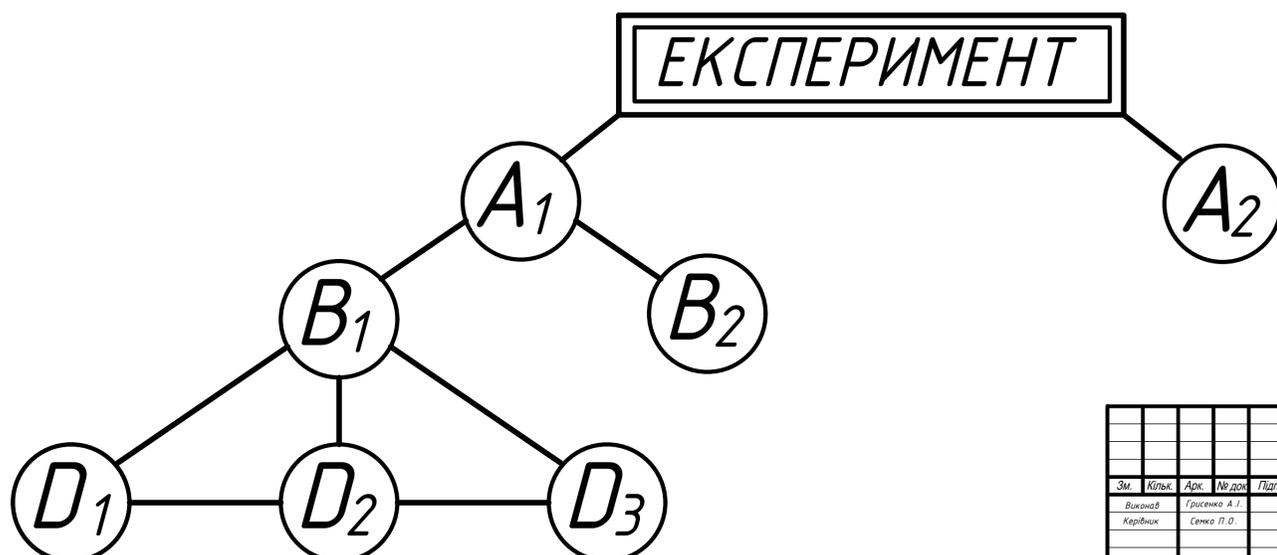
Зразки типу "А 1"



Зразки типу "А 2"

МАТРИЦЯ ПЛАНУВАННЯ ЕКСПЕРИМЕНТУ

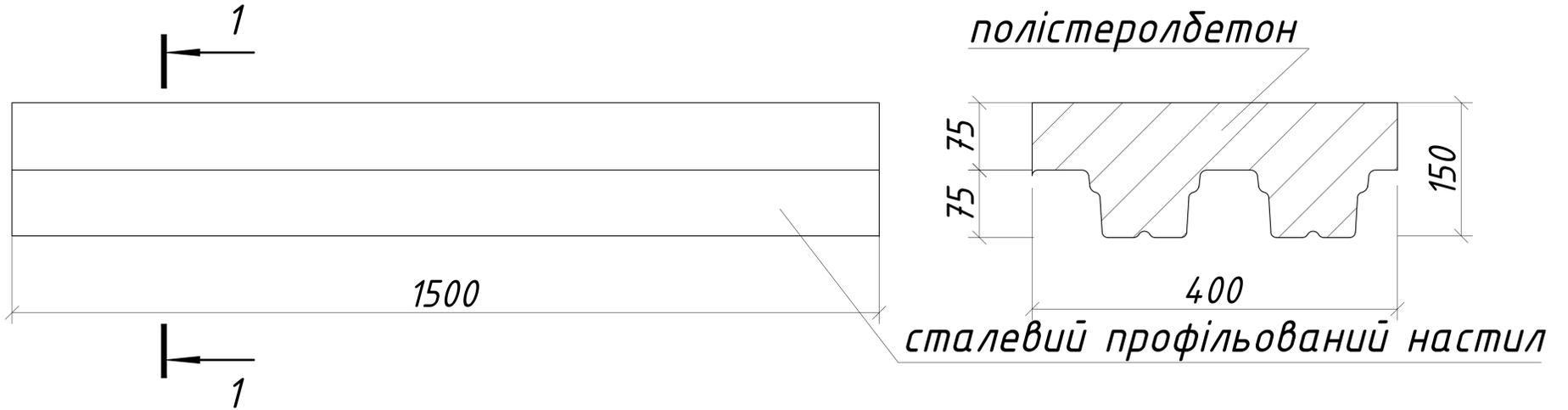
| № | Фактори | Серія | Тип зразків | | |
|---|---|-------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|
| | | | положення "позитив" "А 1" | положення "негатив" "А 2" | |
| 1 | Профільований настил | А | положення "позитив" "А 1" | положення "негатив" "А 2" | |
| 2 | Профільований настил з пінополістерол бетоном | В | без армування "В 1" | з армуванням "В 2" | |
| 3 | Підсилення зразків | Д | 4-ма анкерними засобами "D 1" | 8-ма анкерними засобами "D 2" | 12-ма анкерними засобами "D 3" |



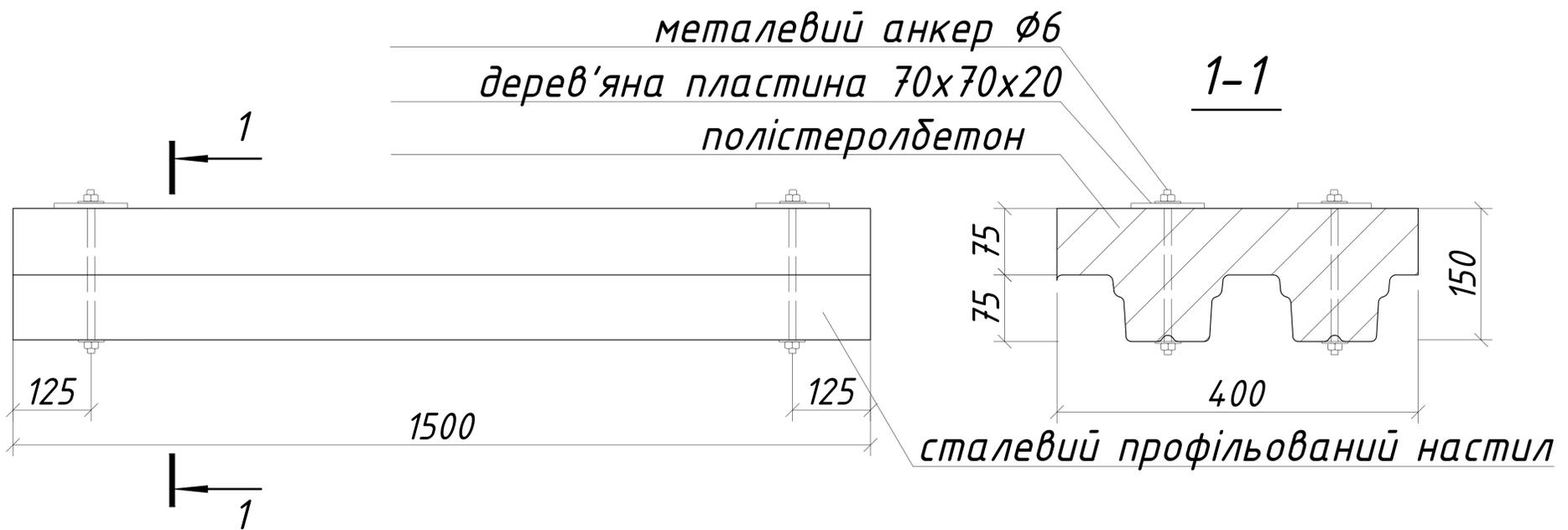
| | | | | | |
|---|----------|-----------------|---|--------|--------|
| 601-БП.10589017.МР | | | | | |
| АНАЛІЗ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ | | | | | |
| Зм. | Кільк. | Арк. | № док. | Підпис | Дата |
| Виконав | Коривник | Григоренко А.І. | Сенко П.О. | | |
| Мета експериментальних досліджень, тип прийнятих тип дослідних зразків, матриця планування та схема проведення експерименту | | | Стадія | Аркуші | Аркуші |
| | | | МР | 2 | 11 |
| Н. контр. Зайченко А.Ю. Зай. кафедри Сенко О.В. | | | Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кодратюка" Кафедра БіЦІ | | |

КОНСТРУКЦІЯ ДОСЛІДНИХ ЗРАЗКІВ

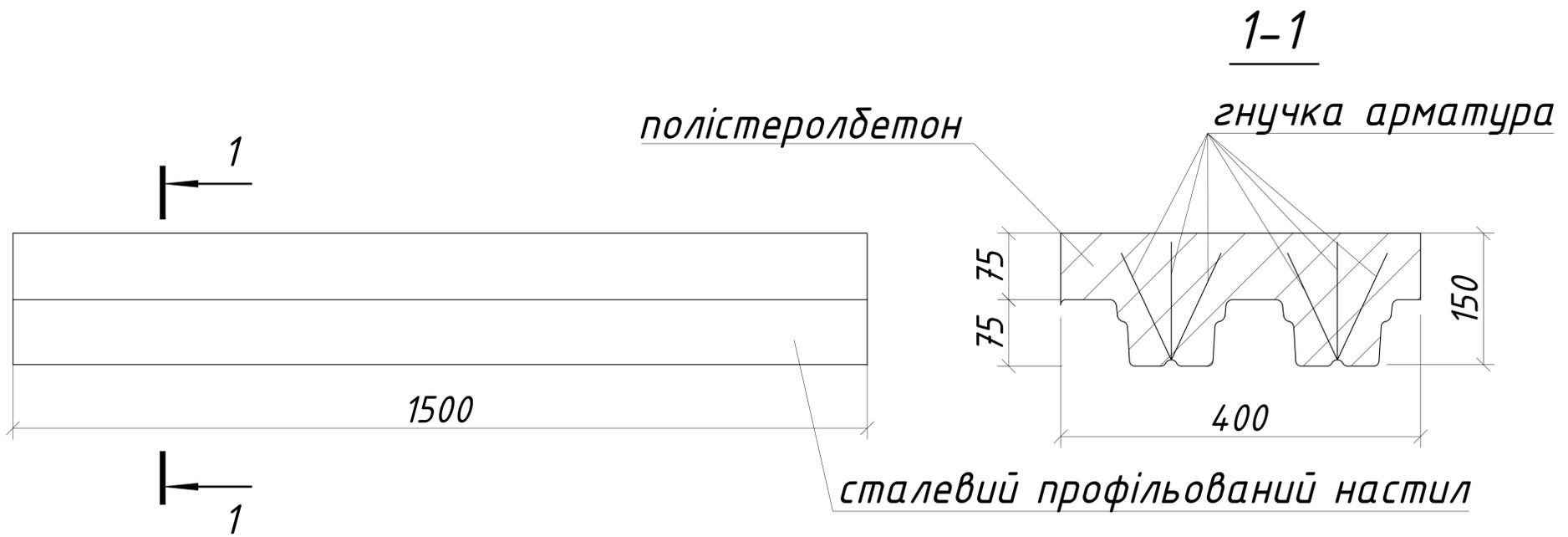
Зразок ПМ-1



Зразок ПМА-1



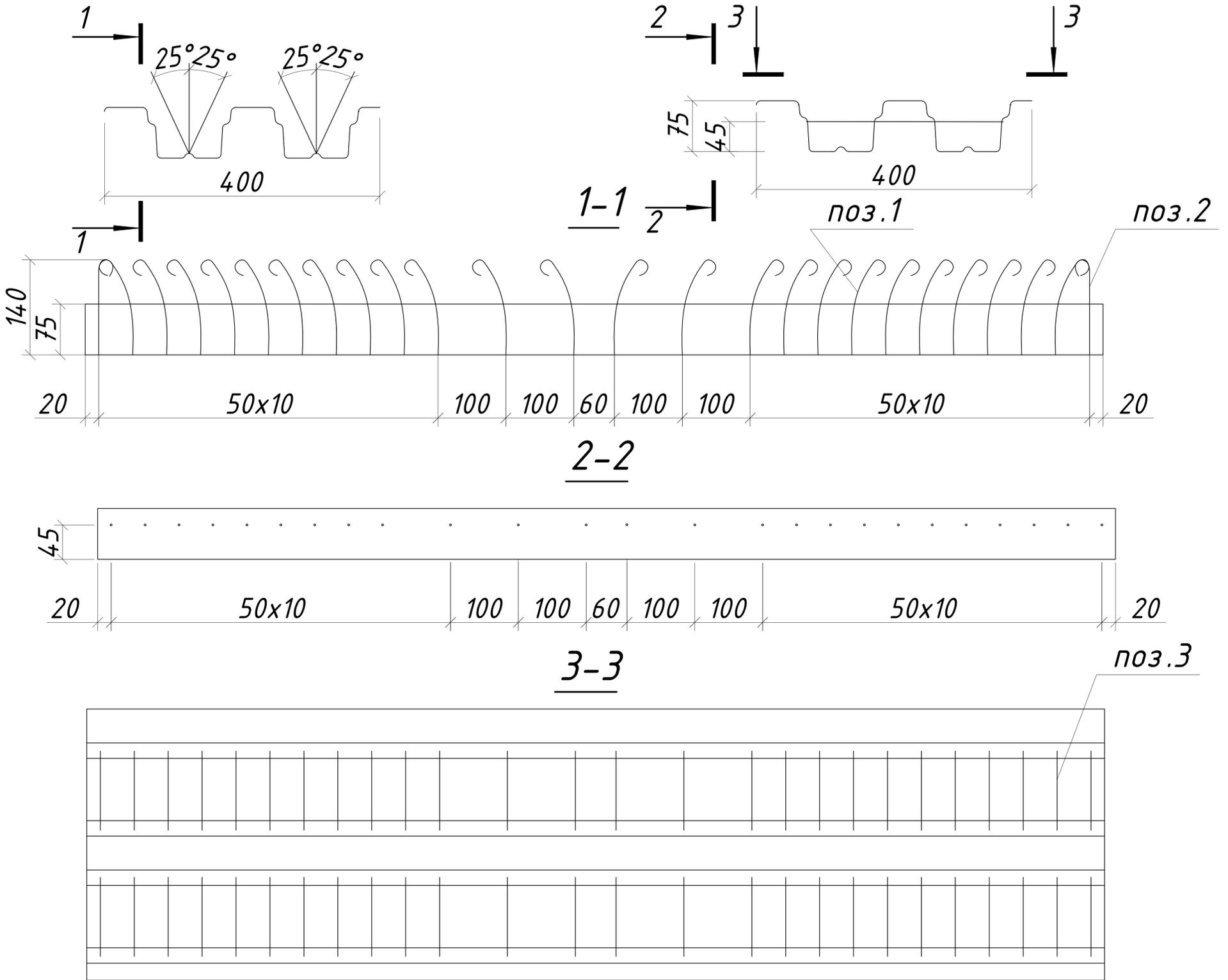
Зразок ПМА-2



| |
|-------------------|
| Позовжено |
| № зм. № орз. |
| № арк. |
| № док. |
| № підпис. і дата |
| Зам. № зм. № орз. |

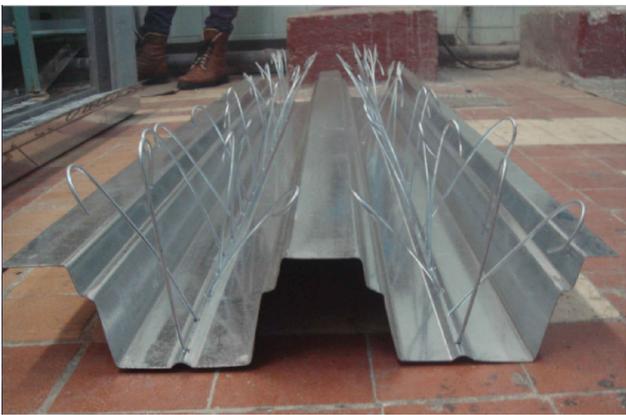
| | | | | | |
|---|---------------|------|--------|---|--------|
| 601- БП.10589017. МР | | | | | |
| АНАЛІЗ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕЗАЛЮБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ | | | | | |
| Зм. | Кільк. | Арк. | № док. | Підпис | Дата |
| Виконав | Григорук А.І. | | | | |
| Керівник | Сенко П.О. | | | | |
| Н. контр. | Зигун А.Ю. | | | | |
| Заб. кафедри | Сенко О.В. | | | | |
| Конструкція дослідних зразків | | | | Стівія | Аркуші |
| Зразок ПМ-1, ПМА-1, ПМА-2 | | | | МР | 3 11 |
| | | | | Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка" Кафедра БЦІ | |

ПМА-3



- поз.1 - Вр-І $\phi 4$, $l=170$ мм, 48 шт.
- поз.2 - Вр-І $\phi 4$, $l=155$ мм, 4 шт.
- поз.3 - Вр-І $\phi 4$, $l=300$ мм, 26 шт.

Фото армування зразків ПМА-2 та ПМА-3



| | | | | | | |
|---|-----------------|------|--------|--------|------|--|
| 601-БП.10589017.МР | | | | | | |
| АНАЛІЗ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕЗАЛІЗБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ | | | | | | |
| Зм. | Кільк. | Арк. | № док. | Підпис | Дата | |
| Виконав | Григоренко А.І. | | | | | Схеми армування зразка ПМА-2 та ПМА-3 |
| Керівник | Сенко П.О. | | | | | Стаття |
| Н. контр. | Зигун А.Ю. | | | | | МР |
| Заб. кафедри | Сенко О.В. | | | | | 5 |
| | | | | | | 11 |
| Схеми армування та фото армування зразків ПМА-2 та ПМА-3 | | | | | | Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кодратюка" Кафедра БЦІ |

Погоджено
№ п.п. орд.
Підпис і дата
Зам. № п.п.

СХЕМА УСТАНОВКИ ДЛЯ ВИПРОБУВАННЯ ЗРАЗКІВ СЕРІЇ А

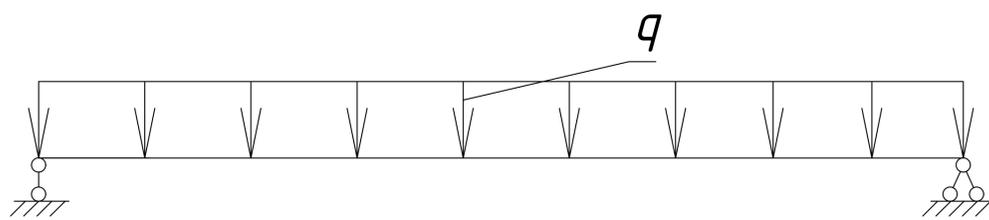


Фото зразків в установці серії А



СХЕМА УСТАНОВКИ ДЛЯ ВИПРОБУВАННЯ ЗРАЗКІВ СЕРІЇ В та D

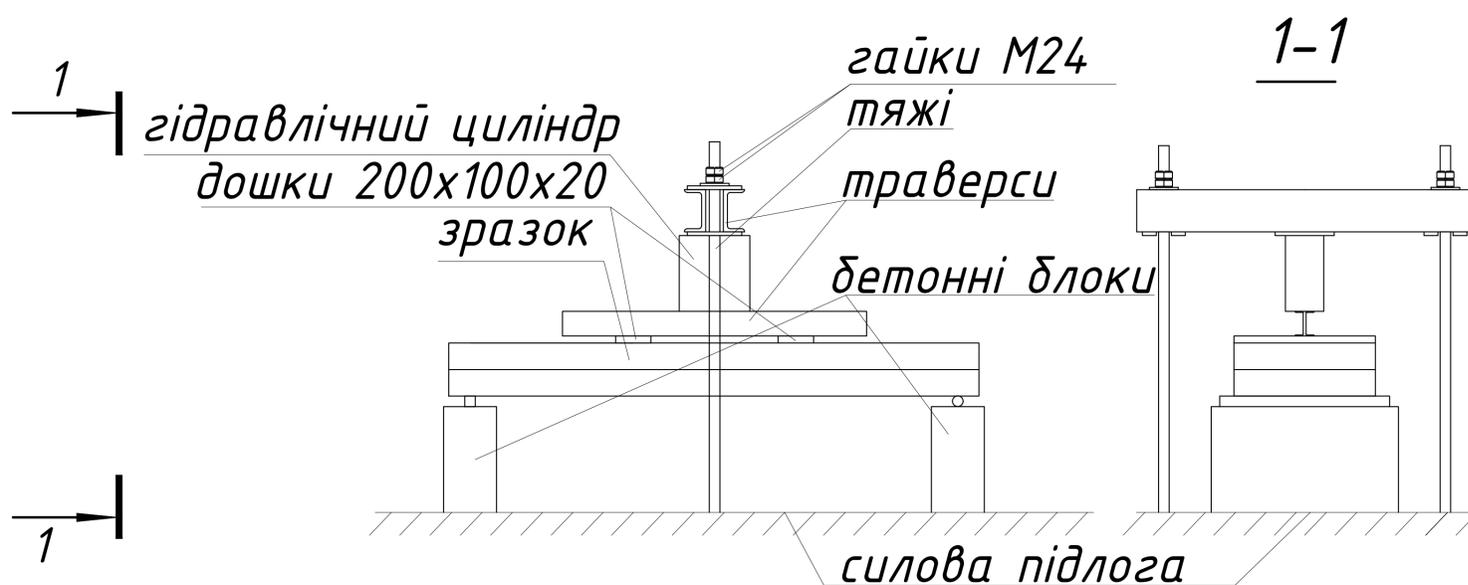


Фото зразків в установці серії В та D



Позовжено
Літис і дітис
Літис і дітис
Літис і дітис

| | | | | | | | | |
|--|---------------|------|--------|--------|------|--|-------|-------|
| 601- БП.10589017. МР | | | | | | | | |
| АНАЛІЗ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕЗАЛЮБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ | | | | | | | | |
| Зм. | Кільк. | Арк. | № док. | Підпис | Дата | | | |
| Виконав | Григорук А.І. | | | | | Конструкція дослідних зразків серії СЗБ 2 | | |
| Керівник | Сенко П.О. | | | | | | | |
| Н. контр. | Зигун А.Ю. | | | | | Опалубкове креслення | | |
| Заб. кафедри | Сенко О.В. | | | | | | | |
| | | | | | | Старія | Архив | Архив |
| | | | | | | МР | 6 | 11 |
| | | | | | | Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка" Кафедра БЦІ | | |

ТАБЛИЦІ РЕЗУЛЬТАТІВ ВИПРОБОВУВАННЯ

7

ЗРАЗКІВ

Таблиці випробовування зразків Н-75-1 та Н-75-2 в положенні "позитив"

| Ступінь навантаження | Навантаження, кН | Прогин, мм | Н-75-1 |
|----------------------|------------------|------------|--------|
| 0 | 0 | 0 | - |
| 1 | 0.05368 | 0.14 | бруски |
| 2 | 0.41888 | 0.97 | 8 |
| 3 | 0.78313 | 1.53 | 16 |
| 4 | 1.14583 | 1.83 | 24 |
| 5 | 1.51083 | 2.16 | 32 |
| 6 | 1.87693 | 2.45 | 40 |
| 7 | 2.25628 | 2.73 | 48 |
| 8 | 2.62128 | 3 | 56 |
| 9 | 2.97898 | 3.3 | 64 |
| 10 | 3.33778 | 3.58 | 72 |
| 11 | 3.70608 | 3.86 | 80 |
| 12 | 4.08233 | 4.18 | 88 |
| 13 | 4.45693 | 4.48 | 96 |
| 14 | 4.92974 | 4.83 | 104 |
| 15 | 0 | 0.1 | - |

| Ступінь навантаження | Навантаження, кН | Прогин, мм | Н-75-2 |
|----------------------|------------------|------------|--------|
| 0 | 0 | 0 | - |
| 1 | 0.05368 | 0.14 | бруски |
| 2 | 0.41878 | 0.63 | 8 |
| 3 | 0.78703 | 0.98 | 16 |
| 4 | 1.14953 | 1.34 | 24 |
| 5 | 1.50703 | 1.68 | 32 |
| 6 | 1.87223 | 1.99 | 40 |
| 7 | 2.23353 | 2.29 | 48 |
| 8 | 2.59023 | 2.58 | 56 |
| 9 | 2.96123 | 2.88 | 64 |
| 10 | 3.22053 | 3.11 | 68 |
| 11 | 3.58098 | 3.43 | 76 |
| 12 | 3.80548 | 3.61 | 80 |
| 13 | 3.99598 | 3.75 | 84 |
| 14 | 4.17898 | 3.88 | 88 |
| 15 | 4.36763 | 4.03 | 92 |
| 16 | 4.55302 | 4.18 | 96 |
| 17 | 4.74262 | 4.31 | 100 |
| 18 | 4.93212 | 4.44 | 104 |
| 19 | 0 | 0.2 | - |

Таблиці випробовування зразків Н-75-1 та Н-75-2 в положенні "негатив"

| Ступінь навантаження | Навантаження, кН | Прогин, мм | Н-75-1 |
|----------------------|------------------|------------|--------|
| 0 | 0 | 0 | - |
| 1 | 0.05368 | 0.22 | бруски |
| 2 | 0.41668 | 2.04 | 8 |
| 3 | 0.78178 | 2.95 | 16 |
| 4 | 1.13854 | 3.48 | 24 |
| 5 | 1.51014 | 3.92 | 32 |
| 6 | 1.87524 | 4.51 | 40 |
| 7 | 2.23994 | 4.89 | 48 |
| 8 | 2.59909 | 5.25 | 56 |
| 9 | 2.96639 | 5.61 | 64 |
| 10 | 3.32549 | 5.95 | 72 |
| 11 | 3.70034 | 6.32 | 80 |
| 12 | 4.07149 | 6.66 | 88 |
| 13 | 4.43719 | 7.05 | 96 |
| 14 | 0 | 0.12 | - |

| Ступінь навантаження | Навантаження, кН | Прогин, мм | Н-75-2 |
|----------------------|------------------|------------|--------|
| 0 | 0 | 0 | - |
| 1 | 0.05368 | 0.07 | бруски |
| 2 | 0.40998 | 1.54 | 8 |
| 3 | 0.77908 | 2.36 | 16 |
| 4 | 1.14158 | 2.87 | 24 |
| 5 | 1.49948 | 3.27 | 32 |
| 6 | 1.86458 | 3.68 | 40 |
| 7 | 2.23023 | 3.99 | 48 |
| 8 | 2.59463 | 4.46 | 56 |
| 9 | 2.96593 | 4.69 | 64 |
| 10 | 3.33448 | 5.05 | 68 |
| 11 | 3.70218 | 5.4 | 76 |
| 12 | 4.06508 | 5.69 | 84 |
| 13 | 4.44548 | 6 | 92 |
| 14 | 4.67918 | 6.41 | 96 |
| 15 | 4.91148 | 6.95 | 100 |
| 16 | 0 | 0 | - |

Таблиця випробовування зразка ПМ-1

| Ступінь навантаження | Навантаження, кН | Прогин, мм | ПМ-1 | Індикатор годинникового типу 1, мм | Індикатор годинникового типу 2, мм | Тензометр гугенбергера |
|----------------------|------------------|------------|---------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------|
| 0 | 0 | 0 | - | 0 | 0 | 20 |
| 1 | 1.71231 | 0.91 | дошки+4 | 0.4 | 0.38 | 17 |
| 2 | 3.37481 | 1.62 | 8 | 0.51 | 0.1 | 16 |
| 3 | 5.05731 | 2.26 | 12 | 0.71 | -0.01 | 15 |
| 4 | 6.72421 | 2.94 | 16 | 0.5 | -0.19 | 13.5 |
| 5 | 8.45611 | 3.58 | 20 | 0.38 | -0.38 | 12 |
| 6 | 9.30011 | 3.96 | 22 | 0.24 | -0.58 | 11 |
| 7 | 9.72291 | 4.3 | 23 | 0.16 | -0.64 | 9.5 |
| 8 | 10.14091 | 4.5 | 24 | 0.1 | -0.7 | 10 |
| 9 | 10.14091 | 4.67 | - | 0.1 | -0.72 | вийшов за 0 в |
| 10 | 10.98291 | 4.88 | 26 | -0.15 | -1.55 | результаті |
| 11 | 11.82081 | 5.19 | 28 | -0.28 | -1.8 | відривання |
| 12 | 11.82081 | 5.32 | - | -3.5 | -2 | бетону від |
| 13 | 11.82081 | 5.32 | - | -4 | -2.1 | крайньої |
| 14 | 11.82081 | 0.3 | - | -2.9 | 0.9 | стілки |

Таблиця випробовування зразка ПМА-1

| Ступінь навантаження | Навантаження, кН | Прогин, мм | Індикатор год. типу 1, мм | Індикатор год. типу 2, мм |
|----------------------|------------------|------------|---------------------------|---------------------------|
| 0 | - | 0 | 0 | 0 |
| 1 | установка-1.48 | 0.14 | 0.05 | 0 |
| 2 | 2.48 | 1.11 | 0.05 | 0 |
| 3 | 3.48 | 1.41 | 0.05 | 0 |
| 4 | 4.48 | 1.93 | 0.9 | 0 |
| 5 | 5.48 | 2.51 | 0.9 | 0 |
| 6 | 6.48 | 3.15 | 0.9 | 0.003 |
| 7 | 7.48 | 3.68 | 0.9 | 0.005 |
| 8 | 8.48 | 4.24 | 0.9 | 0.1 |
| 9 | 9.48 | 4.88 | 0.9 | 0.105 |
| 10 | 10.48 | 5.31 | 0.9 | 0.11 |
| 11 | 11.48 | 5.86 | 0.9 | 0.12 |
| 12 | 12.48 | 6.32 | 0.905 | 0.13 |
| 13 | 13.48 | 6.76 | 0.905 | 0.139 |
| 14 | 14.48 | 7.36 | 0.915 | 0.15 |
| 15 | 15.48 | 7.91 | 0.915 | 0.18 |
| 16 | 16.48 | 9.1 | 0.92 | 0.52 |
| 17 | втримка 5 хв. | 9.26 | 1.05 | 0.57 |
| 18 | втримка 10 хв. | 9.27 | 1.05 | 0.6 |
| 19 | установка | 2.73 | 1.96 | 0.2 |
| 20 | 0 | 0.84 | 0.88 | 0.25 |

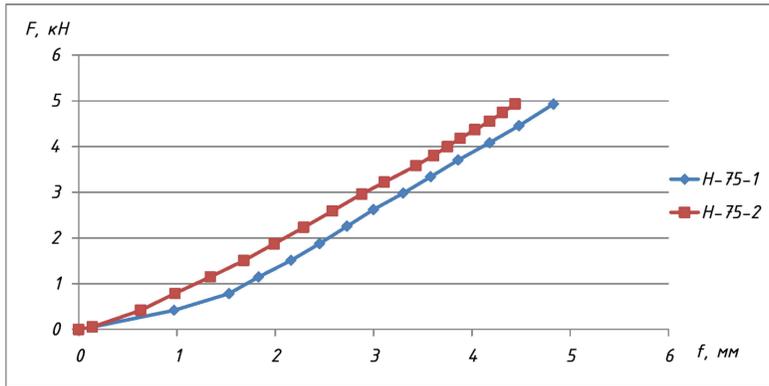
| | | | | | |
|--|---------------|------|--------|--|--------|
| 601- БП.10589017. МР | | | | | |
| АНАЛІЗ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕЗАЛІЗБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ | | | | | |
| Зм. | Кільк. | Арк. | № док. | Підпис | Дата |
| Виконав | Григорук А.І. | | | | |
| Керівник | Сенко О.О. | | | | |
| Таблиці результатів випробовування | | | | Стаття | Аркуші |
| | | | | МР | 7 11 |
| Таблиці випробовування зразка Н-75-1, Н-75-2, ПМ-1, ПМА-1 | | | | Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кошарника" Кафедра БЦІ | |

Положення
№ 10
Зам. № 10
Підпис і дата
№ 10

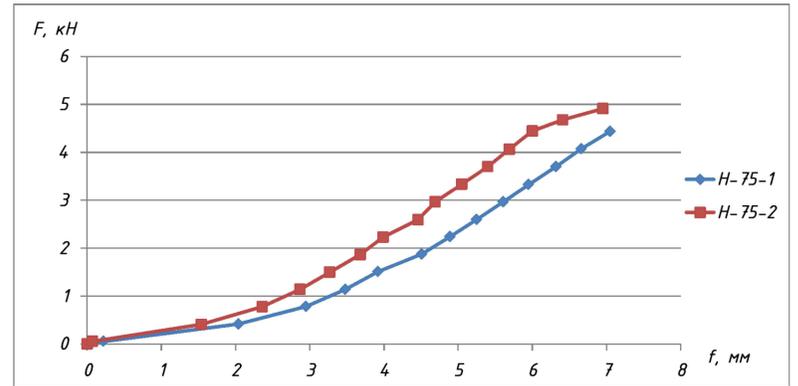
ГРАФІКИ РЕЗУЛЬТАТІВ ВИПРОБОВУВАННЯ 9

ЗРАЗКІВ

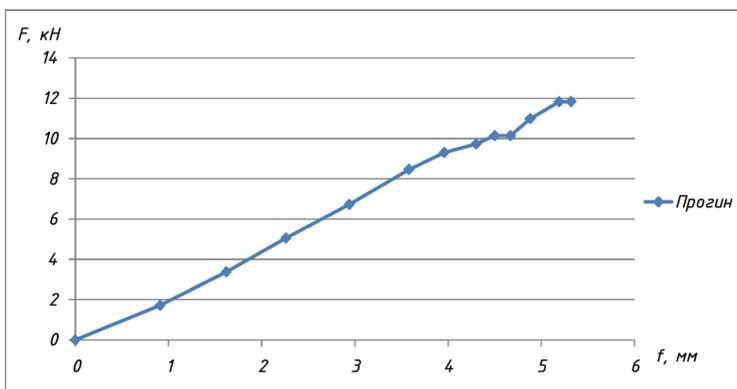
Прогини зразків Н-75-1 та Н-75-2 в положенні "позитив"



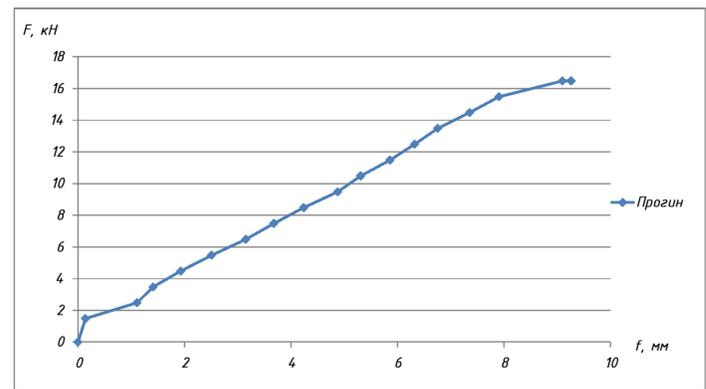
Прогини зразків Н-75-1 та Н-75-2 в положенні "негатив"



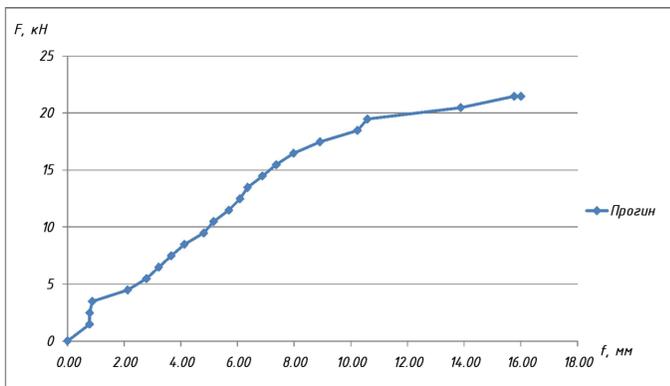
Прогини зразка ПМ-1



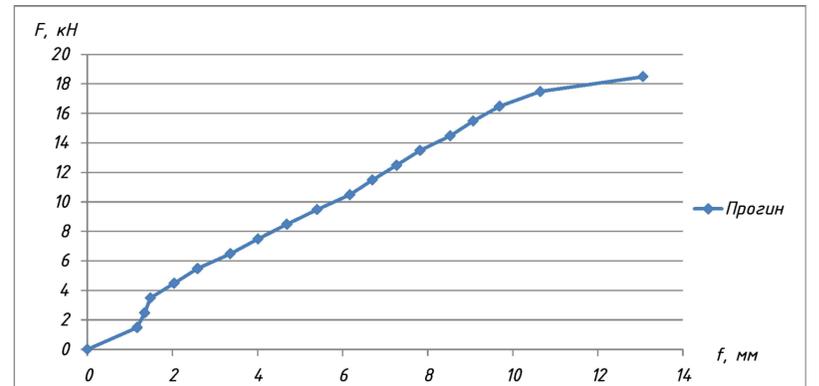
Прогини зразка ПМА-1



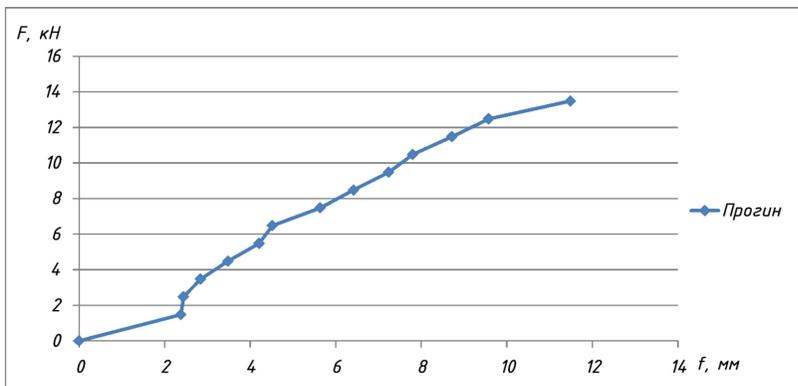
Прогини зразка ПМА-2



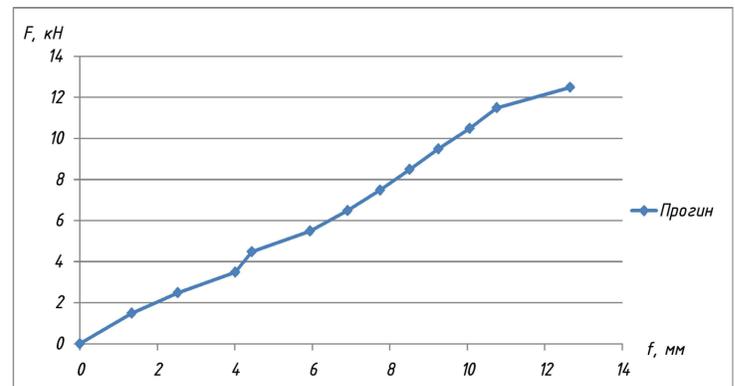
Прогини зразка ПМА-3



Прогини зразка ПМА-4



Прогини зразка ПМА-5

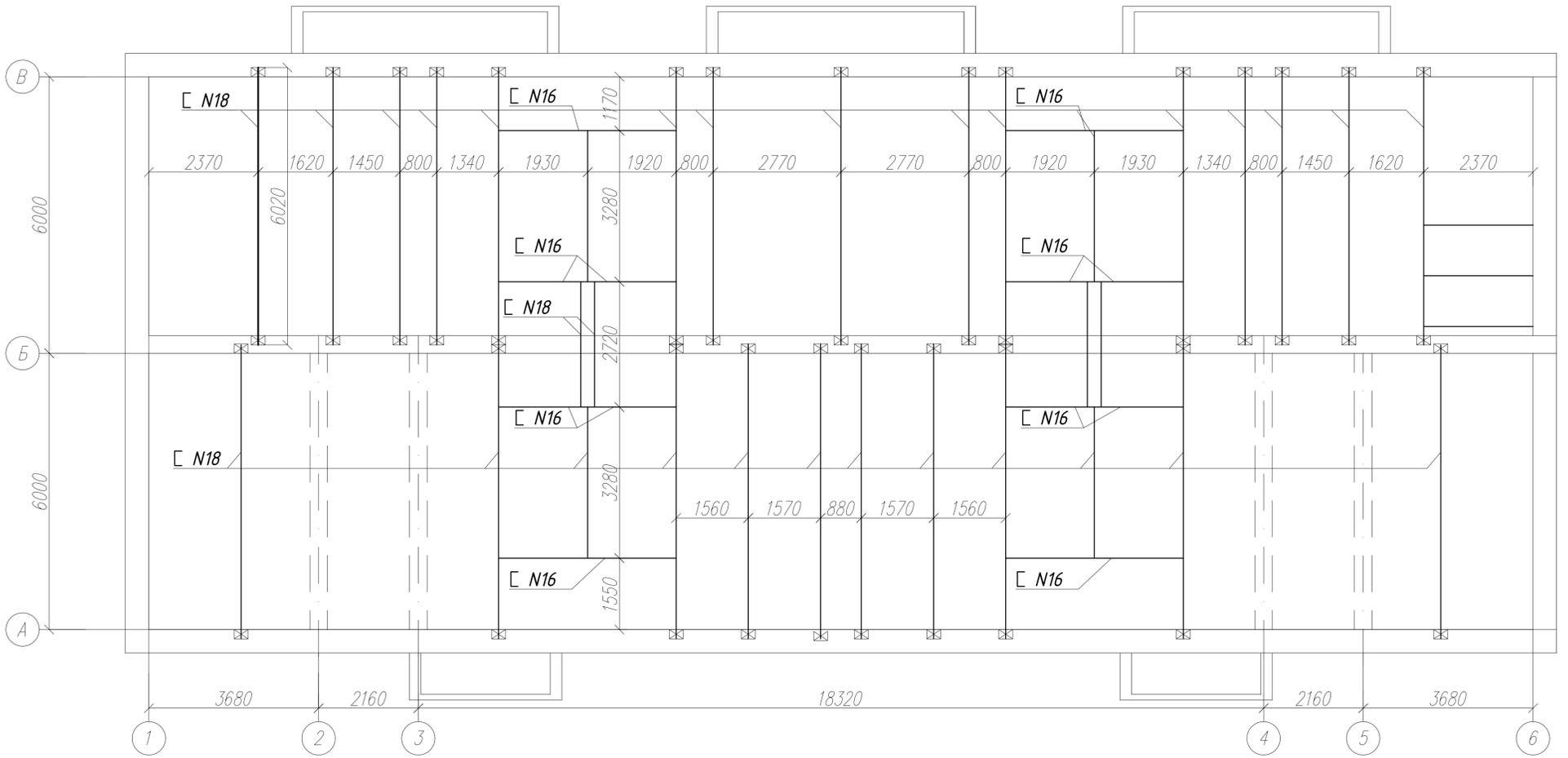


Положення
Лист № 002
Лист № 001
Лист № 003
Лист № 004
Лист № 005
Лист № 006
Лист № 007
Лист № 008
Лист № 009
Лист № 010
Лист № 011
Лист № 012
Лист № 013
Лист № 014
Лист № 015
Лист № 016
Лист № 017
Лист № 018
Лист № 019
Лист № 020
Лист № 021
Лист № 022
Лист № 023
Лист № 024
Лист № 025
Лист № 026
Лист № 027
Лист № 028
Лист № 029
Лист № 030

| | | | | | | | | | | |
|--------------|-----------------|------|--------|--------|------|---|--|--|--------|--------|
| | | | | | | 601-БП.10589017.МР | | | | |
| | | | | | | АНАЛІЗ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕЗАЛІЗБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ | | | | |
| Зм. | Кільк. | Арк. | № док. | Підпис | Дата | Графіки результатів випробовування зразків | | Стадія | Аркуші | Аркуші |
| Виконав | Григоренко А.І. | | | | | | | МР | 9 | 11 |
| Керівник | Сенко П.О. | | | | | | | Национальний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка" Кафедра БЦІ | | |
| Н. контр. | Зигун А.Ю. | | | | | Прогини зразка Н-75-1, Н-75-2, ПМ-1, ПМА-1, ПМА-2, ПМА-3, ПМА-4, ПМА-5 | | | | |
| Заб. кафедри | Сенко О.В. | | | | | | | | | |

ВПРОВАДЖЕННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

План розміщення балок під сталезалізобетонне перекриття



Примикання профільованого настилу до балок

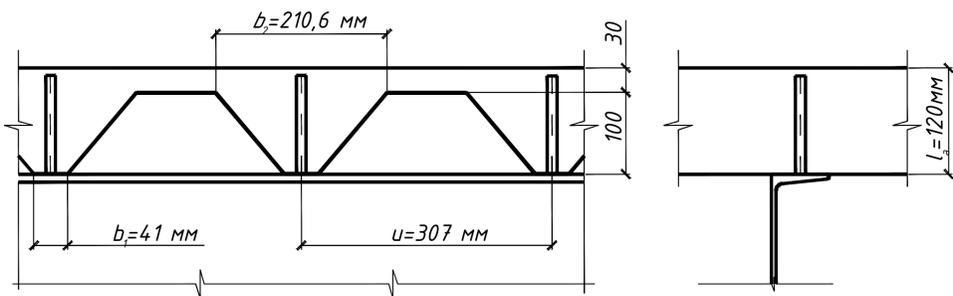


Рисунок 1 - Реконструкція будинку в с. Щербані



Рисунок 2 - Обпирання профільованого настилу на балки в будинку с. Щербані

| | | | | | | | | | |
|--------------|---------------|---------------|------------|--------|------|---|---|--------|----|
| | | | | | | 601-БП.10589017.МР | | | |
| | | | | | | АНАЛІЗ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ | | | |
| Зм. | Кільк. | Арк. | № док. | Підпис | Дата | Впровадження сталезалізобетонних елементів | Стадія | Аркуші | |
| Виконав | Коривник | Григорук А.І. | Сенко П.О. | | | | МР | 10 | 11 |
| Н. контр. | Зайченко А.Ю. | | | | | | План розміщення балок під сталезалізобетонне перекриття, примикання профільованого настилу до балок | | |
| Заб. кафедри | Сенко О.В. | | | | | | Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кодратюка" Кафедра БЦІ | | |

Позовжено
№ № орз
Підпис і дата
Зам. № №

1. Експирементально досліджено нові конструктивні рішення гнучкої арматури для забезпечення сумісної роботи сталі та бетону в монолітних залізобетонних плитах по сталевому профільованому настилу.

2. Результати експериментальних досліджень підтвердили ефективність використання запропонованої гнучкої арматури для забезпечення сумісної роботи сталі та бетону в елементах залізобетонних плит з листовою армуванням профлистом.

3. Проведені експериментальні дослідження міцності та деформативності елементів залізобетонних плит з листовою профільованою арматурою, в тому числі з використанням гнучкої арматури, дозволило встановити наступні основні передумови визначення їх напружено-деформованого стану:

- в залізобетонних плитах по профільованому настилу на високих рівнях навантаження не виконується гіпотеза "плоских перерізів";

- на несучу здатність та деформативність конструкцій з профільованою арматурою значний вплив має несуча здатність та жорсткість сталевих настилу як окремого елемента;

- при визначенні напружено-деформованого стану монолітних плит з використанням сталевих профільованого настилу слід враховувати податливість настилу відносно бетону.

4. Значення несучої здатності експериментальних зразків монолітних залізобетонних плит з використанням полістеролбетону по сталевому профільованому настилу, в тому числі з використанням запропонованих анкерних засобів, отримані за допомогою розробленої методики, підтверджуються з експериментальними даними.

| | | | | | | |
|--|---------------|------------|-----------------|--------|------|--------|
| 601- БП.10589017. МР | | | | | | |
| АНАЛІЗ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ | | | | | | |
| Зм. | Кільк. | Арк. | № док. | Підпис | Дата | Стаття |
| Виконав | Корвінук | Сенко П.О. | Григоренко А.І. | | | Аркуші |
| Н. контр. | Зайченко А.Ю. | Сенко О.В. | | | | 11 |
| Загальні висновки | | | | | | 11 |
| Загальні висновки | | | | | | 11 |
| Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка" Кафедра БЦІ | | | | | | |

Позовжено
Лінійні і ділянки
Зам. № 002