

Національний університет водного господарства та природокористування  
Міністерство освіти і науки України  
Національний університет водного господарства та природокористування  
Міністерство освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова  
праця на правах рукопису

**КАРАВАН БОГДАН ВІКТОРОВИЧ**

УДК 624.012.4-183.2

## **ДИСЕРТАЦІЯ**

### **НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЗАЛІЗОБЕТОННИХ АРОК З ВИСОКОМІЦНОГО БЕТОНУ ТА УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДИКИ ЇХ РОЗРАХУНКУ**

19 - Архітектура та будівництво

192 - Будівництво та цивільна інженерія

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії. Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело

Науковий керівник:

**Бабич Євгеній Михайлович**

доктор технічних наук, професор



Караван Б.В.

Рівне – 2023

## АНОТАЦІЯ

*Караван Б.В.* Напружено-деформований стан залізобетонних арок з високоміцного бетону та удосконалення методики їх розрахунку. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія.

Національний університет водного господарства та природокористування,  
Рівне, 2023

Вперше експериментальним шляхом досліджено роботу двошарнірних залізобетонних арок з високоміцних швидкотверднучих бетонів, які дали можливість дослідити особливості напружено-деформованого стану перерізів поясу та характер розвитку прогинів і тріщин при одноразових та повторних (малоциклових) короткочасних статичних і повторних ударних навантаженнях. Для дослідних зразків арок побудовані графіки залежності «навантаження – деформації бетону», «навантаження – деформації арматури», «навантаження – зусилля розпіру», «навантаження – прогини», «навантаження – переміщення опор» та діаграми залежності від навантажень ширини розкриття тріщин і кількості тріщин у поясі арок. Наведені діаграми деформування та механічні характеристики високоміцних швидкотверднучих бетонів у віці 1 доба та 28 діб.

Отримано нові експериментальні дані щодо напружено-деформованого стану двошарнірних залізобетонних арок з затяжкою та без неї при дії на них одноразових і повторних короткочасних навантажень різної інтенсивності.

Проведено числовий експеримент – виконані розрахунки дослідних арок у ПК «ЛІРА-САПР» та ПК «ANSYS» методом скінченних елементів, співставленні дані числового експерименту з експериментальними дослідженнями арок. Удосконалена методика розрахунку міцності нормальних перерізів і напружено-деформованого стану двошарнірних залізобетонних арок на основі експериментальних даних та числового експерименту.

У **вступі** обґрунтовано актуальність теми досліджень, наведені мета та завдання дисертаційної роботи, об'єкт, предмет та методи дослідження, наукова новизна отриманих в роботі результатів. Висвітлені особистий внесок здобувача та апробація матеріалів дисертаційної роботи, зв'язок роботи з науковими програмами, а також практичне значення отриманих результатів.

**Перший розділ** присвячено огляду робіт, що висвітлюють стан експериментально-теоретичних досліджень залізобетонних арок, зокрема: області застосування залізобетонних арочних конструкцій в будівництві; загальним відомостям про арки, навантаженням на них, статичному розрахунку двошарнірних арок; напружено-деформованому стану та розрахунку несучої здатності перерізів двошарнірних арок; огляду експериментальних досліджень роботи залізобетонних двошарнірних арок. В розділі наведено огляд наукових праць, присвячених результатам експериментальних досліджень високоміцних швидкотверднучих важких бетонів, а також короткий огляд досліджень по вивченню опору бетону дії малоциклових повторних навантажень. На основі виконаного аналізу сформульовані висновки до розділу та мета досліджень.

У **другому розділі** наведено обсяг експериментальних досліджень з кількістю зразків та їх характеристиками. Описано конструкцію дослідних зразків та процес їх виготовлення, вказані матеріали та їх основні фізико-механічні характеристики. Детально описується методика випробування дослідних арок, зображені схеми випробування з розміщенням вимірювальних приладів, режими їх навантаження. Зображено та описано принцип роботи установки для повторного ударного випробування арки. У розділі наведені критерії руйнування дослідних арочних зразків та подані висновки.

У **третьому розділі** представлені результати експериментальних досліджень залізобетонних двошарнірних арок з затяжкою та без неї із високоміцного швидкотверднучого бетону класів С60, С80, С90, зокрема: їх робота та напружено-деформований стан при дії статичного одноразового навантаження до руйнування, за дії статичного малоциклового повторного навантаження рівня  $\eta = (0,16 \dots 0,8) F_u$ , при повторному ударному навантаженні. У результаті випробування отримані нові

експериментальні дані на ступенях та циклах навантаження арок, а саме: відносні деформації стиску та розтягу бетону і арматурної сталі в перерізах поясу арки, відносні деформації розтягу зтяжки, значення розпіру та переміщення опор, прогинів поясу, моменту тріщиноутворення та характеру розвитку тріщин у поясі, ширини розкриття тріщин. На основі цих експериментальних значень побудовані залежності та діаграми. Детально описано особливості роботи під навантаженням та характер руйнування кожної дослідної арки, встановлено їх несучу здатність та навантаження, при якому було досягнуто критеріїв руйнування. Наведені висновки до розділу.

У **четвертому розділі** приведені результати виконаного числового експерименту з розрахунку дослідних двошарнірних залізобетонних арок при одноразовому короткочасному навантаженні методом скінченних елементів в програмному комплексі «ЛІРА-САПР» та «ANSYS». Отримані дані за результатами числового експерименту були співставлені з даними одержаними за результатами експериментального дослідження арок. Удосконалено науково-прикладні положення розрахунку міцності нормальних перерізів і напружено-деформованого стану двошарнірних залізобетонних арок на основі деформаційної моделі та спрощеного розрахунку згідно чинних норм проектування з використанням експериментальних даних та результатів числового експерименту. Наведені висновки до розділу.

За результатами експериментально-теоретичних досліджень напружено-деформованого стану залізобетонних арок з високоміцного бетону сформульовано **загальні висновки** до роботи.

**Ключові слова:** арка, бетон, арматура, залізобетон, зтяжка, пояс, розпір, опора, шарнір, переріз, навантаження, ступінь, цикл, рівень, сила, зусилля, напруження, розтяг, стиск, деформація, руйнування, міцність, переміщення, прогин, тріщина, розрахунок, стабілізація.

## ABSTRACT

*Karavan B.* Stress-strain state of reinforced concrete arches made of high-strength concrete and improvement of the methodology for their calculation. - Qualifying scientific work on the rights of the manuscript.

Dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in the specialty 192 - Civil and Environmental Engineering.

National University of Water and Environmental Engineering, Rivne, 2023.

For the first time, the operation of six double-hinged reinforced concrete arches made of high-strength quick-hardening concrete was experimentally studied, which made it possible to investigate the peculiarities of the stress-strain state of the belt sections and the nature of deflections and cracks development under single and repeated (low-cycle) short-term static and repeated impact loads. For the prototypes of the arches, we constructed diagrams of the dependence of "load - concrete deformation", "load - reinforcement deformation", "load - tensile force", "load - deflection", "load - displacement of supports", and diagrams of the dependence of crack opening width and the number of cracks in the arch belt on the load. The deformation diagrams and mechanical characteristics of high-strength quick-setting concrete at the age of 1 day and 28 days are presented.

New experimental data on the stress-strain state of two-hinged reinforced concrete arches with and without tie-in under single and repeated short-term loads of varying intensity were obtained.

A numerical experiment was carried out, i.e., calculations of experimental arches were performed in «LIRA» and «ANSYS» using the finite element method, and the data of the numerical experiment were compared with experimental studies of arches. An improved methodology for calculating the strength of normal sections and the stress-strain state of two-hinged reinforced concrete arches based on design standards, experimental data, and numerical experiments.

**The introduction** substantiates the relevance of the research topic, presents the purpose and objectives of the dissertation, the object, subject and methods of research, and the scientific novelty of the results obtained in the work. The personal contribution of the applicant and the testing of the dissertation materials, the connection of the work with scientific programs, as well as the practical significance of the results obtained are highlighted.

**The first section** is devoted to a review of works covering the state of experimental and theoretical research on reinforced concrete arches, in particular: the scope of application of reinforced concrete arch structures in construction; general information about arches, loads on them, static calculation of double-hinged arches; stress-strain state and calculation of the bearing capacity of sections of double-hinged arches; review of experimental studies of reinforced concrete double-hinged arches. The chapter provides an overview of scientific papers on the results of experimental studies of high-strength rapidly hardening heavy concrete, as well as a brief review of studies on the resistance of concrete under low-cycle repeated loads. Based on the analysis, the conclusions to the chapter and the research objectives are formulated.

**The second section** presents the scope of experimental studies with the number of samples and their characteristics. The design of the prototypes and the process of their manufacture are described, the materials and their main physical and mechanical characteristics are specified. The test methodology for the experimental arches is described in detail, test schemes with the placement of measuring devices and their loading modes are shown. The principle of operation of the installation for dynamic testing of the arch is shown and described. The section presents the fracture criteria for the experimental arch specimens and concludes with the results.

**The third section** presents the results of experimental studies of reinforced concrete double-hinged arches with and without tie-in from high-strength quick-setting concrete of classes C60, C80, and C90, in particular, their operation and stress-strain state under the action of a static single load to failure, under the action of a static low-cycle repeated load of  $\eta = (0.16...0.8) F_u$ , and under dynamic loading. As a result of the test, new experimental data were obtained on the stages and cycles of arch loading, namely: relative

compressive and tensile strains of concrete and reinforcing steel in the cross-sections of the arch belt, relative tensile strains of the tie-in, values of the spacing and displacement of supports, deflections of the belt, the moment of crack formation and the nature of crack development in the belt, and the width of crack opening. Dependencies and diagrams were constructed based on these experimental values. The peculiarities of work under load and the nature of the failure of each experimental arch are described in detail, their bearing capacity and the load at which the failure criteria were reached are determined. Conclusions to the chapter are given.

**The fourth section** presents the results of a numerical experiment on the calculation of experimental two-hinged reinforced concrete arches under a single short-term load using the finite element method in the «LIRA» and «ANSYS» software packages; the data obtained from the numerical experiment were compared with the data obtained from the results of the experimental study of the arches. The scientific and applied provisions for calculating the strength of normal sections and the stress-strain state of two-hinged reinforced concrete arches based on the deformation model and simplified calculation in accordance with current design standards using experimental data and the results of a numerical experiment have been improved. Conclusions to the chapter are presented.

Based on the results of experimental and theoretical studies of the stress-strain state of reinforced concrete arches made of high-strength concrete, **general conclusions** to the work are formulated.

**Keywords:** arch, concrete, reinforcement, reinforced concrete, tightening, belt, spacer, support, hinge, section, load, degree, cycle, level, force, effort, stress, tension, compression, deformation, fracture, strength, displacement, deflection, crack, calculation, stabilization.

## СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

### Статті у наукових фахових виданнях України:

1. Бабич Є. М., Кочкар'єв Д. В., Філіпчук С. В., Караван Б. В. Конструктивні рішення та розрахунки елементів захисних споруд цивільного захисту з залізобетонними арочними покриттями. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць*. Вип. 39. Рівне, 2021. с. 162-176. (0,54/0,14 д.а.; розробка креслень захисних споруд в програмному комплексі AutoCAD, побудова графіків/діаграм).
2. Караван Б. В. Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних арок з високоміцного бетону *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць*. Вип. 41. Рівне, 2022. с. 135-143.
3. Бабич Є. М., Караван Б. В. Результати експериментальних досліджень залізобетонної арки з високоміцного бетону. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць*. Вип. 42. Рівне, 2022. с. 76-85. (0,39/0,19 д.а.; виготовлення і випробування дослідних зразків, обробка результатів випробування, побудова графіків/діаграм).
4. Караван Б. В. Результати експериментальних досліджень залізобетонної арки з високоміцного бетону на дію малоциклових повторних навантажень. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць*. Вип. 43. Рівне, 2023. с. 137-145.
5. Караван Б. В. Дослідження фізико-механічних характеристик конструкцій арочних систем покриття з високоміцного швидкотверднучого бетону в захисних спорудах оборонного призначення. *Вісник Львівського національного аграрного університету: Архітектура і сільськогосподарське будівництво* № 22: 2021. с. 62-68.



**Статті у наукових періодичних виданнях інших держав, у тому числі ті, що входять до міжнародних наукометричних баз даних:**

6. J. Sobczak-Piąstka, Y. Babich, B. Karavan. Experimental studies of a reinforced concrete arch made of high-strength concrete on the action of low-cycle loads. *Materialy Budowlane*. 6/2023. DOI 10.15199/33.2023.06.05, p. 19-22. (0,33/0,11 д.а.; виготовлення дослідних зразків арок, обробка результатів випробувань).

**Тези наукових доповідей:**

7. Sergii Filipchuk, Bohdan Karavan, Ruslan Makarenko, Oleksandr Nalepa, Oleksandr Chapiuk. Study of reinforcement adhesion to concrete under static and dynamic loads. *International Scientific Session on Applied mechanics*. 11/2022. p.16. (0,4/0,08 д.а.; підготовка графічних матеріалів, розробка методики випробування).

8. Караван Б. Дослідження механічних характеристик високоміцних швидкотверднучих бетонів. *Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села*: тез. доп. III міжнар. наук.-техн. конф., м. Львів, 26-27 травня 2020 р. Дубляни, 2020. с. 15.

9. Караван Б. Дослідження фізико-механічних характеристик конструкцій аркових систем покриття з високоміцного швидкотверднучого бетону в захисних спорудах оборонного призначення. *Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села*: тез. доп. IV міжнар. наук.-техн. конф., м. Львів, 24-25 червня 2021 р. Дубляни, 2021. с. 37-39.

10. Караван Б. Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану залізобетонної арки з високоміцного бетону. *Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села*: тез. доп. V міжнар. наук.-техн. конф., м. Львів, 16-17 червня 2022 р. Дубляни, 2022. с. 30-32.

11. Караван Б. Результати випробування залізобетонної арки з високоміцного бетону на дію малоциклових повторних навантажень. *Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села*: тез. доп. VI міжнар. наук.-техн. конф., м. Львів, 8-9 червня 2023 р. Дубляни, 2023. с. 26-27.

## ЗМІСТ

ВСТУП.....	12
<h3 style="text-align: center;">РОЗДІЛ 1</h3>	
<h4 style="text-align: center;">СТАН ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ АРОК. ДОСЛІДЖЕННЯ ВИСОКОМІЦНИХ БЕТОНІВ .....</h4>	
1.1. Область застосування залізобетонних арочних конструкцій в будівництві ....	19
1.2. Загальні відомості про арки, навантаження на них, статичний розрахунок двошарнірних арок.....	23
1.3. Напружено-деформований стан та розрахунок несучої здатності перерізів двошарнірних арок.....	30
1.4. Огляд експериментальних досліджень роботи залізобетонних двошарнірних арок .....	36
1.5. Результати експериментальних досліджень високоміцних швидкотверднучих важких бетонів .....	44
1.6. Короткий огляд досліджень по вивченню опору бетону за дії малоциклових повторних навантажень .....	54
Висновки до розділу 1 .....	58
<h3 style="text-align: center;">РОЗДІЛ 2</h3>	
<h4 style="text-align: center;">МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ. ДОСЛІДНІ ЗРАЗКИ ТА МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРІАЛІВ .....</h4>	
2.1. Обсяг експериментальних досліджень.....	59
2.2. Конструкція та виготовлення дослідних арок .....	61
2.3. Матеріали дослідних зразків та їх фізико-механічні характеристики .....	65
2.3.1. Арматура .....	65
2.3.2. Бетон .....	67
2.4. Методика випробувань дослідних арок .....	75
Висновки до розділу 2 .....	84
<h3 style="text-align: center;">РОЗДІЛ 3</h3>	
<h4 style="text-align: center;">РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ АРОК З ВИСОКОМІЦНОГО БЕТОНУ .....</h4>	
	85

3.1. Напружено-деформований стан двошарнірних арок при статичному одноразовому навантаженні .....	85
3.1.1. Дослідна арка А1-1 .....	85
3.1.2. Дослідна арка А1-2 .....	93
3.1.3. Дослідна арка А2-1 .....	103
3.2. Робота арок при статичному повторному навантаженні .....	112
3.2.1. Дослідна арка А2-2 .....	112
3.2.2. Дослідна арка А2-3 .....	128
3.3. Робота арки при повторному ударному навантаженні .....	146
Висновки до розділу 3 .....	149

#### РОЗДІЛ 4

ЧИСЛОВІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ АРОК З ВИСОКОМІЦНОГО БЕТОНУ НА ДІЮ СТАТИЧНИХ КОРОТКОЧАСНИХ ОДНОРАЗОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ .....	152
4.1. Аналіз роботи арок при статичних навантаженнях методом скінченних елементів в ПК ЛІРА-САПР .....	153
4.2. Теоретичне визначення значень зусиль в перерізах арки .....	161
4.2.1. Визначення зусиль в перерізах арки А1-1 .....	161
4.2.2. Визначення зусиль в перерізах арки А2-1 .....	166
4.3. Аналіз роботи залізобетонної арки А2-1 при статичних навантаженнях числовим методом в ПК ANSYS .....	170
4.3.1. Побудова розрахункової моделі .....	171
4.3.2. Числовий розрахунок залізобетонної арки А2-1 .....	172
4.4. Визначення напружено-деформованого стану нормальних перерізів дослідних арок з використанням деформаційної моделі .....	179
Висновки до розділу 4 .....	185
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ .....	187
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ .....	190
ДОДАТКИ .....	210

## ВСТУП

**Обґрунтування вибору теми дослідження.** Завдяки своїй архітектурній привабливості, високим показникам несучої здатності і придатності до нормальної експлуатації, а також відносно легкому монтажу залізобетонні арочні конструкції широко використовуються у промисловому, цивільному будівництві, а також при зведенні спеціальних будівель і споруд [56, 58]. Залізобетонні арки бувають безшарнірними, одно-, дво-, тришарнірними. Найчастіше у будівництві використовують двошарнірні арки з затяжкою та без неї, а у випадку великих прольотів – тришарнірні. Суттєвим недоліком одно- і тришарнірних арок є необхідність влаштування ключового шарніру, який в свою чергу ускладнює конструкцію арок і самого покриття. У безшарнірних арках найсприятливіше відбувається перерозподіл згинальних моментів у поясі, проте вони вимагають влаштування потужних опор для сприйняття розпіру. Саме тому у покриттях будівель і споруд частіше застосовуються двошарнірні арки, горизонтальний розпір яких сприймається затяжкою або конструктивними елементами споруди.

Статично невизначені двошарнірні арки мають суттєві переваги порівняно з тришарнірними: менші витрати матеріалів, спрощене армування поперечних перерізів, підвищена жорсткість, більш простий монтаж (немає необхідності влаштовувати ключовий шарнір). Порівняно з безшарнірними арками, в двошарнірних більш проста конструкція опорних вузлів, виникають менші додаткові внутрішні зусилля в перерізах при зміщенні опор, а в арках з затяжкою вони практично не виникають.

З 2014 року в Україні стала гострою необхідність відновлення існуючих та зведення нових споруд оборонного призначення. Однією з ефективних конструктивних схем захисної будівлі цивільного захисту (сховища) є сполучення конструктивних елементів, зведених з монолітного залізобетону та збірних елементів у вигляді двохшарнірних арок, виготовлених з високоміцного бетону. В умовах військового стану також виникає потреба в максимально швидких темпах зведення оборонних (фортифікаційних) споруд, що можливо досягнути шляхом

введення в технологічний процес високоміцних швидкотверднучих бетонів, які дають змогу істотно збільшити темпи будівництва і відповідно зменшити терміни зведення будівель і споруд.

Використання високоміцних бетонів дозволяє істотно зменшити об'єм бетону, а отже і власну вагу конструкцій та скоротити витрату арматурної сталі в залізобетонних конструкціях. Міцність важких бетонів може досягати  $80\div 150$  МПа, а норми проєктування в Україні для конструкцій з таких бетонів знаходяться у стадії розробки. Закономірності деформування при короткочасному статичному і динамічному навантаженні високоміцних бетонів до цього часу вивчені недостатньо, що ускладнює розрахунки залізобетонних конструкцій з таких бетонів, особливо при високих рівнях навантаження і є стримуючим чинником для більш широкого їх застосування в сучасному будівництві.

Виходячи з вищенаведеного, існує необхідність вивчення напружено-деформованого стану залізобетонних арок з високоміцного бетону на дію статичних одноразових і повторних навантажень різного рівня та поглибленого визначення фізико-механічних і деформативних характеристик високоміцних бетонів. Це дозволить більш точно оцінювати напружено-деформований стан елементів залізобетонних конструкцій з таких бетонів, підвищити надійність проєктування і одержати істотний економічний ефект при зведенні будівель і споруд, що є актуальною задачею сьогодення.

**Мета і задачі дослідження.** В дисертаційній роботі ставиться за мету: дослідити напружено-деформований стан двохшарнірних залізобетонних арок з високоміцного бетону за дії короткочасних одноразових і повторних навантажень та удосконалити методику їх розрахунку.

Для досягнення зазначеної мети поставлено наступні задачі:

- розвинути теоретичні положення щодо конструювання залізобетонних двохшарнірних арок;
- розробити програму та методику проведення експериментальних досліджень двохшарнірних залізобетонних арок за дії одноразових та повторних (малоциклових) короткочасних навантажень;

- встановити особливості роботи та напружено-деформованого стану двошарнірних залізобетонних арок з високоміцного бетону за результатами проведення їх експериментальних досліджень та аналізу отриманих даних;

- виконати числовий експеримент роботи двошарнірних залізобетонних арок при одноразовому короткочасному навантаженні, а також удосконалити методику розрахунку досліджуваних арочних конструкцій з визначення напружено-деформованого стану на підставі експериментальних даних, деформаційної моделі та числового експерименту.

**Об'єкт дослідження** – робота двошарнірних залізобетонних арок з високоміцних швидкотверднучих бетонів в умовах короткочасного навантаження.

**Предмет дослідження** – параметри напружено-деформованого стану двошарнірних залізобетонних арок з високоміцних бетонів, отримані за дії одноразових та повторних (малоциклових) короткочасних навантажень різної інтенсивності, розрахунок напруженого стану і міцності перерізів арки.

**Методи дослідження:**

- експериментальні випробування призмових та кубових бетонних зразків, а також двошарнірних залізобетонних арок з високоміцного швидкотверднучого бетону за дії одноразових та повторних (малоциклових) короткочасних навантажень;

- аналітичні дослідження, що базуються на вивченні існуючих методів напружено-деформованого стану конструкцій, аналіз відкритих літературних джерел, проведення теоретичних досліджень по темі, складання програми і методики досліджень для вирішення поставлених задач;

- числовий експеримент з розрахунку дослідних арок методом скінченних елементів;

- статистичний аналіз збіжності експериментальних та теоретичних досліджень.

**Наукова новизна отриманих результатів** полягає в розробці, обґрунтуванні та удосконаленні теоретичних положень розрахунку напружено-деформованого стану залізобетонних арок з високоміцних швидкотверднучих бетонів. Наукову новизну дисертаційної роботи визначають такі положення:

*вперше:*

- запропоновано програму та методику виготовлення та експериментального дослідження залізобетонних арочних конструкцій із високоміцного швидкотверднучого бетону на дію короточасних одноразових статичних, повторних статичних і ударних навантажень, що дозволяє ефективно використовувати наявні матеріальні та технічні ресурси;

- експериментальним шляхом отримані дані про роботу двошарнірних залізобетонних арок з високоміцних швидкотверднучих бетонів, які дали можливість виявити особливості напружено-деформованого стану перерізів поясу та характер розвитку прогинів і тріщин при одноразових та повторних (малоциклових) короточасних навантаженнях. Результати експериментальних досліджень підтверджують доцільність використання високоміцних швидкотверднучих бетонів в запропонованій конструкції;

*удосконалено:*

- науково-прикладні положення розрахунку залізобетонних двошарнірних арок на основі результатів числового експерименту, з використанням програмних комплексів ЛПА-САПР та ANSYS, що дозволило встановити їх напружено-деформований стан;

*набули подальшого розвитку:*

- теоретичні положення щодо конструювання залізобетонних двошарнірних арок, які базуються на комплексному аналізі існуючих способів їх виготовлення та фізико-механічних характеристик матеріалів. У результаті запропонована конструкція залізобетонної двошарнірної арки з високоміцного швидкотверднучого бетону, що дозволяє збільшити несучу здатність, жорсткість та суттєво зменшити терміни будівництва.

**Особистий внесок здобувача.** Основні результати досліджень отримані самостійно: виконано аналіз наукової літератури за темою даного дослідження; власноруч виготовлено, підготовлено до випробувань і випробувано куби та призми з високоміцного швидкотверднучого бетону, а також сконструйована опалубка та виготовлені залізобетонні арки з високоміцного бетону, які випробовувались на дію статичних одноразових та малоциклових повторних, й повторних ударних навантажень; виконано обробку отриманих результатів експериментальних досліджень, що дало змогу побудувати діаграми деформування матеріалів, епюри напружень, графіки прогинів і переміщень арок та оцінити фізико-механічні характеристики високоміцних бетонів; виконано статистичну обробку даних експериментальних досліджень; виконано розрахунки міцності нормальних перерізів та напружено-деформованого стану залізобетонних двошарнірних арок, проведено порівняння їх експериментальних та теоретичних значень, удосконалено методику розрахунку напруженого стану і міцності нормальних перерізів арок.

**Апробація матеріалів дисертації.** Основні положення дисертації були викладені та обговорювались на науково-технічних конференціях: Міжнародна науково-технічна on-line конференція «Проблеми будівельного та транспортного комплексів» (м. Кропивницький, 23-24 травня 2023 р.); III Міжнародна науково-технічна конференція (в онлайн-режимі) «Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села» (Львів-Дубляни, Україна, 26-27 травня 2020р.); IV Міжнародна науково-технічна конференція (в онлайн-режимі) «Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села» (Львівський національний аграрний університет, м. Дубляни, Україна, 24-25 червня 2021р.); 10-та Міжнародна науково-технічна конференція «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» (НУВГП, м. Рівне, Україна, 19-21 жовтня 2021р.); V Міжнародна науково-технічна конференція «Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села» (Львівський національний університет природокористування, м. Дубляни, Україна, 16-17 червня 2022р.); VI Міжнародна науково-технічна конференція «Ефективні технології і конструкції у будівництві та



архітектура села» (Львівський національний університет природокористування, м. Дубляни, Україна, 8-9 червня 2023р.).

**Публікації.** Матеріали дисертації опубліковано у 11 працях: 5 з яких у наукових періодичних фахових виданнях України, 1 - у наукових виданнях інших держав, у тому числі, що входять до міжнародних наукометричних баз даних (Scopus, Web of Science), 5 тез доповідей.

**Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами, грантами.** В дисертаційній роботі вирішені окремі задачі, які включались в план кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд Національного університету водного господарства та природокористування за темами: “Дослідження напружено-деформованого стану будівельних конструкцій, удосконалення методики їх розрахунку та розробка пропозицій до нормативних документів” (номер державної реєстрації 0117U002816, 2017-2021 рр.); “Дослідження роботи та удосконалення методів розрахунків будівельних конструкцій при різних режимах зовнішніх впливів” (номер державної реєстрації 0107U004181); “Розробити нові та удосконалити існуючі методики розрахунку будівельних конструкцій, включаючи підсилені, при дії одноразових та повторних навантажень” (номер державної реєстрації 0112U001122, 2015-2018 рр.); “Високоміцні швидкотверднучі бетони і фібробетони та конструкції на їх основі для фортифікаційних споруд” (номер державної реєстрації 0116U003759); “Особливості виконання технологічних процесів при реконструкції будівель і споруд” (номер державної реєстрації 0117U002817, 2017–2021 рр.); “Розробка конструктивних рішень залізобетонних конструкцій захисних споруд цивільного захисту та методики їх розрахунку” (номер державної реєстрації 0123U101417, 10.2022–12.2026 рр.).

**Практичне значення отриманих результатів.** Одержані в дисертаційній роботі результати можуть бути використані при проектуванні двошарнірних залізобетонних арок, як конструктивних елементів покриття будівель, інженерних та фортифікаційних (захисних) споруд, що зазнають в процесі експлуатації впливу одноразових та повторних короточасних навантажень. Використання в

конструкціях при зведенні будівель і споруд високоміцних швидкотверднучих бетонів дає можливість збільшити їх несучу здатність, зменшити витрати бетону і відповідно зменшити власну вагу конструкції, та суттєво скоротити терміни будівництва. Використання запропонованої в дисертації методики розрахунку дає можливість підвищити надійність, довговічність будівельних конструкцій та раціонально використовувати матеріали при їх проектуванні.

**Структура та обсяг дисертації.** Дисертація складається з анотації, вступу, чотирьох розділів, загальних висновків, списку літератури та додатків. Робота викладена на 226 сторінках друкованого тексту, з яких 189 сторінок основного тексту, 20 сторінок списку літератури та 17 сторінок додатків. Робота ілюстрована 27 таблицями та 110 рисунками. Список використаних джерел містить 174 найменування, з них 136 кирилицею та 38 латиницею.

## РОЗДІЛ 1

## СТАН ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ АРОК. ДОСЛІДЖЕННЯ ВИСОКОМІЦНИХ БЕТОНІВ

### 1.1. Область застосування залізобетонних арочних конструкцій в будівництві

Залізобетонні арочні конструкції широко використовуються в будівництві, починаючи від перемичок віконних прорізів до конструкцій покриття промислових та цивільних будівель (в т.ч. у складі діафрагм оболонок), споруд спортивного призначення, несучих прогонових конструкцій мостів і переходів, акведуків тощо (рис. 1.1 – рис. 1.5). В сучасному будівництві велика увага приділяється не тільки надійності будівельних конструкцій, але й їх естетичності. Розроблені технології проектування, розрахунку і зведення будівель та інженерних споруд дають можливість надати їм особливої архітектурної виразності. Саме тут, на одне з провідних місць виходить застосування в будівництві арочних елементів та конструкцій. Зазвичай арки, як несучі конструкції споруд, застосовують великих прольотів (18 м і більше).

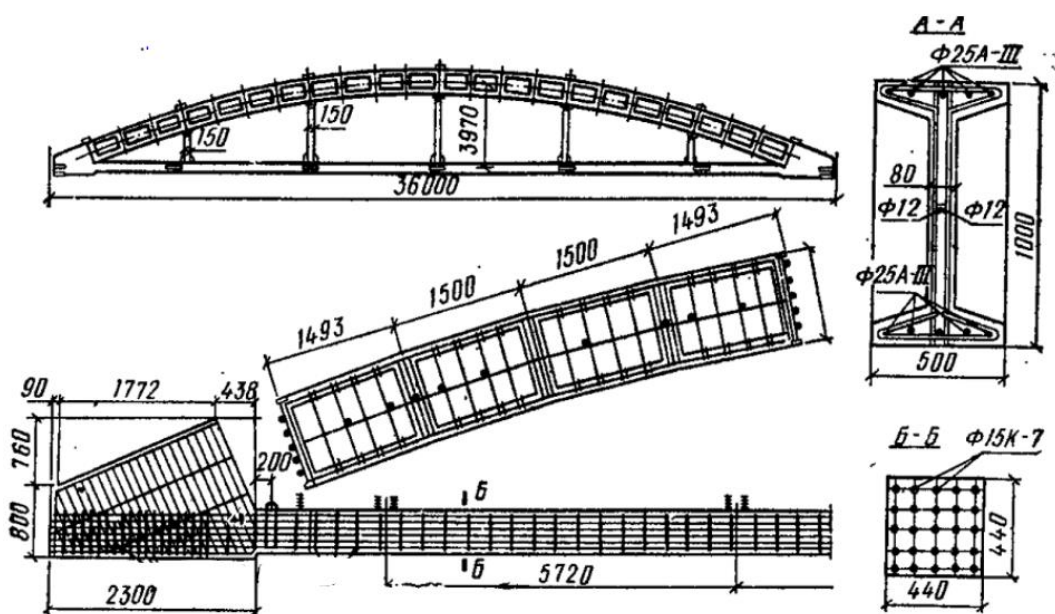


Рис. 1.1. Збірна залізобетонна арка покриття з затяжкою прольотом 36 м



Рис. 1.2. Автомобільний Центральний міст ( $L=129$  м, 1956р.) через р. Південний Буг у м. Вінниця



Рис. 1.3. Мерфо-Херсонський міст ( $L=1610$  м, 1932р.) через р. Дніпро в м. Дніпро



Рис. 1.4. Автомобільно-залізничний чотириарковий міст Преображенського ( $L=228$  м, 1952р.) через р. Дніпро в м. Запоріжжя



Рис. 1.5. Акведук (L=200 м, 1917р.) в Ромінтенській пуці (Польща)

З початком війни на сході України в 2014 році, та особливо після повномасштабного вторгнення росії 24 лютого 2022 року, стала гострою проблема в необхідності відновлення існуючих та зведення нових споруд оборонного призначення [87, 91, 92, 141]. Фортифікаційні споруди призначаються для ведення вогню (вежі, каземати, окопи, майданчики для вогневих засобів), захисту особового складу і військової техніки від звичайних засобів і впливу зброї масового ураження (щілини, перекриті ділянки траншей, бліндажі, притулки, укриття), для здійснення скритного маневру (траншеї, ходи сполучення). В умовах військового стану виникає потреба в максимально швидких темпах зведення оборонних споруд, що можна досягнути шляхом введення в технологічний процес високоміцних, швидкотверднучих бетонів, які дають змогу істотно збільшити темпи будівництва і відповідно зменшити терміни зведення споруд.

За необхідності, в умовах бойових дій, термін зведення фортифікаційної споруди скорочується до однієї доби [87]. В таких випадках покриття зазвичай

влаштується із залізобетонних арочних конструкцій, виготовлених з високоміцних бетонів (рис. 1.6). Арки вільно опираються на стінові блоки, з'єднання з якими забезпечується завдяки заробленими у бетоні випусками арматури.

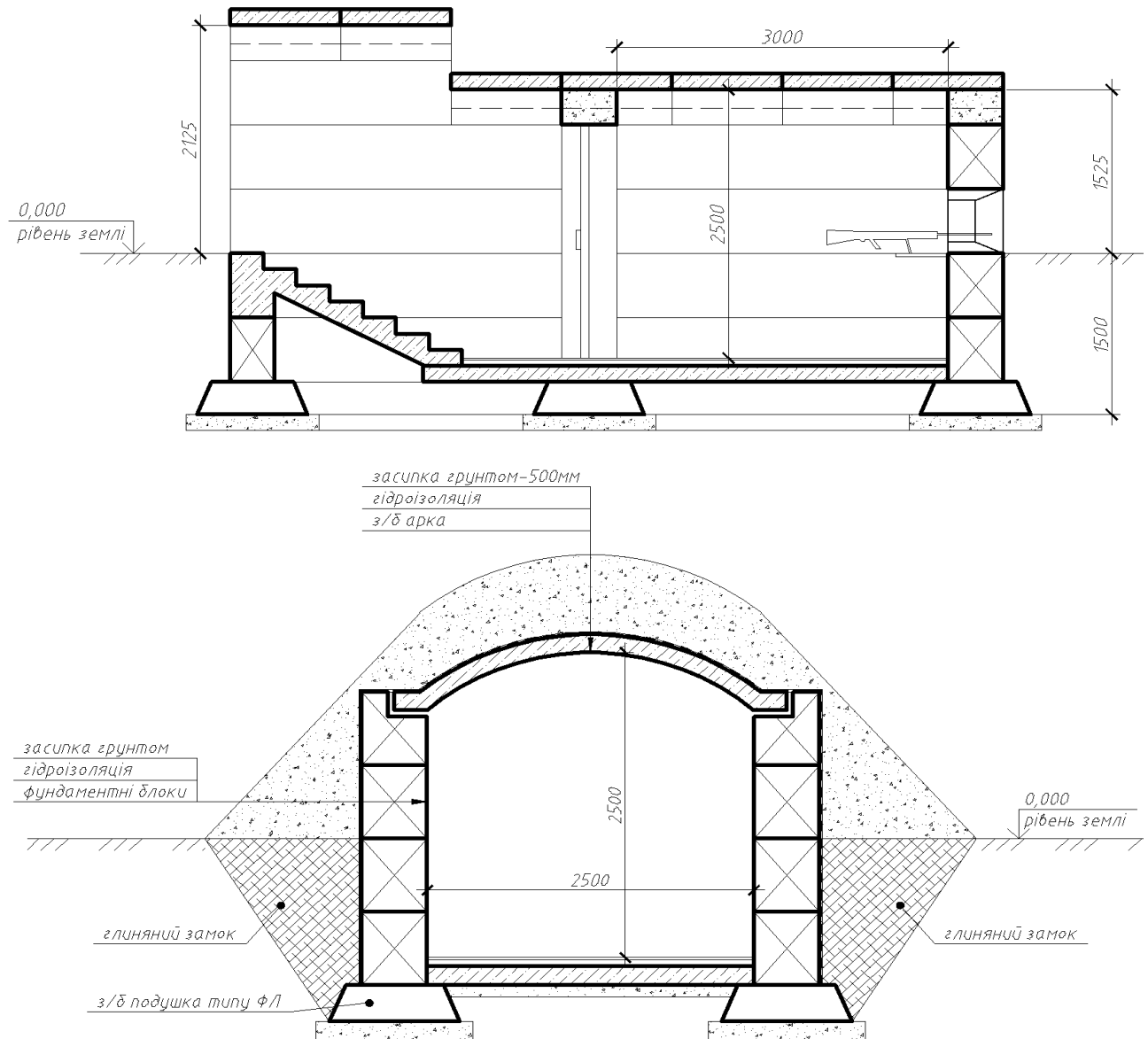


Рис. 1.6. Повздовжній та поперечний розрізи фортифікаційної споруди

Окрім того, існує значна потреба у зведенні захисних споруд для захисту цивільного населення і територій у випадку надзвичайних ситуацій [23]. Внаслідок виникнення різноманітних конфліктів, в тому числі і збройних, постала нагальна проблема захисту мирного населення від ураження зброєю, можливо і хімічною. В окремих районах населених пунктів, в околицях підприємств важливого значення

(підприємства з безпервною технологією, хімічного та металургійного виробництва, атомні електростанції тощо) зводяться окремі споруди цивільного захисту (рис. 1.7).

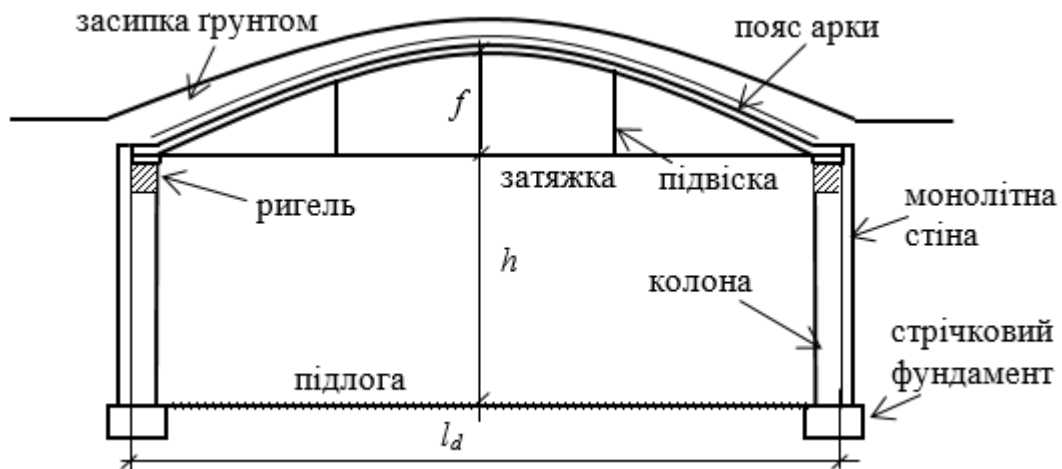


Рис. 1.7. Конструктивна схема захисної споруди

## 1.2. Загальні відомості про арки, навантаження на них, статичний розрахунок двошарнірних арок

Під *аркою* розуміють будівельну розпірну конструкцію у вигляді вигнутого в бік навантаження криволінійного бруса, що працює переважно на стиск і горизонтальне переміщення опор якого обмежене. Горизонтальний розпір арок сприймається, при її наявності, затяжкою, але може також передаватись і на інші конструкції споруди (рами, стіни, колони, контрфорси, фундаменти тощо). Арки із затяжками застосовують переважно в тих випадках, коли влаштування опор, що забезпечить сприйняття розпіру, стає складним або неможливим.

За статичною схемою роботи розрізняють: безшарнірні, одношарнірні, двошарнірні та тришарнірні арки (рис. 1.8, рис. 1.9). Безшарнірні арки, з заробленими кінцями і без проміжних шарнірів, мають шість опорних реакцій, тому вони тричі статично невизначені. Одношарнірні арки, з заробленими кінцями (п'ятами) і проміжним шарніром (замок), якщо таку арку розрізати в шарнірі і прикласти два зайвих невідомих, будуть двічі статично невизначені (рис. 1.8). Двошарнірні арки, які мають дві шарнірно нерухомі опори, та в яких сумарно

виникає чотири реакції, а кількість рівнянь статички дорівнює трьом, є один раз статично невизначеними. Тришарнірна арка є статично визначеною конструкцією.

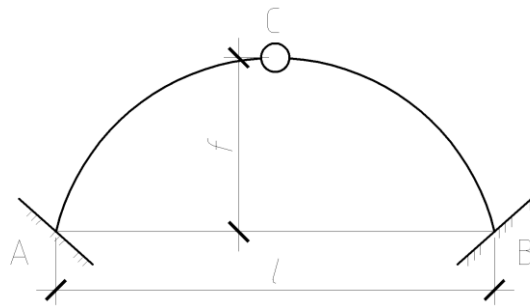


Рис. 1.8. Статична схема одношарнірної арки

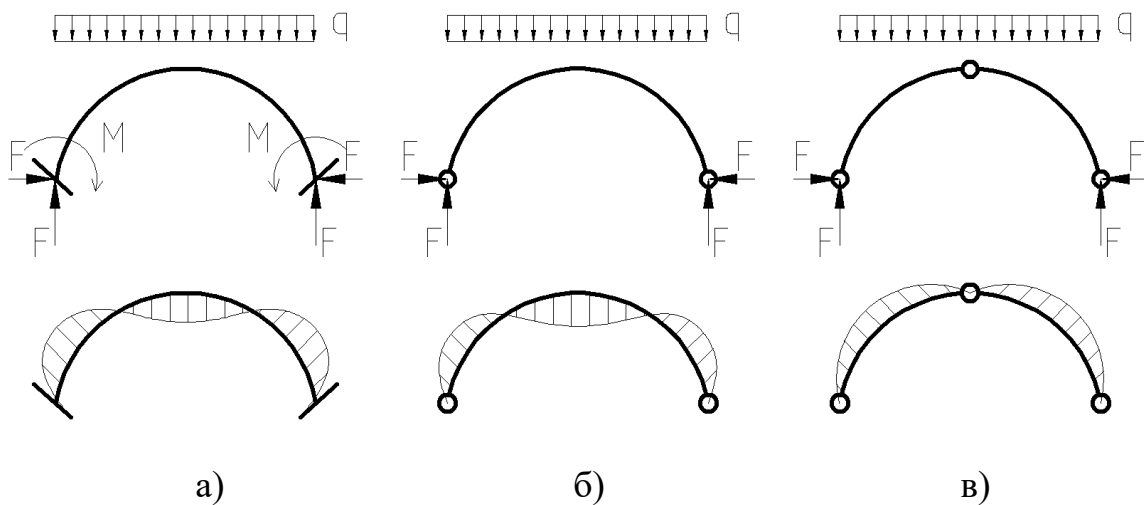


Рис. 1.9. Види арок за статичною схемою: а) безшарнірна, б) двошарнірна, в) тришарнірна

Перерізи в нерухомих опорах арки називають *п'ятами*, а найбільш віддалені від п'ят перерізи (С на рис. 1.8) – *ключем* або *замком*. Відстань між центрами опорних перерізів арки називають *прогоном*  $l$  (проліт). Найкоротша відстань від лінії, що з'єднує п'яти, до замка – *стріла підйому арки* ( $f$ ). Відношення стріли підйому до прогону ( $f/l$ ) називають *пологістю* арки. При  $f/l < 1/4$  – арки вважають *пологими*, при  $f/l > 1/4$  – *підйомними*. Якщо вісь арки приймають окресленою за параболою, то її називають *параболічною*, а якщо окресленою за дугою кола – *коловою* (*циркульною*). Конструктивний елемент, що забезпечує взаємну нерухомість опор арки та сприймає горизонтальну реакцію (розпір) і працює, як правило, на осьовий розтяг, називають *затяжкою*. При наявності затяжки одна з її опор має бути шарнірно рухомою.



У безшарнірних арках зміщення опор у будь-якому напрямку викликає значні додаткові внутрішні зусилля, тому вони застосовуються у спорудах, де переміщення опор відсутні або незначні. Двошарнірні арки переважно застосовують у спорудах, де можуть виникати вертикальні переміщення опор при незначних горизонтальних переміщеннях. У спорудах із можливим зміщенням опор у вертикальному і горизонтальному напрямках застосовують тришарнірні арки, оскільки в них зміщення опор не суттєво впливає на зусилля в перерізах.

Відповідно до норм [56], залежно від причин виникнення, навантаження і впливи поділяються на основні та епізодичні, а залежно від змінюваності у часі – на постійні та змінні. Залізобетонні арокні конструкції будівель і споруд розраховують на зовнішні впливи в стадії виготовлення, транспортування, зберігання, монтажу та експлуатації згідно [56].

При розрахунку арок у складі покриття промислових та цивільних будівель, а також прогонових конструкцій мостів враховують навантаження: постійні від ваги несучих і огорожувальних конструкцій та ваги покрівлі; змінні від снігового, вітрового навантаження та ожеледі, залежно від району будівництва; змінні короточасні навантаження на мостові конструкції від руху транспорту; температурні впливи; епізодичні сейсмічні та вибухові впливи.

Для аркового покриття фортифікаційних та захисних споруд цивільного захисту до основних постійних навантажень можна віднести навантаження від власної ваги арки разом з гідроізоляцією, утеплювачем та ґрунтовою засипкою, а до епізодичних змінних – снігове навантаження та хвильове навантаження (надмірний тиск ударної хвилі [57]). Оскільки арка описана кривою, то по всій її довжині навантаження від власної ваги не буде рівномірно розподіленим. В цьому випадку, в кожній характерній точці, визначають ординату навантаження від власної ваги, а на ділянках між точками – приймають його середнє значення як рівномірно розподілене. В розрахунках навантаження від власної ваги арки представлене у вигляді ломаної лінії, яка по обрису наближається до квадратної параболи. Характер розподілу снігового навантаження та від ваги ґрунтової засипки по точкам арки відповідає розподілу від власної ваги.

Поверхня засипки ґрунтом може влаштовуватися двома способами: бути описана по квадратній параболі, що дає змогу зменшити згинальні моменти в поясі арки, або може бути прийнята по всій поверхні покриття однакової товщини, але не меншою 50 см [23]. Перший спосіб засипки ґрунтом застосовують для окремих сховищ, які зводяться в районах можливих бойових дій, другий – для сховищ цивільного захисту, які обмежені існуючою забудовою, а тому засипка ґрунтом виконується в межах площини аrochenого покриття[80].

Під час експлуатації аrochenих конструкцій у складі будівель та споруд, вони зазнають дії повторних (малоциклових) змінних навантажень різного рівня інтенсивності, а інколи і перевантажень, що можуть суттєво вплинути на напружено-деформований стан перерізів арок. У чинних нормативних документах не передбачено у розрахунках арок впливу повторних навантажень та можливості перерозподілу зусиль.

Вісь пологої двошарнірної арки (рис. 1.10) може бути окреслена за квадратною параболою (параболічна арка), тоді рівняння осі має вигляд [133]:

$$y = \frac{4fx(l-x)}{l^2}, \quad (1.1)$$

де  $f$  – стріла підйому арки;

$l$  – розрахунковий проліт арки;

$x$  – відстань від опори до точки осі арки в місці перетину її з дотичною.

В цьому випадку, у будь якій точці осі арки, тангенс кута нахилу дотичної визначається за формулою:

$$tg\varphi = \frac{dy}{dx} = \frac{4f(l-2x)}{l^2}. \quad (1.2)$$

Якщо вісь пологої двошарнірної арки окреслена за дугою кола (колова арка), тоді рівняння осі буде мати вигляд:

$$y = f - r(1 - \cos\varphi), \quad (1.3)$$

де  $\varphi$  – кут нахилу дотичної до осі арки;

$$r = \frac{f}{2} + \frac{l^2}{8f}.$$

Тангенс кута нахилу дотичної визначається за формулою:

$$\varphi = \arcsin \frac{1}{r} (l/2 - x). \quad (1.4)$$

У параболічних арках рівняння криволінійної осі наближене до рівняння згинальних моментів, внаслідок чого згинальні моменти у поперечних перерізах менші, ніж в арках, вісь яких окреслена дугою кола, еліпса або синусоїдою.

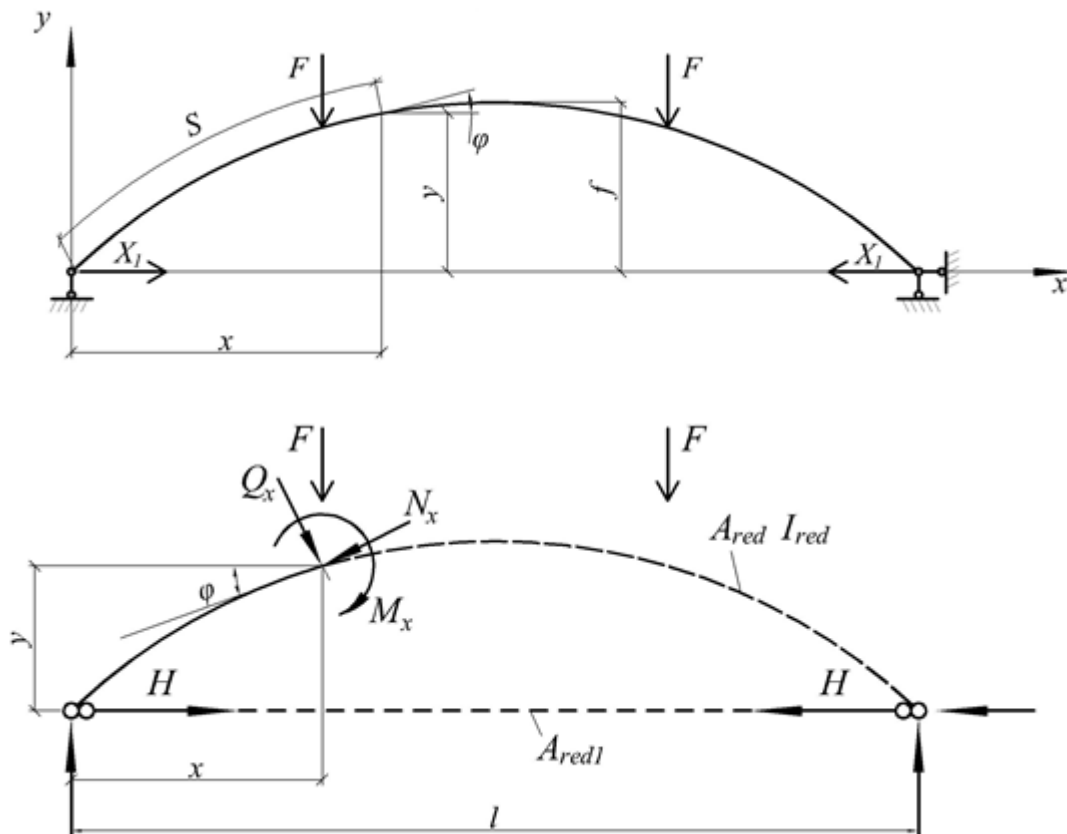


Рис. 1.10. Розрахункові схеми двохарнірної арки

Згідно теорії пружності в розрахунку залізобетонних двохарнірних арок приймають, що бетон і арматура під навантаженням працюють як абсолютно пружні матеріали, а у бетоні розтягнутої зони поясу арки тріщини не утворюються. Розрахунок статично невизначених арок, зазвичай, виконують методом сил. Попередньо вибирається раціональна основна система, для двохарнірної арки – у вигляді криволінійної балки. За невідоме приймається розпір  $X_1$  – зусилля в затяжці або горизонтальна складова реакції шарнірно-нерухомої опори (рис. 1.10).

Складаємо канонічне рівняння методу сил, що відображає умову рівності нулю переміщення рухомої опори в основній системі [63, 123]:

$$X_1 \cdot \delta_{11} + \Delta_{1F} = 0, \quad (1.5)$$

де  $\Delta_{1F}$  – горизонтальне переміщення шарнірно рухомої опори від зовнішнього навантаження  $F$ ;

$\delta_{11}$  – горизонтальне переміщення шарнірно-рухомої опори від зусилля  $X_1=1$ .

З рівняння (1.5) визначаємо розпір:

$$X_1 = -\Delta_{1F}/\delta_{11}. \quad (1.6)$$

Переміщення, що в рівнянні (1.6), визначаються за формулою Мора:

$$\delta_{11} = \int_0^s \frac{\overline{M}_1^2 ds}{EI} + \int_0^s \frac{\overline{N}_1^2 ds}{EA} + \mu \int_0^s \frac{\overline{Q}_1^2 ds}{EA}, \quad (1.7)$$

$$\Delta_{1F} = \int_0^s \frac{\overline{M}_1 \overline{M}_F}{EI} ds + \int_0^s \frac{\overline{N}_1 \overline{N}_F}{EA} ds + \mu \int_0^s \frac{\overline{Q}_1 \overline{Q}_F}{EA} ds, \quad (1.8)$$

де  $\overline{M}_1 = -y$ ;  $\overline{N}_1 = \cos \varphi$ ;  $\overline{Q}_1 = -\sin \varphi$  – внутрішні зусилля в довільному перерізі основної системи від невідомого  $X_1 = 1$ ;

$\overline{M}_F = M^0$ ;  $\overline{N}_F = Q^0 \sin \varphi$ ;  $\overline{Q}_F = Q^0 \cos \varphi$  – внутрішні зусилля в довільному перерізі основної системи від вертикального зовнішнього навантаження;

$M^0, Q^0$  – зусилля, що визначаються як для вільно обпертої балки;

$s$  – довжина осі арки;

$E, I, A$  – відповідно модуль пружності, момент інерції та площа перерізу конструктивного елемента арки.

Канонічне рівняння методу сил для двошарнірної арки з затяжкою за рівнянням (1.7) із урахуванням її видовження має вигляд:

$$\delta_{11} = \int_0^s \frac{y^2}{EI} ds + \int_0^s \frac{\cos^2 \varphi}{EA} ds + \frac{l_3}{E_3 A_3}, \quad (1.9)$$

де  $l_3, E_3, A_3$  – відповідно довжина, модуль пружності та площа поперечного перерізу затяжки арки.

Підставляючи отримані переміщення по формулі (1.9) в рівняння (1.6) визначимо зусилля в зтяжці арки:

$$X_1 = H = \frac{\int_0^s \frac{y \overline{M}_F}{EI} ds}{\int_0^s \frac{y^2}{EI} ds + \int_0^s \frac{\cos^2 \varphi}{EA} ds + \frac{l_3}{E_3 A_3}}. \quad (1.10)$$

З формули (1.10) очевидно, що розпір в арці з зтяжкою буде меншим розпіру ніж у двошарній арці без зтяжки. Чим менша жорсткість зтяжки, тим меншу силу вона сприймає.

Розпір залізобетонних арок визначається з урахуванням деформацій її конструктивних елементів та впливу пружного обтиску. Для двошарньої арки з зтяжкою коефіцієнт податливості визначається за формулою [23]:

$$k = 1 / \left[ 1 + \frac{15}{8f^2} \left( \frac{I_{red}}{A_{red}} + \frac{E_c I_{red}}{E_s A_{red1}} \right) \right] < 1, \quad (1.11)$$

де  $A_{red1}$  – площа приведенного поперечного перерізу зтяжки;

$E_s$  – модуль пружності арматури зтяжки;

$I_{red}$  – момент інерції приведенного перерізу арки;

$A_{red}$  – площа приведенного поперечного перерізу арки;

$E_c$  – початковий модуль пружності бетону арки;

$f$  – висота арки.

Тоді розпір залізобетонної двошарньої арки визначається за формулою:

$$H = k \cdot X_1. \quad (1.12)$$

Розрахунок двошарніх арок з зтяжкою та без виконується за допомогою формул методу сил:

$$\begin{aligned} M &= M_F + \overline{M}_1 \cdot H = M_F - y \cdot H; \\ Q &= Q_F + \overline{Q}_1 \cdot H = Q_F - H \cdot \sin \varphi; \\ N &= N_F + \overline{N}_1 \cdot H = N_F + H \cdot \cos \varphi. \end{aligned} \quad (1.13)$$

Як показує досвід проектування арочних конструкцій, при дії вертикальних навантажень на переміщення (деформації) мало впливають поперечні та поздовжні сили (вплив обтиску), а отже цими силами при визначенні  $\Delta_{1F}$  можна знехтувати. Спрощення можна ввести і при обчисленні одиничного переміщення. Так, при  $f/l < 1/3$  і найбільшій висоті перерізу арки  $h < l/10$ , можна знехтувати поперечними силами при обчисленні  $\delta_{11}$ , а при  $f/l < 1/5$  – поздовжніми силами.

### **1.3. Напружено-деформований стан та розрахунок несучої здатності перерізів двошарнірних арок**

Так як бетон є пружно-пластичним матеріалом, то дійсний напружено-деформований стан перерізів поясу залізобетонної двошарнірної арки – складний. Крім того, напружено-деформований стан перерізів напряму залежить від процесів утворення та розвитку тріщин в поясі арки від навантаження та можливого перерозподілу внутрішніх зусиль. При цьому наскрізна тріщина у бетоні поясу арки розглядається як шарнір пластичності [108]. Розвиток пластичних деформацій у бетоні, процеси тріщиноутворення суттєво впливають на несучу здатність та жорсткість арочних конструкцій.

В перерізах двошарнірної арки від дії зовнішнього навантаження виникають згинальні моменти, поздовжні та поперечні сили, при цьому їхні значення по довжині поясу відрізняються [23]. В опорних перерізах арки діють максимальні поздовжні сили, а згинальний момент - відсутній, тому можна вважати опорні перерізи рівномірно стиснутими. У прольотних перерізах арки діють знакозмінні згинальні моменти по довжині поясу та поздовжня стискальна сила. В середині прольоту арки поперечна сила дорівнює нулю. Таким чином, верхній пояс арки можна розглядати як стиснуто-зігнутий елемент.

Норми проектування залізобетонних конструкцій [58, 71] передбачають розрахунок міцності перерізів за деформаційною методикою, в основу якої покладені діаграми механічного стану матеріалів. В якості базових для розрахунку конструкцій використовуються криволінійна і дволінійна (спрощена) діаграми

стану бетону [71]. В деформаційній моделі розрахунку до уваги береться не приріст напружень у матеріалах, а приріст у них деформацій. Приймається, що залежність між напруженнями і деформаціями в бетоні при стиску має форму поліному п'ятого ступеня, але допускається використовувати і дволінійну діаграму механічного стану бетону. Як основний метод розрахунку залізобетонних конструкцій використовується метод перерізів. Методика розрахунку стиснуто-зігнутих елементів з використанням криволінійної діаграми деформування бетону докладно розроблена в працях [32, 37].

Несучу здатність залізобетонних елементів на дію згинальних моментів і поздовжніх сил визначають з дотриманням таких основних передумов [58, 71]:

- за розрахунковий приймається усереднений переріз, що відповідає середнім деформаціям бетону та арматури по довжині блока між тріщинами, якщо такі є;

- деформації в арматурі однакові з деформаціями оточуючого бетону, як при розтягу, так і при стиску;

- для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті;

- зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого бетону приймається у вигляді діаграми стану, яка має висхідну та низхідну ділянки, допускається використання спрощеної дволінійної діаграми (див. рис. 1.11);

- зв'язок між напруженнями та деформаціями в арматурі приймається у вигляді діаграми Прандтля (див. рис. 1.12).

При цьому приймається [58], що стався розрив арматури при  $\varepsilon_s > \varepsilon_{su}$   $\sigma_s = 0$  та роботу бетону розтягнутої зони допускається не враховувати, приймаючи при  $\varepsilon_{ci} < 0$  напруження  $\sigma_{ci} = 0$ . Розраховуючи позацентрово стиснуті і стиснуто-зігнуті елементи, слід ураховувати вплив прогину та недосконалостей у геометрії конструкцій до початку їх навантаження.

За граничний стан вичерпання несучої здатності перерізу приймається [71]:

- втрата рівноваги між внутрішніми і зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмі «момент-прогин») – екстремальний критерій;

- руйнування стиснутого бетону при досягненні фізичними деформаціями граничних значень, або розрив усіх розтягнутих стержнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій.

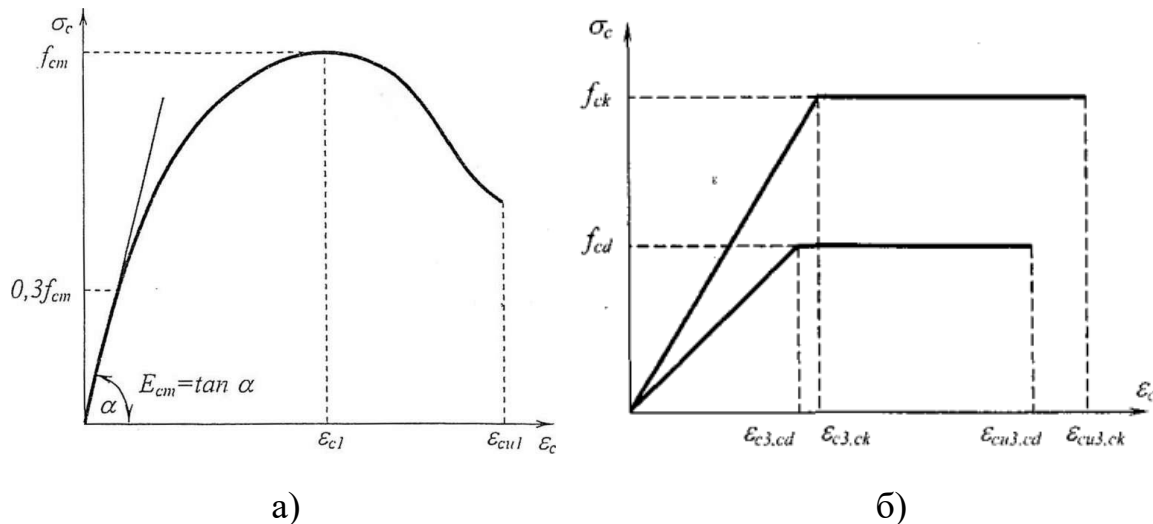


Рис. 1.11. Діаграми: а) повна «напруження-деформації бетону», б) дволінійна залежність «напруження-деформації бетону»

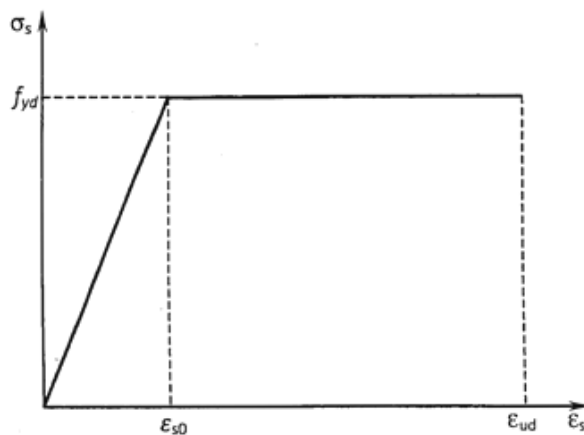


Рис. 1.12. Розрахункова діаграма «напруження-деформації» звичайної арматури

Діаграму деформування бетону (рис. 1.11, а) згідно з [58] описують залежністю:

$$\frac{\sigma_c}{f_{(ck),(cd)}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (1.14)$$

де  $\sigma_c$  – нормальні стискаючі напруження у бетоні;

$f_{(ck),(cd)}$  – характеристичне(розрахункове) значення міцності бетону на стиск;



$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}; \quad (1.15)$$

$\varepsilon_c$  – значення відносних деформацій бетону стиску;

$\varepsilon_{c1}$  – значення відносних деформацій бетону при максимальних напруженнях;

$$k = \frac{1,05 E_{cd} |\varepsilon_{c1,cd}|}{f_{cd}}. \quad (1.16)$$

Або: 
$$\sigma_c = f_{(ck),(cd)} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k, \quad (1.17)$$

Вирази (1.14) і (1.17) справедливі при  $0 < |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cul}|$ , де  $\varepsilon_{cul}$  – значення граничних відносних деформацій бетону при стиску.

Доведено [64], що на повній діаграмі стану високоміцного бетону при стисканні (рис. 1.11, а) низхідна вітка кривої деформування дуже незначна і навіть повністю відсутня, а тому для розрахунку несучої здатності стиснуто-зігнутих елементів доцільно використовувати дволінійну діаграму (рис. 1.11, б).

Згідно положень норм проєктування [71], у стиснуто-зігнутих елементах можуть виникати дві форми рівноваги перерізу: перша – весь переріз стиснутий; друга – в перерізі є зона розтягу.

Форми напружено-деформованого стану нормальних перерізів поясу арки з використанням спрощеної діаграми механічного стану бетону наведено на рис. 1.13 [23].

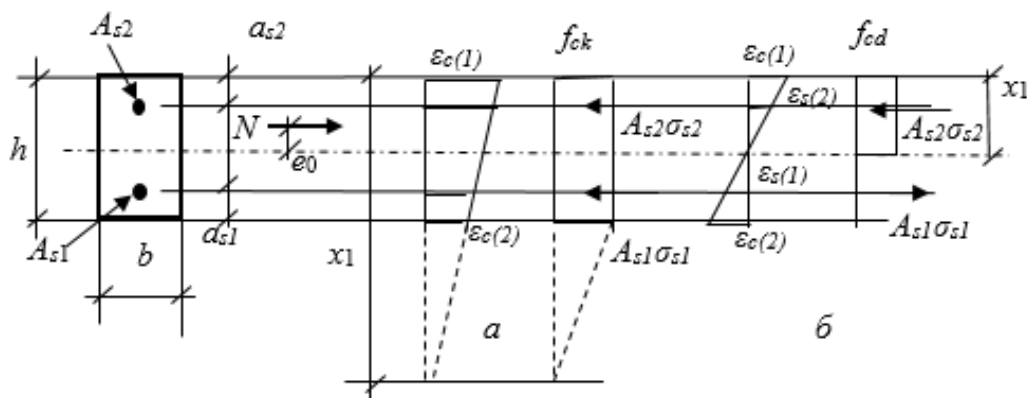


Рис. 1.13. Напружено-деформований стан прямокутного перерізу поясу арки при використанні спрощеної діаграми деформування бетону:

а) перша форма рівноваги, б) друга форма рівноваги

У розгорнутому вигляді для першої форми рівноваги, коли умовна висота стиснутої зони бетону (віддаль від найбільш стиснутого волокна бетону до нейтральної лінії)  $x_1 > h$ , а  $\varepsilon_{c3,cd} \leq \varepsilon_{c(1)} \leq \varepsilon_{cu3,cd}$ , рівняння рівноваги зусиль в перерізі арки у граничному стані можуть бути записані [23]:

$$\frac{bf_{cd}}{2\aleph} \left( 2\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd} - \frac{\varepsilon_{c(2)}^2 E_{cd}}{f_{cd}} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} - N = 0, \quad (1.18)$$

$$\frac{bf_{cd}}{2\aleph^2} \left( 3\varepsilon_{c(1)}\varepsilon_{c3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}^2 - \frac{\varepsilon_{c(2)}^2 E_{cd}}{f_{cd}} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - \aleph z_{si}}{\aleph} - M = 0. \quad (1.19)$$

Для другої форми рівноваги (перший випадок), межею існування якої є  $x_1 < h$  і  $0 < \varepsilon_{c(1)} \leq \varepsilon_{c3,cd}$ , рівняння рівноваги в розгорнутому вигляді записуються [23]:

$$\frac{bE_{cd}\varepsilon_{c(1)}^2}{2\aleph} + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} - N = 0, \quad (1.20)$$

$$\frac{bE_{cd}\varepsilon_{c(1)}^3}{3\aleph^2} + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - \aleph z_{si}}{\aleph} - M = 0. \quad (1.21)$$

У формулах (1.18) – (1.21) використовуються наступні параметри:

$\aleph = \frac{1}{r} = \frac{(\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)})}{h}$  – кривизна вигнутої осі в перерізі поясу арки;

$\varepsilon_{c(1)}$  і  $\varepsilon_{c(2)}$  – деформації крайніх фібр бетону (див. рис. 1.13);

$x_1 = \varepsilon_{c1}/\aleph$  – висота стиснутої зони перерізу;

$z_i$  – відстань  $i$ -того стержня від найбільш стиснутої грані перерізу;

$N$  і  $M$  – значення внутрішніх зусиль у перерізі.

В правилах проектування залізобетонних конструкцій [71] наводяться рівняння рівноваги в розгорнутому вигляді, за якими можна визначити несучу здатність елементів прямокутного перерізу на дію згинальних моментів та поперечних сил. Відповідно до прийнятих передумов при використанні формули (1.17) напружено-деформований стан прямокутного перерізу при позацентровому стиску і згині наведений на рис. 1.14.

Для першої форми рівноваги перерізу рівняння мають вигляд:

$$\frac{bf_{cd}}{\bar{\aleph}} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{c(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0, \quad (1.22)$$

$$\frac{bf_{cd}}{\bar{\aleph}^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{c(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0. \quad (1.23)$$

Для другої форми рівноваги перерізу рівняння записуються:

$$\frac{bf_{cd}}{\bar{\aleph}} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \gamma^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0, \quad (1.24)$$

$$\frac{bf_{cd}}{\bar{\aleph}^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \gamma^{k+2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0, \quad (1.25)$$

де  $\gamma = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}}$ ;

$\bar{\aleph} = \aleph / \varepsilon_{c1}$  – відносна кривизна.

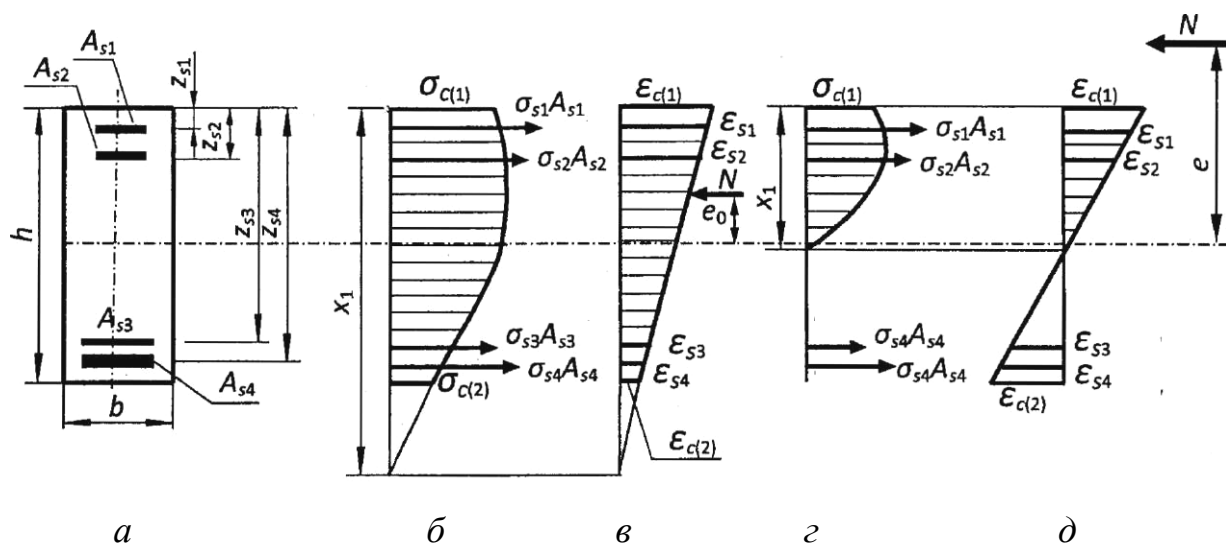


Рис. 1.14. Напружено-деформований стан прямокутного перерізу:

- а) поперечний переріз елемента; б) епюра напружень для 1-ї форми рівноваги; в) епюра деформацій для 1-ї форми рівноваги; г) епюра напружень для 2-ї форми рівноваги; д) епюра деформацій для 2-ї форми рівноваги

У формулах (1.22) – (1.25) згинальний момент дорівнює:

$$M = N(x_1 - y + e), \quad (1.26)$$

де  $y$  – відстань від найбільш стиснутої фібри до центра ваги перерізу;

$e$  – ексцентриситет прикладання поздовжньої зовнішньої сили щодо центра ваги поперечного перерізу.

Напруження в довільному шарі армування визначаються за діаграмами деформування, виходячи з того, що деформації знаходимо за формулою:

$$\varepsilon_{si} = \varkappa(x_l - z_{si}) + \varepsilon_{si,0}, \quad (1.27)$$

де  $\varepsilon_{si,0}$  – початкові деформації  $i$ -того арматурного стержня.

При визначенні несучої здатності залізобетонних елементів достатньо виконати інтегрування і підставити границі інтегрування, після чого одержимо систему нелінійних алгебраїчних рівнянь із невідомими –  $\varepsilon_{c(1)}$  і  $\varepsilon_{c(2)}$  (або  $\varepsilon_{c(2)}$ ).

Руйнування поперечного перерізу статично невизначених залізобетонних конструкцій може відбуватися внаслідок декількох причин [106]:

- деформації у розтягнутій арматурі зростають суттєво і досягають своїх максимальних значень  $\varepsilon_u$ , а деформації у бетоні менше значень  $\varepsilon_{cu}$ ;
- бетон у стиснутій зоні працює тільки на висхідній ділянці діаграми деформування, його деформації досягають максимальних значень  $\varepsilon_{cl}$  одночасно з досягненням в арматурі деформаціями значення  $\varepsilon_u$ ;
- деформації бетону стиснутої зони досягають граничних значень  $\varepsilon_{cl}$ , а деформації в арматурі можуть не досягати максимальних значень  $\varepsilon_u$ .

#### **1.4. Огляд експериментальних досліджень роботи залізобетонних двохарнірних арок**

Дослідженню роботи залізобетонних арочних конструкцій з важкого бетону за дії короткочасних статичних та повторних малоциклових навантажень присвятили свої роботи Бабич Є.М., Варич А.С., Дорофєєв В.С., Кислюк Д.Я., Мацей Р.А., Сабір Юсіф Бакір, Пушкар Н.В., Хассеїн Джухад Салман Аль-Амері, Щелкунов

В.Г. [11, 12, 13, 49, 50, 51, 62, 98, 99, 100, 101, 102, 103, 104, 105, 124, 129, 135, 136] та інші. На сьогоднішній день, в наукових колах, не вдалось віднайти досліджень, що стосувалися б вивчення роботи та напружено-деформованого стану залізобетонних арочних конструкцій з високоміцних бетонів при дії статичних навантажень.

Щелкуновим В.Г. [136] були виготовлені та випробувані 20 залізобетонних двошарнірних арок та арочно-консольних систем довжиною 200 см із поперечним перерізом поясу  $10 \times 10$  см, що армувалися робочою поздовжньою арматурою  $\varnothing 8$  мм класу А-III, арматура затяжки –  $\varnothing 14$  мм класу А-III. На арочних зразках у віці  $\tau = 7, 28, 360$  діб досліджували деформації усадки у бетоні, релаксацію напружень, вплив вимушених зусиль та зовнішніх тривалих навантажень на роботу конструкції. Дослідні арочні конструкції випробовувались у спеціальній установці, величина зосередженої сили у середині прольоту становила  $F = 6$  кН, вимушені зусилля створювались за допомогою затяжки і їх величина склала 2,6 кН. Встановили, що унаслідок повзучості бетону в арочних конструкціях відбувається значне зменшення вимушених зусиль як при вільному переміщенні п'ят, так і у разі, коли їх взаємне переміщення в часі неможливе (при релаксації). У результаті повзучості бетону розпір від постійного навантаження у зразках збільшується в часі, що сприятливо позначається на їх напруженому стані, особливо при дії тимчасових навантажень. Відмічено, що при будь-якому навантаженні, унаслідок деформації затяжки, з'являється додатковий розпір, зменшення якого є причиною перерозподілу внутрішніх зусиль між аркою і затяжкою.

Дисертаційна робота та наукові статті Кислюка Д.Я. [11, 12, 13, 98, 99, 100, 102, 103, 105, 106] присвячені вивченню роботи двошарнірних залізобетонних арок з регулюванням зусиль при дії повторних навантажень. Досліди проводились на 7-ми двошарнірних, окреслених по колу, суцільних арках з важкого бетону класу С20/25 прольотом 200 см, із стрілою підйому  $f=40$  см та розмірами поперечного перерізу поясу  $10 \times 14$  см. Арки армували просторовими каркасами з симетрично розташованими чотирма стержнями  $\varnothing 10$  мм класу А500С, крок поперечної

арматури  $\varnothing 4$  мм класу Вр-I становив 70 мм та 140 мм. Арматурний стержень затяжки –  $\varnothing 28$  мм класу А-II.

Одна арка першої серії випробовувалась на дію одноразового ступеневого навантаження до руйнування, а дві арки зазнавали дії повторного (10 циклів) навантаження рівня  $F_{cyc}=0,6F_u$ . Дві арки другої серії, без та з виконаним попереднім натягом затяжки, випробовувались одноразовим навантаженням до руйнування. Одна арка другої серії, з виконаним попереднім натягом затяжки, зазнавала дії повторного (10 циклів) навантаження рівня  $F_{cyc}=0,6F_u$  із доведенням її до руйнування на 11 циклі навантаження. Ще одна арка другої серії зазнавала дії короточасного повторного навантаження рівня  $F_{cyc}=0,6F_u$ , із прийнятим нижнім рівнем навантаження  $F_{cyc} = 0,2F_u$ , та з додатковим збільшенням рівня навантаження на четвертому до  $F_{cyc} = 70$  кН, п'ятому та восьмому до  $F_{cyc} = 80$  кН, на дев'ятому циклі до  $F_{cyc} = 90$  кН. На одинадцятому циклі навантаження арка була довантажена до руйнування.

Перші тріщини в дослідних арках виникли в місцях прикладання сил при  $F= 30,0-37,5$  кН. При навантаженні  $F = 50,0-67,5$  кН утворювались тріщини по всій довжині поясу арок та на опорах, спостерігався значний розвиток існуючих тріщин. Необхідно зазначити, що при крихкому характері руйнування арок деформації в розтягнутій арматурі не досягали своїх максимальних значень, а в стиснутій зоні арматура досягла межі текучості.

За результатами експериментальних досліджень автор робить висновки про те, що повторні навантаження впливають на напружено-деформований стан арок, внаслідок чого збільшується податливість затяжки, тобто, зменшується її жорсткість. Внаслідок повторних навантажень в межах 18% можуть збільшитися залишкові прогини, а також спостерігалось зменшення міцності арок по похилих перерізах. Повторні навантаження змінюють характер залежностей деформацій бетону, арматури та прогинів арок. Встановлено, що стабілізація напружено-деформованого стану елементів арок відбувається залежно від рівня повторних навантажень на п'ятому – сьомому циклах, а довантаження арок в процесі повторних навантажень понад експлуатаційний рівень пришвидшує стабілізацію

напружено-деформованого стану. Утворення і розвиток похилих тріщин та зростання пластичних деформацій у бетоні спричиняє перерозподіл внутрішніх зусиль у верхньому поясі арок й зтяжці, при цьому зменшується приріст розпіру та збільшується згинальний момент. Попереднє напруження зтяжки арки сприяє збільшенню тріщиностійкості її поясу, зменшенню прогину та збільшенню загальної жорсткості.

У загальних висновках по роботі [106] зазначено, що за допомогою програмного комплексу ПК «Ліра» можна моделювати роботу двохшарнірних залізобетонних арок та визначати достовірні значення внутрішніх зусиль, що виникають в конструкціях. За допомогою числового експерименту в ПК «Ліра» встановлено характер роботи двохшарнірних залізобетонних арок, вплив повторних навантажень на них, результати збігаються з експериментальними даними. В роботі запропонована методика визначення напружено-деформованого стану позацентрово стиснутих елементів на основі чинних норм проектування, яка може бути використана для визначення несучої здатності двохшарнірних арок і дає добру збіжність з експериментальними даними.

Сабір Юсіф Бакір у своїй науковій роботі [129] досліджував несучу здатність залізобетонних арок з урахуванням технологічної пошкодженості бетону. За мету в роботі було поставлено: експериментально-теоретичним шляхом обґрунтувати вплив технологічної пошкодженості на напружено-деформований стан арочних конструкцій з важкого бетону. Були виготовлені та випробувані на дію одноразового короткочасного навантаження, за різної схеми його розташування, 12 моделей залізобетонних двошарнірних арок прольотом 210 см із розмірами поперечного перерізу поясу  $5 \times 7$  см. Арки, окреслені по колу, мали стрілу підйому  $f=42$  см ( $f/l=1/5$ ), радіус дуги арки становив  $R=152,3$  см. Арки виготовлені з бетону класу C40/50, армувалися плоским в'язаним каркасом зі стержнів  $\varnothing 4$  мм Вр-I.

Автором праць [124, 129] встановлено, що на ступенях завантаження перші силові тріщини розвивались по траєкторіям технологічних тріщин на висоту до  $0,25h$ . При завантаженні зосередженим навантаженням в третині і чверті прольоту поясу арки силові тріщини розвиваються несиметрично відносно осі симетрії арки,

аналогічно відрізняється і деформування осі арки. Найменша несуча здатність була в двошарнірних арках, завантажених у чверті їх прольоту, а найбільша – в арках, завантажених зосередженою силою у середині прольоту. Автор виявив значну розбіжність у значеннях прогинів, ексцентриситетів поздовжніх сил та несучої здатності залізобетонних двошарнірних арок, отриманих за результатами розрахунку у ПК «SCAD» за пружною стадією і з урахуванням тріщин та деформацій у порівнянні з експериментальними значеннями. Автор рекомендує розраховувати двошарнірні арки за деформаційною схемою.

В роботі [135] Хассеін Джухад Салман Аль-Амері досліджував вплив технологічної пошкодженості на міцність та деформативність залізобетонних арок. Були виготовлені та випробувані на дію одноразового короткочасного навантаження три серії (14 зразків) залізобетонних двошарнірних арок прольотом 210 см із розмірами поперечного перерізу поясу  $5 \times 7$  см. Арки, окреслені по колу, мали стрілу підйому  $f=42$  см ( $f/l=1/5$ ), радіус дуги арки становив  $R=152,3$  см. Арки першої серії були виготовлені зі звичайного важкого бетону класу C40/50, другої серії – з бетону із застосуванням хімічної добавки, третьої серії – із бетону з додаванням поліпропіленового волокна; армувалися конструкції плоским в'язаним каркасом зі стержнів  $\varnothing 4$  мм класу Вр-І. Автором встановлено, що перші нормальні тріщини в арках з'являються під прикладеними зосередженими силами або поблизу них, після чого, при рівні навантаження  $0,5F_u$ , з'являються тріщини у верхніх зонах приопорних ділянок арок. Стверджується, що розрахунок двошарнірних арок у ПК «SCAD» за деформованою схемою з урахуванням тріщин найбільш повно відображає їх роботу при навантаженні, у зв'язку з чим рекомендується виконувати розрахунки залізобетонних двошарнірних арок з урахуванням фізичної і геометричної нелінійності.

В наукових працях [49, 50, 51] Варич А.С. навів результати експериментальних і теоретичних досліджень несучої здатності, стійкості та тріщиноутворення моделей залізобетонних арок при дії вертикального навантаження за різних контурних умов та геометричних параметрів. Автор робить висновки, що раціональною формою залізобетонної арки є арка постійного



перерізу, так як зміна перерізу суттєво не впливає на несучу здатність, а також, що коефіцієнт стійкості для пологих арок (при відношенні  $h/l=0,3$ ) складає  $\kappa=103$ , а при збільшенні відношення ( $h/l=0,5$ ) зменшується до  $\kappa=74,2$ . Автором виконаний широкий аналіз натурних і модельних випробувань залізобетонних арок з аналізом характеру утворення і розвитку тріщин у їх поясі.

Авторами у статті [62] наведені креслення і технологія виготовлення випробувального стенда для експериментальних досліджень моделей двошарнірних залізобетонних арок. Стенд, за рахунок конструктивних особливостей опорних вузлів, забезпечує шарнірну схему обпирання двошарнірних арок з різними граничними умовами обпирання.

Експериментально-теоретичні дослідження аровних конструкцій на дію впливів різного характеру проводились науковцями і за кордоном [139, 157, 158, 164, 174].

А. Pournaghshband, у дисертаційній роботі на здобуття ступеня доктора філософії в галузі техніки в University of Warwick (Ковентрі, Велика Британія) [139], досліджував двошарнірні арки з метою знаходження оптимальної безмоментної форми конструкції. Для числового аналізу трьох найпоширеніших форм арок (рис. 1.15) був використаний метод скінченних елементів, реалізований за допомогою програмного забезпечення GSA.

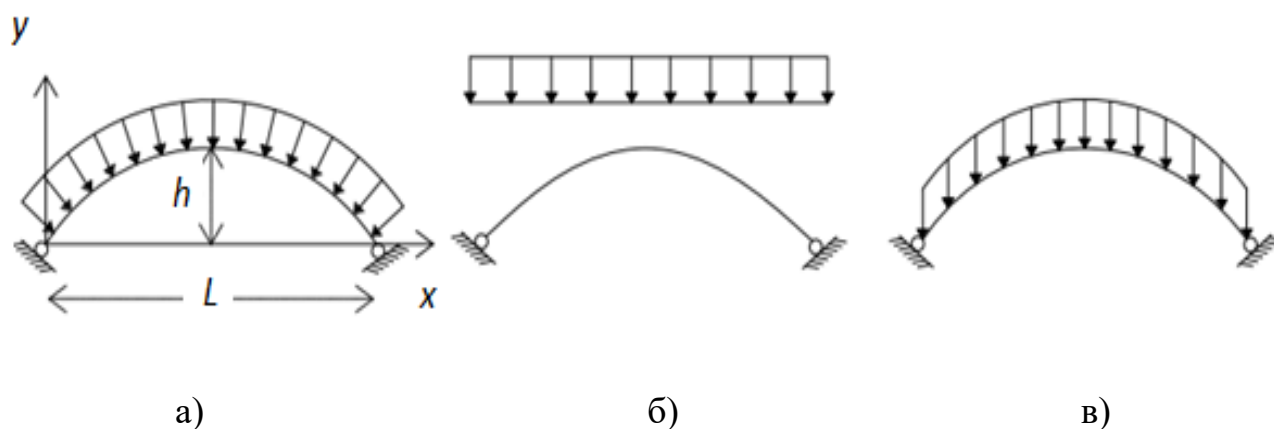


Рис. 1.15. Оптимальні форми арки відповідно до різних схем навантаження:

а) колова, б) параболічна, в) контактна дуга

Автором, за результатами аналізу, зроблені основні висновки:

- напружено-деформований стан двошарнірної арки при дії навантаження залежить від її форми, яка регулюється відношенням  $l/h$ ;

- колові арки найбільш залежні від зміни відношення  $l/h$ ;

- мінімальні напруження від навантажень у поясі в параболічних і контактних арках будуть при відношенні  $l/h = 2...4$ . Для колових арок, використовуючи критерій мінімального комбінованого напруження, оптимальне відношення становить  $l/h = 4...6$ . У колових арках, при  $l/h = 2$  (напівкругла арка), від дії навантажень виникають відносно високі значення напружень;

- при відношенні  $l/h \geq 4$  різниця мас арок для різних її форм незначна, маса арок зменшується при збільшенні  $l/h$ ;

- навіть незначна зміна значення горизонтальної реакції на 0,1% може призвести у арках зміну значення максимального моменту до 10%.

Автор рекомендує, для збереження конструктивної ефективності арки, вибирати співвідношення  $l/h \approx 4$ . Автор також дійшов висновків, що за умови, якщо арка має постійний поперечний переріз і у випадку постійного радіального навантаження, оптимальну форму має колова арка. У випадку рівномірно розподіленого навантаження оптимальною формою арки є параболічна, а для випадків лише дії навантаження від власної ваги оптимальну форму має арка контактної дуги (рис. 1.15).

Y. Bouras [174], в дисертації на здобуття ступеня доктора філософії у Victoria University (Австралія), представив аналітичне та числове дослідження в програмному комплексі «ANSYS» роботи арок з кремнеземистого бетону, які піддаються комбінованим механічним навантаженням і впливу підвищеної температури. Теплові та механічні властивості кремнеземистого бетону були взяті з Eurocode, усі параметри зведені в таблицю «ANSYS» для навколишнього середовища з температурою 22 °C і для температурних впливів в діапазоні від 100 °C до 1100 °C з кроком 100 °C. Модель арки зображена на рис. 1.16.

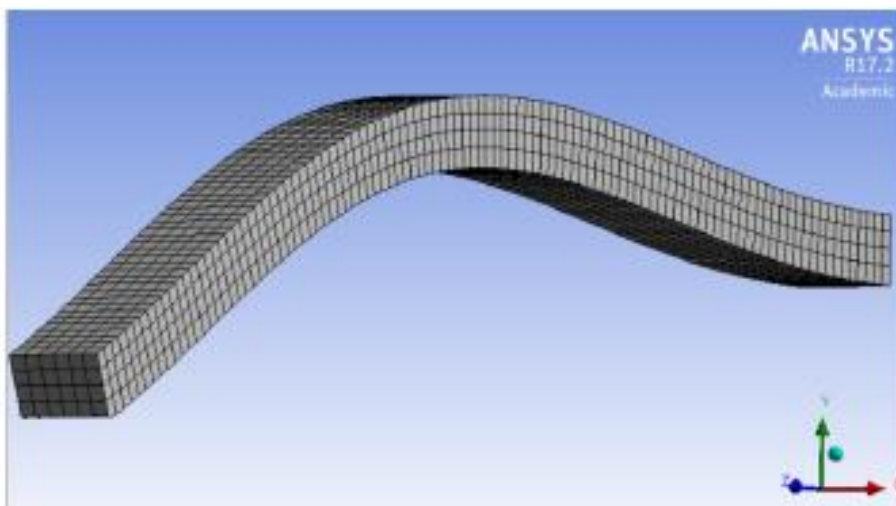


Рис. 1.16. Дискретизація арки для числового аналізу

Усі арки мають прямокутний поперечний переріз товщиною 50 мм і фіксовані умови закріплення. За результатами дослідів автор дійшов висновку, що осьова сила та згинальний момент в арці значно зростають із підвищенням температури, а арка деформується вниз під час нагрівання. Теплове навантаження значно зменшує жорсткість конструкції. Для оцінки впливу на роботу арок міцності кремнеземистого бетону на стиск було проведено моделювання за значень міцності 32, 40, 50 і 80 МПа. Результати показали, що при однаковому значенні механічного навантаження, більш висока міцність бетону на стиск збільшує стійкість арок (зменшує їх прогин). Значне збільшення часу вогнестійкості в арках досягається шляхом збільшення їх вигину.

Авторами [164] проведені експериментальні дослідження шести моделей напівкруглих арок на дію статичного зосередженого навантаження в середині прольоту. Чотири арки були виготовлені з CS-бетону (CSPC) різної міцності і дві арки з CS-залізобетону (CSRC). Результати дослідів показали недостатню міцність зв'язку між CS та бетоном, що спричинило руйнування бетону та суттєво вплинуло на кінцеву несучу здатність арок, з її найбільшим зниженням на 62%. Зроблено висновок, що збільшення міцності бетону може значно підвищити його опір навантаженням та запобігти розтріскуванню, що суттєво збільшить несучу здатність арок CSPC. Були випробувані арки CSRC разом з аркою із залізобетону (RC), з метою визначення характеру їх руйнування та несучої здатності.

Встановлено, що через високий момент інерції та завдяки збільшенню міцності бетону на зсув за рахунок внесення в нього CS, жорсткість і гранична несуча здатність арок CSRC були вищими на 86% і 90% ніж у арки RC, при однаковому об'ємі бетону і армуванню арок. При цьому деформації в матеріалах арок CSRC і RC при їх випробуванні до руйнування суттєво не відрізнялися.

В роботах [157, 158] авторами наведені результати експериментальних досліджень роботи трьох пошкоджених і підсилених залізобетонних арок за дії асиметричного навантаження, а також робота залізобетонної арки (RC) зміцненої УНРС на різних її ділянках. Одна арка була зміцнена за допомогою C50 (RC1-C50), а дві арки – за допомогою УНРС (RC2-УНРС, RC3-УНРС). Результати досліджень показали, що момент тріщиноутворення та несуча здатність композитних арок, підсилених за допомогою УНРС, були збільшені відповідно на 185% і 186%, тим самим підтвердивши суттєвий ефект зміцнення та посилення початкової пошкодженої арки. За умови закриття тріщин у пошкодженій арці, жорсткість композитної арки, посиленої за допомогою УНРС (RC2-УНРС), була покращена на 58%. На відміну від арки, зміцненої за допомогою C50 (RC1-C50), в арках посилені УНРС при дії навантажень на них не спостерігалось розтріскування та відриву на поверхні контакту композиту з бетоном. Несуча здатність арки, підсиленої УНРС, збільшилась на 85,25% у порівнянні з аркою RC. Посилення з допомогою УНРС за різними схемами та на різних ділянках залізобетонної арки RC запобігає утворенню в її поясі шарнірів пластичності.

### **1.5. Результати експериментальних досліджень високоміцних швидкотверднучих важких бетонів**

Для зведення сучасних будівель та інженерних споруд, а також фортифікаційних споруд, бетон і залізобетон є основним будівельним матеріалом. В практиці зведення споруд найбільшого використання отримали бетони класів C15...C35. Розрахунками доведено, що при збільшенні динамічної міцності бетонів і відповідного зменшення коефіцієнта проникності можна суттєво збільшити

захисну здатність фортифікаційних споруд [52, 59, 129]. Так зменшення коефіцієнта проникності дасть можливість зменшити необхідну товщину конструктивних елементів в 2 рази, або відповідно збільшити їх захисну здатність. Тому, на сьогодні актуальним є розширення області застосування високоміцних швидкотверднучих бетонів в промисловому та цивільному будівництві, оскільки вони дадуть можливість для суттєвого підвищення захисної здатності залізобетонних споруд та зменшення термінів будівництва. Вирішенню цієї задачі має сприяти подальше збільшення ранньої міцності бетону, в тому числі у віці 1-ї доби і менше.

Як зазначено в [60] умовна межа між важкими бетонами звичайної і високої міцності змінювалась в міру розвитку технології бетону. У 50-х роках ХХ століття до високоміцних відносили бетони класів С25...40 (марок М300...500), а у 60-х роках вже С50...60. На сьогодні до високоміцних бетонів (High Strength Concrete) відносять бетони з міцністю при стиску у віці 28 діб – 70...150 МПа. Євростандарт [151] передбачає можливість застосування бетонів класу включно з С115. У нормах Японії [137] встановлено три групи бетонів, виходячи із значення їх нормативного опору стиску: звичайні конструкційні бетони (18...36 МПа), високоміцні бетони «1» (36...60 МПа), високоміцні бетони «2» (більше 60 МПа). В лабораторних умовах сьогодення змогли отримати бетони міцністю на стиск 200 МПа і більше. Завдяки застосуванню суперпластифікаторів освоєна промислова технологія виробництва високоміцних бетонів та конструкцій з них. Високоміцні бетони все більше використовують для несучих конструкцій монолітних каркасних й висотних будівель, мостових прогонових конструкцій, конструктивних елементів інженерних споруд тощо.

Досягнути високої міцності важкого бетону можна шляхом підвищення щільності й міцності цементного каменю та міцності контактної зони. Основними шляхами отримання високоміцних швидкотверднучих бетонів є [60]:

- застосування високоміцних швидкотверднучих в'язучих та високоякісних заповнювачів;

- зниження В/Ц відношення за рахунок введення в бетон пластифікуючих домішок;

- регулювання процесів гідратації і структуроутворення бетону за рахунок комплексу ефективних технологічних рішень.

Високоміцні надшвидкотверднучі бетони призначені для зведення будівель і споруд в найкоротші терміни при використанні цементів загальнобудівельного призначення, при цьому поряд з високою міцністю в марочному віці досягається достатньо висока рання міцність бетону у віці до 1-ї доби [60]. Для бетонів типу High Performance Concrete міцність у віці 2-х діб знаходиться в межах 30...50 МПа. Такі бетони представляють особливий інтерес при зведенні спеціальних споруд, в тому числі і оборонного призначення [52, 129].

Основною вимогою до складу важких високоміцних бетонів є низькі значення В/Ц = 0,2...0,35 [60]. При цьому міцність заповнювачів має бути не меншою за необхідну міцність бетону та можуть бути застосовані загальнобудівельні цементы з маркою не нижче М500. Низькі значення В/Ц, висока рухомість бетонної суміші забезпечуються введенням в оптимальній кількості суперпластифікаторів.

Основними деформативними характеристиками бетону, що використовуються в розрахунках конструкцій на дію статичних та динамічних навантажень є: модуль пружності  $E_c$ , значення відносних деформацій бетону стиску  $\varepsilon_c$ , коефіцієнт пружності бетону  $\nu$ , що представляє собою відношення пружних відносних деформацій бетону до повних. Найбільш всебічні і широкі дослідження показників деформативності важкого бетону при короткочасному статичному і динамічному навантаженні представлені працями О.Я. Берга [46, 47] і його наукової школи, Ахвердова І.М. [1, 2], Бабича Є.М. [14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 143], Баженова Ю.М. [39], Бамбури А.М. [34, 35, 36, 37, 38], Барашикова А.Я. [40, 41, 43], Гвоздєва А.А. [54], Дворкіна Л.Й. [59, 60, 61], Журавського О.Д. [53, 81], Капрієлова С.С. [84, 85], Карпенко Н.І. [96, 97], Макаренка Л.П. [111, 112, 113, 114], Свиридова Н.В. [130] та інших.

В лабораторіях кафедр промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд й технології будівельних виробів і матеріалознавства НУВГП, за участі автора дисертації, були виконані експериментальні дослідження 3-х серій кубів та призм із високоміцних швидкотверднучих важких бетонів класів С60, С80, С100, високоміцних швидкотверднучих дрібнозернистих бетонів та високоміцних швидкотверднучих фібробетонів, що дало змогу визначити їх міцнісні й деформативні характеристики [59]. Всього було виготовлено 84 бетонних куба із розмірами ребер 10 см, 42 призмових зразка розміром 15×15×60 см та 42 призми розміром 10×10×40 см. Випробування зразків кожної серії проводили у віці бетону 1 доба, 7 діб та 28 діб. Механічні характеристики бетону при одноразовому короткочасному навантаженні зразків на осьовий стиск та розтяг до руйнування визначались за стандартними методиками [74, 75].

При позначенні класу бетонів використовується значення кубикової міцності. При випробуванні кубиків та призм з високоміцних швидкотверднучих бетонів на стиск у віці 1 доба були отримані наступні результати: для бетону класу С60  $f_{cm, cube} = 37,5$  МПа ( $f_{cm, prism} = 29,8$  МПа); для бетону класу С80  $f_{cm, cube} = 41,7$  МПа ( $f_{cm, prism} = 37,78$  МПа); для бетону класу С100  $f_{cm, cube} = 64,0$  МПа ( $f_{cm, prism} = 46,11$  МПа) [59]. У віці 7 діб були випробувані тільки бетонні кубики, які показали суттєве збільшення міцності бетону. Цей приріст в середньому склав 38%, а відповідна міцність була наступна: бетон класу С60  $f_{cm, cube} = 65$  МПа; бетон класу С80  $f_{cm, cube} = 66,6$  МПа; бетон класу С100  $f_{cm, cube} = 97,2$  МПа. Шляхом випробування бетонних кубів та призм у віці 28 діб отримали наступні характеристики: для бетону класу С60  $f_{cm, cube} = 67,2$  МПа ( $f_{cm, prism} = 47,1$  МПа); для бетону класу С80  $f_{cm, cube} = 83,9$  МПа ( $f_{cm, prism} = 57,06$  МПа); для бетону класу С100  $f_{cm, cube} = 108$  МПа ( $f_{cm, prism} = 71,03$  МПа).

Параметри діаграми деформування бетону при одноразовому короткочасному навантаженні до руйнування визначались таким чином [59]: призмova міцність  $f_{cd}$  – на підставі визначеного середнього руйнівного навантаження за трьома

призмами;  $E_{ck}$ ,  $E_{cd}$ ,  $\varepsilon_{cd}$  і  $\lambda_d$  – визначались, використовуючи формулу (1.28), яка отримувалась на основі статистичної обробки експериментальних даних.:

$$E_{cd} = E_{ck}(1 - \lambda_d \eta), \quad (1.28)$$

За знайденими параметрами та експериментальними даними побудовані залежності  $\sigma_c - \varepsilon_c$  та  $E_{cd} - \eta = \sigma_c / f_{cd}$  (рис. 1.17).

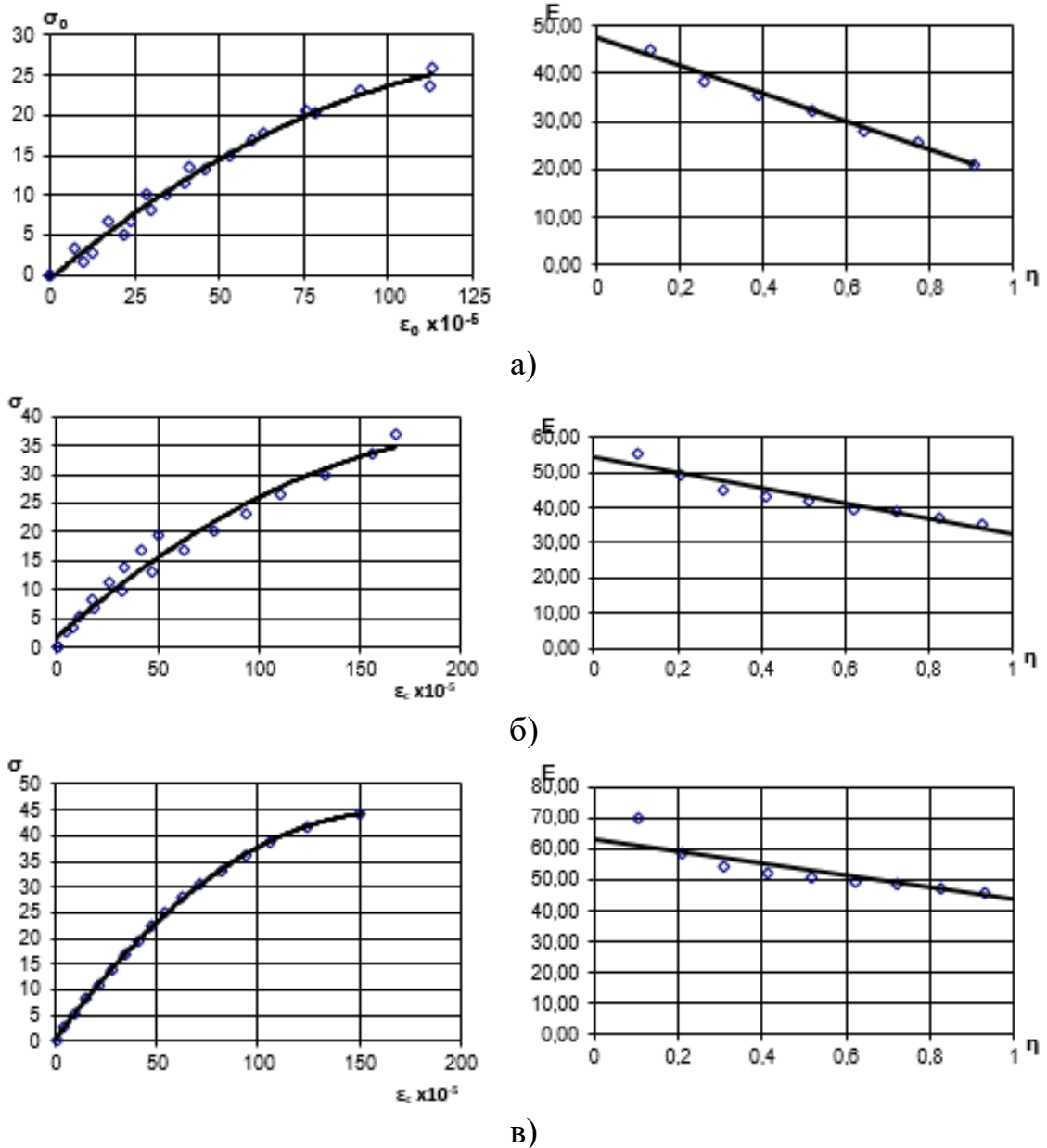


Рис. 1.17. Діаграми деформування та січний модуль деформацій високоміцних швидкотверднучих бетонів у віці 1 доба: а) – клас бетону С60, б) – клас бетону С80, в) – клас бетону С100



На підставі статичної обробки результатів випробування призм отримані параметри рівняння (1.28), які наведені в табл. 1.1.

Таблиця 1.1

Параметри рівняння (1.28) для високоміцних швидкотверднучих бетонів у віці 1 доба

Клас бетону	$f_{cm, prism}$ , МПа	$E_{ck}$ , МПа	$\lambda_d$	$E_{cd}$ , при $\eta = 0,3$ ; МПа	$\varepsilon_{cd} \times 10^{-5}$
C60	29,80	47273	0,386	38570	163,2
C80	37,78	54244	0,598	47694	116,6
C100	46,11	63295	0,695	57512	104,8

Таким чином, порівнюючи результати випробувань призмових зразків з високоміцних швидкотверднучих бетонів на осьовий стиск у віці 1 доба та 28 діб, можна відмітити, що призмova міцність бетону у віці 1 доба у порівнянні з міцністю у віці 28 діб відповідно склала: 0,63 для бетону класу С60; 0,66 для бетону класу С80 та 0,65 для бетону класу С100.

Середнє значення міцності високоміцного швидкотверднучого бетону на осьовий розтяг при одноразовому навантаженні у віці 1 доба за результатами випробування 3-х зразків призм близнюків склало: для бетону класу С60  $f_{ctm} = 2,68$  МПа; для бетону класу С80  $f_{ctm} = 3,0$  МПа; для бетону класу С100  $f_{ctm} = 3,2$  МПа [59]. При випробуванні призм на розтяг у віці 28 діб зберігалась тенденція до збільшення призмової міцності аналогічно, як і для випробування призм на стиск. Міцність призм з бетону класу С60 збільшилася на 27% ( $f_{ctm} = 3,4$  МПа), з бетону класу С80 на 20% ( $f_{ctm} = 3,6$  МПа), а з бетону класу С100 на 27% ( $f_{ctm} = 4,06$  МПа). Таким чином, за 1 добу призми в середньому по трьом серіям набрали 80% від проєктної міцності бетону.

При випробуванні кубових та призмових зразків з високоміцного швидкотверднучого дрібнозернистого бетону на стиск у віці 1 доба отримали значення  $f_{cm, cube} = 31,5$  МПа [59]. Середнє значення міцності бетону при одноразовому навантаженні на розтяг у віці 1 доба за результатами трьох зразків

призм близнюків склало  $f_{cm} = 1,96$  МПа, а у віці 28 діб –  $f_{cm} = 3,0$  МПа. Після випробування зразків у віці 28 діб отримали наступні результати:  $f_{cm, cube} = 82,0$  МПа ( $f_{cm, prism} = 53,3$  МПа). Необхідно відмітити, що протягом 1-ї доби високоміцні швидкотверднучі дрібнозернисті бетони набирали приблизно 65% проєктної міцності.

В проведених експериментальних дослідженнях [59] призмові зразки з високоміцних швидкотверднучих бетонів випробовувалися короткочасним ступеневим навантаженням з постійною швидкістю приросту напружень. За такої методики випробувань, як правило, деформації зразка вимірюються до певної межі і їх неможливо визначити в момент руйнування. Але отримані експериментальні дані на висхідній вітці навантаження дають можливість визначити коефіцієнти  $a_i$ , які входять в рівняння діаграми у вигляді (1.17), теоретичним шляхом по обґрунтованим формулам.

В роботах [36, 38] параметри діаграми деформування бетону « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » пропонується визначати за такими формулами:

$$E_{cm} = [56,6f_{cm,prisme}/(f_{cm,prisme} + 20)] \cdot 10^3, \quad (1.29)$$

$$\varepsilon_{c1} = [235 - 81/(1 + 7,75 \cdot 10^{-4} f_{cm,prisme}^2) \cdot 10^{-5}], \quad (1.30)$$

$$\varepsilon_{cu1} = [235 + 320/(1 + 6f_{cm,prisme}^3 \cdot 10^{-5}) \cdot 10^{-5}], \quad (1.31)$$

$$\frac{\sigma_{cu}}{f_{cm,prisme}} = 1,333 - \frac{\varepsilon_{cu}}{3\varepsilon_{c1}}. \quad (1.32)$$

Значення коефіцієнтів полінома (1.17) знаходять з виразів:

$$a_1 = 1,1E_{cm}\varepsilon_{c1}/f_{cm,prisme}, \quad (1.33)$$

$$a_2 = a_1 - a_3 - a_4 - a_5, \quad (1.34)$$

$$a_3 = a_1 - 2a_4 - 3a_5 - 2, \quad (1.35)$$

$$a_4 = \{[k - 2a_1(3\gamma - 2) + 12\gamma - 6] - 2a_5(10\gamma^3 - 9\gamma + 2)\}/[2(10\gamma^2 - 6\gamma + 1)], \quad (1.36)$$

$$a_5 = \{[k + 2a_1(2 - 3\gamma) + 12\gamma - 6](\gamma - 1)^2\gamma^2 - [\beta + a_1\gamma(2\gamma - \gamma^2 - 1) + \gamma^2(2\gamma - 3)](6\gamma^2 - 6\gamma + 1)2\}/\{2\gamma^2[10\gamma^3 - 9\gamma + 2](\gamma - 1)^2 - (\gamma^3 - 3\gamma + 2)(6\gamma^2 - 6\gamma + 1)\}, \quad (1.37)$$

де  $\gamma = \varepsilon_{cu1}/\varepsilon_{c1}$ ;  $\beta = 1,1\varepsilon_{c1}/\varepsilon_{cu1}$ ,

$$k = 2,7(\varepsilon_{cu1}/\varepsilon_{c1}) - 6,1 - \frac{0,005}{(\varepsilon_{cu1}/\varepsilon_{c1}-1)^2}. \quad (1.38)$$

Використовуючи формули (1.33) – (1.38) можна визначити значення відносних граничних деформацій  $\varepsilon_{cu}$ , деформацій, які відповідають максимальній призмовій міцності  $\varepsilon_{c1}$ , та початкового модуля пружності бетону  $E_{cm}$  (табл. 1.2).

Таблиця 1.2

Розрахункові значення деформаційних характеристик високоміцних швидкотверднучих бетонів у віці 28 діб

Вид і клас бетону	Міцність, МПа		Відносні деформації		Початковий модуль пружності $E_{cm}$ , МПа
	кубикова, $f_{cm, cube}$	призмона, $f_{cm, prism}$	максимальні, $\varepsilon_{c1} \times 10^5$	граничні, $\varepsilon_{cu1} \times 10^5$	
Важкий С60	67,2	47,1	205,2	279,0	38326
Важкий С80	83,9	57,1	212,0	261,0	40429
Важкий С100	108,8	71,0	219,2	248,0	42859
Дрібнозернистий С80	82,0	53,3	209,7	267,0	39702

Проміжні значення для інших класів високоміцних бетонів були визначені шляхом лінійної інтерполяції між класами бетонів С60, С80 та С100 (табл. 1.3).

Таблиця 1.3

Механічні характеристики міцності високоміцних швидкотверднучих бетонів

Клас бетону	С60	С65	С70	С75	С80	С85	С90	С100
$f_{cm, cube}$ (МПа)	67,20	71,38	75,55	79,73	83,90	91,93	99,97	108,00
$f_{ck, cube}$ (МПа)	52,32	55,57	58,82	62,07	65,32	71,58	77,83	84,09
$f_{cm, prism}$ (МПа)	47,10	49,59	52,08	54,57	57,06	61,72	66,37	71,03
$f_{ck, prism}$ (МПа)	36,67	38,61	40,55	42,49	44,43	48,05	51,68	55,30
$f_{cd}$ (МПа)	40,25	42,75	45,25	47,75	50,25	55,06	59,87	64,68
$f_{ctm}$ (МПа)	3,4	3,45	3,50	3,55	3,60	3,75	3,91	4,06
$f_{ctk, 0,05}$ (МПа)	2,38	2,42	2,45	2,49	2,52	2,63	2,73	2,84
$f_{ctk, 0,95}$ (МПа)	4,42	4,49	4,55	4,62	4,68	4,88	5,08	5,28

Результати розрахунків коефіцієнтів  $a_i$  поліному (1.17) наведені в табл. 1.4.

Таблиця 1.4

Значення коефіцієнтів  $a_i$  поліному

Вид і клас бетону	Призмova міцність $f_{cm,prism}$ , МПа	Значення коефіцієнтів $a_i$				
		$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$
Важкий С60	47,1	1,837	-2,104	3,514	-3,062	0,816
Важкий С80	57,1	1,652	-3,663	3,713	-3,745	2,216
Важкий С100	71,0	1,416	-1,553	4,212	-4,428	1,353
Дрібнозернистий С80	53,3	1,718	-3,094	6,704	-5,998	1,670

На рис. 1.18 та рис. 1.19 представлені експериментальні і теоретичні залежності « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » важких високоміцних швидкотверднучих бетонів. Статистичний аналіз вказує на їх задовільну збіжність [59]. Середні відношення експериментальних значень напружень у бетоні до напружень, визначених теоретичним шляхом з використанням дослідних значень міцності бетону та теоретично визначених коефіцієнтів рівняння, у віці 28 діб знаходяться в межах 0,88...1,36 при середньому значенні 1,12 (табл. 1.5). Таким чином, в середньому експериментальні значення напружень у бетоні перевищують теоретичні на 8%. Середньоквадратичні відхилення відношень знаходяться в межах 0,040...0,089. Показником точності збіжності теоретичних і експериментальних значень напружень у бетоні в процесі навантажень може слугувати коефіцієнт варіації  $V_c$ , значення якого для виконаних розрахунків знаходиться в межах 4,5...8,3%. Середнє значення коефіцієнту варіації складає  $V_c = 6,0\%$  при максимально допустимому значенні згідно норм  $V_c = 13,5\%$ . Отже, знайдені теоретичним шляхом аналітичні залежності « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » адекватно описують експериментальні дані.

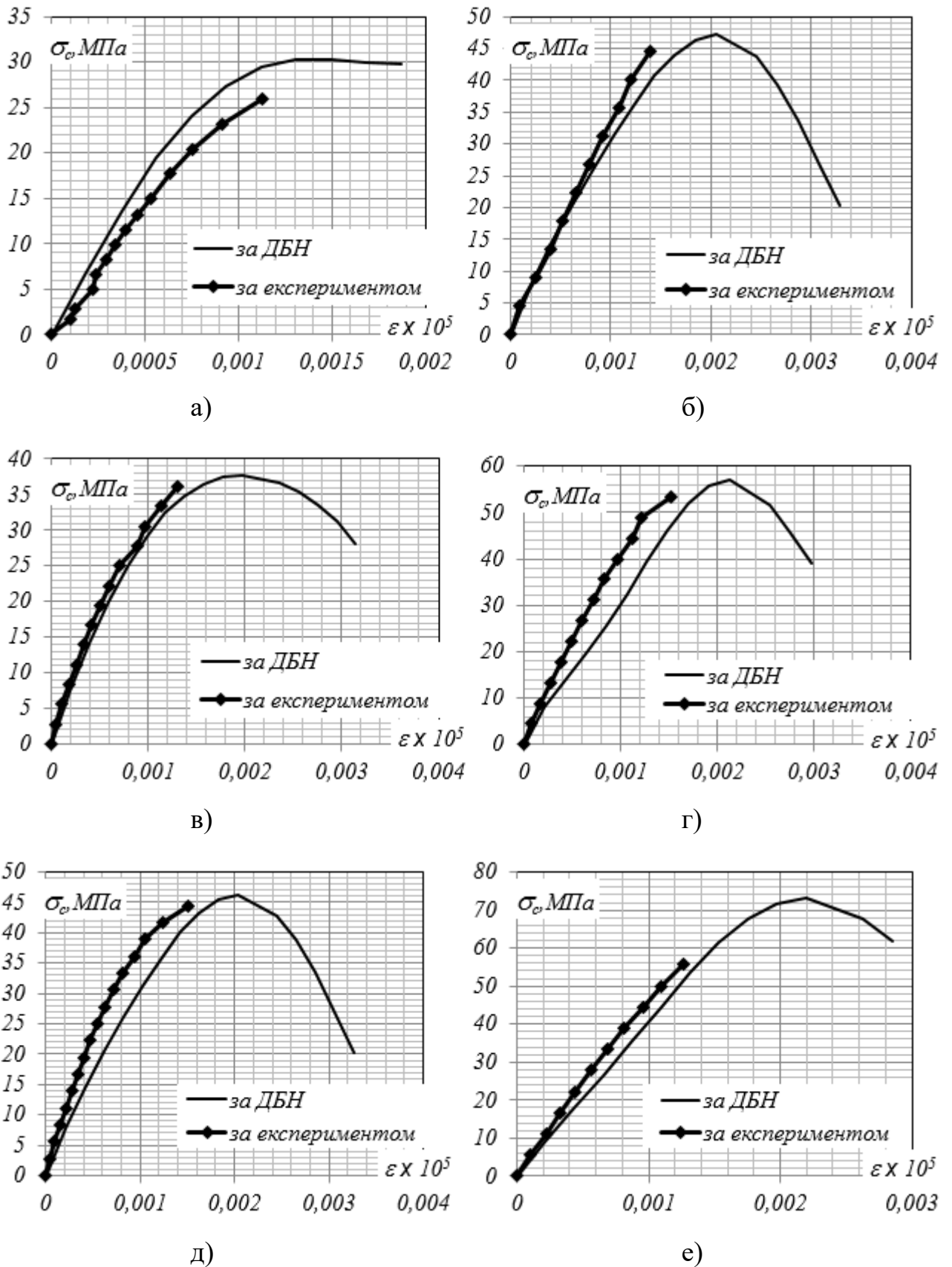


Рис. 1.18. Діаграми деформування високоміцних швидкотверднучих бетонів:  
 а) – клас С60 у віці 1 доба, б) – С60 у віці 28 діб; в) – клас С80 у віці 1 доба,  
 г) – С80 у віці 28 діб; д) – клас С100 у віці 1 доба, е) – С100 у віці 28 діб

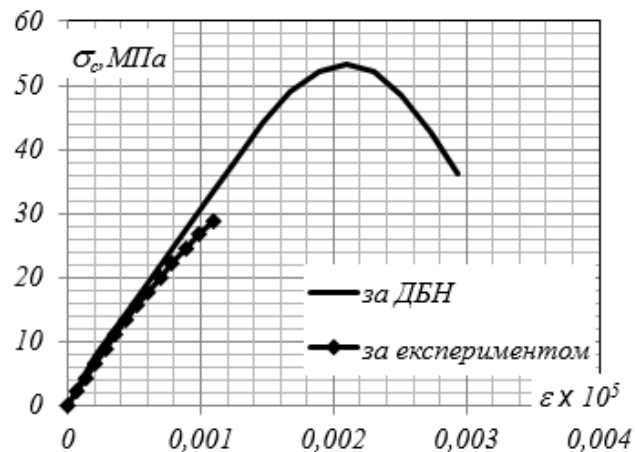


Рис. 1.19. Діаграми деформування високоміцного дрібнозернистого швидкотверднучого бетону у віці 28 діб

Таблиця 1.5

Статистичні показники збіжності експериментальних і теоретичних значень напружень у високоміцних швидкотверднучих бетонах

Вид і клас бетону	Відношення $\frac{\sigma_{c,exp}}{\sigma_{c,teor}}$	Середньоквад. відхилення, $\sigma$	Коефіцієнт варіації, $V_c$ , %
Важкий С60	1,07	0,089	8,3
Важкий С80	1,36	0,089	6,5
Важкий С100	1,17	0,057	4,8
Дрібнозернистий С80	0,88	0,040	4,5

Експериментально-теоретичними дослідженнями високоміцних швидкотверднучих важких бетонів на дію статичних та динамічних впливів різного рівня займалися дослідники та науковці і за кордоном [140, 145, 152, 153, 159, 160, 167, 171, 172, 173].

### 1.6. Короткий огляд досліджень по вивченню опору бетону за дії малоциклових повторних навантажень

Дослідженню бетонних та залізобетонних елементів при дії малоциклових повторних навантажень присвятили роботи Є.М. Бабич, А.Я. Барашиков, О.П. Борисюк, С.А. Залесов, Ю.О. Крусь, П.П. Коцебчук, Л.П. Макаренко, А.П.

Погореляк Ю.М., Панчук, С.В. та інші науковці [5, 6, 7, 24, 25, 26, 44, 48, 107, 109, 112, 115, 116, 131].

В нормах проектування України [58] малоциклове навантаження визначається таким, що має 2...1000 циклів.

В роботі [25], згідно наведеної авторами класифікації, малоциклове навантаження визначається як таке, кількість повторень якого за граничний термін служби складає десятки, сотні, а деколи й тисячі разів. Воно характеризується параметрами: кількістю циклів навантаження  $n$ ; періодом циклу навантаження  $T$ ; рівнем напружень  $\eta = \sigma/f$ ; коефіцієнтом асиметрії циклу  $\rho = \sigma_{min}/\sigma_{max}$ .

В роботах Є.М. Бабича і А.П. Погореляка [8, 122], випробуванням призмових зразків з важкого бетону класу С25...35 на дію малоциклового навантаження, встановлений критерій для призначення граничного числа повторних навантажень. Цим критерієм є стабілізація деформацій у бетоні, коли абсолютний приріст деформацій наступного навантаження не більше ніж у 2 рази перевищує абсолютний приріст деформацій попереднього навантаження. Авторами зроблено висновок, що основний процес деформування в бетонних елементах стабілізується після перших 10-ти циклів малоциклового повторного навантаження. За результатами досліджень був зроблений висновок, що межею малициклової втомленості важкого бетону є рівень  $\eta_{fat} = 0,85$ .

Висновки, зроблені Є.М. Бабичем та А.П. Погореляком, підтвердили своїми дослідженнями автори [128, 132]. Випробуванням призмових зразків з важкого бетону міцності 30...50 Мпа, за рівня малоциклових повторних навантажень  $\eta_{cyc} = 0,85; 0,90; 0,95$  та за кількості циклів навантаження  $n = 100$ , зафіксували у всіх дослідних зразках зниження малоциклової міцності, яке було запропоновано авторами враховувати відповідним коефіцієнтом повторюваності. Встановлено, що при високих рівнях ( $\eta_{cyc} \geq 0,85...0,9$ ) навантаження бетон веде себе як матеріал, що розущільнюється від циклу до циклу аж до руйнування. При рівнях малоциклового навантаження  $\eta_{cyc} < 0,85$  роботі бетону відповідають усі три фази деформування: спочатку бетон веде себе як матеріал, що циклічно ущільнюється, потім має місце період стабілізації, а за декілька циклів до руйнування настає розущільнення.

Також рівень малоциклової втомленості бетону підтвердили Барашиков А.Я. та автори в роботі [44] шляхом випробування бетонних призм на дію статичних малоциклових навантажень рівня  $\eta = 0,75 \dots 1$ . Було відмічено, що малоциклова втомленість характеризується настанням граничного стану при циклічній зміні пружно-пластичних деформацій бетону. Авторами вперше запропоновано визначати малоциклову втомленість бетону при стиску використовуючи енергетичні критерії міцності.

Н.І. Ільчук [27, 28, 83] здійснила комплексне дослідження призмових зразків: власних – які були виготовлені у кількості 12 штук із бетону класу В20, та інших науковців – для яких виконали статистичну обробку результатів експериментальних досліджень. Виготовлені призмові зразки піддавались повторним короткочасним навантаженням з верхнім відносним рівнем напружень в циклі рівним  $\eta_{cyc} = \sigma_{b,cyc} / R_b = 0,45; 0,60; 0,75$  і  $0,85$ . Кількість циклів навантаження прийняли  $n = 10$ , після кожного циклу навантаження призми ступенями повністю розвантажувалися, а на 11-му циклі навантаження доводили до руйнування.

Авторами запропонована залежність, що дає змогу оцінити вплив повторних малоциклових навантажень на міцність бетону, яка має вигляд:

$$f_{cm,prism,cyc} = f_{cm,prism} (1 + 0,483 \eta_{cyc} - 0,556 \eta_{cyc}^2), \quad (1.39)$$

де  $f_{cm,prism,cyc}$  – міцність бетону при осьовому стиску після дії повторних малоциклових навантажень;

$f_{cm,prism}$  – те ж, при першому навантаженні до руйнування;

$\eta_{cyc}$  – відносний рівень повторних навантажень ( $\eta_{cyc} = \sigma_{c,cyc} / f_{cm}$ );

$\sigma_{c,cyc}$  – напруження при дії повторних навантажень.

Встановлено, що при дії малоциклових повторних навантажень змінюється характер залежності модуля пружнопластичності від рівня повторних навантажень на циклах. Зміну модуля пружнопластичності пропонується приймати у вигляді:

$$E_{c,cyc} = E_{c0,cyc} (1 - \lambda_{c1,cyc} \sigma_{c,cyc} / f_{cm,prism,cyc}), \quad (1.40)$$

де  $E_{c,cyc}$  – модуль пружнопластичності бетону при заданому  $\sigma_{c,cyc}$ ;

$E_{c0,cyc}$  – модуль пружності бетону, який відповідає напруженню  $\sigma_{c,cyc} = 0$ ;



$\lambda_{cI,cyc}$  – граничний коефіцієнт пластичності бетону з урахуванням повторних навантажень.

Найбільший приріст міцності у призмових зразках спостерігався при  $\eta_{cyc} = 0,43$  і складав 10,5%. При  $\eta_{cyc} \leq 0,43$  відбулося ущільнення структури бетону, що призвело до збільшення його міцності. При  $0,43 < \eta_{cyc} \leq 0,85$  процеси ущільнення бетону ще переважають процеси розуцільнення, а при  $\eta_{cyc} > \eta_{fat} = 0,85$  відбувається розуцільнення бетону внаслідок розвитку мікротріщин, виникнення нових та перетворення їх в макротріщини, що спричиняє малоциклову втомленість бетону, тобто його руйнування. Значенню  $f_{cm,prism, cyc} / f_{cm,prism} = 1$  відповідає значення  $\eta_{cyc} = 0,87$ , що підтверджує раніше визначений рівень малоциклової втомленості важкого бетону  $\eta_{fat} = 0,85$ .

Авторами [27, 28, 83] були зроблені наступні висновки: характер деформування бетону при розвантаженні після повторного стискання залежить від рівня максимальних напружень в циклах та кількості циклів. При розвантаженні нелінійність пластичних деформацій проявляється в меншій мірі, ніж при навантаженні; при рівні навантаження  $\eta_{cyc} \leq 0,85$  відбувається зміцнення бетону (до 15%), а при  $\eta_{cyc} > 0,85$  настає малоциклова втомленість бетону, тобто руйнування; між модулем пружнопластичності і рівнем напружень при розвантаженні можна прийняти лінійну залежність; при циклічному навантаженні бетону, коли максимальні напруження в ньому не перевищують 60% призмової міцності, на шостому-сьомому циклах навантаження відбувається стабілізація петлі гістерезису, а при більш високих рівнях напруження такої стабілізації не спостерігалось.

## Висновки до розділу 1

З наведеного в розділі огляду та аналізу літературних джерел можна зробити наступні висновки:

1. Двошарнірні залізобетонні арки широко використовуються в практиці будівництва при зведенні будівель, інженерних споруд, штучних транспортних споруд, споруд малих архітектурних форм. З початком військових дій гострою постала проблема в необхідності відновлення існуючих та зведення нових фортифікаційних споруд, а також споруд цивільного захисту населення у покритті яких пропонується влаштовувати залізобетонні арочні конструкції, у тому числі виготовлені з високоміцних швидкотверднучих бетонів;

2. Арочні конструкції у складі будівель та споруд, залежно від їх призначення, зазнають дії статичних одноразових та повторних ударних, а також повторних (малоциклових) навантажень різного рівня інтенсивності;

3. Відсутні експериментальні дослідження по вивченню роботи та напружено-деформованого стану залізобетонних арочних конструкцій з високоміцних бетонів при дії статичних або повторних ударних впливів;

4. Встановлено, що основні процеси деформування у бетоні за дії малоциклових повторних навантажень стабілізуються, залежно від рівня навантаження  $\eta$ , у перші 10 циклів. Малоциклове навантаження спричиняє зміну міцнісних і деформативних характеристик важкого бетону, що призводить до його структурних змін. Межею малоциклової втомленості важкого бетону є рівень  $\eta = 0,85$ . При високих рівнях ( $\eta \geq 0,85$ ) повторного навантаження бетон веде себе як матеріал, що розуцільнюється від циклу до циклу аж до руйнування. При рівнях малоциклового навантаження  $\eta < 0,85$  бетон спочатку веде себе як матеріал, що циклічно ущільнюється, потім має місце період стабілізації.

## РОЗДІЛ 2

### МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ. ДОСЛІДНІ ЗРАЗКИ ТА МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРІАЛІВ

#### 2.1. Обсяг експериментальних досліджень

Для досягнення поставленої мети і реалізації задач дисертаційної роботи в лабораторії кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд НУВГП було виготовлено та випробувано дві серії залізобетонних двошарнірних арок з високоміцного швидкотверднучого бетону. З бетону того ж замісу, з якого виготовлялись дослідні зразки арок по серіям, було виготовлено зразки кубів та призм для визначення міцнісних і деформативних характеристик бетону. Також було виконано дослідження зразків арматури, яка використовувалась при армуванні арок (затяжки, робоча поздовжня поясу), на дію розтягуючого зусилля до розриву. Дослідні зразки виготовлялись та випробовувались згідно чинних нормативних документів [55, 58, 66, 67, 68, 71, 72, 74, 75, 78, 79].

Всього було виготовлено дослідних зразків: 6 залізобетонних двошарнірних арок, 9 бетонних кубів з розмірами ребра  $15 \times 15 \times 15$  см, 9 бетонних кубів з розмірами ребра  $10 \times 10 \times 10$  см, 4 бетонних призм з розмірами  $15 \times 15 \times 60$  см, 4 бетонних призм з розмірами  $10 \times 10 \times 40$  см, 3 бетонних призм з розмірами  $10 \times 10 \times 60$  см. Об'єм та предмет експериментальних досліджень наведені в табл. 2.1.

Таблиця 2.1

Об'єм та предмет експериментальних досліджень

№ серії	Вид / маркування зразків	Розміри зразків, см	Вид навантаження	Кіл-ть зразків, шт.	Предмет досліджень
1	2	3	4	5	6
I	Залізобетонна арка <b>A1-1</b> без затяжки з бетону класу C90	$l = 200,$ $f = 40,$ $R = 145,$ $h \times b = 14 \times 10$	Короткочасне статичне одноразове навантаження до руйнування	1	Напружено-деформований стан, несуча здатність, зміна прогинів, тріщиностійкість

Продовж. табл. 2.1

1	2	3	4	5	6
I	Залізобетонна арка А1-2 з/без зтяжки із бетону класу С60	$l = 200,$ $f = 40,$ $R = 145,$ $h \times b = 14 \times 10$	Короткочасне статичне одноразове навантаження до руйнування	1	Напружено-деформований стан, несуча здатність, зміна прогинів, тріщиностійкість
	Залізобетонна арка А1-3 без зтяжки з бетону С60	$l = 200,$ $f = 40,$ $R = 145,$ $h \times b = 14 \times 10$	Повторне ударне навантаження	1	Напружено-деформований стан, несуча здатність, тріщиностійкість
	Куби з бетону (С60, С90)	15×15×15	Статичне стискальне одноразове навантаження до руйнування	9	Кубова міцність бетону у віці 1 та 28 діб
	Куби з бетону (С60, С90)	10×10×10	Статичне стискальне до руйнування	3	Кубова міцність бетону у віці 28 діб
	Призми з бетону С90	15×15×60	Осьовий стиск статичним ступеневим одноразовим до руйнування	4	Призмova міцність бетону, модуль пружнопластичності у віці 28 діб
	Призми з бетону С90	10×10×60	Осьовий розтяг ступеневим до руйнування	3	Міцність бетону на розтяг у віці 28 діб
II	Залізобетонна арка А2-1 з зтяжкою із бетону класу С80	$l = 200,$ $f = 40,$ $R = 145,$ $h \times b = 14 \times 10$	Короткочасне статичне одноразове навантаження до руйнування	1	Напружено-деформований стан, несуча здатність, зміна прогинів, тріщиностійкість
	Залізобетонна арка А2-2 з зтяжкою із бетону класу С80	$l = 200,$ $f = 40,$ $R = 145,$ $h \times b = 14 \times 10$	Малоциклове повторне статичне навантаження до руйнування	1	Напружено-деформований стан, несуча здатність, зміна прогинів, тріщиностійкість
	Залізобетонна арка А2-3 з зтяжкою із бетону класу С60	$l = 200,$ $f = 40,$ $R = 145,$ $h \times b = 14 \times 10$	Малоциклове повторне статичне навантаження до руйнування	1	Напружено-деформований стан, несуча здатність, зміна прогинів, тріщиностійкість
	Куби з бетону (С60, С80)	10×10×10	Статичне стискальне до руйнування	6	Кубова міцність бетону у віці 28 діб
	Призми з бетону С80	10×10×40	Осьовий стиск статичним ступеневим одноразовим до руйнування	4	Призмova міцність бетону, модуль пружнопластичності у віці 28 діб

де  $l$  – проліт арки,  $f$  – стріла підйому,  $R$  – радіус дуги арки.

## 2.2. Конструкція та виготовлення дослідних арок

Залізобетонні монолітні окреслені по колу арки обох серій мали наступні геометричні параметри (див. рис. 2.1): номінальна довжина – 216 см; проліт  $l = 200$  см; номінальна висота – 52 см; стріла підйому  $f = 40$  см; відношення  $f/l = 1/5$ ; радіус дуги арки  $R = 145$  см; розміри поперечного перерізу поясу  $h \times b = 14 \times 10$  см.

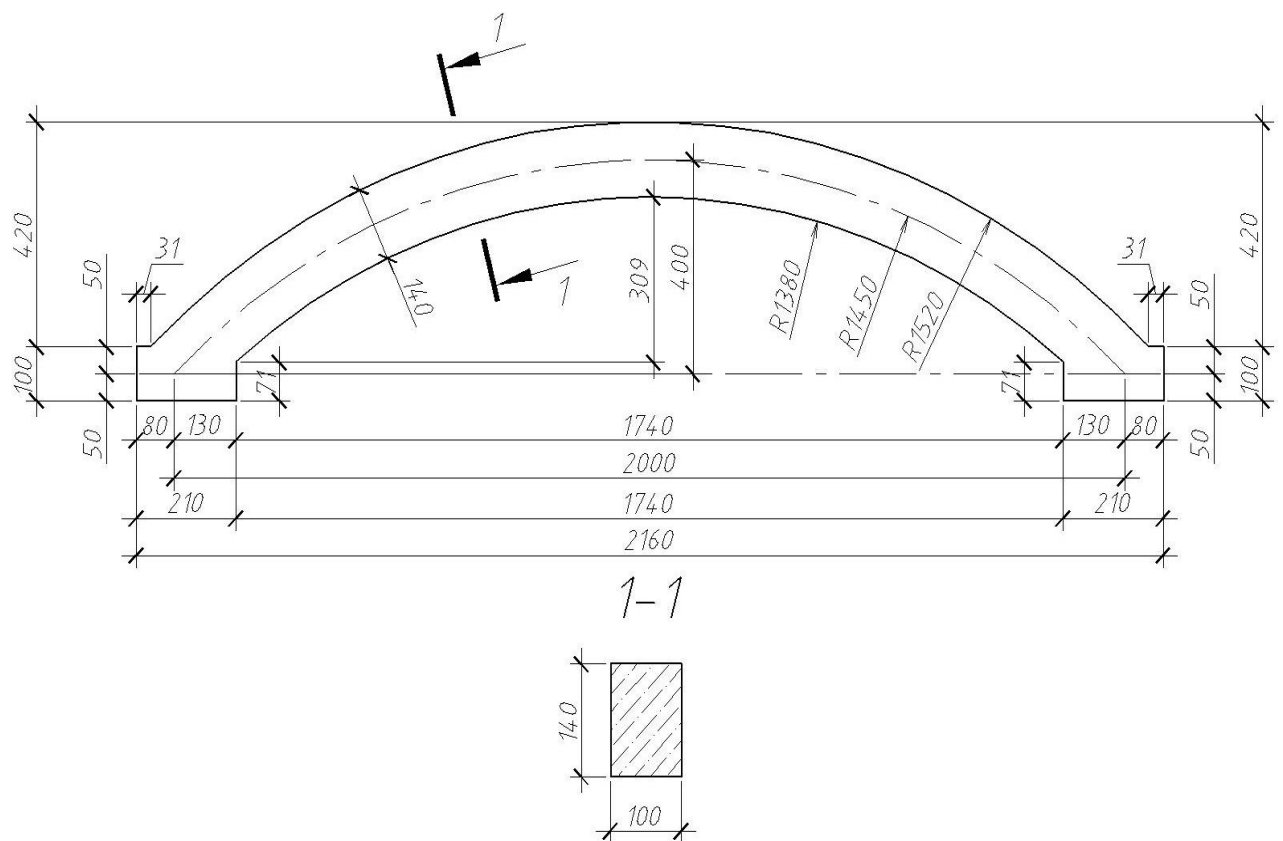


Рис. 2.1. Геометричні розміри залізобетонних дослідних зразків арок

Армування дослідних арок виконувалось за допомогою одного в'язаного плоского каркасу Кр-1 (рис. 2.2, 2.4) для I-ї серії зразків та каркасу Кр-2 (рис. 2.3) для II-ї серії. В якості робочої поздовжньої арматури каркасів Кр-1 і Кр-2 було використано два стержні  $\varnothing 10$  А500С ( $A_s + A_s' = 1,57$  см<sup>2</sup>). Коефіцієнт армування поясу арок склав  $\rho = 1,13\%$ . Армування поперечних перерізів зразків виконано на основі результатів отриманих при розрахунку спрощеної моделі арок в програмному комплексі ЛІРА-САПР. В якості робочої поперечної арматури

приймались стержні  $\varnothing 4$  Вр-І. Врахувавши роботу та характер руйнувань арок І-ї серії під час випробувань, було прийнято рішення зменшити крок поперечної арматури (з 140 мм до 70 мм) в дослідних зразках ІІ-ї серії з метою збільшення їх несучої здатності по похилим перерізам.

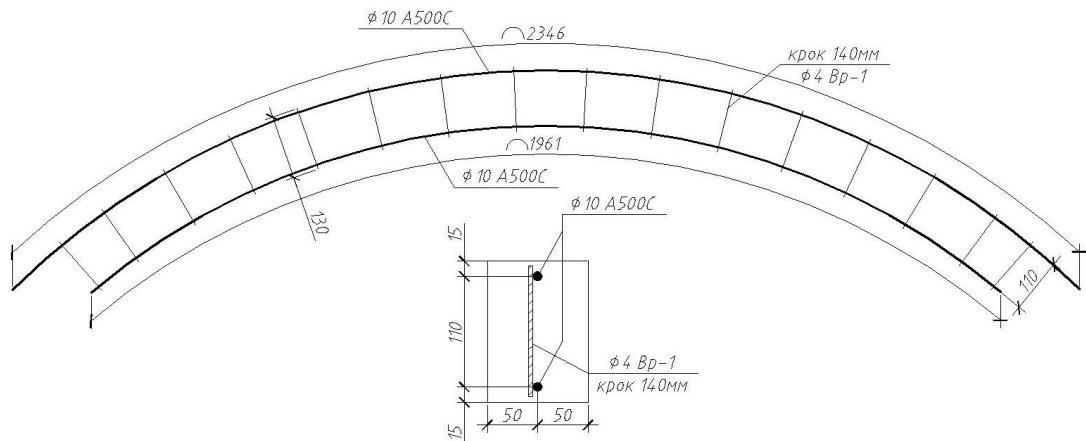


Рис. 2.2. Каркас Кр-1 І-ї серії дослідних зразків арок

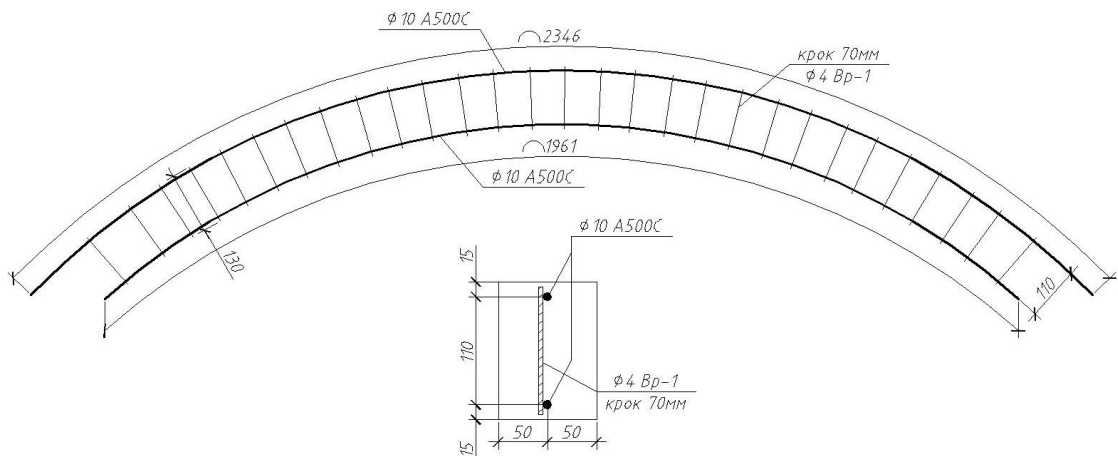


Рис. 2.3. Каркас Кр-2 ІІ-ї серії дослідних зразків арок



Рис. 2.4. Загальний вигляд виготовленого каркасу Кр-1

Для запобігання місцевого зминання бетону в опорних ділянках арок передбачено влаштування закладних деталей Зд-1, які являють собою металеві пластини розмірами  $10 \times 21 \times 1 \dots 2(t)$  см, до яких приварені 4 арматурних стержні періодичного профілю (анкери)  $\varnothing 12$  мм (рис. 2.5).

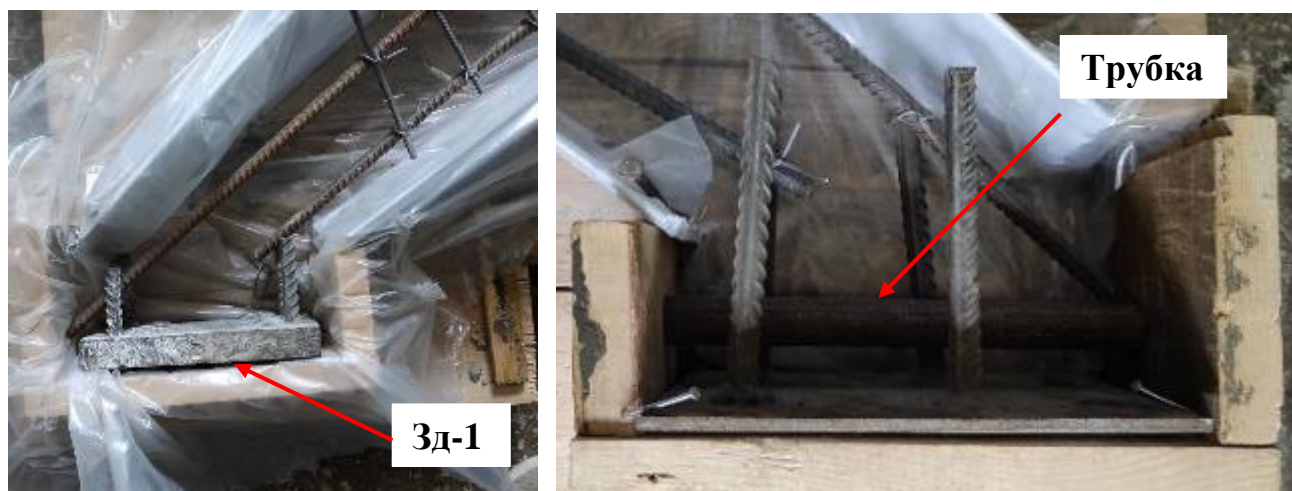


Рис. 2.5. Опорний вузол арок з влаштуванням закладних деталей

В якості зтяжки для дослідних арок I-ї серії використано стержень  $\varnothing 10$  A500С. Після розриву стержня зтяжки під час випробування в арці А1-2 1-ї серії прийнято для дослідних арок II-ї серії зтяжку зі стержня  $\varnothing 16$  A500С. З обох кінців стержня зтяжки нарізалась різьба довжиною 15 см під гайку М8 – для арок I-ї серії та під гайку М14 – для арок II-ї серії. Перед випробуванням зтяжка фіксувалась на торцях арок за допомогою плоских шайб, гайки та контргайки з кожної сторони стержня (рис. 2.6).



Рис. 2.6. Кріплення зтяжки на опорах арки

В опорних ділянках арок з затяжками під стержні закладались металеві трубки з внутрішнім діаметром 14 мм для зразків I-ї серії, та 20 мм для зразків II-ї серії (див. рис. 2.5). Попереднє напруження стержнів затяжок арок не виконувалось.

При виготовленні опалубки для дослідних арок серій у якості опорного щита, використовувався дерев'яний настил, в який забивались цвяхи для забезпечення жорсткості стінок опалубки (рис. 2.7). До цвяхів закріплювалась панель ПВХ висотою 10 см, якій надавався необхідний радіус дуги поясу арки. Так як при виготовленні опалубки були зазори між дошками настилу та на контакті ПВХ панелей з щитом, вся площа поверхонь, на якій проводилось бетонування, встелялась поліетиленовою плівкою товщиною 30 мк. При виготовленні опалубки для опорних ділянок арок використовувались дошки товщиною 2 см, які кріпились між собою та до дощатого настилу за допомогою саморізів (рис. 2.5, 2.7). Всі роботи по влаштуванню опалубки та армуванню арки проводились згідно заздалегідь розроблених креслень (рис. 2.7). Проектне положення арматурного каркасу в опалубках забезпечувалось змонтованими фіксаторами. Перед бетонуванням, у місцях встановлення тензометрів Гугенбергера на арматурні стержні, до них прикріплювали, за допомогою в'язального дроту, вкладиші з дерева та пінополістиролу. Бетонна суміш в опалубках ущільнювалась за допомогою глибинного вібратора марки LXC23-4М та на вібромайданчику.

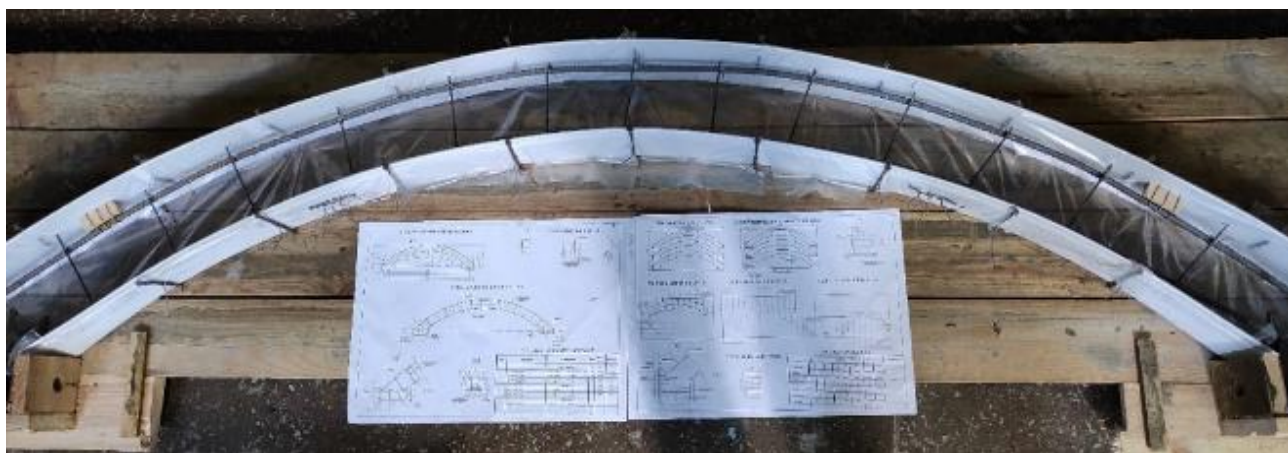


Рис. 2.7. Загальний вигляд опалубки для виготовлення дослідних зразків арок





Рис. 2.8. Бетонування дослідних зразків арок

Після вкладання та ущільнення бетону (рис. 2.8) зразки в опалубках покривались мішковиною, яка періодично зволожувалася водою до їх розпалублення. Через 3 доби проводилось розпалублення зразків, після чого вони знову покривались мішковиною і зволожувались на протязі 14 діб. В подальшому усі дослідні зразки до випробування зберігались в нормальних температурно-вологісних умовах лабораторії кафедри.

## **2.3. Матеріали дослідних зразків та їх фізико-механічні характеристики**

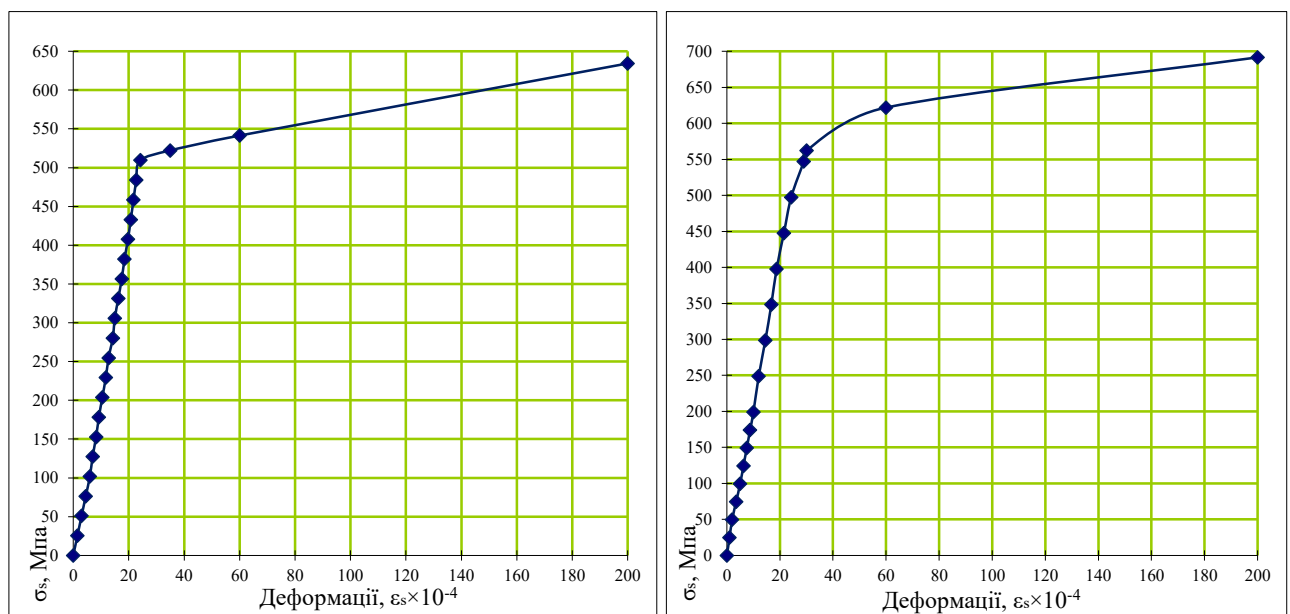
### **2.3.1. Арматура**

Для визначення фізико-механічних характеристик арматурних стержнів класу А500С в розривній машині УИМ-50 (ціна поділки шкали вимірювань – 10 кг.с.), дослідним шляхом за стандартними методиками [55, 65], ступенево-зростаючим навантаженням з витримкою для зняття відліків по приладам випробувались: 3 арматурних відрізки діаметром 10 мм і довжиною  $l=480\dots500$  мм та 3 арматурних відрізки діаметром 16 мм і довжиною  $l=450\dots485$  мм (рис. 2.10). Площа стержнів визначалась за їхньою вагою та питомою вагою сталі. Деформації арматури на ступенях навантаження вимірювались тензометрами Гугенбергера з ціною поділки 0,001 мм та базою 20 мм. Межа текучості фіксувалась за допомогою тензометра,

про що свідчив приріст деформацій стержня при постійному рівні навантаження. Межа міцності визначалась безпосередньо в момент розриву зразків (рис. 2.10).

За результатами випробувань арматурних зразків діаметром 10 мм встановлені наступні характеристики: межа міцності  $\sigma_u = 635$  МПа; межа текучості  $\sigma_y = 510$  МПа; модуль пружності  $E_s = 2,1 \times 10^5$  МПа; максимальні відносні деформації, які відповідають напруженням  $\sigma_y$  складають  $\varepsilon_{s0} = 24,25 \times 10^{-4}$ ; значення відносних деформацій при максимальному навантаженні прийняті  $\varepsilon_u = 200 \times 10^{-4}$ . Діаграма деформування сталі наведена на рис. 2.9, а.

За результатами випробувань арматурних зразків діаметром 16 мм встановлені наступні характеристики: межа міцності  $\sigma_u = 690$  МПа; межа текучості  $\sigma_y = 562$  МПа; модуль пружності  $E_s = 1,9 \times 10^5$  МПа; максимальні відносні деформації, які відповідають напруженням  $\sigma_y$  становлять  $\varepsilon_{s0} = 30 \times 10^{-4}$ ; значення відносних деформацій при максимальному навантаженні прийняті  $\varepsilon_{su} = 200 \times 10^{-4}$ . Величина видовження при розриві стержнів склала 32...40 мм. Випробування стержнів засвідчили, що їх механічні характеристики перевищують нормативні значення для арматури класу А500С. Діаграма деформування дослідних зразків сталі наведена на рис. 2.9, б.



а)

б)

Рис. 2.9. Діаграми деформування арматури: а) стержнів діаметром 10 мм, б) стержнів діаметром 16 мм



Рис. 2.10. Випробування арматурних стержнів у розривній гідравлічній машині УИМ-50

### 2.3.2. Бетон

Дослідні зразки I-ої та II-ої серії виготовлялись з важкого дрібнозернистого швидкотверднучого бетону класів: С60, С80, С90. В позначеннях класів бетону використовуються значення кубикової міцності. Склад бетону класу С80 одного замісу наведений в табл. 2.2.

Таблиця 2.2.

## Склад бетону

Компонент	Кількість
цемент	25 кг
щебінь	42,5 кг
пісок	34 кг
добавка (суперпластифікатор Мареї Dynamon SP3)	0,5 л
вода	6 л

В якості крупного заповнювача використовувався гранітний щебінь фракції 2,5 – 5 мм, а дрібного – кварцовий пісок із модулем крупності 1,5...1,9. Для всіх серій використовувався портландцемент з мінеральними домішками марки М500 Dycerhoff Cement Ukraine при відношенні В/Ц = 0,2 – 0,33. Виготовлення бетонної суміші для дослідних зразків по серіям проводилось у бетонозмішувачі БМ-160Е в лабораторії кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд НУВГП.

Для визначення фізико-механічних характеристик важкого дрібнозернистого швидкотверднучого бетону у металевих касетних формах виготовлялись кубові та призмові зразки (див. табл. 2.1). Опалубка зразків, технологія їх виготовлення та догляд за бетоном відповідають вимогам [68, 73, 78]. Механічні характеристики бетону (кубикова і призмova міцності), при ступенево-зростаючому одноразовому короткочасному навантаженні до руйнування (рис. 2.11, 2.13, 2.16), визначались шляхом випробування зразків на гідравлічному пресі П-250 (ціна поділки шкали вимірювань – 2,5 кН) за стандартними методиками [58, 70, 74, 75, 77].

У віці 1-ї доби кубикова міцність бетону зразків першої серії становила 50...53% від міцності бетону у віці 28 діб. Середнє значення кубикової міцності зразків першої та другої серій з бетону класу С60 у віці 28 діб склала  $f_{cm,cube} = 66,44$  МПа (середній коефіцієнт варіації міцності становив  $V = 0,083\%$ ). Середнє значення кубикової міцності зразків другої серії з бетону класу С80 у віці 28 діб склала  $f_{cm,cube} = 81,1$  МПа (при  $V = 0,02\%$ ). Результати випробування кубикових зразків по серіям наведені у табл. 2.3.

Отримані результати підтверджують дані досліджень, які наведені у [59] та у розділі 1.5 дисертації.

Таблиця 2.3

Результати випробування кубикових зразків з високоміцних швидкотверднучих бетонів у віці 1-ї та 28 діб по серіям

Серія/ заміс	Розміри граней, см	Вік бетону, доба	Руйнівне нав-ня, кН	$f_{cm, cube}$ , МПа	Клас бетону
1/1	15×15×14,7	1	1390	50,66	С90
	15×15×14,9		975		
	15×15×15		1200		
1/2	15×15×14,8	1	875	37,44	С60
	15×15×15	28	1985	70,37	
	15×15×15		1775		
	9,9×9,9×10		600		
1/3	15×15×15	1	785	33,15	С60
	15,1×14,9×15	28	1575	66,1	
	9,9×10×10		760		
2/1	10,3×10×10	28	917,5	81,1	С80
	10×10×10		920		
2/2	10,2×10×10		902,5		
2/3	10,1×10×10	28	700,5	62,5	С60
	10,2×10×10		706		
	10,3×10×10		712,5		



а)



б)

Рис. 2.11. Зруйновані кубові зразки на гідравлічному пресі П-250: а) у віці 1 доба (1-ша серія), б) у віці 28 діб (2-га серія)

Призмові зразки розмірами  $15 \times 15 \times 60$  см і  $10 \times 10 \times 40$  см 1-ї та 2-ї серій (див. табл. 2.1) з важкого дрібнозернистого швидкотверднучого бетону випробовували на осьовий стиск у віці 28 діб, попередньо відцентрувавши їх по фізичній осі на плиті преса П-250, прийнявши рівень навантаження на ступенях  $\eta = (0,03 \dots 0,09) F_u$  (рис. 2.12). На кожному ступені навантаження поздовжні деформації бетону вимірювались за допомогою індикаторів годинникового типу 1МІГ та 2МІГ з ціною поділки відповідно 0,001 та 0,002 мм, розташованих на 4-х гранях призм. База вимірювання індикаторів становила 400 та 200 мм. Для кріплення індикаторів використовувались пристосування у вигляді сталевих рамок, що закріплювались на зразках за допомогою чотирьох опорних гвинтів, або сталевих тримачів, які приклеювались на зразок епоксидним клеєм. Витримка на ступені навантаження складала в середньому 5 хв, необхідних для стабілізації деформацій у бетоні і зняття відліків по приладам.



а)

б)

Рис. 2.12. Випробування призмових зразків на пресі П-250:

а) розмірами  $15 \times 15 \times 60$  см (1-ша серія), б) розмірами  $10 \times 10 \times 40$  см (2-га серія)



Рис. 2.13. Характер руйнування призмових зразків за дії осьового стиску

За результатами випробувань призмових зразків з важких дрібнозернистих швидкотверднучих бетонів побудовані діаграми деформування бетону при одноразовому короткочасному навантаженні до руйнування (див. рис. 2.14) та січного модуля деформації бетону (рис. 2.15). Результати випробування призмових зразків по серіям наведені у табл. 2.4. Отримані результати підтверджують дані попередніх досліджень, наведені у [59] та у розділі 1.5 дисертації. Параметри діаграми деформування бетону визначались, використовуючи формулу 1.28.

Таблиця 2.4

Міцнісні та деформаційні характеристики високоміцних швидкотверднучих бетонів у віці 28 діб

Клас бетону	Призмova міцність, МПа		Відносні деформації стиску при максимальних напруженнях, $\varepsilon_{cl} \times 10^5$	Початковий модуль пружності $E_{cm}$ , ГПа
	$f_{cm, prism}$	$f_{cd}$		
C80	55,0	48,44	214,0	40,027
C90	66,7	60,17	220,0	42,091

Як видно з діаграм деформування бетону (рис. 2.14), між напруженнями і деформаціями спостерігається практично лінійна залежність аж до руйнування.

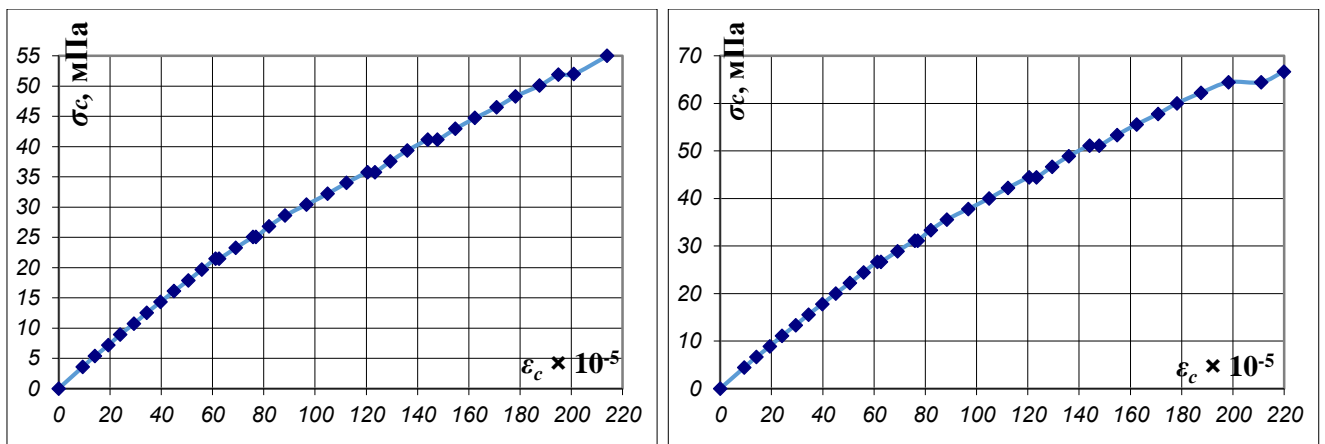


Рис. 2.14. Діаграми «напруження – відносні деформації» високоміцних швидкотверднучих бетонів за осьового стиску у віці 28 діб:  
а) клас бетону С80 (II-а серія), б) клас бетону С90 (I-а серія)

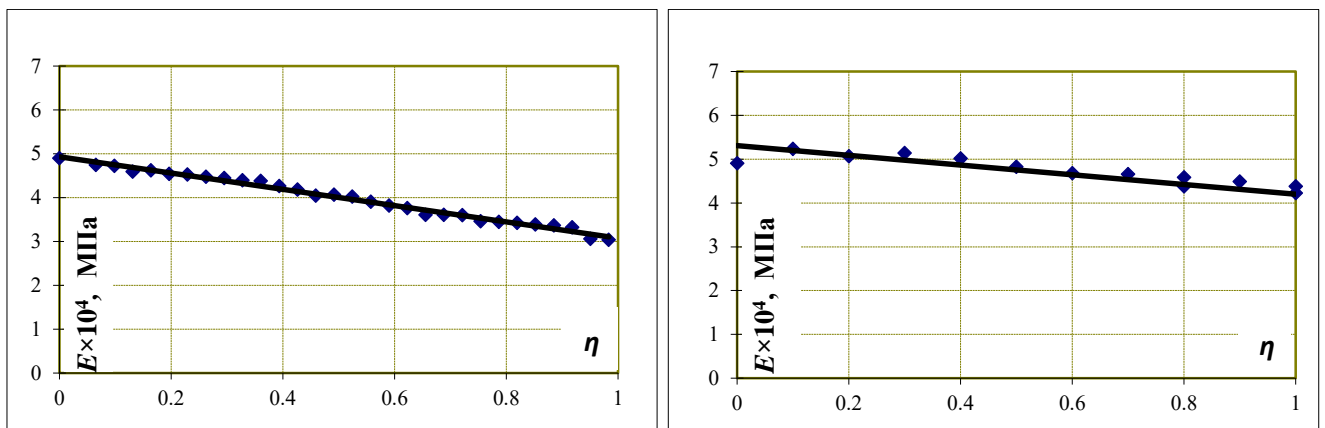


Рис. 2.15. Діаграми залежності «рівень навантаження – січний модуль деформації» високоміцних швидкотверднучих бетонів за осьового стиску у віці 28 діб: а) клас бетону С80 (II-а серія), б) клас бетону С90 (I-а серія)

Призмові зразки у кількості 3 шт. розмірами 10×10×60 см 1-ї серії (див. табл. 2.1) з важкого дрібнозернистого швидкотверднучого бетону випробовувались на осьовий розтяг у віці 28 діб у розривній гідравлічній машині УИМ-50 (рис. 2.16, б). Для можливості випробування призм на розтяг було передбачено використання спеціальних закладних анкерних пристроїв, які



влаштувалися по торцях опалубки і представляли собою сталеву пластину товщиною 25 мм з 4-ма привареними до неї анкерами та отвором у центрі з різьбою глибиною 20 мм для подальшого вгвинчування у них сталевих захватів (рис. 2.16, а). Конструкція з'єднання захвату зразків з випробувальною машиною – гнучка. Рівень навантаження приймався в межах 8...10% від очікуваного руйнівного зусилля, швидкість прикладання навантаження становила 0,04...0,05 МПа/сек. Деформації бетону на розтяг вимірювались за допомогою індикаторів годинникового типу 1МІГ та 2МІГ з ціною поділки відповідно 0,001 та 0,002 мм на базі 400 мм.

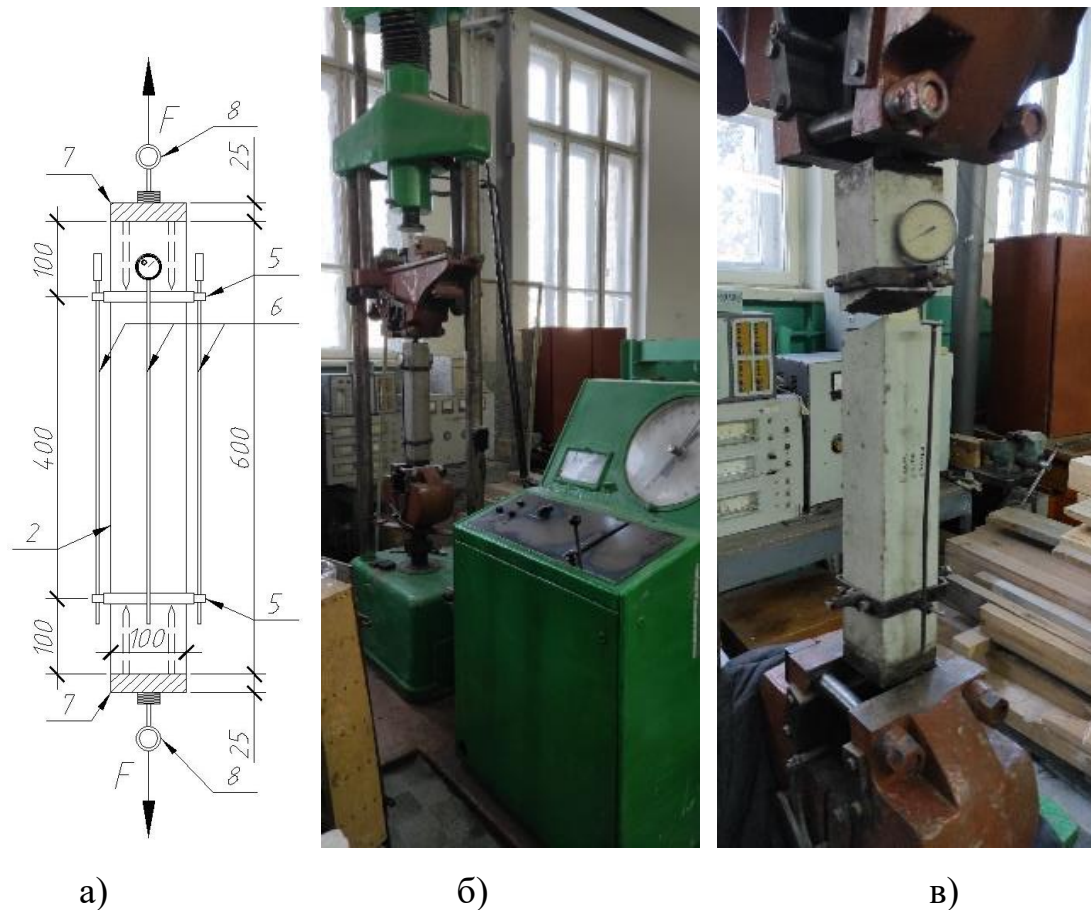


Рис. 2.16. Випробування призмових зразків на осьовий розтяг у віці 28 діб:  
 а) схема випробувань (2 – дослідна призма; 5 – кріплення індикаторів у вигляді сталевій рамки; 6 – індикатори 1МІГ та 2МІГ; 7 – закладні анкерні деталі; 8 – сталеві захвати), б) випробування призм у розривній гідравлічній машині УИМ-50, в) руйнування призмових зразків за дії осьового розтягу

За результатами випробувань призмових зразків з важкого дрібнозернистого швидкотверднучого бетону побудовані діаграми деформування при одноразовому короткочасному навантаженні до руйнування (див. рис. 2.17, а) та січного модуля деформації бетону (рис. 2.17, б). Встановлено, що бетон відповідає класу С90 з наступними характеристиками: середнє значення міцності бетону на розтяг –  $f_{ctm} = 3,9$  МПа; відносні граничні деформації розтягу бетону –  $\varepsilon_{ctu} = 10 \times 10^{-5}$ . Як видно з діаграми деформування бетону (рис. 2.17, а), між напруженнями і деформаціями спостерігається практично лінійна залежність аж до руйнування.

Отримані результати підтверджують дані попередніх досліджень, наведені у [59] та у розділі 1.5 дисертації.

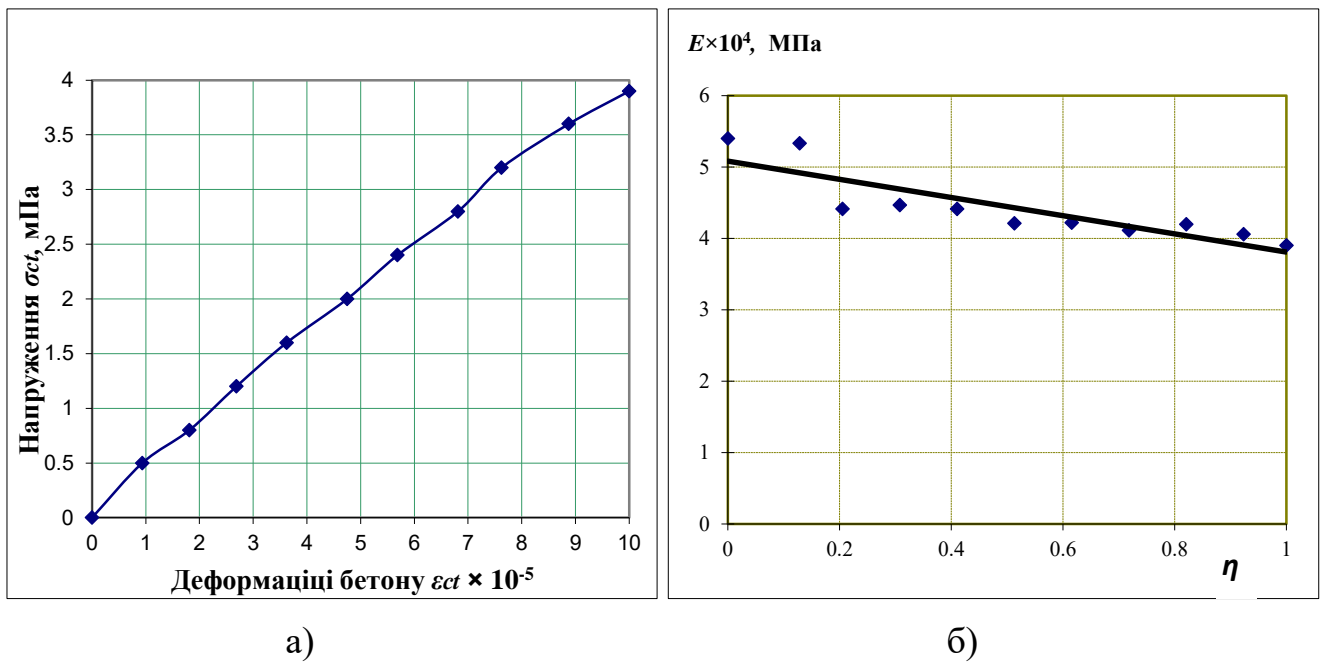


Рис. 2.17. Діаграми високоміцного швидкотверднучого бетону класу С90 за осьового розтягу у віці 28 діб: а) «напруження – відносні деформації бетону», б) «рівень навантаження – січний модуль деформації бетону»

## 2.4. Методика випробувань дослідних арок

Вік бетону дослідних арок на момент їх випробування наведений в табл. 2.5.

Таблиця 2.5

Вік бетону дослідних арок

Марка арки	Вік, діб
A1-1	76
A1-2	84
A1-3	450
A2-1	98
A2-2	111
A2-3	147

Для випробування двошарнірних залізобетонних арок А1-1, А1-2, А2-1, А2-2, А2-3 використовувався гідравлічний прес ПГ-200, на базі якого було змонтоване спеціальне устаткування (рис. 2.18).



Рис. 2.18. Прес ПГ-200 з обладнанням для випробування дослідних арок

Випробовування арок А1-1, А1-2, А2-1, А2-2, А2-3 виконувалось на дію статичного ступенево-зростаючого навантаження до руйнування (рис. 2.19). Зосереджене навантаження передавалось від гідродомкрата на траверсу довжиною 600 мм яка, в свою чергу, передавала навантаження на арку двома зосередженими силами на відстані 300 мм від осі симетрії арки. Сила вимірювалась попередньо протарованим на пресі ПІ-250 кільцевим динамометром (рис. 2.18). Точність вимірювання навантаження становила 0,05% (ціна поділки кільцевого динамометра – 0,4 кН). Після встановлення дослідних арок на балку преса та монтажу на неї устаткування проводились заходи щодо забезпечення умов техніки безпеки, а саме: додаткове кріплення зразка, фіксування домкрата, траверси і динамометра. Завершальним етапом підготовки до випробувань була перевірка роботи гідросистеми, її герметичності тощо (рис. 2.18).

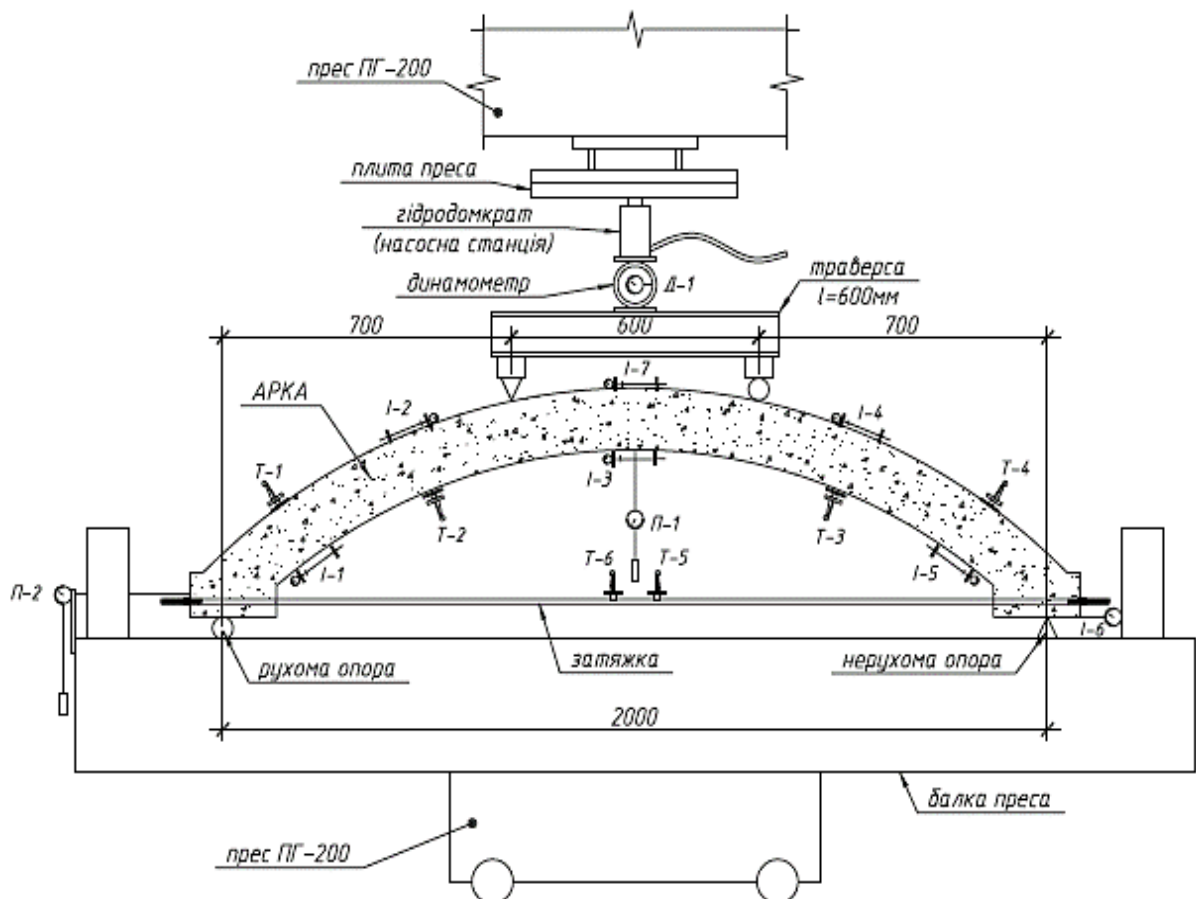


Рис. 2.19. Схема випробування дослідних арок А1-2, А2-1, А2-2, А2-3

Навантаження дослідних арок здійснювалось ступенями, величина яких складала 5...10% від руйнівного (5...10 кН), яке визначалось попередньо теоретичним шляхом. Після кожного ступеня навантаження здійснювалася «витримка» протягом 7...15 хвилин, необхідна для стабілізації деформацій, під час якої знімались та записувались в журнал досліджень покази з усіх вимірювальних приладів, здійснювався візуальний огляд зовнішніх поверхонь, фіксувались процеси утворення, розвитку тріщин, вимірювалась ширина розкриття тріщин.

Під час експериментальних досліджень залізобетонних арок А1-1, А1-2, А2-1, А2-2, А2-3 деформації розтягу і стиску стержнів робочої арматури поясу, а також зтяжки вимірювались за допомогою тензометрів Гугенбергера (Т-1, Т-2, Т-3, Т-4, Т-5, Т-6) з ціною поділки  $\delta=0,001$  мм та базою  $l=20$  мм (діапазон вимірювання – 5 мкм), які встановлювались безпосередньо на арматуру на віддалі 35 см та 68 см від опор дослідних арок в попередньо влаштовані отвори у бетоні (рис. 2.19, 2.20). Деформації розтягу і стиску фібрових волокон бетону поясу арки у її нижній та верхній зонах вимірювались за допомогою індикаторів годинникового типу 1МІГ та 2МІГ (І-1, І-2, І-3, І-4, І-5, І-7) з ціною поділки шкали відповідно  $\delta=0,001$  мм і  $\delta=0,002$  мм та базою вимірювань  $l=85...145$  мм (діапазон вимірювання – 1 мм та 2 мм відповідно), які встановлювались згідно епюри згинаючих моментів в арках (рис. 2.19, 2.20). Індикатори кріпились до поясу арки за допомогою металевих тримачів, які приклеювались до поверхонь епоксидним клеєм (рис. 2.20). Прогин арок вимірювався за допомогою прогиноміра бПАО (П-1) з ціною поділки шкали  $\delta=0,01$  мм, який розміщувався в середині прольоту між прикладеними зосередженими силами (рис. 2.19, 2.20).

Переміщення шарнірно-рухомої опори арок А1-2, А2-1, А2-2, А2-3 вимірювались за допомогою прогиноміра бПАО (П-2). Індикатор годинникового типу ИЧ-10м з ціною поділки  $\delta=0,01$  мм (діапазон вимірювання – 10 мм) встановлювався біля шарнірно-нерухомої опори (рис. 2.19, 2.20).

У процесі випробувань за утворенням, розвитком та зміною ширини розкриття тріщин в поясі арок слідували за допомогою мікроскопу МПБ-3 з ціною поділки шкали вимірювань  $\delta=0,002$  мм.

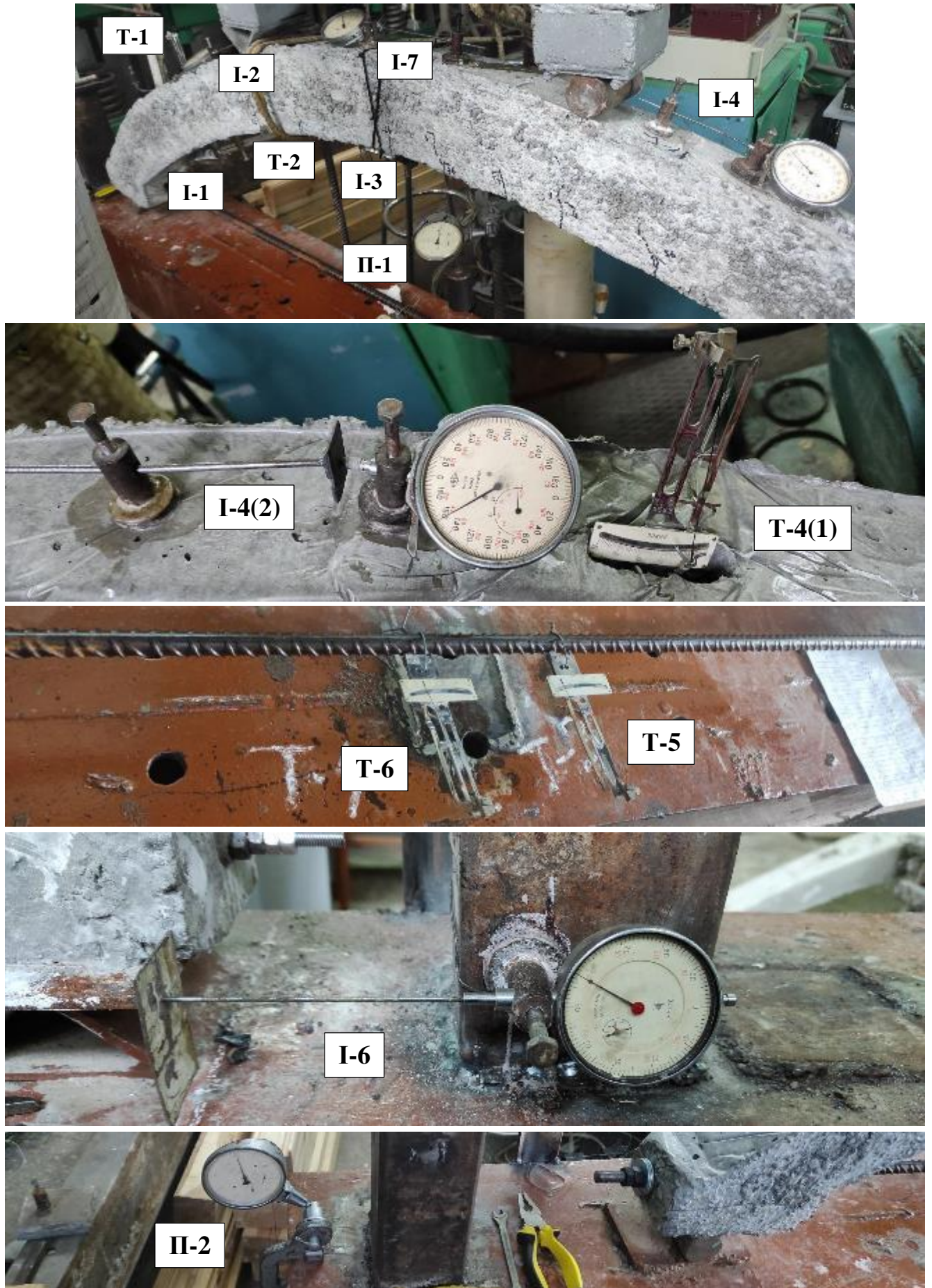


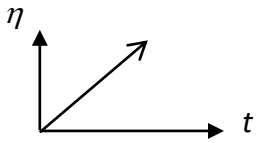
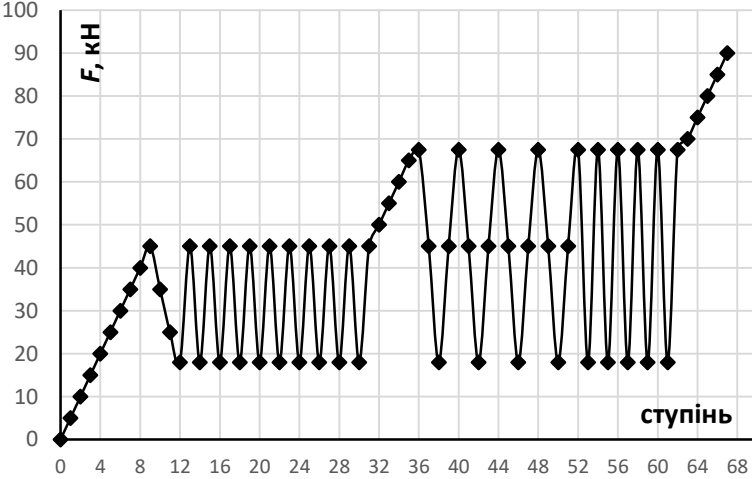
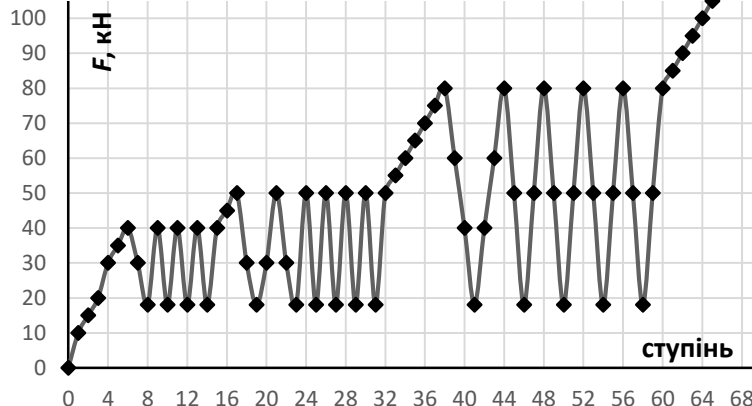
Рис. 2.20. Розміщення вимірювальних приладів на дослідних арках

Перед початком випробувань усі контрольні-вимірювальні прилади, які встановлювались на дослідні арки, були повірені та протаровані (акти повірки зберігаються в лабораторії кафедри ПЦБіС НУВГП). На циклах навантаження, перед руйнуванням арок, знімалися з конструкцій механічні прилади, щоб запобігти їх ймовірному пошкодженню.

Режими навантаження та роботи дослідних арок наведені в табл. 2.6.

Таблиця 2.6

## Режими статичного навантаження дослідних арок

Марка арок	Характер зовнішнього навантаження	Характеристика циклів	
		рівень навант., $\eta$	кількість циклів, $n$
A1-1 A1-2 A2-1		0 – 1,0 0 – 1,0 0 – 1,0	-
A2-2		0 0,16 0,4 0,6 1,0	20
A2-3		0 0,18 0,4 0,5 0,8 1,0	16

Залізобетонна арка без затяжки А1-1 випробовувалась на дію статичного навантаження до руйнування (рис. 2.21). Для сприйняття зусилля розпіру арки на балці преса влаштовувались упори з металевих прокатних профілів, тим самим моделюючи передачу розпіру від арок покриття споруд на стінові конструкції, фундаменти тощо (рис. 2.21, 2.22). Зусилля розпіру арки від прикладеного навантаження вимірювались на опорі за допомогою попередньо протарованого кільцевого динамометра (рис. 2.22).

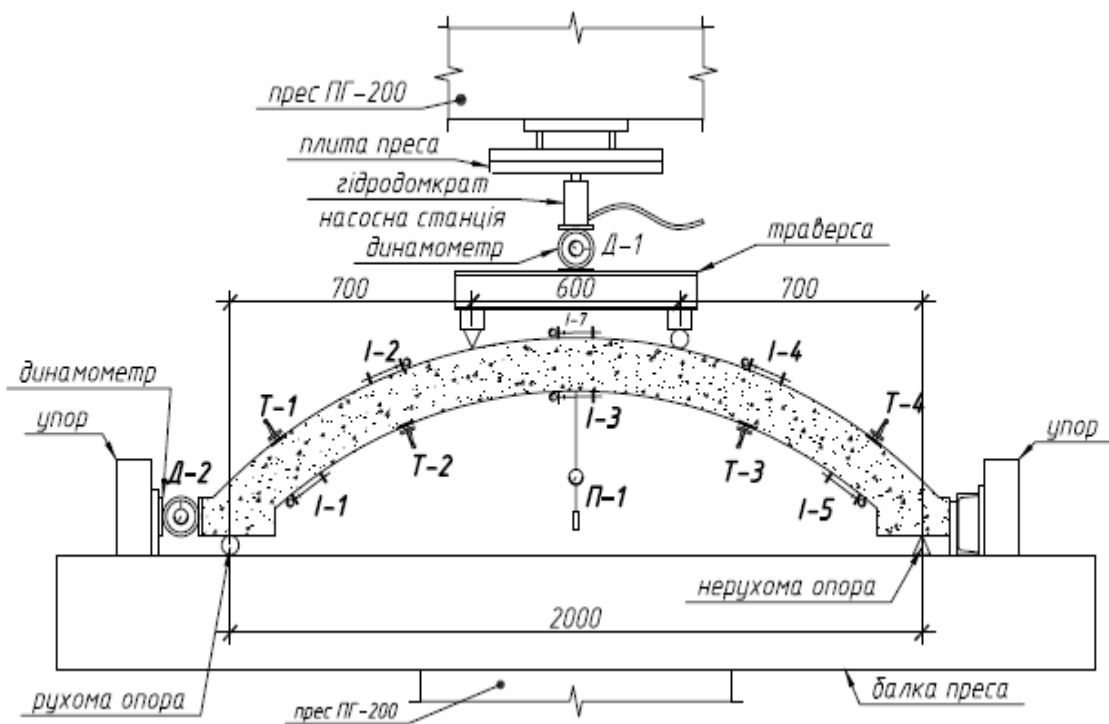


Рис. 2.21. Схема випробування дослідної арки А1-1



Рис. 2.22. Кільцевий динамометр Д-2 на шарнірно-рухомій опорі дослідної арки А1-1



*Залізобетонна арка з затяжкою А1-2* випробовувалась на дію статичного навантаження до руйнування (рис. 2.19). На 10 ступені навантаження ( $F=50$  кН), після розриву стержня зтяжки в місці послаблення (нарізаної різьби), арка випробовувалась до руйнування без повного розвантаження ступенево-зростаючим навантаженням за схемою арки А1-1 (див. рис. 2.21).

*Арки з затяжкою А2-2 та А2-3* зазнавали впливу статичного короткочасного малоциклового повторного навантаження до руйнування (табл. 2.6). Величина рівнів повторного навантаження по дослідним аркам становила:  $\eta = 0,2; 0,4; 0,5; 0,75; 0,8$  від руйнівного  $F_u$ . Кількість циклів при постійному рівні ( $\eta$ ) навантаження складала  $n \leq 10$ , що обґрунтовано в п. 1.6 та висновках до розділу 1 дисертації.

Враховуючи роботу та напружено-деформований стан дослідної арки А2-2 за дії малоциклового повторного навантаження, було прийнято рішення при випробуванні арки А2-3, призначати під час проведення експерименту рівні ( $\eta$ ) повторного навантаження орієнтуючись на процеси тріщиноутворення та розвитку тріщин в арці.

Прийнятні рівні малоциклового повторного навантаження дослідних арок А2-2 і А2-3 відповідають:  $\eta = (0,16 \dots 0,18) F_u$  – завантаження постійним навантаженням від власної ваги та ваги конструкцій покриття споруд;  $\eta = (0,4 \dots 0,6) F_u$  – завантаження повним (постійне та змінне короткочасне і тривале) навантаженням в процесі експлуатації споруд;  $\eta \geq 0,8 F_u$  – розрахункове навантаження, що моделює роботу залізобетонних конструкцій в аварійних ситуаціях.

*Залізобетонна арка без зтяжки А1-3* досліджувалась на дію повторного ударного навантаження в спеціально запроєктованій та виготовленій колективом авторів [103] НУВГП установці (див. рис. 2.23). Арка випробовувалась за схемою двошарнірної системи, однопролітна, з розрахунковою довжиною 2000 мм.

Зосереджене навантаження передавалось від ударного бойка на траверсу 4 довжиною 60 см, яка в свою чергу передавала навантаження зосередженими силами на відстані 30 см від осі симетрії арки. Всього було завдано 8 ударів, висота падіння бойка наведена в табл. 2.7.

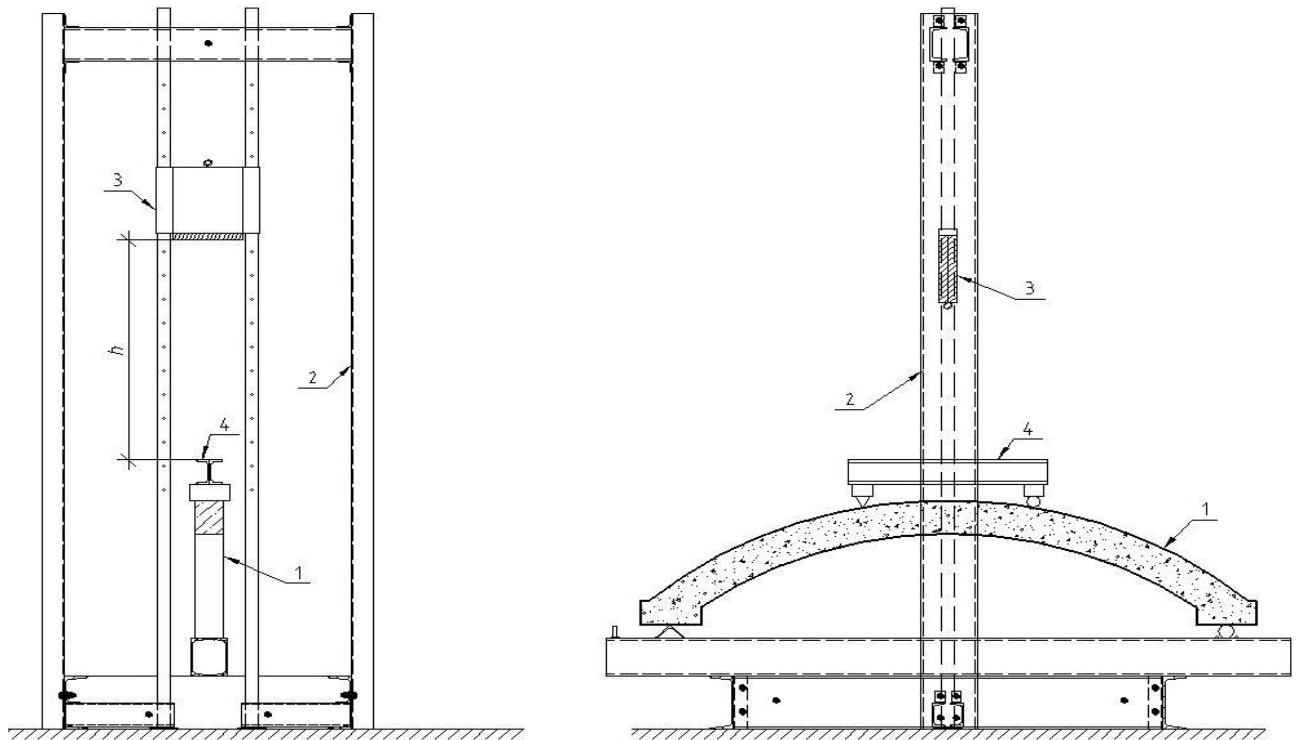


Рис. 2.23. Установка на повторне ударне випробування арки А1-3:

1 – дослідний зразок; 2 – рама установки, 3 – ударний бойок, 4 – траверса

Таблиця 2.7

Параметри прикладеного навантаження на арку А1-3

Номер удару	Висота падіння бойка $h$ , см	Вага бойка, кг.
1	63	40,0
2	63	
3	73	
4	73	
5	73	
6	73	
7	83	
8	83	

Фіброві деформації бетону стиску у верхній зоні поясу арки вимірювались за допомогою двох цифрових індикаторів годинникового типу 0-25,4 мм / 0,01 мм (рис. 2.24). Цифрові індикатори фіксували значення деформацій бетону на електронний носій зі швидкістю 8 показів за секунду безпосередньо в момент ударного навантаження по дослідній арці. Провівши випробування арки на дію

повторного ударного навантаження отримали результат, що з 11 ударів вдалось зафіксувати лише 2 відліки деформацій бетону.

Деформації арматури та величину прогинів в арці під час випробувань отримати не було можливості.

Після кожного удару в поясі арки, за допомогою мікроскопу МПБ-3, спостерігали за утворенням та розвитком тріщин, а також фіксували ширину їх розкриття.



Рис. 2.24. Загальний вигляд арки А1-3 в дослідній установці

Критеріями вичерпання несучої здатності дослідних зразків прийняті:

- втрата рівноваги між внутрішніми і зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмі момент-прогин);
- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень  $\varepsilon_{cl}$ ;
- досягнення арматурними стержнями (робоча поздовжня поясу, затяжки) межі текучості;
- розрив розтягнутих стержнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій  $\varepsilon_{su}$ ;
- при збільшенні навантаження під час випробування дослідних зразків відсутність його приросту за відліками динамометра та спад у відліках до 10 поділок.

## Висновки до розділу 2

1. Розроблено програму та методику експериментальних досліджень та прийнято обсяг зразків у кількості шести арок, що були розподілені на дві серії випробувань, необхідних для дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних арок з високоміцного бетону.

2. Наведено конструкцію та технологію виготовлення дослідних залізобетонних арок.

3. Встановлені фізико-механічні характеристики високоміцного бетону і арматури, що використовувалися для виготовлення дослідних залізобетонних арок.

4. Розроблена на базі пресу ПГ–200 силова установка із застосуванням сучасних вимірювальних приладів та методика випробувань дозволили дослідити роботу залізобетонних арок при одноразовому короткочасному та повторних малоциклових навантаженнях.

5. Розроблена методика із застосуванням спеціальної установки для дослідження залізобетонної арки на дію повторних ударних навантажень.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 156, 168].

## РОЗДІЛ 3

### РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ АРОК З ВИСОКОМІЦНОГО БЕТОНУ

#### 3.1. Напружено-деформований стан двошарнірних арок при статичному одноразовому навантаженні

Значення відносних деформацій бетону та арматури в замковому перерізі дослідних арок, а також несуча здатність при статичних навантаженнях наведена в табл. 3.1.

Таблиця 3.1

Відносні деформації та несуча здатність арок

Марка арки	Несуча здатність $F_u$ , кН	Відносні деформації $\varepsilon_c$ стиснутої фібри бетону при $F_u$	Відносні деформації $\varepsilon_{s1}$ розтягнутої арматури при $F_u$
A1-1	105	$222 \times 10^{-5}$	$194 \times 10^{-5}$
A1-2	100	$207 \times 10^{-5}$	$166 \times 10^{-5}$
A2-1	130	$229,6 \times 10^{-5}$	$255 \times 10^{-5}$
A2-2	116	$219,2 \times 10^{-5}$	$237,5 \times 10^{-5}$
A2-3	105	$238,2 \times 10^{-5}$	$235 \times 10^{-5}$

#### 3.1.1. Дослідна арка A1-1

Значення відносних деформацій максимально стиснутої фібри бетону в замку арки (за індикатором I-7) при навантаженні  $F_u = 105$  кН становили  $\varepsilon_c = 222 \times 10^{-5}$  (табл. А.1 додатку А), що перевищує граничні  $\varepsilon_{cl} = 220 \times 10^{-5}$  для бетону класу С90 (див. рис. 3.1). Після досягнення бетоном стиснутої зони деформацій  $\varepsilon_{cl}$ , він працює на низхідній вітці діаграми деформування, що призводить до утворення шарніру пластичності в замковому перерізі поясу арки. Приріст відносних деформацій

бетону стиску на ступенях навантаження в 5 кН склав: в діапазоні  $F = 10 \dots 35$  кН – в середньому  $\Delta \varepsilon_c = 15 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 40 \dots 98$  кН –  $\Delta \varepsilon_c = 6 \dots 10 \times 10^{-5}$ , при  $F = 105$  кН –  $\Delta \varepsilon_c = 19,3 \times 10^{-5}$ . Відносні деформації максимально розтягнутої фібри бетону в замку арки (за індикатором I-3) при навантаженні  $F_u = 105$  кН склали  $\varepsilon_{ct} = 170 \times 10^{-5}$ , що значно перевищує граничні значення  $\varepsilon_{ctu} = 10 \times 10^{-5}$  (рис. 3.1). Граничних значень відносні деформації бетону розтягу в поясі арки досягли вже на 1-му ступені навантаження. Приріст відносних деформацій бетону розтягу на ступенях навантаження склав: в діапазоні  $F = 5 \dots 30$  кН – в середньому  $\Delta \varepsilon_{ct} = 8,6 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 35 \dots 50$  кН –  $\Delta \varepsilon_{ct} = 4,2 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 55 \dots 80$  кН – в середньому  $\Delta \varepsilon_{ct} = 7 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 85 \dots 105$  кН – в середньому  $\Delta \varepsilon_{ct} = 10,6 \times 10^{-5}$ . Такі великі значення відносних деформацій, а також їх приріст у розтягнутому бетоні на ступенях навантаження, можна пояснити процесами тріщиноутворення та розвитку тріщин (мікро та макро) у бетоні поясу арки на довжині бази вимірювання індикатора. Крива деформування розтягнутого бетону дослідної арки до навантаження  $F = 98$  кН має чітко виражений лінійний характер.

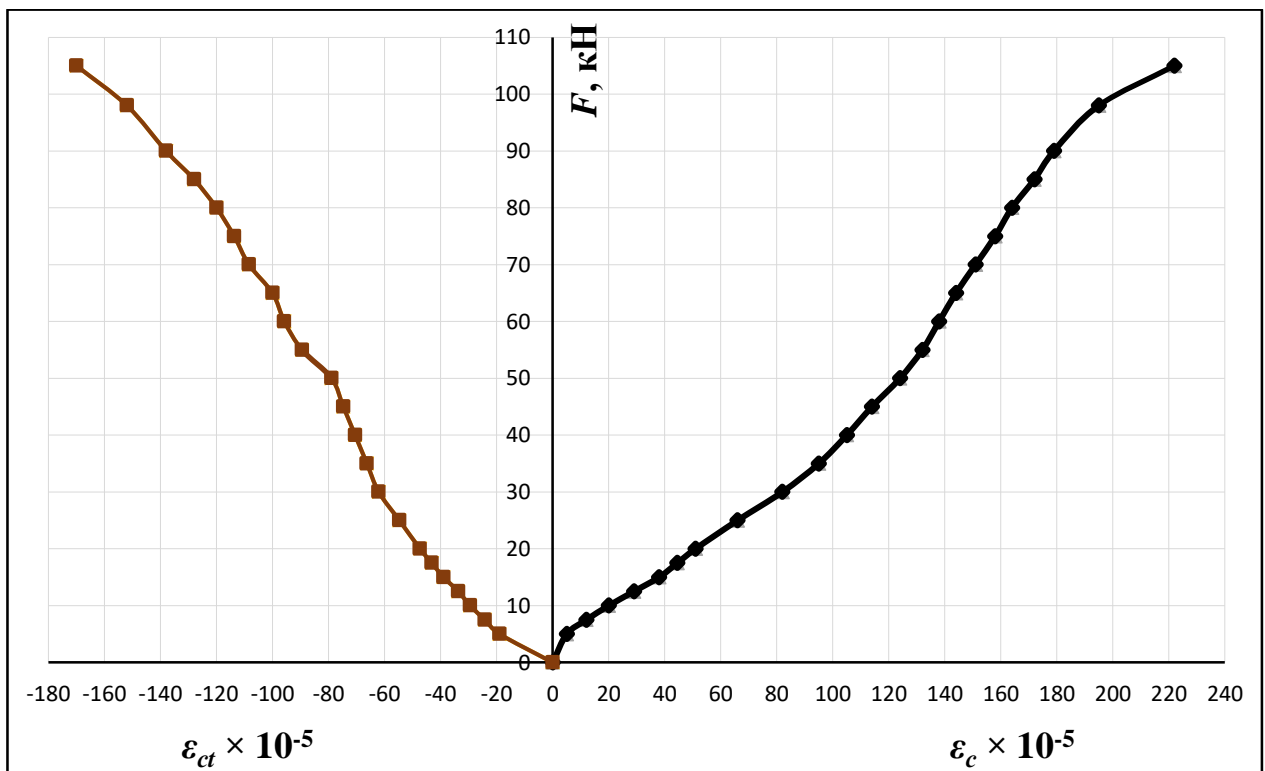


Рис. 3.1. Зміна відносних деформацій бетону у замковому перерізі арки А1-1

При випробуванні арки, на віддалі 35 см та 68 см від шарнірно-рухомої та нерухомої опор, вимірювали фіброві деформації бетону в верхній і нижній зонах поясу за допомогою індикаторів відповідно I-1(5) та I-2(4). В перерізах на віддалі 68 см від опор, при навантаженні  $F_u = 105$  кН, відносні деформації бетону стиску становили  $\varepsilon_c = 100 \times 10^{-5}$ , що менше граничного значення  $\varepsilon_{cl} = 220 \times 10^{-5}$  (див. рис. 3.2, а). Приріст відносних деформацій бетону стиску на ступенях навантаження склав: в діапазоні  $F = 10 \dots 70$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_c = 2,6 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 75 \dots 90$  кН –  $\Delta\varepsilon_c = 4,6 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 98 \dots 105$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_c = 13 \times 10^{-5}$ . До навантаження  $F = 90$  кН крива деформування стиснутого бетону має лінійний характер. В опорних перерізах арки, у нижній зоні поясу, бетон від початку завантаження і до руйнування працював на стиск (рис. 3.2, б). Відносні деформації бетону стиску при  $F_u = 105$  кН становили: поблизу шарнірно-рухомої опори –  $\varepsilon_c = 28 \times 10^{-5}$ , поблизу шарнірно-нерухомої опори –  $\varepsilon_c = 40 \times 10^{-5}$ , що менше граничного значення  $\varepsilon_{cl} = 220 \times 10^{-5}$ . На ступенях навантаження до  $F = 15$  кН приріст відносних деформацій бетону стиску був незначний, а в діапазоні  $F = 15 \dots 105$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_c = 2,0 \times 10^{-5}$ . При цьому деформації бетону стиску в перерізі поблизу шарнірно-нерухомої опори були більшими за деформації бетону в перерізі поблизу шарнірно-рухомої опори (рис. 3.2, б).

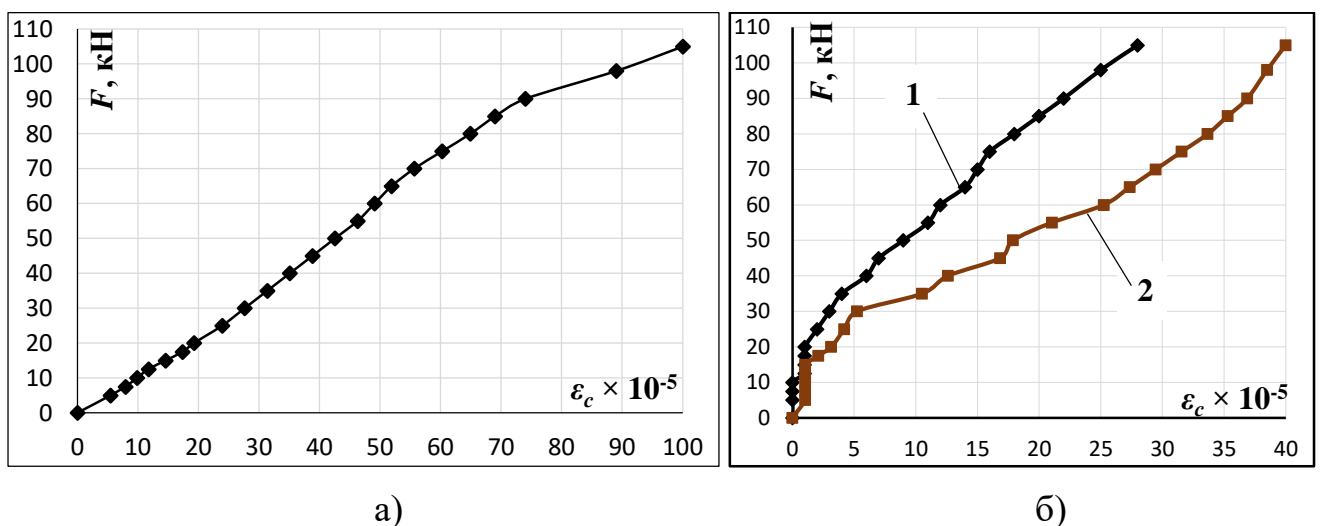


Рис. 3.2. Зміна відносних деформацій бетону в арці А1-1: а) в перерізах на віддалі 68 см від опор, б) в перерізах на віддалі 35 см від шарнірно-рухомої опори (1) і шарнірно-нерухомої опори (2)

Значення відносних деформацій стиснутої робочої арматури у прольоті поясу арки при навантаженні  $F_u = 105$  кН становили  $\varepsilon_{s2} = 254,2 \times 10^{-5}$ , що перевищує максимальні відносні деформації, які відповідають напруженням  $\sigma_y - \varepsilon_{s0} = 242,5 \times 10^{-5}$  для арматури класу А500С (див. рис. 3.3). Приріст відносних деформацій стиснутої арматури на ступенях навантаження склав: в діапазоні  $F = 10 \dots 20$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_{s2} = 13 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 25 \dots 60$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_{s2} = 5,8 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 65 \dots 85$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_{s2} = 10,5 \times 10^{-5}$ , а при навантаженні  $F = 90 \dots 105$  кН зафіксували стрімкий приріст деформацій  $\Delta\varepsilon_{s2} = 22,5 \dots 32,2 \times 10^{-5}$ . Приріст деформацій у стиснутій арматурі на ступенях навантаження до руйнування арки відповідав (співрозмірний) приросту деформацій у стиснутому бетоні поясу.

Значення відносних деформації розтягнутої робочої арматури у прольоті поясу арки при навантаженні  $F_u = 105$  кН становили  $\varepsilon_{s1} = 194 \times 10^{-5}$ , що менше за максимальні відносні деформації  $\varepsilon_{s0} = 242,5 \times 10^{-5}$  (рис. 3.3). Приріст відносних деформацій розтягнутої арматури на ступенях навантаження склав: в діапазоні  $F = 10 \dots 20$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_{s1} = 9 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 25 \dots 45$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_{s1} = 4,85 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 50 \dots 60$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_{s1} = 14,5 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 65 \dots 85$  кН –  $\Delta\varepsilon_{s1} = 9,7 \times 10^{-5}$ , а при навантаженні  $F = 90 \dots 105$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_{s1} = 10,1 \times 10^{-5}$ . Приріст деформацій у розтягнутій арматурі на ступенях навантаження до руйнування арки відповідав (співрозмірний) приросту деформацій у розтягнутому бетоні поясу. Крива деформування розтягнутої арматури дослідної арки до руйнування має лінійний характер.



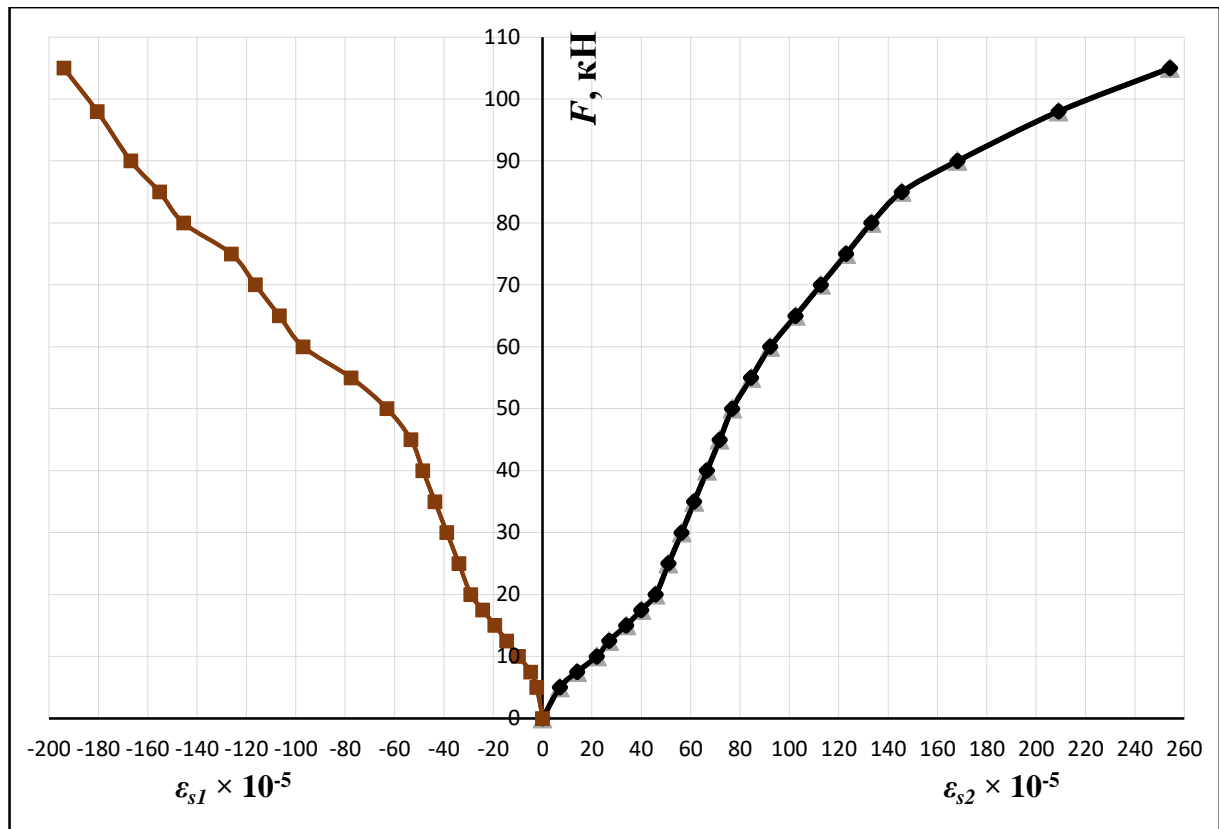


Рис. 3.3. Зміна відносних деформацій арматури у прольоті дослідної арки А1-1

При навантаженні  $F_u = 105$  кН відносні деформації стиску робочої арматури в опорних перерізах поясу арки (тензometri Т-1 і Т-4) становили  $\epsilon_{s2} = 62 \times 10^{-5}$ , відносні деформації розтягу робочої арматури (тензometri Т-2 і Т-3) в перерізах поясу на віддалі 68 см від опор арки склали  $\epsilon_{s1} = 100 \times 10^{-5}$ , що менше максимальних  $\epsilon_{s0} = 242,5 \times 10^{-5}$ .

Проаналізувавши графіки деформацій арматури та бетону поясу арки за дії одноразового ступеневого короточасного навантаження (див. рис. 3.1, 3.3) можна вважати, що бетон та арматура до руйнування працювали сумісно.

Виміряний на опорі за допомогою кільцевого динамометра розпір арки становив: при навантаженні  $F = 20$  кН –  $H = 10,84$  кН, при  $F = 50$  кН –  $H = 29,19$  кН,  $F = 80$  кН –  $H = 45,7$  кН, при  $F_u = 105$  кН –  $H = 60$  кН (див. рис. 3.4, а). Як видно з графіка, зусилля розпіру в арці пропорційні навантаженню. При прийнятій схемі навантаження зусилля розпіру дорівнюють: при  $F = 10$  кН –  $H = 0,5F$ ; в діапазоні  $F = 15 \dots 40$  кН – в середньому  $H = 1,85F$ ; в діапазоні  $F = 45 \dots 105$  кН – в середньому  $H = 1,74F$ .

При навантаженні  $F_u = 105$  кН прогин поясу арки становив  $f = 7$  мм, що менше гранично-допустимого значення  $f_u = 1/150l = 13,3$  мм (див. рис. 3.4, б). Приріст прогинів на ступенях навантаження в 5 кН становив: при  $F = 10$  кН –  $\Delta f = 0,14$  мм, в діапазоні  $F = 15 \dots 70$  кН – в середньому  $\Delta f = 0,25$  мм, в діапазоні  $F = 75 \dots 90$  кН – в середньому  $\Delta f = 0,5$  мм, при  $F = 98$  кН і  $F = 105$  кН –  $\Delta f = 0,7$  мм. Залежність прогину поясу арки від навантажень до  $F = 70$  кН має лінійний характер. Надалі, зі збільшенням навантаження, приріст прогинів на ступенях суттєво збільшуються, що пов'язано зі збільшенням пластичних деформацій бетону, утворенням та розвитком тріщин та, в загальному, зі зменшенням жорсткості поясу (рис. 3.4, б).

Перші 2 нормальні тріщини утворились у прольоті поясу арки в нижній (розтягнутій) зоні між прикладеними зосередженими силами на 4-му ступені навантаження при  $F = 12,5$  кН (див. рис. 3.5). Глибина розкриття цих тріщин становила 22 мм та 34 мм, відстань між ними – 262 мм, ширина розкриття на ступені навантаження склала  $w_k = 0,05$  мм. На наступному ступені навантаження при  $F = 15$  кН їх ширина розкриття становила  $w_k = 0,1$  мм. Тріщини розвивались до 7-го ступеня навантаження ( $F = 20$  кН) на якому їх загальна глибина розкриття склала 65 мм і 54 мм, в подальшому їх розвиток зупинився.

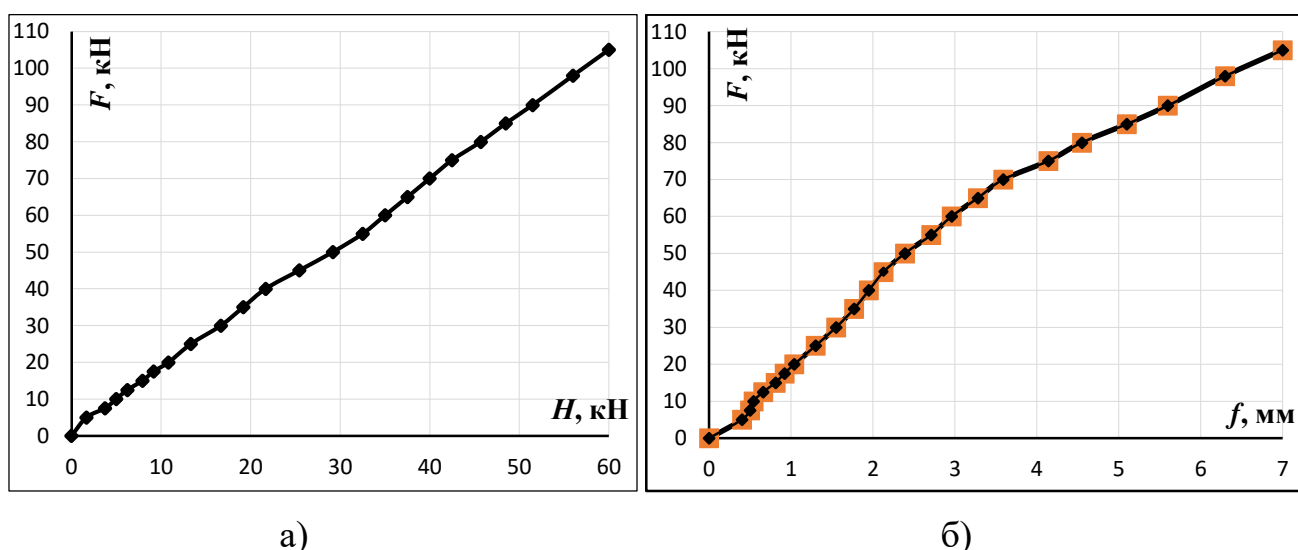


Рис. 3.4. Залежність від навантаження в арці А1-1: а) зусилля розпіру, б) прогинів поясу

На 5-му ступені навантаження при  $F = 15$  кН утворились 2 нові нормальні тріщини під прикладеними до поясу зосередженими силами (рис. 3.5). Глибина розкриття цих тріщин становила 59 мм та 86 мм, відстань до тріщин що утворились на 4-му ступені склала 120 мм і 126 мм, ширина розкриття на ступені навантаження  $F = 15$  кН склала  $w_k = 0,05$  мм.

На наступних ступенях навантаження при  $F = 17,5 \dots 30$  кН утворення нових тріщин не зафіксували, а існуючі 3 з 4-х тріщин – розвивалися, їх максимальна ширина розкриття становила  $w_k = 0,2$  мм. На 10-му та 11-му ступенях при навантаженні відповідно  $F = 35$  кН та  $F = 40$  кН зафіксували утворення по одній нормальній тріщині за межами прикладених зосереджених сил в напрямку опор (рис. 3.5). Глибина розкриття цих тріщин становила 35 мм та 52 мм, відстань до тріщин що утворились на 5-му ступені склала 120 мм і 150 мм. На подальших ступенях навантаження дані 2-і тріщини не розвивались. Максимальне значення ширини розкриття існуючих тріщин в поясі арки при  $F = 40$  кН склала  $w_k = 0,25$  мм.

На наступних ступенях навантаження до руйнування утворення нових тріщин не зафіксували, а одна існуюча наскрізна тріщина (магістральна, критична) під зосередженою силою розвивалась на висоту перерізу поясу (рис. 3.5). На 15-му ступені навантаження при  $F = 60$  кН глибина розкриття магістральної тріщини склала 120 мм, а ширина розкриття  $w_k = 0,3$  мм, що дорівнює гранично-допустимому значенню  $w_{max} = 0,3$  мм. При  $F = 70$  кН і  $F = 80$  кН ширина розкриття магістральної тріщини становила відповідно  $w_k = 0,4$  мм і  $w_k = 0,5$  мм. На ступені навантаження при  $F = 90$  кН, коли ширина розкриття тріщини склала  $w_k = 0,7$  мм, і до руйнування наскрізна магістральна тріщина змінила свій напрямок (орієнтацію), розвиваючись як похила на всю висоту перерізу поясу арки (рис. 3.5, 3.7). Ширина розкриття магістральної тріщини при  $F_u = 105$  кН становила  $w_k = 2$  мм.

Від початку навантаження і до руйнування у нижній зоні поясу арки зафіксували 6 тріщин. Відстань між тріщинами (максимальний крок) в середньому становила  $s_r = 130$  мм.

Глибина розкриття нормальних тріщин у поясі арки склала в середньому 64 мм, за виключенням магістральної – 53 мм. Графіки зміни ширини розкриття тріщин та кількості тріщин у поясі арки залежно від навантаження наведені на рис. 3.6.



Рис. 3.5. Характер утворення та розвитку тріщин у поясі арки А1-1

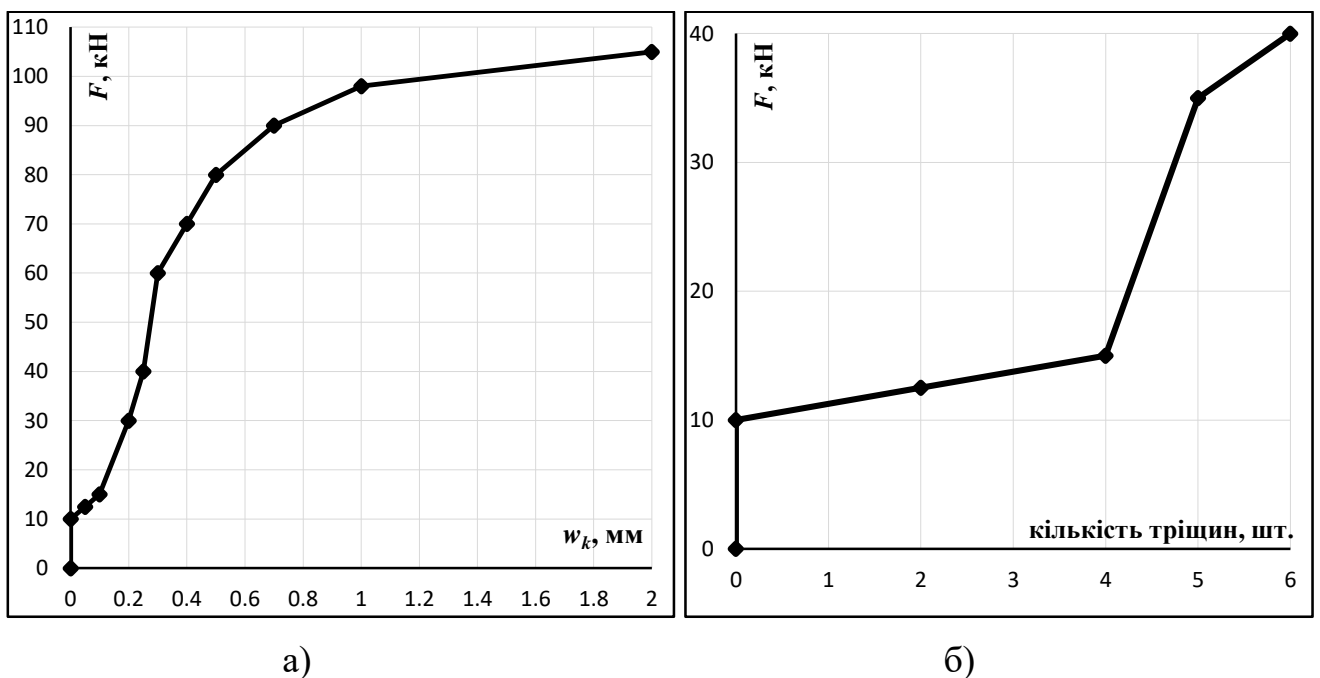


Рис. 3.6. Залежність від навантаження в арці А1-1: а) ширини розкриття тріщин, б) кількості тріщин

Зруйнувалася арка А1-1 при навантаженні  $F_u = 105$  кН по наскрізній магістральній похилій тріщині з одночасним руйнуванням стиснутого бетону у верхній зоні поясу під зосередженою силою (див. рис. 3.5, 3.7). При цьому деформації у стиснутій робочій арматурі та стиснутому бетоні поясу арки досягли граничних значень.



Рис. 3.7. Характер руйнування арки А1-1 та магістральна тріщина у її поясі

### 3.1.2. Дослідна арка А1-2

Значення відносних деформацій максимально стиснутої фібри бетону в замку арки (за індикатором І-7) при навантаженні  $F = 50$  кН становили  $\varepsilon_c = 110 \times 10^{-5}$  (табл.А.2 додатку А), а при навантаженні  $F_u = 100$  кН склали  $\varepsilon_c = 207 \times 10^{-5}$ , що перевищує граничні  $\varepsilon_{cl} = 205 \times 10^{-5}$  для бетону класу С60 (див. рис. 3.8). Приріст відносних деформацій бетону стиску на ступенях навантаження в 5 кН склав: в діапазоні  $F = 10 \dots 50$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_c = 12 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 30 \dots 95$  кН на ступенях завантаження після розриву затяжки – в середньому  $\Delta\varepsilon_c = 9 \times 10^{-5}$ , при  $F_u = 100$  кН –  $\Delta\varepsilon_c = 17 \times 10^{-5}$ . Відносні деформації бетону стиску арки А1-2 відповідають деформаціям на ступенях навантаження по арці А1-1.

Відносні деформації максимально розтягнутої фібри бетону в замку арки (за індикатором І-3) при навантаженні  $F = 50$  кН становили  $\varepsilon_{ct} = 320 \times 10^{-5}$ , а при навантаженні після розриву затяжки  $F_u = 100$  кН склали  $\varepsilon_{ct} = 199 \times 10^{-5}$ , що значно перевищує граничні значення  $\varepsilon_{ctu} = 10 \times 10^{-5}$  (рис. 3.8). Граничних значень відносні деформації бетону розтягу в поясі арки досягли вже на 2-му ступені навантаження при  $F = 10$  кН. Приріст відносних деформацій бетону розтягу на ступенях навантаження склав: в діапазоні  $F = 10 \dots 50$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_{ct} = 35,5 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 30 \dots 100$  кН на ступенях завантаження після розриву затяжки – в середньому  $\Delta\varepsilon_{ct} = 3 \times 10^{-5}$ . Такі великі значення відносних деформацій розтягу бетону та їх приросту на ступенях в діапазоні навантаження  $F = 30 \dots 45$  кН до розриву затяжки можна пояснити процесами інтенсивного тріщиноутворення та розвитку тріщин (мікро та макро) у бетоні поясу арки на довжині бази вимірювання індикатора. Крива деформування розтягнутого бетону дослідної арки в діапазоні  $F = 30 \dots 100$  кН на ступенях завантаження після розриву затяжки має чітко виражений лінійний характер. Необхідно відмітити, що відносні деформації розтягу бетону, як і приріст їх на ступенях навантаження в діапазоні  $F = 10 \dots 50$  кН до розриву затяжки, значно перевищували відповідні деформації по арці А1-1, а деформації в діапазоні  $F = 60 \dots 100$  кН на ступенях завантаження після розриву затяжки відповідали деформаціям на ступенях навантаження по арці А1-1.

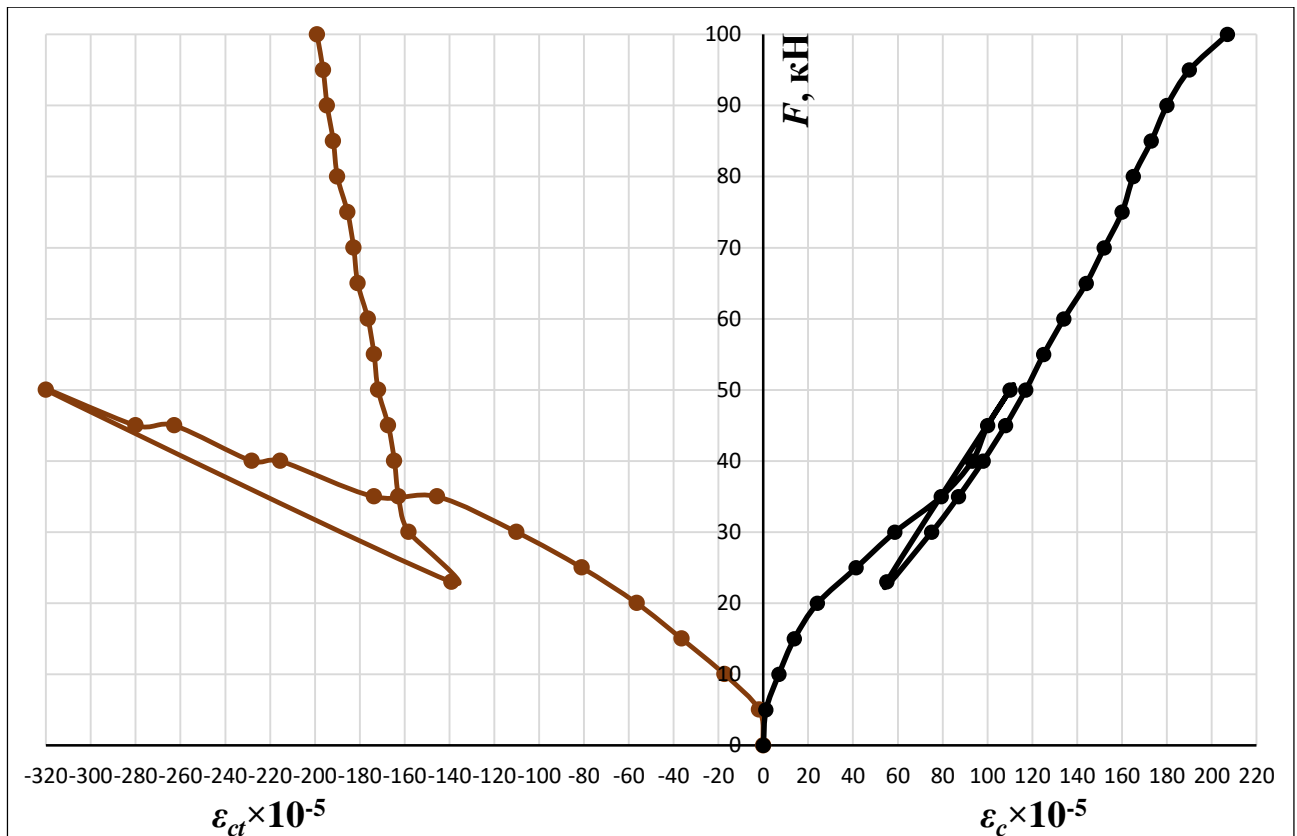


Рис. 3.8. Зміна відносних деформацій бетону у замковому перерізі арки А1-2

В перерізах арки на віддалі 68 см від опор, на ступені навантаженні до розриву затяжки при  $F = 50$  кН, відносні деформації бетону стиску (за індикаторами І-2 та І-4) становили  $\varepsilon_c = 92 \times 10^{-5}$ , що менше граничного значення  $\varepsilon_{cl} = 220 \times 10^{-5}$  (див. рис. 3.9, а). Приріст відносних деформацій бетону стиску на ступенях навантаження склав: в діапазоні  $F = 10 \dots 20$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_c = 6,7 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 25 \dots 40$  кН –  $\Delta\varepsilon_c = 15 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 45 \dots 50$  кН –  $\Delta\varepsilon_c = 5,5 \times 10^{-5}$ . Такий значний приріст відносних деформацій бетону на ступенях навантаження при  $F = 25 \dots 40$  кН можна пояснити процесами інтенсивного тріщиноутворення та розвитку тріщин у бетоні поясу арки. Необхідно відмітити, що значення відносних деформацій бетону стиску у перерізах арки А1-2 були більшими за деформації на відповідних ступенях навантаження по арці А1-1.

В перерізах арки на віддалі 35 см від опор (за індикаторами І-1 та І-5), у нижній зоні поясу, бетон від початку завантаження і до  $F = 25$  кН працював на стиск з незначним приростом деформацій на ступенях навантаження, при цьому максимальне значення відносних деформацій бетону стиску склало  $\varepsilon_c = 1,8 \times 10^{-5}$

(рис. 3.9, б). При подальшому збільшенні навантаження і до розриву затяжки при  $F = 50$  кН бетон зазнавав розтягу з приростом деформацій на ступенях навантаження в середньому  $\Delta\varepsilon_{ct} = 2 \times 10^{-5}$ , максимальне значення відносних деформацій бетону розтягу склало  $\varepsilon_{ct} = 10(20) \times 10^{-5}$ , що дорівнює і перевищило граничне значення  $\varepsilon_{ctu} = 10 \times 10^{-5}$ . При подальшому завантаженні арки А1-2 за схемою арки А1-1 до руйнування бетон знову зазнавав стиску з середнім значенням приросту деформацій на ступенях навантаження  $\Delta\varepsilon_c = 2,7 \times 10^{-5}$ .

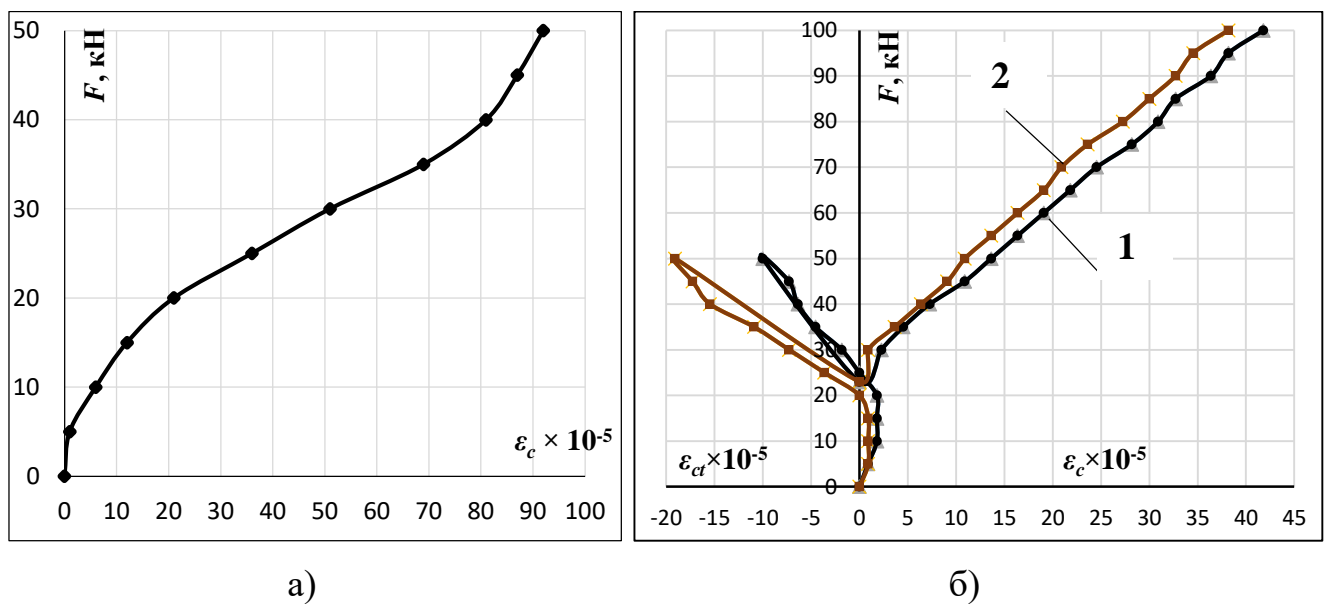


Рис. 3.9. Зміна відносних деформацій бетону в арці А1-2: а) в перерізах на віддалі 68 см від опор, б) в перерізах на віддалі 35 см від шарнірно-рухомої опори (1) і шарнірно-нерухомої опори (2)

Максимальне значення відносних деформацій бетону стиску при  $F_u = 100$  кН становило  $\varepsilon_c = 41,8 \times 10^{-5}$ , що менше граничного значення  $\varepsilon_{cl} = 220 \times 10^{-5}$ . Крива деформування стиснутого бетону на ступенях завантаження після розриву затяжки має чітко виражений лінійний характер, а значення відносних деформацій бетону стиску відповідають деформаціям по арці А1-1 на ступенях навантаження. При цьому деформації бетону розтягу в перерізі поблизу шарнірно-нерухомої опори були більшими за деформації в перерізі поблизу шарнірно-рухомої опори, а деформації стиску при руйнуванні арки – навпаки (рис. 3.9, б).



Значення відносних деформацій стиснутої робочої арматури у прольоті поясу арки на ступені навантаженні до розриву затяжки при  $F = 50$  кН склали  $\varepsilon_{s2} = 80 \times 10^{-5}$ , а при навантаженні  $F_u = 100$  кН становили  $\varepsilon_{s2} = 250 \times 10^{-5}$ , що перевищує максимальні відносні деформації, які відповідають напруженням  $\sigma_y - \varepsilon_{s0} = 242,5 \times 10^{-5}$  (див. рис. 3.10). Приріст відносних деформацій стиснутої арматури на ступенях навантаження склав: в діапазоні  $F = 5 \dots 50$  кН до розриву затяжки – в середньому  $\Delta\varepsilon_{s2} = 8 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 35 \dots 100$  кН після розриву затяжки – в середньому  $\Delta\varepsilon_{s2} = 13,5 \times 10^{-5}$ . Приріст деформацій у стиснутій арматурі на ступенях навантаження до руйнування арки відповідав (співрозмірний) приросту деформацій у стиснутому бетоні поясу.

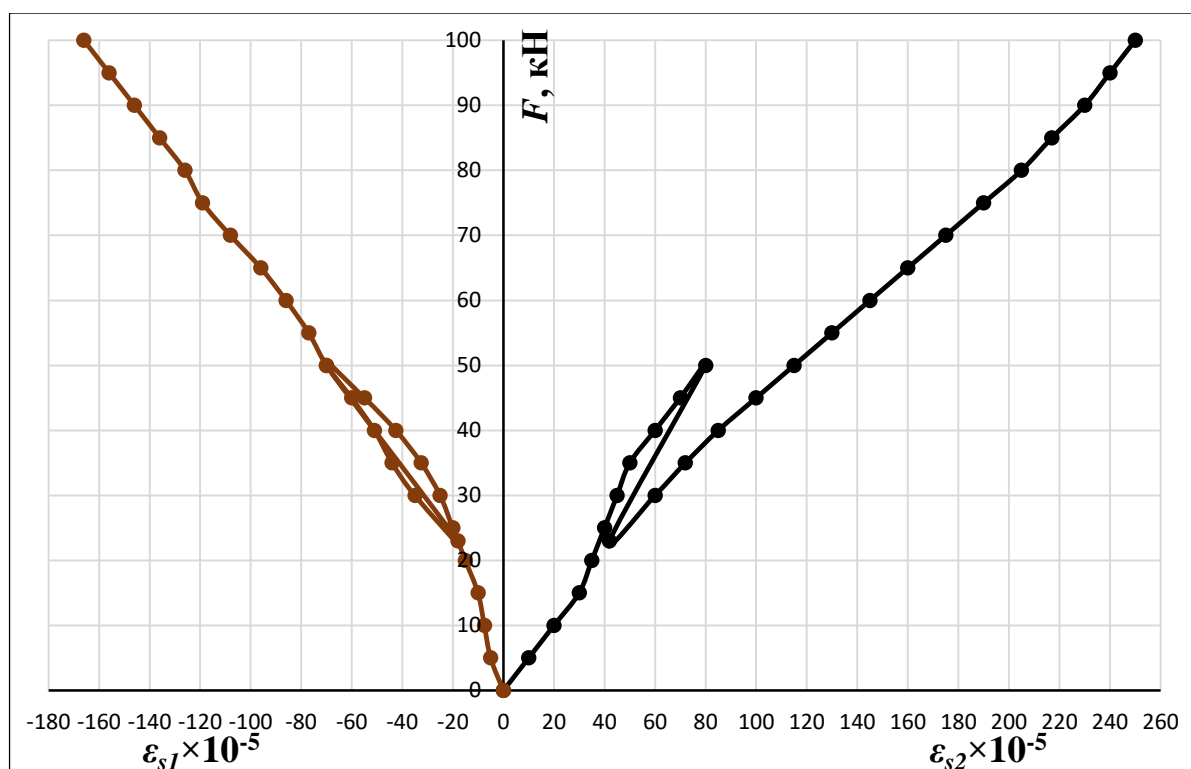


Рис. 3.10. Зміна відносних деформацій арматури у прольоті дослідної арки А1-2

Значення відносних деформації розтягнутої робочої арматури у прольоті поясу арки при навантаженні  $F = 50$  кН до розриву затяжки становили  $\varepsilon_{s1} = 70 \times 10^{-5}$ , а при навантаженні  $F_u = 100$  кН склали  $\varepsilon_{s1} = 166 \times 10^{-5}$ , що менше за максимальні відносні деформації  $\varepsilon_{s0} = 242,5 \times 10^{-5}$  (рис. 3.10). Приріст відносних деформацій розтягнутої арматури на ступенях навантаження склав: в діапазоні

$F = 5 \dots 40$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_{s1} = 5 \times 10^{-5}$ , при  $F = 45 \dots 50$  кН до розриву затяжки –  $\Delta\varepsilon_{s1} = 15 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 35 \dots 100$  кН після розриву затяжки – в середньому  $\Delta\varepsilon_{s1} = 9,5 \times 10^{-5}$ . Криві деформування розтягнутої та стиснутої арматури поясу дослідної арки після розриву затяжки і до руйнування мають лінійний характер, деформації робочої арматури по арці А1-2 відповідають деформаціям по арці А1-1 на відповідних ступенях навантаження.

При навантаженні  $F = 50$  кН до розриву затяжки відносні деформації стиску робочої арматури в опорних перерізах поясу арки (за тензометрами Т-1 і Т-4) становили  $\varepsilon_{s2} = 20 \times 10^{-5}$ , а при  $F_u = 100$  кН –  $\varepsilon_{s2} = 70 \times 10^{-5}$ , що менше максимальних  $\varepsilon_{s0} = 242,5 \times 10^{-5}$ . Відносні деформації розтягу робочої арматури (за тензометрами Т-2 і Т-3) в перерізах поясу на віддалі 68 см від опор арки склали: при навантаженні  $F = 50$  кН до розриву затяжки –  $\varepsilon_{s1} = 50 \times 10^{-5}$ , при  $F_u = 100$  кН –  $\varepsilon_{s1} = 118 \times 10^{-5}$ .

Проаналізувавши графіки деформацій стиснутої арматури та бетону поясу арки за дії одноразового ступеневого короткочасного навантаження (див. рис. 3.8, 3.10) можна вважати, що бетон та арматура до руйнування працювали сумісно.

Відносна деформація розтягнутого стержня діаметром 10 мм затяжки арки при навантаженні  $F = 50$  кН перед її розривом становила  $\varepsilon_s = 70 \times 10^{-5}$ , що менше за максимальні відносні деформації  $\varepsilon_{s0} = 242,5 \times 10^{-5}$  (рис. 3.11, а). Приріст відносних деформацій затяжки на ступенях навантаження склав в середньому  $\Delta\varepsilon_s = 7 \times 10^{-5}$ , найбільший приріст деформацій відбувся на 2-му та 3-му ступенях навантаження і становив відповідно  $\Delta\varepsilon_s = 10 \times 10^{-5}$  і  $\Delta\varepsilon_s = 12,5 \times 10^{-5}$ .

Вимірний на опорі за допомогою кільцевого динамометра розпір, після розриву затяжки арки, при  $F_u = 100$  кН становив  $H = 41,7$  кН (рис. 3.11, б). З урахуванням, що арка на перших ступенях навантаження працювала із затяжкою, зусилля розпіру при руйнуванні дорівнює  $H = 2,4F$ . Як видно з графіка, зусилля розпіру в арці пропорційні навантаженню.

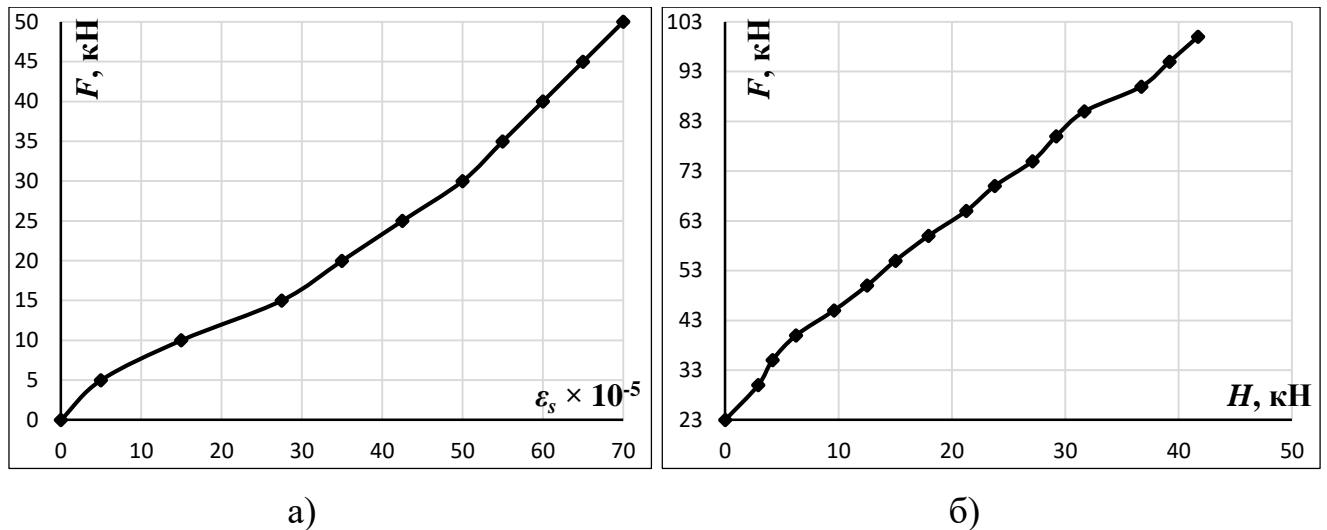


Рис. 3.11. Залежність від навантаження в арці А1-2: а) відносної деформації розтягу зтяжки, б) зусилля розпіру

При навантаженні  $F = 50$  кН до розриву зтяжки прогин поясу арки становив  $f = 12,7$  мм, при розвантаженні до  $F = 23$  кН значення прогину склало  $f = 8,6$  мм, а при руйнуванні за  $F_u = 100$  кН прогин в середині арки був  $f = 13,3$  мм, що дорівнює гранично-допустимому значенню  $f_u = 1/150l = 13,3$  мм (див. рис. 3.12, а). Приріст прогинів на ступенях навантаження становив: в діапазоні  $F = 10 \dots 30$  кН – в середньому  $\Delta f = 1,2$  мм, в діапазоні  $F = 35 \dots 50$  кН до розриву зтяжки – в середньому  $\Delta f = 1,7$  мм, при цьому збільшення приросту прогинів пов'язано з процесами інтенсивного тріщиноутворення та розвитку тріщин у бетоні поясу арки. Приріст прогинів на ступенях навантаження після розриву зтяжки в діапазоні  $F = 35 \dots 100$  кН складав в середньому  $\Delta f = 0,3$  мм, що відповідає приросту прогинів на ступенях навантаження арки А1-1, яка випробовувалась за такою ж схемою. Залежність прогину поясу арки від навантажень після розриву зтяжки має лінійний характер.

Горизонтальне переміщення шарнірно-рухомої опори арки при навантаженні  $F = 50$  кН до розриву зтяжки склало  $\Delta = 13,4$  мм, що відповідає значенням прогинів поясу на даному ступені навантаження (див. рис. 3.12, б). Приріст в значеннях переміщень опор на ступенях навантаження до розриву зтяжки складав: в діапазоні  $F = 10 \dots 30$  кН – в середньому  $\Delta = 1,1$  мм, в діапазоні  $F = 35 \dots 50$  кН – в

середньому  $\Delta = 1,9$  мм. Збільшення приросту в значеннях переміщень опор на ступенях навантаження пояснюється процесами інтенсивного тріщиноутворення та розвитку тріщин у бетоні поясу арки. Загалом, від початку навантаження і до розриву затяжки, крива зміни прогинів та переміщення опор арки практично співпадають.

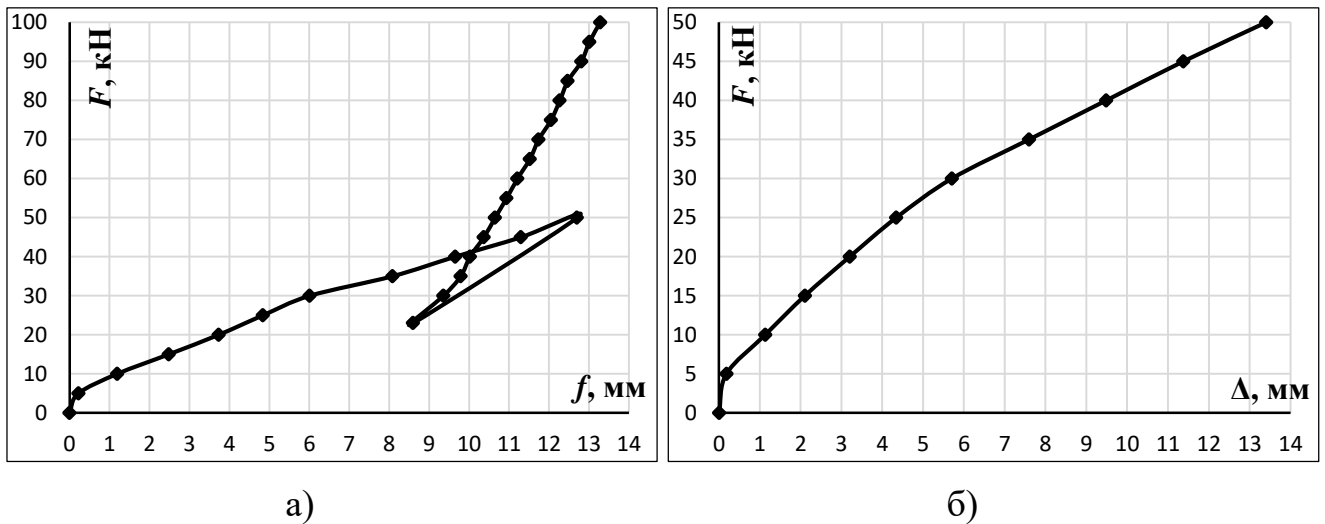


Рис. 3.12. Залежність від навантаження в арці А1-2: а) прогинів,  
б) горизонтального переміщення опор

Перші 2 нормальні тріщини утворились у прольоті поясу арки в нижній розтягнутій зоні між прикладеними зосередженими силами (одна з них під силою) на 6-му ступені навантаження при  $F = 30$  кН (див. рис. 3.13). Глибина розкриття обох цих тріщин становила 45 мм, відстань між ними – 95 мм, ширина розкриття на ступені навантаження склала  $w_k = 0,05$  мм. Тріщини розвивались до 7-го ступеня навантаження ( $F = 35$  кН) на якому їх глибина розкриття склала 60 мм, ширина розкриття становила  $w_k = 0,1$  мм, в подальшому їх розвиток зупинився.

На 7-му ступені навантаження при  $F = 35$  кН утворились 3 нові нормальні тріщини: дві з них – між прикладеними зосередженими силами з відстанню між ними 90 мм, одна – за межами прикладеної до поясу зосередженої сили на віддалі 172 мм від тріщини, що утворилась на попередньому ступені (рис. 3.13). Глибина розкриття цих тріщин становила 32 мм, 34 мм та 40 мм, ширина розкриття на

ступені навантаження склала  $w_k = 0,1$  мм. Розвиток всіх тріщин зупинився на 9-му ступені навантаження ( $F = 40$  кН), на якому їх загальна довжина склала 56 мм, 64 мм та 105 мм, а ширина розкриття становила  $w_k = 0,2$  мм.

На 8-му ступені навантаження при  $F = 35$  кН (під час витримки під навантаженням) утворилась нова нормальна наскрізна тріщина під зосередженою силою, висотою 40 мм на віддалі 150 мм від тріщини, що утворилась на попередньому ступені (рис. 3.13). На наступних ступенях навантаження тріщина не припиняла свій розвиток, стала магістральною, а на 9-му ступені навантаження ( $F = 40$  кН) вона змінила свій напрямок (орієнтацію), розвиваючись як похила до сили на всю висоту перерізу поясу арки (рис. 3.13, 3.14).

На 9-му ступені навантаження при  $F = 40$  кН утворилась нова нормальна тріщина в середині прольоту арки висотою 50 мм, на віддалі 120 мм і 180 мм від тріщин, які утворились на попередніх ступенях навантаження (рис. 3.13). На подальших циклах навантаження тріщина не розвивалась. Максимальне значення ширини розкриття існуючих тріщин в поясі арки при  $F = 40$  кН склала  $w_k = 0,2$  мм.

На наступних ступенях навантаження і до руйнування утворення нових тріщин не зафіксували, а похила наскрізна магістральна тріщина під зосередженою силою розвивалась на всю висоту перерізу пояса, при цьому збільшувалась ширина її розкриття. При навантаженні  $F = 50$  кН ширина розкриття магістральної тріщини становила  $w_k = 0,3$  мм, що дорівнює гранично-допустимому значенню  $w_{max} = 0,3$  мм. Ширина розкриття магістральної тріщини при  $F_u = 100$  кН становила  $w_k = 0,5$  мм. Від початку навантаження і до руйнування у нижній зоні поясу арки зафіксували 7 тріщин. Відстань між тріщинами (максимальний крок) в середньому становила  $s_r = 135$  мм. Глибина розкриття нормальних тріщин у поясі арки склала в середньому 63 мм. Графіки зміни ширини розкриття тріщин та кількості тріщин у поясі арки залежно від навантаження наведені на рис. 3.15.



Рис. 3.13. Характер утворення та розвитку тріщин у поясі арки А1-2



Рис. 3.14. Характер руйнування арки А1-2 та магістральна тріщина у її поясі

Зруйнувалася арка А1-2 при навантаженні  $F_u = 100$  кН по наскрізній магістральній похилій тріщині під зосередженою силою (див. рис. 3.14). При цьому деформації у стиснутій робочій арматурі та стиснутому бетоні поясу арки досягли граничних значень.

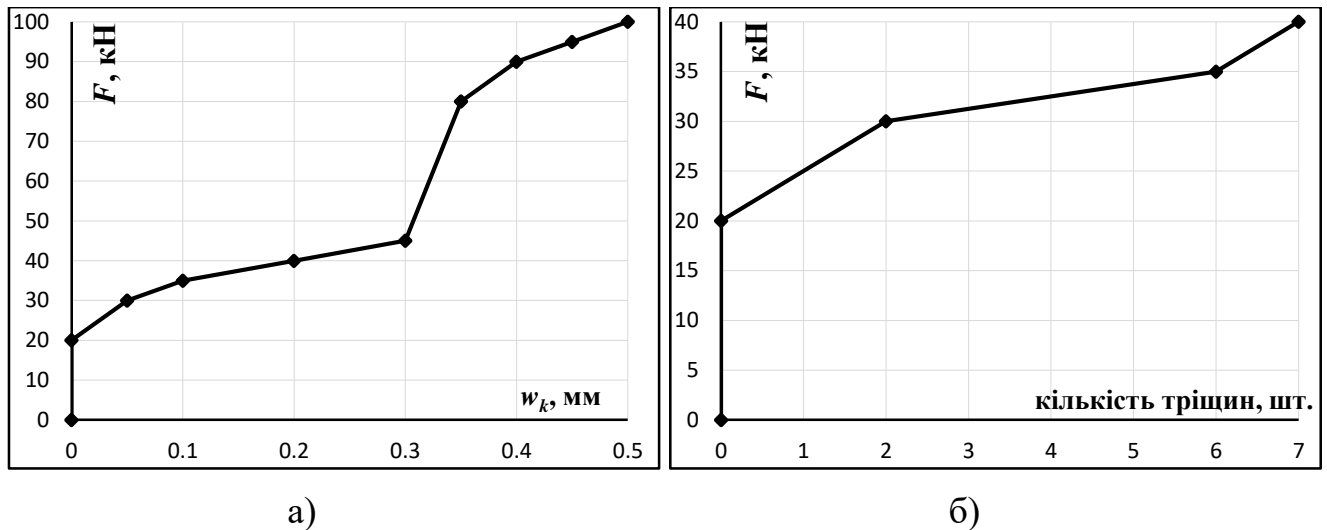


Рис. 3.15. Залежність від навантаження в арці А1-2: а) ширини розкриття тріщин, б) кількості тріщин

### 3.1.3. Дослідна арка А2-1

Значення відносних деформацій максимально стиснутої фібри бетону в замку арки (за індикатором І-7) при навантаженні  $F = 130$  кН становили  $\varepsilon_c = 229,6 \times 10^{-5}$  (табл. А.3 додатку А), що перевищує граничні  $\varepsilon_{cl} = 214 \times 10^{-5}$  для бетону класу С80 (див. рис. 3.16). Граничних значень стиснутий бетон досяг при навантаженні  $F_u = 120$  кН. Приріст відносних деформацій бетону стиску на ступенях навантаження склав: в діапазоні  $F = 5 \dots 90$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_c = 8,2 \times 10^{-5}$ , на останніх ступенях навантаження в діапазоні  $F = 98 \dots 130$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_c = 11 \times 10^{-5}$  на 5 кН навантаження.

Відносні деформації максимально розтягнутої фібри бетону в замку арки (за індикатором І-3) при навантаженні  $F = 130$  кН склали  $\varepsilon_{ct} = 236 \times 10^{-5}$ , що значно перевищує граничні значення  $\varepsilon_{ctu} = 10 \times 10^{-5}$  (рис. 3.16). Граничних значень відносні деформації бетону розтягу в замку арки досягли вже на 3-му ступені навантаження при  $F = 15$  кН. Приріст відносних деформацій бетону розтягу на ступенях навантаження склав: в діапазоні  $F = 5 \dots 40$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_{ct} = 4 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 45 \dots 90$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_{ct} = 7,2 \times 10^{-5}$ , на останніх ступенях навантаження в діапазоні  $F = 98 \dots 130$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_{ct} = 16 \times 10^{-5}$  на 5 кН

навантаження. Збільшення приросту деформацій розтягнутого бетону ( $\Delta\varepsilon_{ct} = 8,5 \times 10^{-5}$ ) на ступенях навантаження при  $F = 45 \dots 60$  кН пов'язано з процесами тріщиноутворення і розвитку тріщин у бетоні поясу арки на довжині бази вимірювання індикатора, а суттєве збільшення деформацій у розтягнутому бетоні на останніх ступенях навантаження – з надмірним розкриттям тріщин. Крива деформування стиснутого та розтягнутого бетону арки до навантаження  $F = 90$  кН має лінійний характер (рис. 3.16).

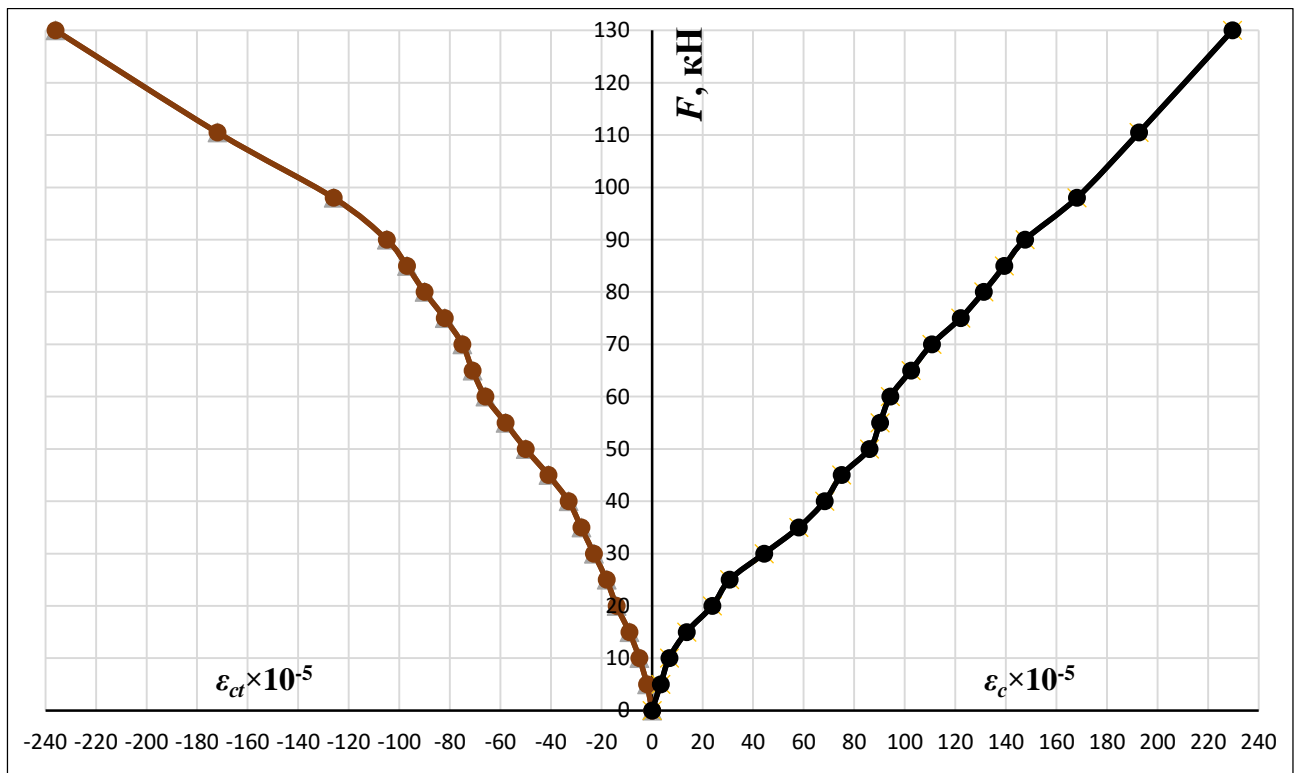


Рис. 3.16. Зміна відносних деформацій бетону у замковому перерізі арки А2-1

В перерізах на віддалі 68 см від опор, при навантаженні  $F = 130$  кН, відносні деформації бетону стиску становили  $\varepsilon_c = 140 \times 10^{-5}$ , що менше граничного значення  $\varepsilon_{cl} = 214 \times 10^{-5}$  (див. рис. 3.17, а). Приріст відносних деформацій бетону стиску на ступенях навантаження склав: в діапазоні  $F = 5 \dots 25$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_c = 3,1 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 30 \dots 50$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_c = 8,6 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 55 \dots 90$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_c = 4,4 \times 10^{-5}$ , на останніх ступенях навантаження при  $F = 98 \dots 130$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_c = 6,2 \times 10^{-5}$ . Крива залежності деформування бетону від навантажень має практично лінійний характер.



В перерізах арки на віддалі 35 см від опор (за індикаторами I-1 та I-5), у нижній зоні поясу, бетон від початку завантаження і до  $F = 15(20)$  кН працював на стиск з приростом деформацій лише на 1-му ступені навантаження, при цьому максимальне значення відносних деформацій бетону стиску склало  $\varepsilon_c = 0,9 \times 10^{-5}$  (рис. 3.17, б). При подальшому збільшенні навантаження до  $F = 35$  кН бетон зазнавав розтягу з приростом деформацій на ступенях навантаження в середньому  $\Delta\varepsilon_{ct} = 3,4 \times 10^{-5}$  по індикатору I-1 та  $\Delta\varepsilon_{ct} = 1,5 \times 10^{-5}$  по індикатору I-5, максимальне значення відносних деформацій бетону розтягу в перерізі поблизу шарнірно-рухомої опори склало  $\varepsilon_{ct} = 13,6 \times 10^{-5}$ , що перевищує граничне значення  $\varepsilon_{cti} = 10 \times 10^{-5}$ .

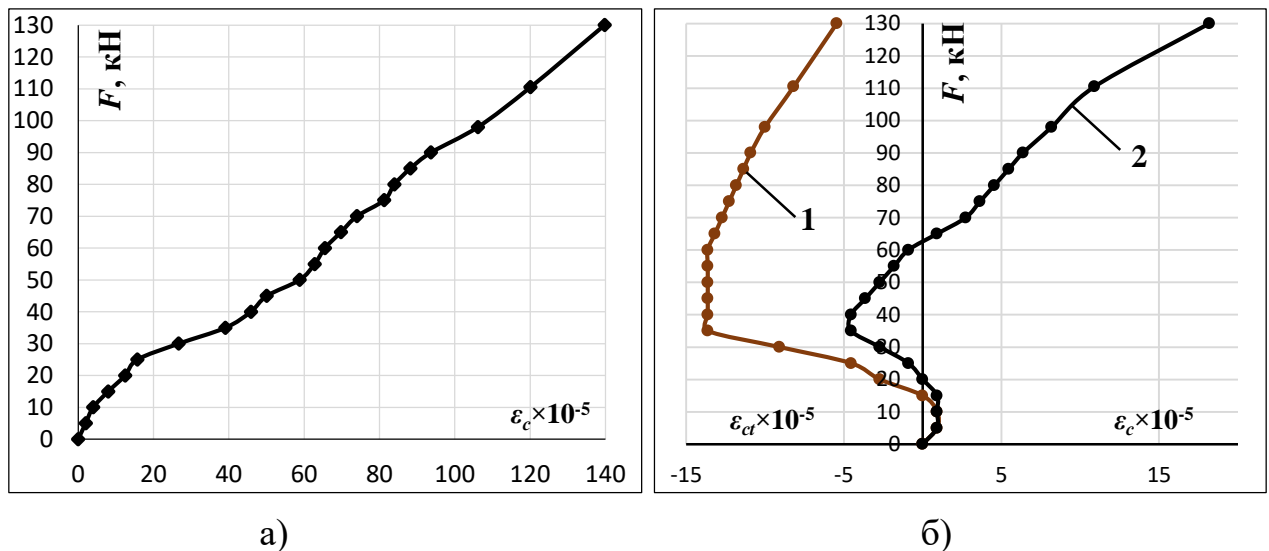


Рис. 3.17. Зміна відносних деформацій бетону в арці А2-1: а) в перерізах на віддалі 68 см від опор, б) в перерізах на віддалі 35 см від шарнірно-рухомої опори (1) і шарнірно-нерухомої опори (2)

В перерізі поблизу шарнірно-нерухомої опори на 8-му ступені навантаження при  $F = 40$  кН деформації залишалися незмінними, а на подальших ступенях навантаження бетон знову працював на стиск з приростом деформацій до  $F = 110,5$  кН в середньому  $\Delta\varepsilon_c = 1,25 \times 10^{-5}$  та приростом деформацій  $\Delta\varepsilon_c = 1,9 \times 10^{-5}$  на 5 кН навантаження на останній ступені. В перерізі поблизу шарнірно-рухомої опори до навантаження  $F = 60$  кН деформації залишалися незмінними, а на

подальших ступенях навантаження бетон працював на стиск з приростом деформацій у діапазоні  $F = 65 \dots 98$  кН –  $\Delta \varepsilon_c = 0,45 \times 10^{-5}$ , а на двох останніх ступенях при  $F = 110,5 \dots 130$  кН – в середньому  $\Delta \varepsilon_c = 0,72 \times 10^{-5}$  на 5 кН навантаження. Максимальне значення відносних деформацій бетону стиску при  $F = 130$  кН становило  $\varepsilon_c = 18,2 \times 10^{-5}$ , що менше граничного значення  $\varepsilon_{c1} = 220 \times 10^{-5}$ .

Значення відносних деформацій стиснутої робочої арматури у прольоті поясу арки при навантаженні  $F = 130$  кН та  $F_u = 120$  кН становили відповідно  $\varepsilon_{s2} = 295 \times 10^{-5}$  і  $\varepsilon_{s2} = 266 \times 10^{-5}$ , що перевищує максимальні відносні деформації, які відповідають напруженням  $\sigma_y - \varepsilon_{s0} = 242,5 \times 10^{-5}$  (див. рис. 3.18). Приріст відносних деформацій стиснутої арматури на ступенях навантаження склав: в діапазоні  $F = 5 \dots 15$  кН – в середньому  $\Delta \varepsilon_{s2} = 8,2 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 20 \dots 90$  кН – в середньому  $\Delta \varepsilon_{s2} = 10,6 \times 10^{-5}$ , а на трьох останніх ступенях при  $F = 98 \dots 130$  кН – в середньому  $\Delta \varepsilon_{s2} = 13,8 \times 10^{-5}$  на 5 кН навантаження. Приріст деформацій у стиснутій арматурі на ступенях навантаження до руйнування арки відповідав (співрозмірний) приросту деформацій у стиснутому бетоні поясу.

Значення відносних деформації розтягнутої робочої арматури у прольоті поясу арки при навантаженні  $F = 130$  кН та  $F_u = 120$  кН становили відповідно  $\varepsilon_{s1} = 255 \times 10^{-5}$  і  $\varepsilon_{s1} = 229 \times 10^{-5}$ , що при  $F_u = 120$  кН менше, а при  $F = 130$  кН – більше за максимальні відносні деформації  $\varepsilon_{s0} = 242,5 \times 10^{-5}$  (рис. 3.18). Приріст відносних деформацій розтягнутої арматури на ступенях навантаження склав: в діапазоні  $F = 5 \dots 30$  кН – в середньому  $\Delta \varepsilon_{s1} = 5,2 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 35 \dots 85$  кН – в середньому  $\Delta \varepsilon_{s1} = 10 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 90 \dots 130$  кН – в середньому  $\Delta \varepsilon_{s1} = 12,7 \times 10^{-5}$  на 5 кН навантаження. Приріст деформацій у розтягнутій арматурі на ступенях навантаження до руйнування арки відповідав (співрозмірний) приросту деформацій у розтягнутому бетоні поясу. Крива деформування розтягнутої та стиснутої арматури дослідної арки до руйнування має лінійний характер.

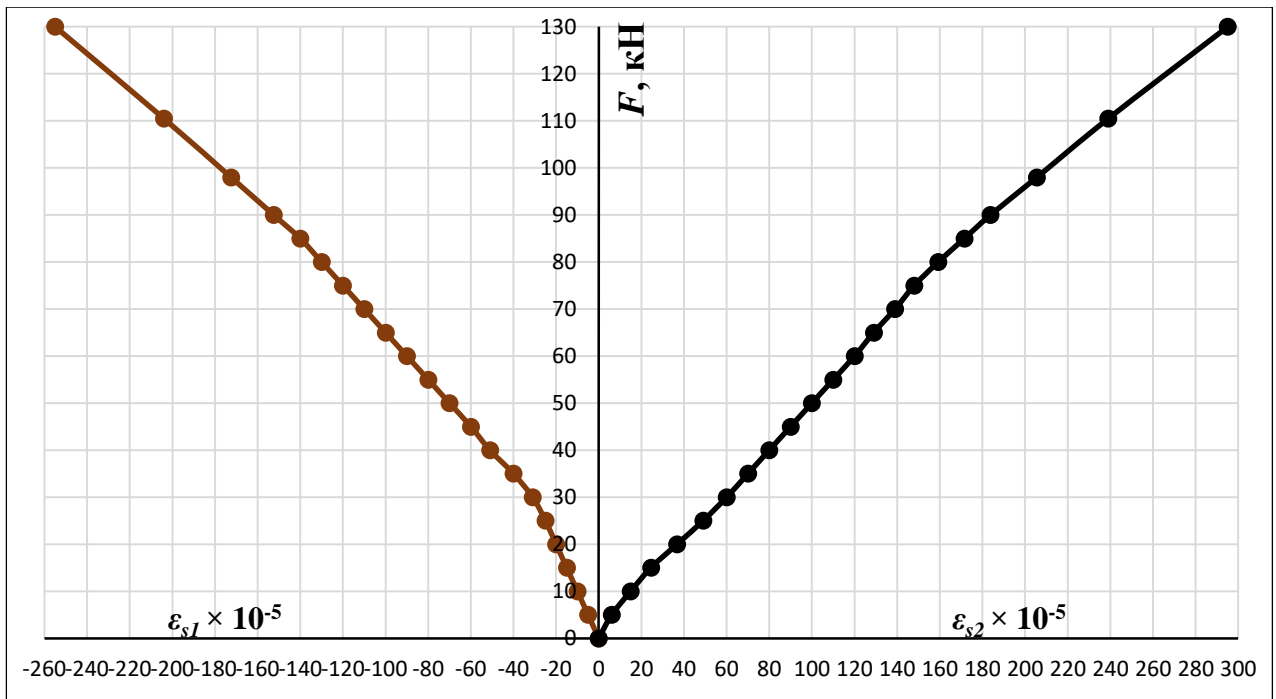


Рис. 3.18. Зміна відносних деформацій арматури у прольоті дослідної арки А2-1

При навантаженні  $F = 130$  кН відносні деформації стиску робочої арматури в опорних перерізах поясу арки (тензometri Т-1 і Т-4) становили  $\epsilon_{s2} = 115 \times 10^{-5}$  з їх приростом на ступенях навантаження в середньому  $\Delta\epsilon_{s2} = 4,5 \times 10^{-5}$ . Відносні деформації розтягу робочої арматури (тензometri Т-2 і Т-3) в перерізах поясу на віддалі 68 см від опор арки при навантаженні  $F = 130$  кН склали  $\epsilon_{s1} = 150 \times 10^{-5}$ . Відносні деформації стиску та розтягу робочої арматури арки у перерізах на відділі 35 см і 68 см від опор не досягли максимальних значень  $\epsilon_{s0} = 242,5 \times 10^{-5}$ .

Графіки деформацій арматури та бетону поясу арки за дії одноразового ступеневого короткочасного навантаження (див. рис. 3.16, 3.18) показують, що бетон та арматура до руйнування працювали сумісно.

Відносна деформація розтягнутого стержня діаметром 16 мм затяжки арки при навантаженні  $F = 130$  кН становила  $\epsilon_s = 195 \times 10^{-5}$ , що менше за максимальні відносні деформації  $\epsilon_{s0} = 300 \times 10^{-5}$  (рис. 3.19). Приріст відносних деформацій затяжки на ступенях навантаження склав: в діапазоні  $F = 5 \dots 90$  кН – в середньому  $\Delta\epsilon_s = 6,5 \times 10^{-5}$ , в діапазоні  $F = 98 \dots 130$  кН – в середньому  $\Delta\epsilon_s = 9,6 \times 10^{-5}$  на 5 кН навантаження. Як видно з графіка (рис. 3.19) залежність відносних деформацій затяжки від навантажень, що діють на арку, має практично лінійний характер.

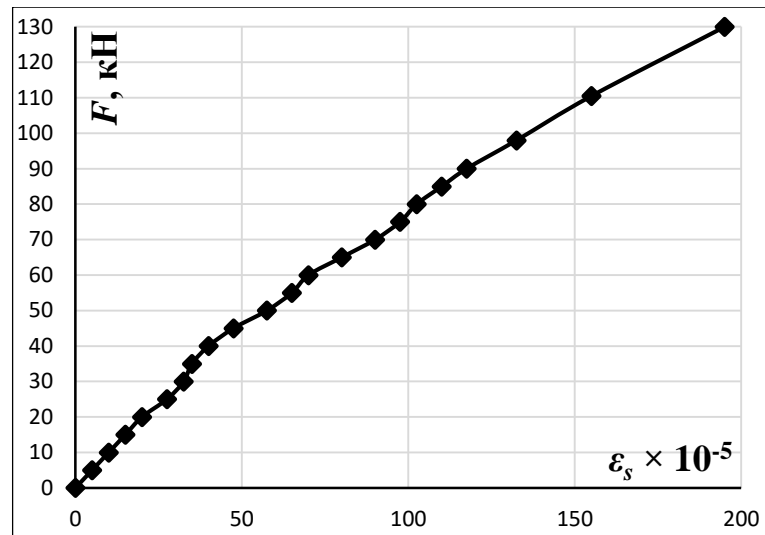


Рис. 3.19. Залежність відносних деформацій розтяжки затяжки від навантажень в арці А2-1

При навантаженні  $F = 130$  кН прогин поясу арки становив  $f = 12,5$  мм, що менше гранично-допустимого значення  $f_u = 1/150l = 13,3$  мм (див. рис. 3.20, а). Приріст прогинів на ступенях навантаження становив: в діапазоні  $F = 5 \dots 85$  кН – в середньому  $\Delta f = 0,4$  мм, в діапазоні  $F = 90 \dots 130$  кН – в середньому  $\Delta f = 0,67$  мм на 5 кН навантаження. Залежність прогину поясу арки від навантажень до  $F = 85$  кН має лінійний характер. На ступенях навантаження при  $F = 90 \dots 130$  кН, приріст прогинів збільшуються, що пов'язано зі збільшення пластичних деформацій у бетоні та надмірним розкриттям тріщин (рис. 3.20, а).

Горизонтальне переміщення шарнірно-рухомої опори арки при навантаженні  $F = 130$  кН склало  $\Delta = 12$  мм, що відповідає значенням прогинів поясу на ступенях навантаження (див. рис. 3.20, б). Приріст в значеннях переміщень опор на ступенях навантаження складав: в діапазоні  $F = 8 \dots 85$  кН – в середньому  $\Delta = 0,4$  мм, в діапазоні  $F = 90 \dots 130$  кН – в середньому  $\Delta = 0,66$  мм на 5 кН навантаження. Збільшення приросту в значеннях переміщень опори на ступенях навантаження при  $F = 90 \dots 130$  кН пояснюється, в загальному, зменшенням жорсткості поясу арки. Як і для прогинів залежність переміщення опор арки від навантажень до  $F = 85$  кН має лінійний характер (рис. 3.20).

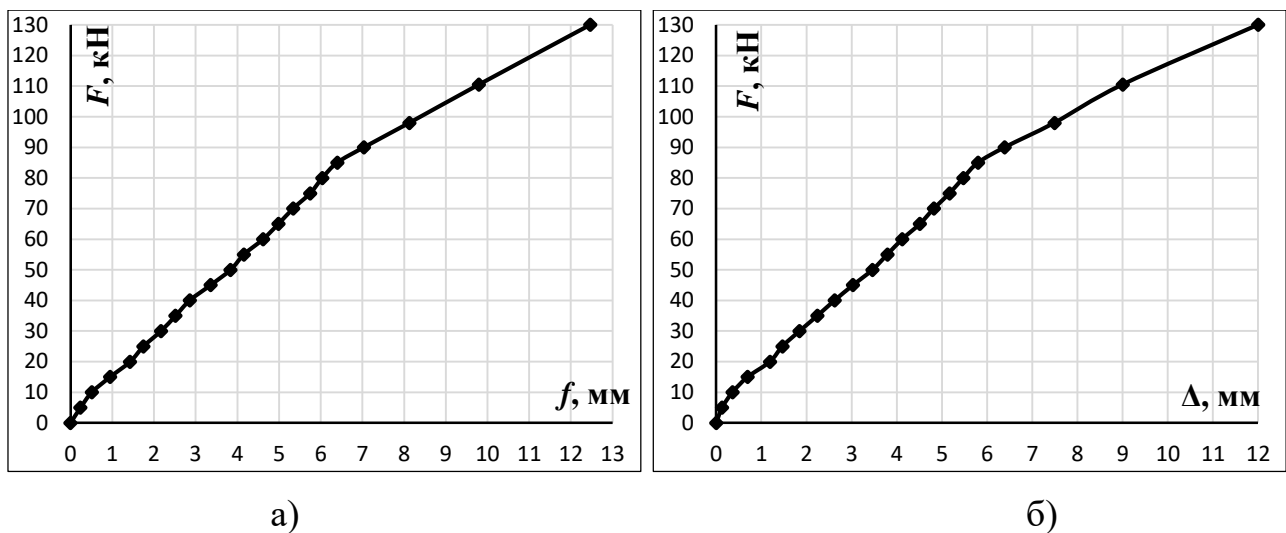


Рис. 3.20. Залежність від навантаження в дослідній арці А2-1: а) прогинів, б) переміщення опор

Перша нормальна тріщина утворилась у прольоті поясу арки в нижній розтягнутій зоні під зосередженою силою на 9-му ступені навантаження при  $F = 45$  кН (див. рис. 3.21). Глибина розкриття тріщини становила 76 мм, ширина розкриття на ступені навантаження склала  $w_k = 0,06$  мм. В подальшому тріщина розвивалась на всіх ступенях навантаження до руйнування, стала наскрізною на висоту пояса та магістральною (критичною). На 10-му ступені навантаження при  $F = 50$  кН утворились ще одна нова нормальна тріщина в прольоті між зосередженими силами на відстані 120 мм від сили, яка розвивалась на подальших ступенях навантаження на всю висоту перерізу поясу арки (рис. 3.21). Глибина розкриття цієї тріщини на 10-му ступені становила 15 мм, ширина розкриття магістральної тріщини на ступені навантаження склала  $w_k = 0,1$  мм. На 11-му ступені навантаження при  $F = 55$  кН утворились одна нова нормальна тріщина в середині прольоту між зосередженими силами на відстані 185 мм і 290 мм від тріщин, які утворились на попередніх ступенях навантаження (рис. 3.21). Глибина розкриття цієї тріщини на 11-му ступені становила 40 мм, вона розвивалась на подальших ступенях навантаження на висоту 132 мм перерізу поясу арки. Ширина розкриття магістральної тріщини на 11-му ступені навантаження склала  $w_k = 0,2$  мм.

На 12-му ступені навантаження при  $F = 60$  кН утворились одна нова нормальна тріщина в середині прольоту між зосередженими силами на відстані 85 мм і 100 мм від існуючих тріщин (рис. 3.21). Глибина розкриття цієї тріщини становила 70 мм, на подальших циклах навантаження тріщина не розвивалась. На 13-му ступені навантаження при  $F = 65$  кН утворились ще одна нова нормальна тріщина в середині прольоту між зосередженими силами на відстані 145 мм від існуючих тріщин (рис. 3.21). Глибина розкриття цієї тріщини на 13-му ступені становила 65 мм, вона розвивалась на подальших ступенях навантаження і її глибина розкриття досягла 130 мм. На 14-му ступені навантаження при  $F = 70$  кН утворились наскрізна нормальна тріщина під зосередженою силою (рис. 3.21). Глибина розкриття тріщини на 14-му ступені становила 65 мм, вона розвивалась на подальших ступенях навантаження і її глибина розкриття досягла 135 мм. Ширина розкриття магістральної тріщини на 14-му ступені навантаження склала  $w_k = 0,25$  мм. На 16-му ступені навантаження при  $F = 80$  кН утворились дві нові нормальні тріщини за межами ділянки між зосередженими силами на відстані 190 мм і 220 мм від існуючих тріщин (рис. 3.21). Їх глибина розкриття на ступені навантаження склала 107 мм та 108 мм, на подальших циклах навантаження до руйнування арки тріщини не розвивалась.

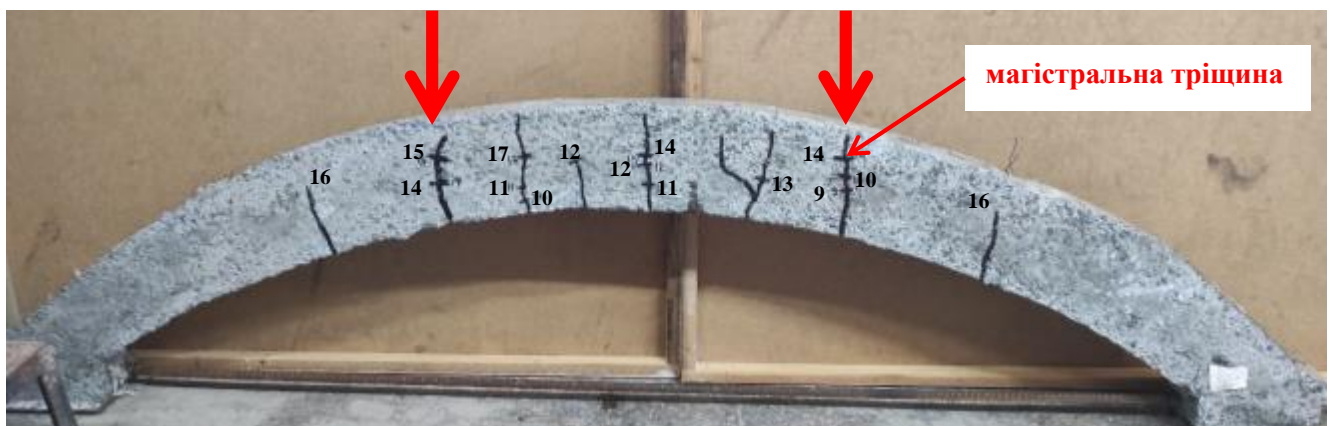


Рис. 3.21. Характер утворення та розвитку тріщин у поясі арки А2-1

На наступних ступенях навантаження і до руйнування утворення нових тріщин не фіксувалися. При навантаженні  $F = 80$  кН ширина розкриття магістральної тріщини становила  $w_k = 0,3$  мм, що дорівнює гранично-допустимому

значенню  $w_{max} = 0,3$  мм. Ширина розкриття магістральної тріщини при  $F = 98$  кН склала  $w_k = 0,5$  мм, а при  $F = 130$  кН –  $w_k = 1,1$  мм. Від початку навантаження і до руйнування у нижній зоні поясу арки зафіксували 8 тріщин. Відстань між тріщинами (максимальний крок) в середньому становила  $s_r = 143$  мм. Глибина розкриття нормальних тріщин у поясі арки склала в середньому 120 мм. Графіки зміни ширини розкриття тріщин та кількості тріщин у поясі арки залежно від навантаження наведені на рис. 3.22.

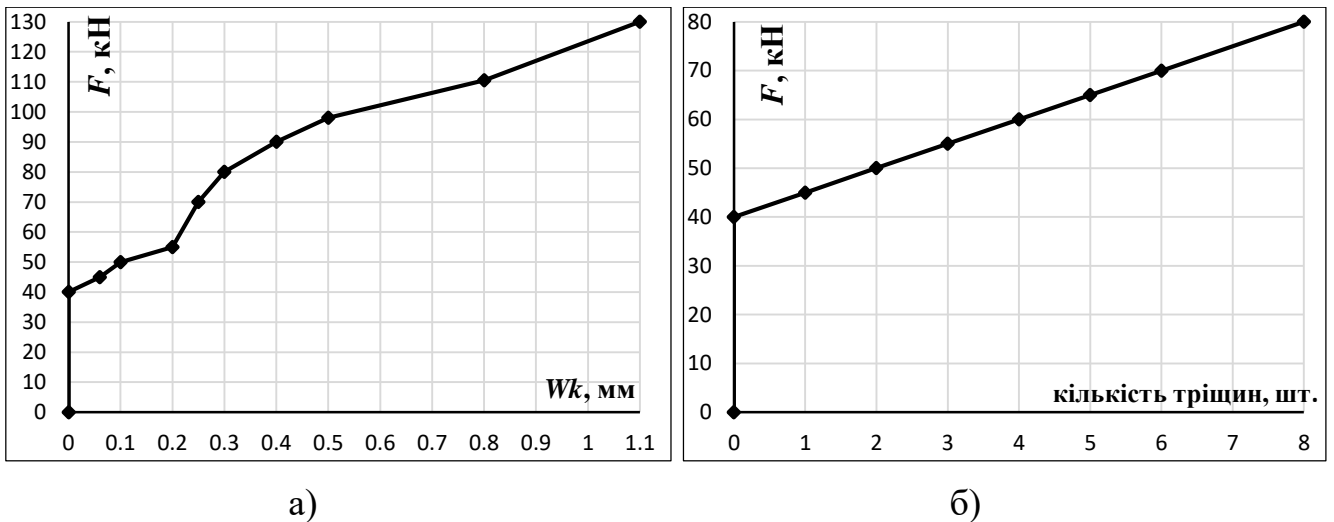


Рис. 3.22. Залежність від навантаження в арці А2-1: а) ширини розкриття тріщин, б) кількості тріщин

Зруйнувалася арка А2-1 при навантаженні  $F_u = 120$  кН по наскрізній магістральній нормальній тріщині під зосередженою силою (див. рис. 3.23). При цьому деформації у стиснутій робочій арматурі та стиснутому бетоні поясу арки досягли граничних значень.



Рис. 3.23. Тріщини у поясі дослідної арки А2-1

## 3.2. Робота арок при статичному повторному навантаженні

### 3.2.1. Дослідна арка А2-2

Значення відносних деформацій максимально стиснутої фібри бетону в замку арки (за індикатором І-7) на 20-му циклі малоциклового повторного навантаження при  $F = 116$  кН становили  $\varepsilon_c = 219,2 \times 10^{-5}$  (табл.А.4 додатку А), що перевищує граничні  $\varepsilon_{cl} = 214 \times 10^{-5}$  для бетону класу С80 (див. рис. 3.24). Граничних значень стиснутий бетон досяг при навантаженні  $F_u = 113$  кН. На 1-му циклі навантаження при  $F = 45$  кН ( $\eta = 0,4 F_u$ ) значення відносних деформацій бетону стиску склали  $\varepsilon_c = 113,1 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН ( $\eta = 0,16 F_u$ ) –  $\varepsilon_c = 97,7 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації бетону становили  $\varepsilon_c = 52,9 \times 10^{-5}$ , що складає 86% від сумарних залишкових деформацій за 10-ть циклів навантаження та 64% від сумарних залишкових деформацій за 19-ть циклів навантаження (рис. 3.24). На подальших 10-ти циклах навантаження при  $F = 45$  кН, зі збільшенням їх кількості, значення приросту відносних деформацій бетону стиску зменшувались і в середньому склали  $\Delta\varepsilon_c = 0,7 \times 10^{-5}$ . Також, до 10-го циклу повторного навантаження, зменшувались значення залишкових деформацій бетону стиску при  $F = 18$  кН з  $\varepsilon_c = 2,3 \times 10^{-5}$  на 2-му циклі до  $\varepsilon_c = 0,8 \times 10^{-5}$  – в середньому на наступних циклах навантаження.



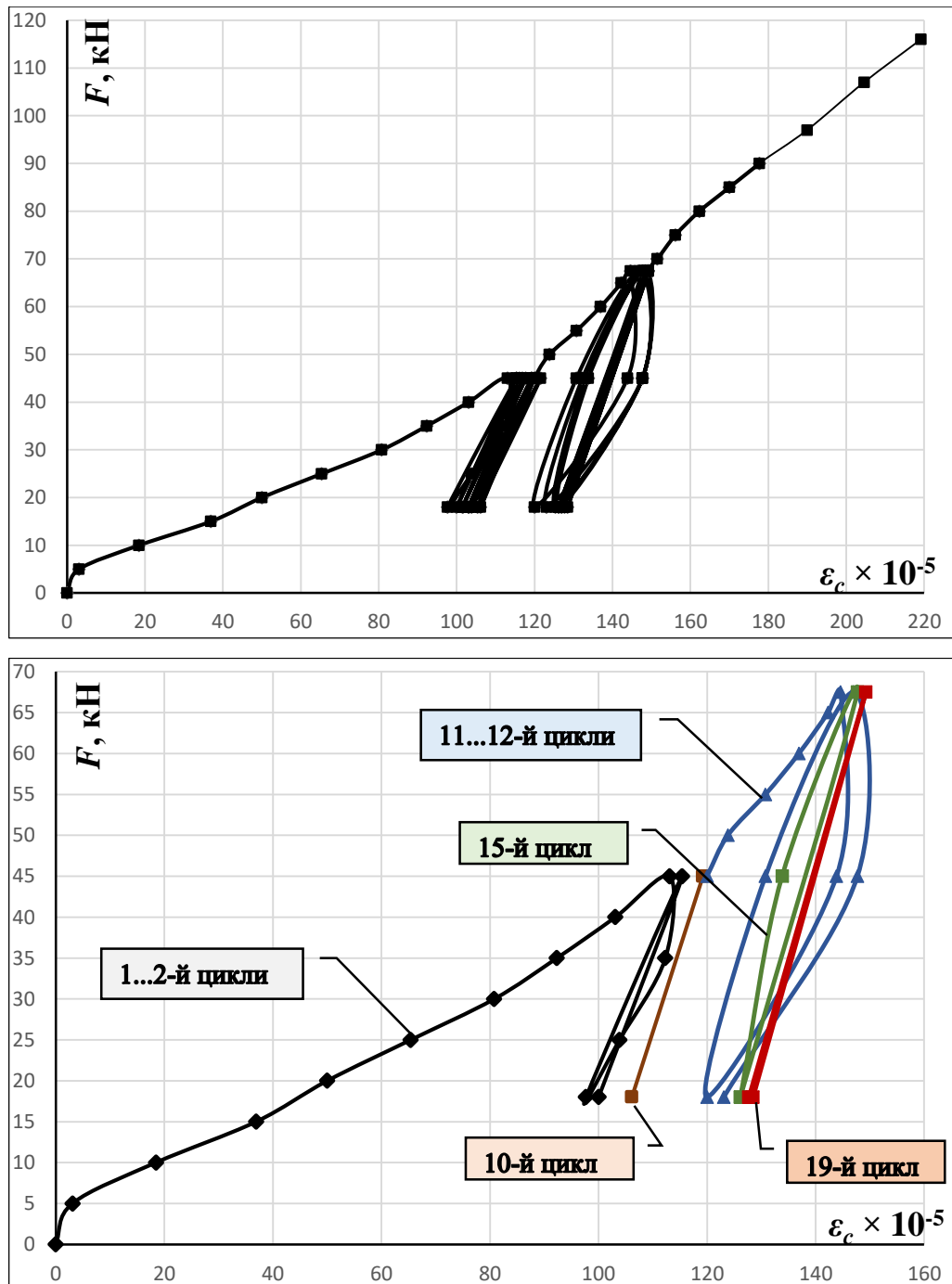


Рис. 3.24. Зміна відносних деформацій бетону стиску на циклах навантаження арки А2-2

Максимальне значення відносних деформацій бетону стиску на циклах повторного навантаження при  $F = 45$  кН становило  $\epsilon_c = 121,5 \times 10^{-5}$  (на 9-му циклі). Отже, можна стверджувати про стабілізацію деформацій бетону стиску на циклах повторного навантаження при  $F = 45$  кН ( $\eta = 0,4 F_u$ ).

На 11-му циклі, при збільшенні навантаження до  $F = 67,5$  кН ( $\eta = 0,6 F_u$ ), значення відносних деформацій бетону стиску збільшилось і склало  $\varepsilon_c = 144,6 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні на циклі до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_c = 120 \times 10^{-5}$ , при цьому залишкові деформації бетону становили  $\varepsilon_c = 13,8 \times 10^{-5}$ , що складає 64% від сумарних залишкових деформацій за 9-ть циклів навантаження та 17% від сумарних залишкових деформацій за 19-ть циклів навантаження (рис. 3.24). На подальших 9-ти циклах навантаження при  $F = 67,5$  кН, зі збільшенням їх кількості, значення приросту відносних деформацій бетону стиску зменшувались від  $\Delta\varepsilon_c = 2,3 \times 10^{-5}$  на 12-му циклі до  $\Delta\varepsilon_c = 0,8 \times 10^{-5}$  на 13...17-му циклах і  $\Delta\varepsilon_c = 0$  на 18...20-му циклах. Зі збільшенням кількості циклів повторного навантаження зменшувались також і значення залишкових деформацій бетону стиску при  $F = 18$  кН з  $\varepsilon_c = 3,3 \times 10^{-5}$  на 12-му циклі до  $\varepsilon_c = 0,46 \times 10^{-5}$  – в середньому на наступних циклах навантаження. Максимальне значення відносних деформацій бетону стиску на циклах повторного навантаження при  $F = 67,5$  кН становило  $\varepsilon_c = 149,2 \times 10^{-5}$  (на 17...20-му циклах). Середнє значення приросту відносних деформацій стиснутого бетону на 20-му циклі по ступенях навантаження з  $F = 80$  кН і до руйнування склало  $\Delta\varepsilon_c = 7,6 \times 10^{-5}$ . Отже, можна також стверджувати про стабілізацію деформацій бетону стиску на циклах повторного навантаження при  $F = 67,5$  кН ( $\eta = 0,6 F_u$ ).

Значення відносних деформацій максимально розтягнутої фібри бетону в замку арки (за індикатором I-3) на 20-му циклі малоциклового повторного навантаження при  $F = 116$  кН становили  $\varepsilon_{ct} = 176,7 \times 10^{-5}$ , що перевищує граничні  $\varepsilon_{ctu} = 10 \times 10^{-5}$  (див. рис. 3.25). Граничних значень відносні деформації бетону розтягу в поясі арки досягли вже на 2-му ступені навантаження при  $F = 10$  кН. На 1-му циклі навантаження при  $F = 45$  кН значення відносних деформацій бетону розтягу склали  $\varepsilon_{ct} = 65,6 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_{ct} = 47,8 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації бетону становили  $\varepsilon_{ct} = 23,8 \times 10^{-5}$ , що складає 84% від сумарних залишкових деформацій за 10-ть циклів навантаження та 50,5% від сумарних залишкових деформацій за 19-ть циклів навантаження (рис. 3.25).

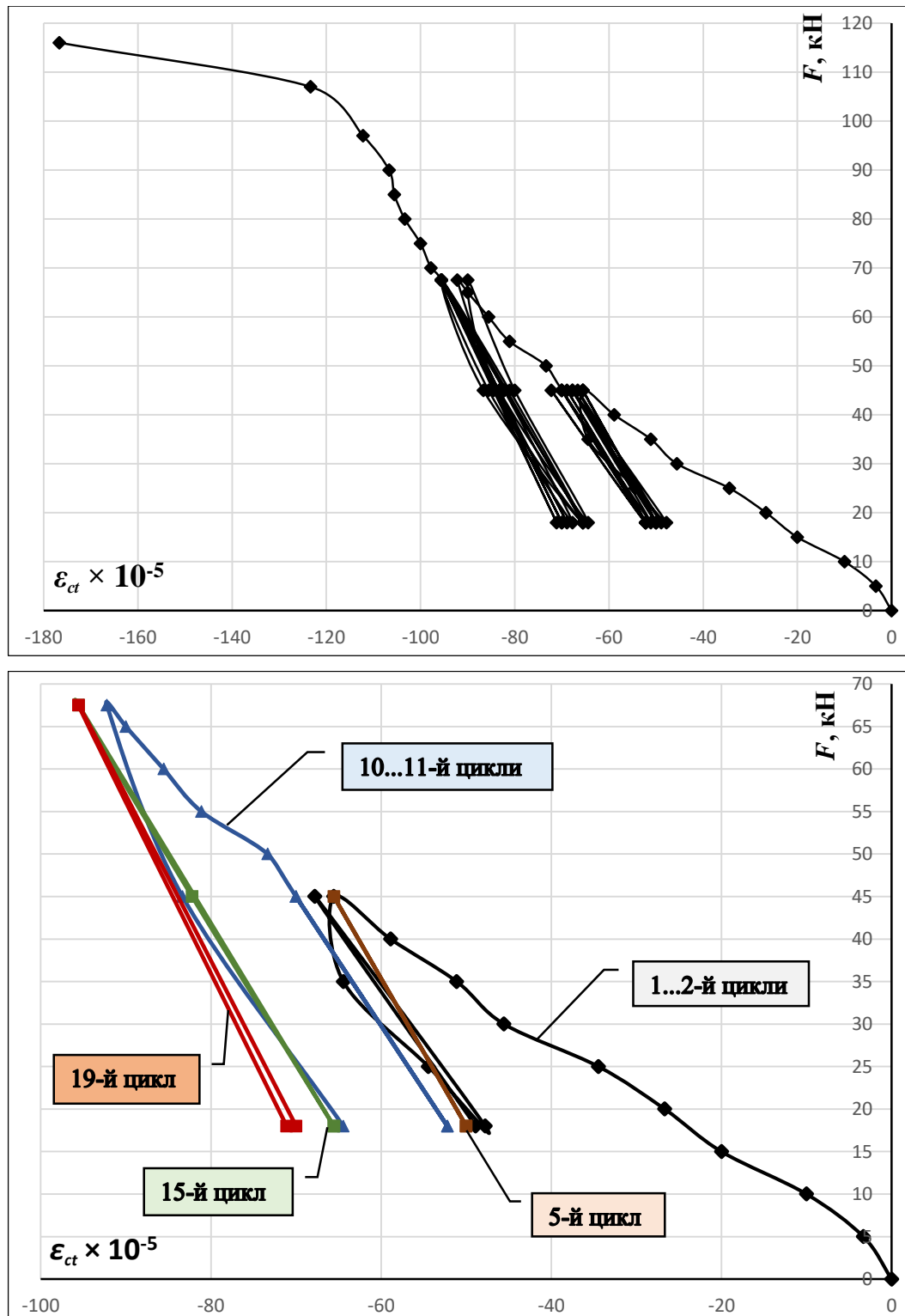


Рис. 3.25. Зміна відносних деформацій бетону розтягу на циклах навантаження арки А2-2

На подальших 10-ти циклах навантаження при  $F = 45$  кН, зі збільшенням їх кількості, значення приросту відносних деформацій бетону розтягу зменшувались і в середньому до 7-го циклу включно склали  $\Delta\epsilon_{ct} = 0,75 \times 10^{-5}$ , а на 8...10-му

циклах –  $\Delta\varepsilon_{ct} = 0$ . Зі збільшенням кількості циклів повторного навантаження також зменшувались значення залишкових деформацій бетону розтягу при  $F = 18$  кН з  $\varepsilon_{ct} = 1,1 \times 10^{-5}$  до  $\varepsilon_{ct} = 0$ . Максимальне значення відносних деформацій бетону розтягу на циклах повторного навантаження при  $F = 45$  кН становило  $\varepsilon_{ct} = 72,2 \times 10^{-5}$  (на 9-му циклі). Отже, можна говорити про стабілізацію деформацій бетону розтягу на циклах повторного навантаження при  $F = 45$  кН.

На 11-му циклі, при збільшенні навантаження до  $F = 67,5$  кН, значення відносних деформацій бетону розтягу збільшилися і склали  $\varepsilon_{ct} = 92,2 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні на циклі до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_{ct} = 64,4 \times 10^{-5}$ , при цьому залишкові деформації бетону становили  $\varepsilon_{ct} = 12,2 \times 10^{-5}$ , що складає 64,5% від сумарних залишкових деформацій за 9-ть циклів навантаження та 26% від сумарних залишкових деформацій за 19-ть циклів навантаження (рис. 3.25). На подальших 9-ти циклах навантаження при  $F = 67,5$  кН, зі збільшенням їх кількості, значення приросту відносних деформацій бетону розтягу зменшувались від в середньому  $\Delta\varepsilon_{ct} = 1,7 \times 10^{-5}$  на 12...13-му циклах і до  $\Delta\varepsilon_{ct} = 0$  на 14...20-му циклах. Також, зі збільшенням кількості циклів повторного навантаження, зменшувались значення залишкових деформацій бетону розтягу при  $F = 18$  кН з  $\varepsilon_{ct} = 2,2 \times 10^{-5}$  до  $\varepsilon_{ct} = 0$ . Максимальне значення відносних деформацій бетону розтягу на циклах повторного навантаження при  $F = 67,5$  кН становило  $\varepsilon_{ct} = 95,6 \times 10^{-5}$ . Отже, можна стверджувати про стабілізацію деформацій у розтягнутому бетоні на циклах повторного навантаження при  $F = 67,5$  кН.

В перерізах поясу арки на віддалі 68 см від опор (за індикаторами I-2 та I-4) значення відносних деформацій стиснутої фібри бетону на 20-му циклі повторного навантаження при  $F = 116$  кН становили  $\varepsilon_c = 169 \times 10^{-5}$ , що менше за граничні  $\varepsilon_{ct} = 214 \times 10^{-5}$  (див. рис. 3.26). На 1-му циклі навантаження при  $F = 45$  кН значення відносних деформацій бетону стиску склали  $\varepsilon_c = 40,7 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_c = 33,9 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації бетону становили  $\varepsilon_c = 19,2 \times 10^{-5}$ , що складає 86% від сумарних залишкових деформацій за 10-ть циклів навантаження та 76% від сумарних залишкових деформацій за 19-ть циклів навантаження (рис 3.26). На подальших 10-ти циклах навантаження, при  $F = 45$  кН,

максимальне значення відносних деформацій бетону стиску становило  $\varepsilon_c = 48 \times 10^{-5}$ , деформації бетону не збільшувались з 8-го циклу навантаження.

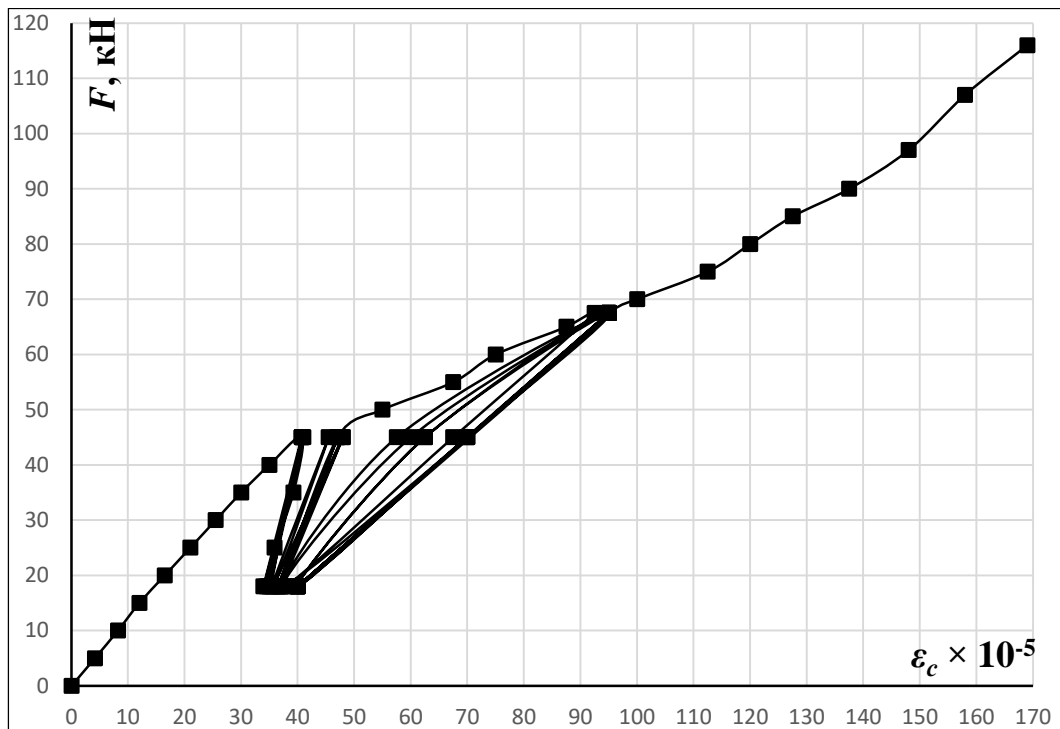


Рис. 3.26. Зміна відносних деформацій бетону в перерізах на віддалі 68 см від опор в арці А2-2

На 11-му циклі, при збільшенні навантаження до  $F = 67,5$  кН, значення відносних деформацій бетону стиску збільшилось і склало  $\varepsilon_c = 92,5 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні на циклі до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_c = 37,5 \times 10^{-5}$ , при цьому залишкові деформації бетону становили  $\varepsilon_c = 0,5 \times 10^{-5}$  (рис. 3.26). На подальших 9-ти циклах навантаження при  $F = 67,5$  кН приріст деформацій бетону відбувся лише на 12-му циклі ( $\Delta\varepsilon_c = 2,5 \times 10^{-5}$ ), а залишкові деформації стабілізувалися на 13-му циклі навантаження. Середнє значення приросту відносних деформацій стиснутого бетону на 20-му циклі по ступенях навантаження з  $F = 75$  кН і до руйнування склало  $\Delta\varepsilon_c = 8 \times 10^{-5}$  (рис. 3.26). Отже, можна стверджувати про стабілізацію деформацій бетону стиску на циклах повторного навантаження при  $F = 45$  кН і  $F = 67,5$  кН та пружну його роботу.

В перерізах арки на віддалі 35 см від опор бетон від початку завантаження і до  $F = 116$  кН працював: поблизу шарнірно-рухомої опори (за індикатором I-1) – на розтяг, а поблизу шарнірно-нерухомої опори (за індикатором I-5) – на стиск (див. рис. 3.27). За індикатором I-1 деформації бетону розтягу, а також залишкові деформації бетону суттєво збільшувались на 1-му циклі та циклах довантаження (11-й та 20-й) арки. На 1-му циклі навантаження при  $F = 45$  кН значення відносних деформацій бетону розтягу склали  $\varepsilon_{ct} = 33,6 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_{ct} = 28,2 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації бетону становили  $\varepsilon_{ct} = 16,9 \times 10^{-5}$ , що складає 82% від сумарних залишкових деформацій за 10-ть циклів навантаження та 52% від сумарних залишкових деформацій за 19-ть циклів навантаження (рис. 3.27). Деформації стабілізувались до 8-го циклу навантаження, без збільшення в подальшому їх приросту і залишкових значень. На 11-му циклі, при збільшенні навантаження до  $F = 67,5$  кН, значення відносних деформацій бетону розтягу збільшились і склали  $\varepsilon_{ct} = 46,4 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні на циклі до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_{ct} = 39,1 \times 10^{-5}$ , при цьому залишкові деформації бетону становили  $\varepsilon_{ct} = 7,3 \times 10^{-5}$ , що складає 62% від сумарних залишкових деформацій за 9-ть циклів навантаження та 22,6% від сумарних залишкових деформацій за 19-ть циклів навантаження (рис. 3.27). На подальших 9-ти циклах навантаження при  $F = 67,5$  кН, зі збільшенням їх кількості, значення приросту відносних деформацій бетону розтягу зменшувались від в середньому  $\Delta\varepsilon_{ct} = 0,9 \times 10^{-5}$  на 12...13-му циклах і до  $\Delta\varepsilon_{ct} = 0$  на 14...20-му циклах. Також, зі збільшенням кількості циклів повторного навантаження, зменшувались значення залишкових деформацій бетону розтягу при  $F = 18$  кН з  $\varepsilon_{ct} = 1,8 \times 10^{-5}$  – на 12-му циклі,  $\varepsilon_{ct} = 0,9 \times 10^{-5}$  – на 13-му і 15-му циклах, до  $\varepsilon_{ct} = 0$  – на наступних циклах навантаження. Значення відносних деформацій розтягнутої фібри бетону на 20-му циклі повторного навантаження при  $F = 116$  кН становили  $\varepsilon_{ct} = 57,3 \times 10^{-5}$ , що перевищує граничні  $\varepsilon_{ctu} = 10 \times 10^{-5}$  (див. рис. 3.27). Граничних значень відносні деформації бетону розтягу в опорних перерізах поясу арки досягли при навантаженні  $F = 17$  кН. Отже, можна стверджувати про стабілізацію деформацій розтягнутого бетону на циклах повторного навантаження при  $F = 45$  кН і  $F = 67,5$  кН.

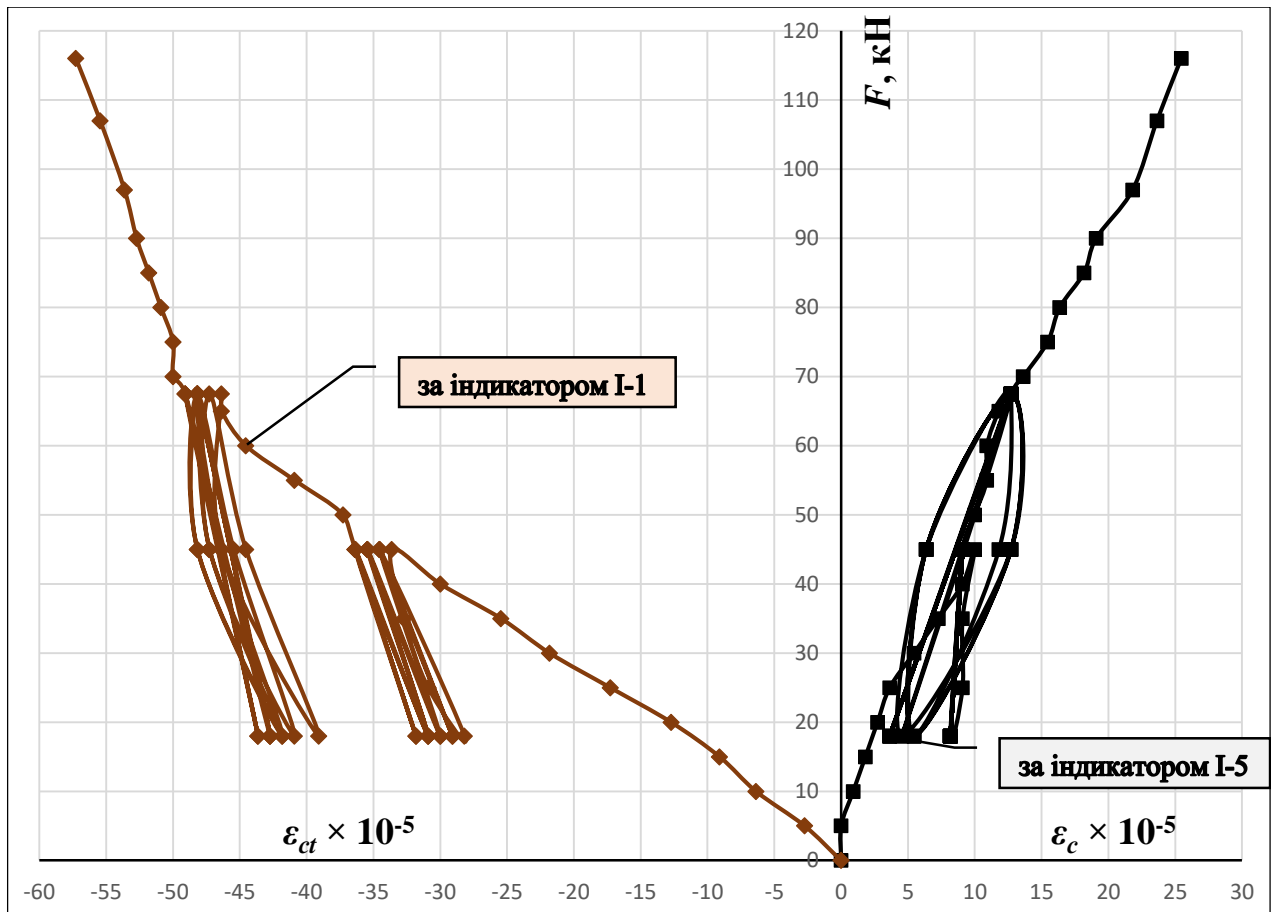


Рис. 3.27. Зміна відносних деформацій бетону в перерізах на віддалі 35 см від опор в арці А2-2

За індикатором І-5 значення відносних деформацій стиснутої фібри бетону на 20-му циклі повторного навантаження при  $F = 116$  кН становили  $\varepsilon_c = 25,5 \times 10^{-5}$ , що менше за граничні  $\varepsilon_{cl} = 214 \times 10^{-5}$  (див. рис. 3.27). На 1-му циклі навантаження при  $F = 45$  кН значення відносних деформацій бетону стиску склали  $\varepsilon_c = 10 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_c = 8,2 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації бетону становили  $\varepsilon_c = 5,9 \times 10^{-5}$ , що складає 100% від сумарних залишкових деформацій за 10-ть циклів навантаження. Отже, до 11-го циклу довантаження арки бетон в перерізах поясу працював пружно. На 11-му циклі, при збільшенні навантаження до  $F = 67,5$  кН, значення відносних деформацій бетону стиску збільшились і склали  $\varepsilon_c = 12,7 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні на циклі до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_c = 5,5 \times 10^{-5}$  (рис. 3.27). На подальших 9-ти циклах навантаження, при  $F = 67,5$  кН, значення відносних деформацій бетону

залишалось незмінним і залишкові деформації дорівнювали  $\varepsilon_c = 0$ , що свідчить про пружну роботу стиснутого бетону в опорних перерізах арки.

Значення відносних деформацій стиснутої робочої арматури у прольоті поясу арки при навантаженні  $F = 116$  кН та  $F_u = 113$  кН становили відповідно  $\varepsilon_{s2} = 260 \times 10^{-5}$  і  $\varepsilon_{s2} = 255 \times 10^{-5}$  (табл. А.5 додатку А), що перевищує максимальні відносні деформації, які відповідають напруженням  $\sigma_y - \varepsilon_{s0} = 242,5 \times 10^{-5}$  (див. рис. 3.28). На 1-му циклі навантаження при  $F = 45$  кН ( $\eta = 0,4 F_u$ ) значення відносних деформацій арматури стиску склали  $\varepsilon_{s2} = 85 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН ( $\eta = 0,16 F_u$ ) –  $\varepsilon_{s2} = 40 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації арматури становили  $\varepsilon_{s2} = 4 \times 10^{-5}$ , що складає 21% від сумарних залишкових деформацій за 19-ть циклів навантаження (рис 3.28). На подальших 10-ти циклах навантаження при  $F = 45$  кН приріст в деформаціях арматури відбувся лише на 2-му циклі і становив  $\Delta\varepsilon_{s2} = 5 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації на всіх циклах дорівнювали  $\varepsilon_{s2} = 0$ , що свідчить про пружну роботу стиснутої арматури у поясі арки. На 11-му циклі, при збільшенні навантаження до  $F = 67,5$  кН ( $\eta = 0,6 F_u$ ), значення відносних деформацій арматури стиску збільшилось і склало  $\varepsilon_{s2} = 152,5 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні на циклі до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_{s2} = 45 \times 10^{-5}$ , при цьому залишкові деформації арматури становили  $\varepsilon_{s2} = 5 \times 10^{-5}$  (рис. 3.28). На подальших 9-ти циклах навантаження при  $F = 67,5$  кН приріст в деформаціях арматури відбувався лише на 12...15-му циклах і становив  $\Delta\varepsilon_{s2} = 2,5 \dots 5 \times 10^{-5}$ , значення залишкових деформацій у стиснутій арматурі на 12...14-му циклах склали  $\varepsilon_{s2} = 2,5 \dots 5 \times 10^{-5}$ , на подальших циклах навантаження залишкові деформації дорівнювали  $\varepsilon_{s2} = 0$ , що свідчить про стабілізацію деформацій та пружну роботу стиснутої арматури у поясі арки. Середнє значення приросту відносних деформацій у стиснутій арматурі на 20-му циклі по ступенях навантаження з  $F = 80$  кН і до руйнування склало  $\Delta\varepsilon_{s2} = 10,2 \times 10^{-5}$ .

Значення відносних деформацій розтягнутої робочої арматури у прольоті поясу арки при навантаженні  $F = 116$  кН становили  $\varepsilon_{s1} = 237,5 \times 10^{-5}$ , що менше за максимальні відносні деформації, які відповідають напруженням  $\sigma_y - \varepsilon_{s0} = 242,5 \times 10^{-5}$  (див. рис. 3.28). На 1-му циклі навантаження при  $F = 45$  кН



значення відносних деформацій арматури розтягу склали  $\varepsilon_{s1} = 50 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_{s1} = 20 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації арматури становили  $\varepsilon_{s1} = 2 \times 10^{-5}$ , що складає 9% від сумарних залишкових деформацій за 19-ть циклів навантаження (рис. 3.28). На подальших 10-ти циклах навантаження при  $F = 45$  кН приріст в деформаціях арматури відбувся лише на 2-му циклі і становив  $\Delta\varepsilon_{s1} = 2,5 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації на всіх циклах дорівнювали  $\varepsilon_{s1} = 0$ , що свідчить про пружну роботу розтягнутої арматури у поясі арки.

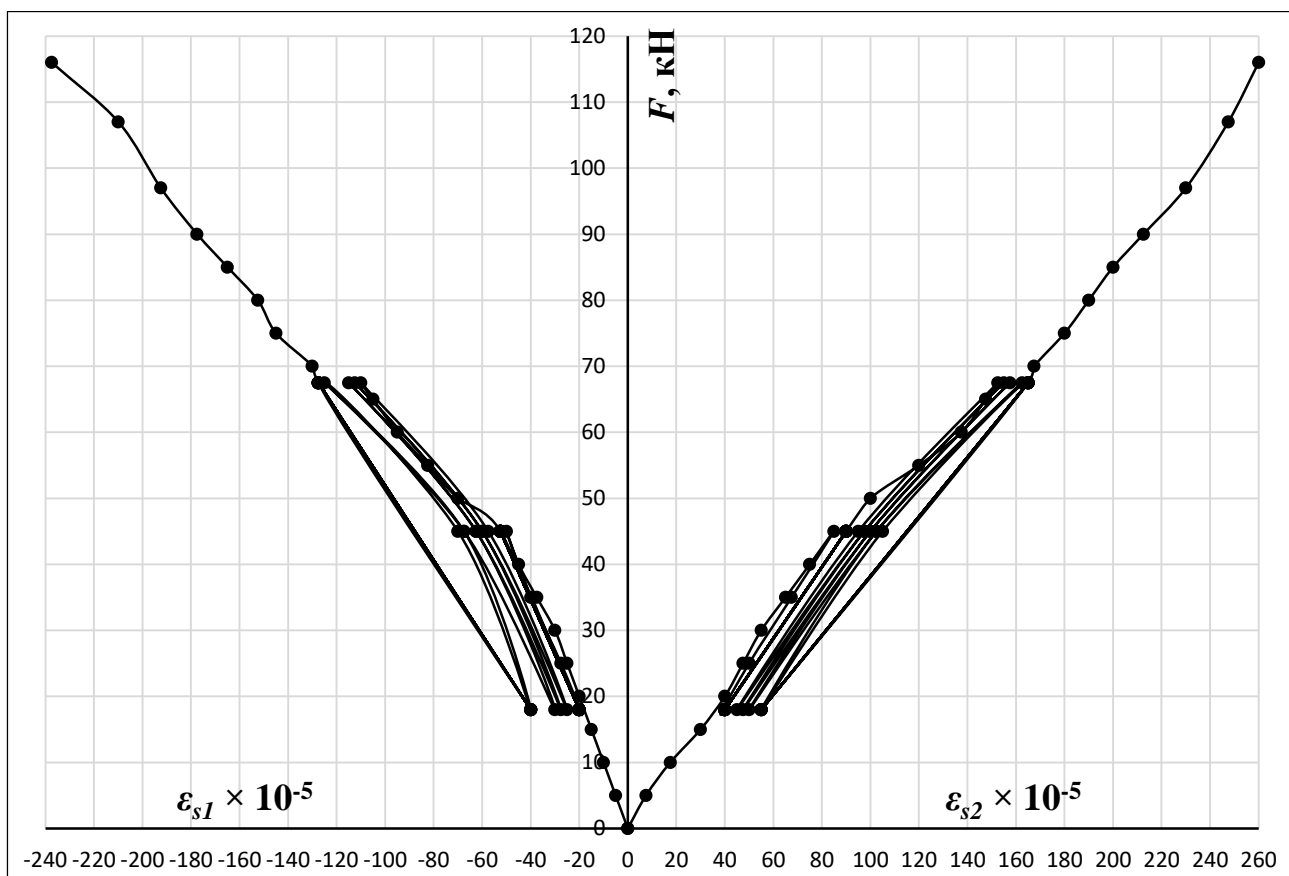


Рис. 3.28. Зміна відносних деформацій арматури розтягу та стиску на циклах навантаження арки A2-2

На 11-му циклі, при збільшенні навантаження до  $F = 67,5$  кН, значення відносних деформацій арматури розтягу збільшилось і склало  $\varepsilon_{s1} = 110 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні на циклі до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_{s1} = 25 \times 10^{-5}$ , при цьому залишкові деформації арматури становили  $\varepsilon_{s1} = 5 \times 10^{-5}$ , що складає 23% від сумарних залишкових деформацій за 19-ть циклів навантаження (рис. 3.28). На подальших 9-ти циклах

навантаження при  $F = 67,5$  кН приріст в деформаціях арматури відбувався лише на 12...15-му циклах і становив  $\Delta\varepsilon_{s1} = 2,5...10 \times 10^{-5}$ , значення залишкових деформацій у розтягнутій арматурі на 12...14-му циклах склали  $\varepsilon_{s1} = 2,5...10 \times 10^{-5}$ , на подальших циклах навантаження залишкові деформації дорівнювали  $\varepsilon_{s2} = 0$ , що свідчить про стабілізацію деформацій розтягнутої арматури у поясі арки. Середнє значення приросту відносних деформацій у розтягнутій арматурі на 20-му циклі по ступенях навантаження з  $F = 75$  кН і до руйнування склало  $\Delta\varepsilon_{s1} = 11,75 \times 10^{-5}$ .

Крива деформування розтягнутої та стиснутої арматури дослідної арки до руйнування має лінійний характер.

Значення відносних деформацій розтягнутого стержня затяжки арки при навантаженні  $F = 116$  кН становили  $\varepsilon_{s1} = 145 \times 10^{-5}$ , що менше за максимальні відносні деформації, які відповідають напруженням  $\sigma_y - \varepsilon_{s0} = 300 \times 10^{-5}$  (див. рис. 3.29). На 1-му циклі навантаження при  $F = 45$  кН значення відносних деформацій розтягу затяжки склали  $\varepsilon_{s1} = 57,5 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_{s1} = 23,75 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації арматури становили  $\varepsilon_{s1} = 2,5 \times 10^{-5}$ , що складає 33,3% від сумарних залишкових деформацій за 19-ть циклів навантаження. На подальших 10-ти циклах навантаження, при  $F = 45$  кН, приросту в деформаціях розтягу затяжки не відбулося, залишкові деформації на циклах дорівнювали  $\varepsilon_{s1} = 1,25...2,5 \times 10^{-5}$  з їх стабілізацією до 10-го циклу (рис. 3.29). На 11-му циклі, при збільшенні навантаження до  $F = 67,5$  кН, значення відносних деформацій затяжки розтягу збільшились і склали  $\varepsilon_{s1} = 82,5 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні на циклі до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_{s1} = 27,5 \times 10^{-5}$  (рис. 3.29). На подальших 9-ти циклах навантаження при  $F = 67,5$  кН приріст в деформаціях затяжки відбувся лише на 12-му циклі і становив  $\Delta\varepsilon_{s1} = 2,5 \times 10^{-5}$ , значення залишкових деформацій у розтягнутій затяжці на 12...13-му циклах склали  $\varepsilon_{s1} = 1,25 \times 10^{-5}$ , на подальших циклах навантаження залишкові деформації дорівнювали  $\varepsilon_{s2} = 0$ , що свідчить про їх стабілізацію. Середнє значення приросту відносних деформацій у розтягнутій затяжці на 20-му циклі по ступенях навантаження з  $F = 70$  кН і до руйнування склало  $\Delta\varepsilon_{s1} = 6,5 \times 10^{-5}$ . Крива деформування розтягнутої затяжки дослідної арки до руйнування має лінійний характер, що свідчить про пружну її роботу.

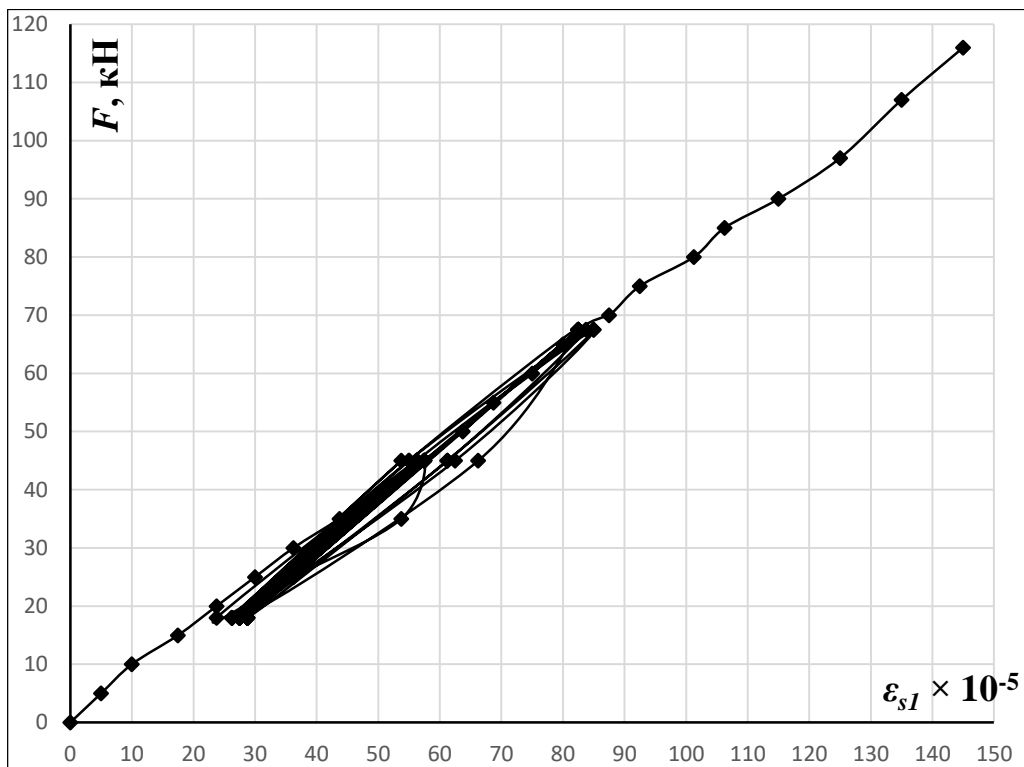


Рис. 3.29. Зміна відносних деформацій затяжки на циклах навантаження арки А2-2

На 1-му циклі навантаження при  $F = 45$  кН прогин поясу арки склав  $f = 3,39$  мм (табл. А.6 додатку А), а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $f = 2,06$  мм, залишковий прогин становив  $\Delta f = 0,89$  мм, що складає 74% від сумарного залишкового прогину за 10-ть перших циклів навантаження та 43% від сумарного залишкового прогину за 19-ть циклів навантаження (рис. 3.30). На подальших 10-ти циклах навантаження при  $F = 45$  кН прогин не збільшився, приріст залишкового прогину на циклах становив  $\Delta f = 0,01 \dots 0,06$  мм з його стабілізацією до 11-го циклу навантаження. На 11-му циклі навантаження при  $F = 67,5$  кН прогин поясу арки збільшився і склав  $f = 4,75$  мм, а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $f = 2,98$  мм, залишковий прогин становив  $\Delta f = 0,61$  мм, що складає 70% від сумарного залишкового прогину за 9-ть циклів навантаження та 30% від сумарного залишкового прогину за 19-ть циклів навантаження (рис. 3.30). На подальших циклах навантаження при  $F = 67,5$  кН прогин збільшувався до 18-го циклу, приріст прогину склав: на 12-му циклі –  $\Delta f = 0,14$  мм, на 13...17-му циклах – в середньому  $\Delta f = 0,02$  мм. Приріст залишкового прогину на 12...16-му циклах при розвантаженні до  $F = 18$  кН становив

$\Delta f = 0,1 \dots 0,01$  мм з його стабілізацією до 17-го циклу навантаження. При навантаженні  $F = 116$  кН прогин поясу арки склав  $f = 10,34$  мм, що менше гранично-допустимого значення  $f_u = 1/150l = 13,3$  мм. Величина приросту прогинів на 20-му циклі по ступенях навантаження з  $F = 70$  кН і до руйнування збільшувалась зі збільшенням рівня навантаження і становила  $\Delta f = 0,16 \dots 0,63$  мм, що пов'язано зі збільшенням пластичних деформацій у бетоні та розкриттям тріщин. Залежність прогину поясу арки від навантажень на циклах повторного навантаження і до руйнування має лінійний характер (рис. 3.30).

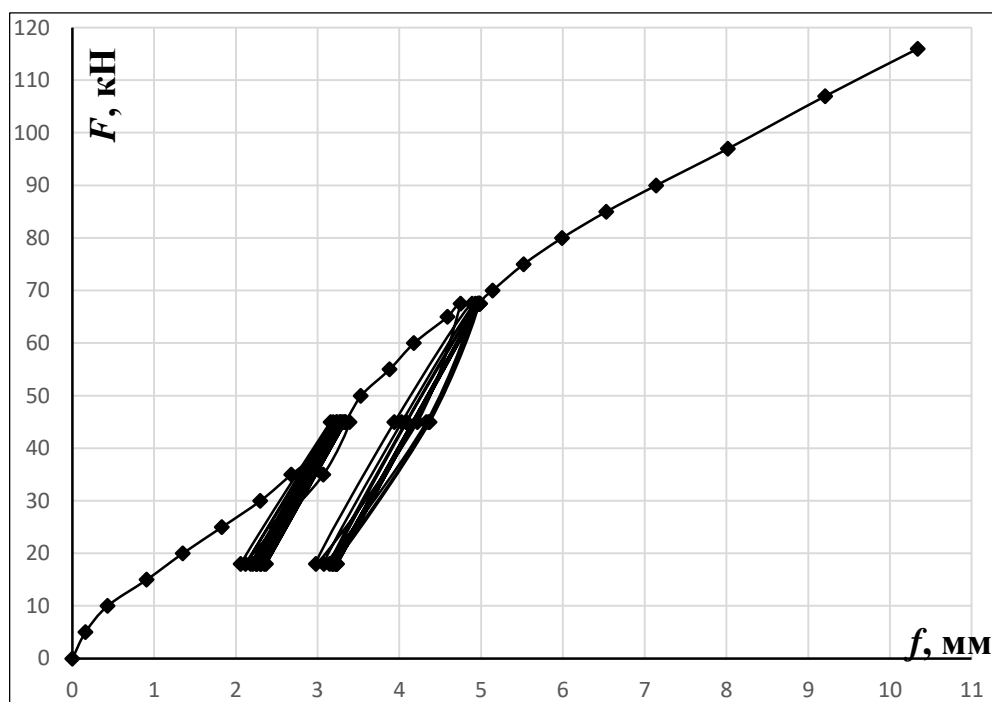


Рис. 3.30. Зміна прогинів поясу арки А2-2 на циклах повторного навантаження

Горизонтальне переміщення шарнірно-рухомої опори арки на 1-му циклі навантаження при  $F = 45$  кН склало  $\Delta = 2,95$  мм, а при розвантаженні до  $F = 18$  кН – не повернулось до попередніх значень і становило  $\Delta = 2,92$  мм (рис. 3.31). На подальших 10-ти циклах навантаження при  $F = 45$  кН відбувався приріст у значеннях переміщень опор в межах  $0,03 \dots 0,44$  мм, значення переміщення опор на 11-му циклі при навантаженні  $F = 45$  кН становило  $\Delta = 4,36$  мм. Відповідно, на кожному циклі при розвантаженні арки до  $F = 18$  кН, значення переміщень не повертались до попередніх величин і їх приріст становив  $0,26 \dots 0,09$  мм з

стабілізацією при збільшенні кількості циклів навантаження. На 11-му циклі навантаження при  $F = 67,5$  кН горизонтальне переміщення опор збільшилось і склало  $\Delta = 5,625$  мм, а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\Delta = 4,815$  мм (рис. 3.31). На подальших 9-ти циклах навантаження при  $F = 67,5$  кН відбувався приріст у значеннях переміщень опор в межах  $0,275 \dots 0,09$  мм, зі зменшенням їх величин на кожному наступному циклі навантаження. Відповідно, на кожному циклі при розвантаженні арки до  $F = 18$  кН, значення переміщень не повертались до попередніх величин і їх приріст становив  $0,1 \dots 0,245$  мм зі зменшенням їх величин на кожному наступному циклі навантаження. Приріст у значеннях переміщення опор на циклах повторного навантаження пояснюється, в загальному, зменшенням жорсткості поясу арки.

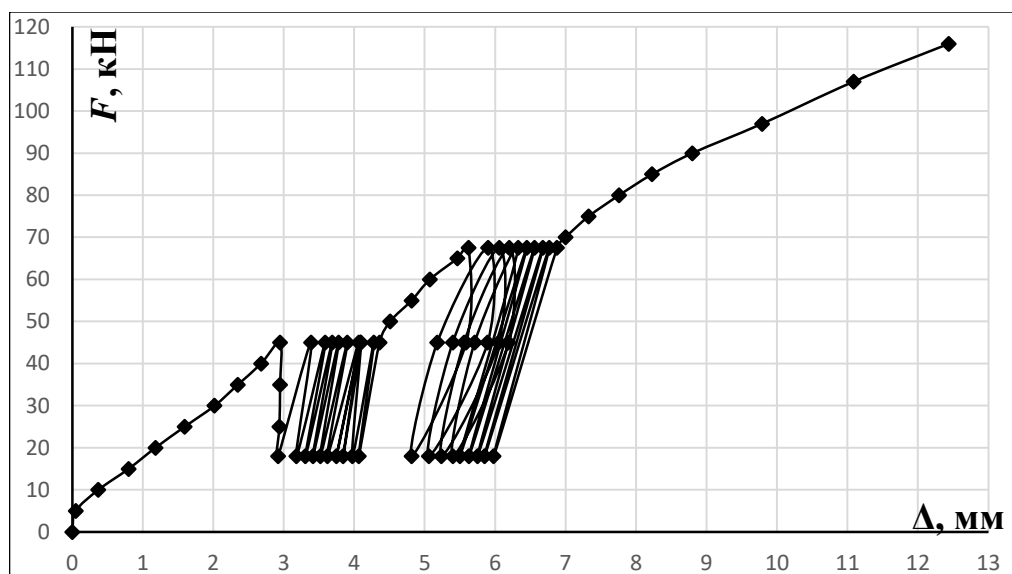


Рис. 3.31. Зміна переміщень опор арки А2-2 на циклах повторного навантаження

При навантаженні  $F = 116$  кН переміщення опор становило  $\Delta = 12,44$  мм, що на 2,1 мм більше за прогин арки. Величина переміщення опор на 20-му циклі по ступенях навантаження з  $F = 75$  кН і до руйнування збільшувалась зі збільшенням рівня навантаження, приріст у значеннях становив  $0,33 \dots 0,75$  мм.

Перша нормальна тріщина утворилась у прольоті поясу арки в нижній розтягнутій зоні під зосередженою силою на 48-му ступені навантаження (14-й цикл) при  $F = 67,5$  кН (див. рис. 3.32). Глибина розкриття тріщини становила

28 мм, ширина розкриття на ступені навантаження склала  $w_k = 0,025$  мм. В подальшому тріщина розвивалась на всіх циклах навантаження до руйнування, стала наскрізною на висоту поясу та магістральною (критичною). На 20-му циклі навантаження (63-й ступінь) при  $F = 70$  кН утворились дві нові нормальні тріщини у прольоті поблизу зосереджених сил висотою 48 мм і 66 мм, одна з них – на відстані 60 мм від існуючої тріщини (рис. 3.32). Ширина розкриття тріщин на ступені навантаження становила  $w_k = 0,025$  мм, а ширина розкриття магістральної тріщини –  $w_k = 0,04$  мм. На 67-му ступені навантаження при  $F = 90$  кН утворилась одна нова нормальна тріщина в середині прольоту арки між зосередженими силами висотою 55 мм на відстані 280 мм і 300 мм від існуючих тріщин (рис. 3.32). Ширина розкриття тріщини на ступені навантаження склала  $w_k = 0,04$  мм, а ширина розкриття магістральної тріщини –  $w_k = 0,1$  мм. На 68-му ступені навантаження при  $F = 97$  кН утворились дві нові нормальні тріщини у прольоті арки між зосередженими силами (рис. 3.32). Глибина розкриття тріщин на 68-му ступені становила 35 мм і 87 мм, відстань до існуючих тріщин – 60 мм і 130 (180) мм, ширина розкриття склала  $w_k = 0,05$  мм. На 69-му ступені навантаження при  $F = 107$  кН утворились дві нові нормальні тріщини у середині прольоту арки між зосередженими силами (рис. 3.32). Глибина розкриття новоутворених тріщин на 69-му ступені становила 34 мм і 65 мм, відстань до існуючих тріщин – 110 мм і 130 мм. Ширина розкриття магістральної тріщини на 69-му ступені навантаження становила  $w_k = 0,3$  мм, що дорівнює гранично-допустимому значенню  $w_{max} = 0,3$  мм.

Всі нормальні тріщини, що утворились в поясі арки на 63...69-му ступенях навантаження, на подальших ступенях навантаження до руйнування арки не розвивалась. Від початку навантаження і до руйнування у нижній зоні поясу арки з високоміцного бетону зафіксували 8 тріщин (рис. 3.32). Відстань між тріщинами (максимальний крок) в середньому становила  $s_r = 91$  мм. Глибина розкриття нормальних тріщин у поясі арки склала в середньому 66 мм. Графіки зміни ширини розкриття тріщин та кількості тріщин в арці залежно від навантаження наведені на рис. 3.33.

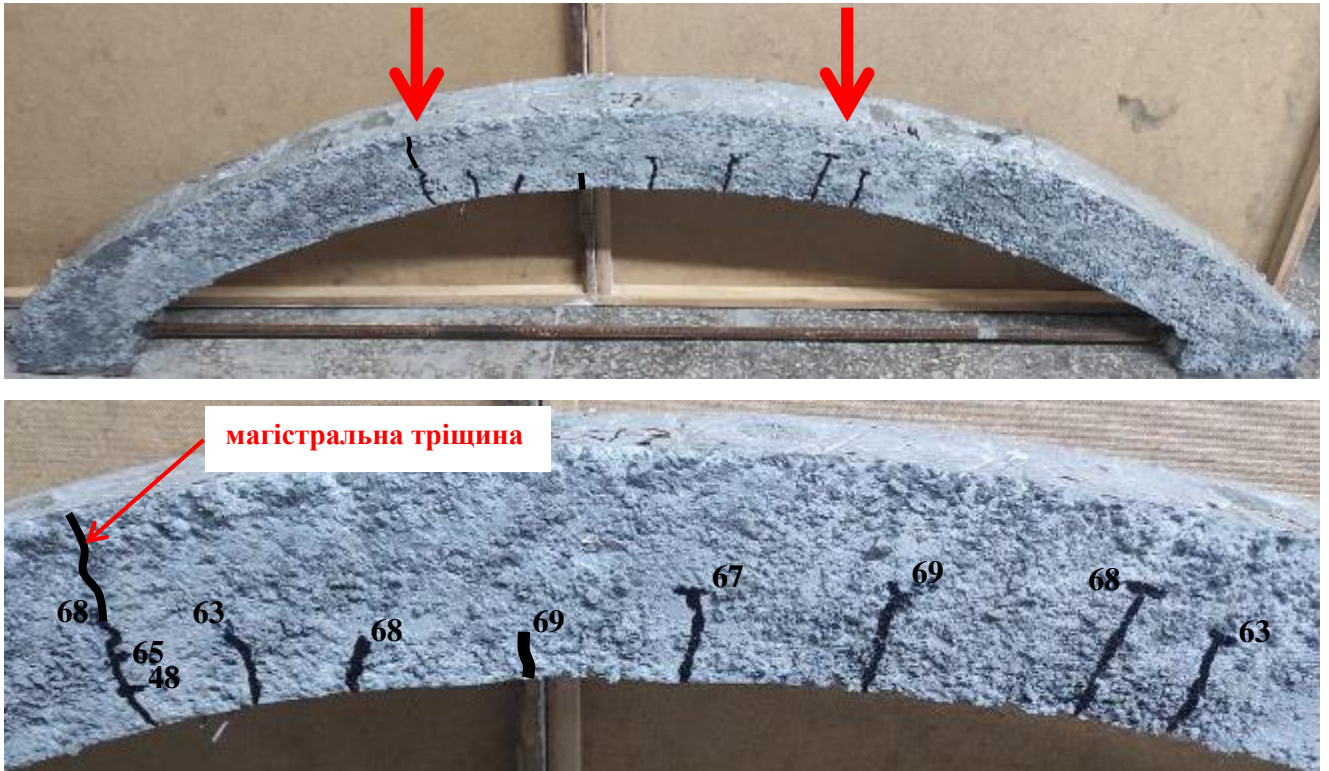
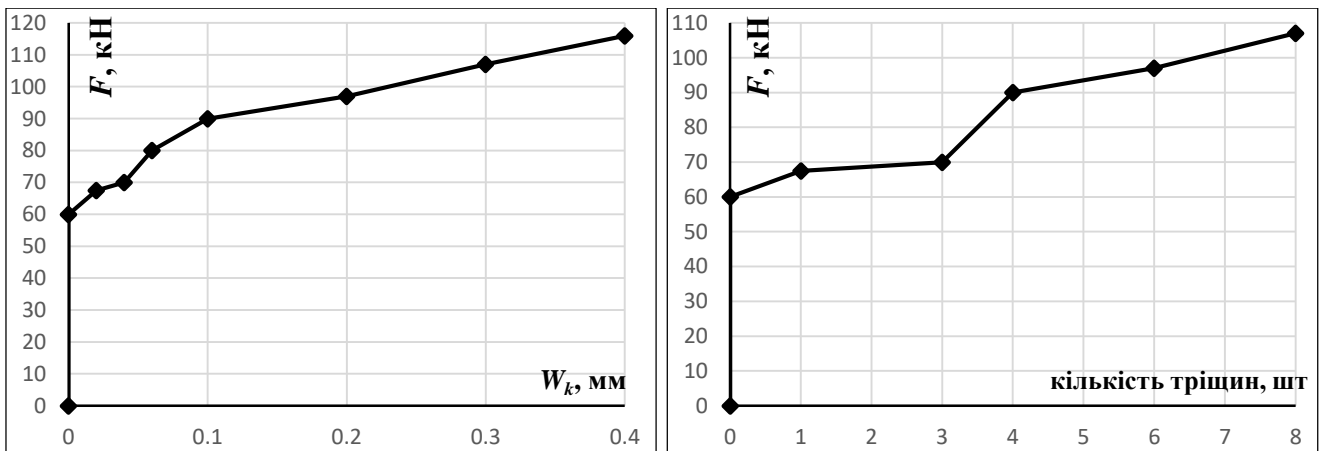


Рис. 3.32. Характер утворення та розвитку тріщин у поясі арки А2-2



а)

б)

Рис. 3.33. Залежність від навантаження в арці А2-2: а) ширини розкриття тріщин, б) кількості тріщин

Зруйнувалася арка А2-2 при навантаженні  $F_u = 113$  кН по наскрізній магістральній нормальній тріщині під зосередженою силою (див. рис. 3.32). При цьому деформації у стиснутій робочій арматурі та стиснутому бетоні поясу арки досягли граничних значень.

### 3.2.2. Дослідна арка А2-3

Значення відносних деформацій максимально стиснутої фібри бетону в замку арки (за індикатором І-7) на 16-му циклі повторного навантаження при  $F = 105$  кН становили  $\varepsilon_c = 238,2 \times 10^{-5}$  (табл. А.7 додатку А), що перевищує граничні  $\varepsilon_{cl} = 205 \times 10^{-5}$  для бетону класу С60 [59] (див. рис. 3.34). Граничних значень стиснутий бетон досяг при навантаженні  $F_u = 100$  кН. На 1-му циклі навантаження при  $F = 40$  кН ( $\eta = 0,4 F_u$ ) значення відносних деформацій бетону стиску склали  $\varepsilon_c = 83 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН ( $\eta = 0,18 F_u$ ) –  $\varepsilon_c = 58,9 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації бетону становили  $\varepsilon_c = 16,06 \times 10^{-5}$ , що складає 92,5% від сумарних залишкових деформацій за перших 4 цикли навантаження та 31,5% від сумарних залишкових деформацій за 15-ть циклів навантаження (рис. 3.34). На подальших 4-х циклах навантаження при  $F = 40$  кН приріст у значеннях відносних деформацій бетону стиску на величину  $\Delta\varepsilon_c = 1,3 \times 10^{-5}$  відбувся на двох циклах. Також, значення залишкових деформацій бетону стиску при  $F = 18$  кН збільшилось на  $\varepsilon_c = 1,3 \times 10^{-5}$  лише на одному циклі навантаження, що говорить про стабілізацію деформацій у стиснутому бетоні.

На 5-му циклі навантаження при  $F = 50$  кН ( $\eta = 0,5 F_u$ ) значення відносних деформацій бетону стиску збільшились і склали  $\varepsilon_c = 104,4 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_c = 54,9 \times 10^{-5}$  (рис. 3.34). На подальших 6-ти циклах навантаження при  $F = 50$  кН приросту у значеннях відносних деформацій бетону стиску не відбувалося, а залишкові деформації бетону при  $F = 18$  кН збільшилось на  $\varepsilon_c = 1,3 \times 10^{-5}$  лише на двох циклах навантаження, що говорить про стабілізацію деформацій у стиснутому бетоні.



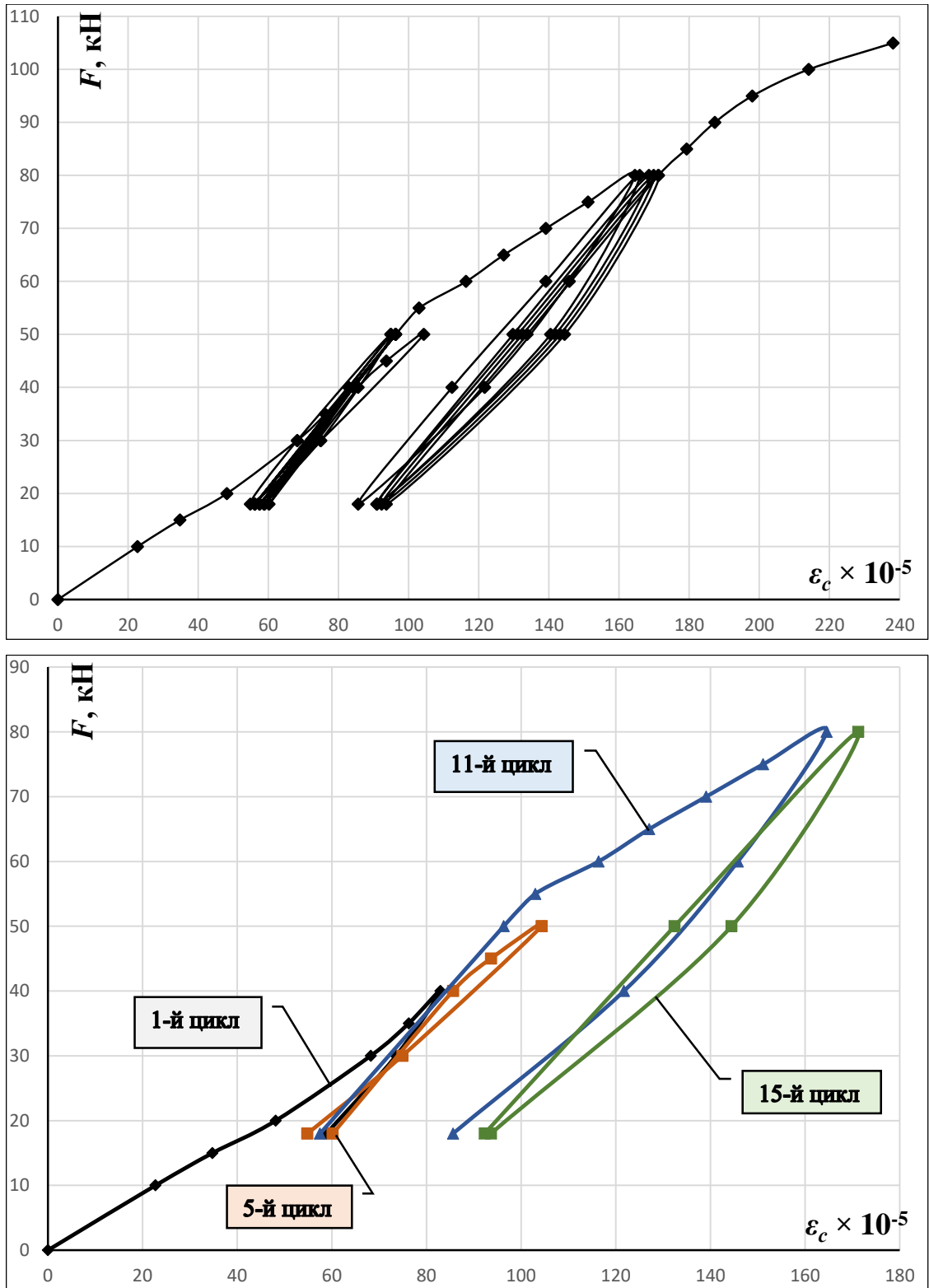


Рис. 3.34. Зміна відносних деформацій бетону стиску на циклах навантаження арки А2-3

На 11-му циклі навантаження при  $F = 80$  кН ( $\eta = 0,8 F_u$ ) значення відносних деформацій бетону стиску збільшились і склали  $\varepsilon_c = 164,6 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні

до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_c = 85,6 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації бетону становили  $\varepsilon_c = 28,1 \times 10^{-5}$ , що складає 77,6% від сумарних залишкових деформацій за 11...15-й цикли навантаження та 55,3% від сумарних залишкових деформацій за 15-ть циклів навантаження (рис. 3.34). На подальших 5-ти циклах навантаження при  $F = 80$  кН приріст у значеннях відносних деформацій бетону стиску відбувався до 16-го циклу і становив в середньому  $\Delta\varepsilon_c = 1,65 \times 10^{-5}$ , на 16-му циклі навантаження приросту деформацій не відбулось, а значення відносних деформацій бетону стиску становили  $\varepsilon_c = 171,3 \times 10^{-5}$ . Значення залишкових деформацій бетону стиску на 12...15-му циклах при  $F = 18$  кН зменшувались з кожним циклом навантаження і становили  $\varepsilon_c = 5,4 \dots 1,3 \times 10^{-5}$ , що говорить про стабілізацію деформацій у стиснутому бетоні. Стрімке збільшення приросту відносних деформацій у стиснутому бетоні спостерігали на 16-му циклі по ступенях навантаження до руйнування: при  $F = 85 \dots 90$  кН –  $\Delta\varepsilon_c = 8 \times 10^{-5}$ , при  $F = 95$  кН –  $\Delta\varepsilon_c = 10,7 \times 10^{-5}$ , при  $F = 100$  кН –  $\Delta\varepsilon_c = 16,1 \times 10^{-5}$ , при  $F = 105$  кН –  $\Delta\varepsilon_c = 24,1 \times 10^{-5}$ .

Значення відносних деформацій максимально розтягнутої фібри бетону в замку арки (за індикатором I-3) на 16-му циклі повторного навантаження при  $F = 105$  кН становили  $\varepsilon_{ct} = 293,9 \times 10^{-5}$ , що перевищує граничні  $\varepsilon_{ctl} = 10 \times 10^{-5}$  (див. рис. 3.35). Граничних значень відносні деформації бетону розтягу в поясі арки досягли вже на 2-му ступені навантаження при  $F = 10$  кН. На 1-му циклі навантаження при  $F = 40$  кН значення відносних деформацій бетону розтягу склали  $\varepsilon_{ct} = 43,5 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_{ct} = 33 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації бетону становили  $\varepsilon_{ct} = 10,24 \times 10^{-5}$ , що складає 85% від сумарних залишкових деформацій за перших 4 цикли навантаження та 10% від сумарних залишкових деформацій за 15-ть циклів навантаження (рис. 3.35). На подальших 4-х циклах навантаження при  $F = 40$  кН приріст у значеннях відносних деформацій бетону розтягу відбувся лише на 2-му циклі на величину  $\Delta\varepsilon_{ct} = 1,7 \times 10^{-5}$ . Також, значення залишкових деформацій бетону розтягу при  $F = 18$  кН збільшилось на  $\varepsilon_{ct} = 1,8 \times 10^{-5}$  лише на 2-му циклі навантаження, що говорить про стабілізацію деформацій у розтягнутому бетоні.

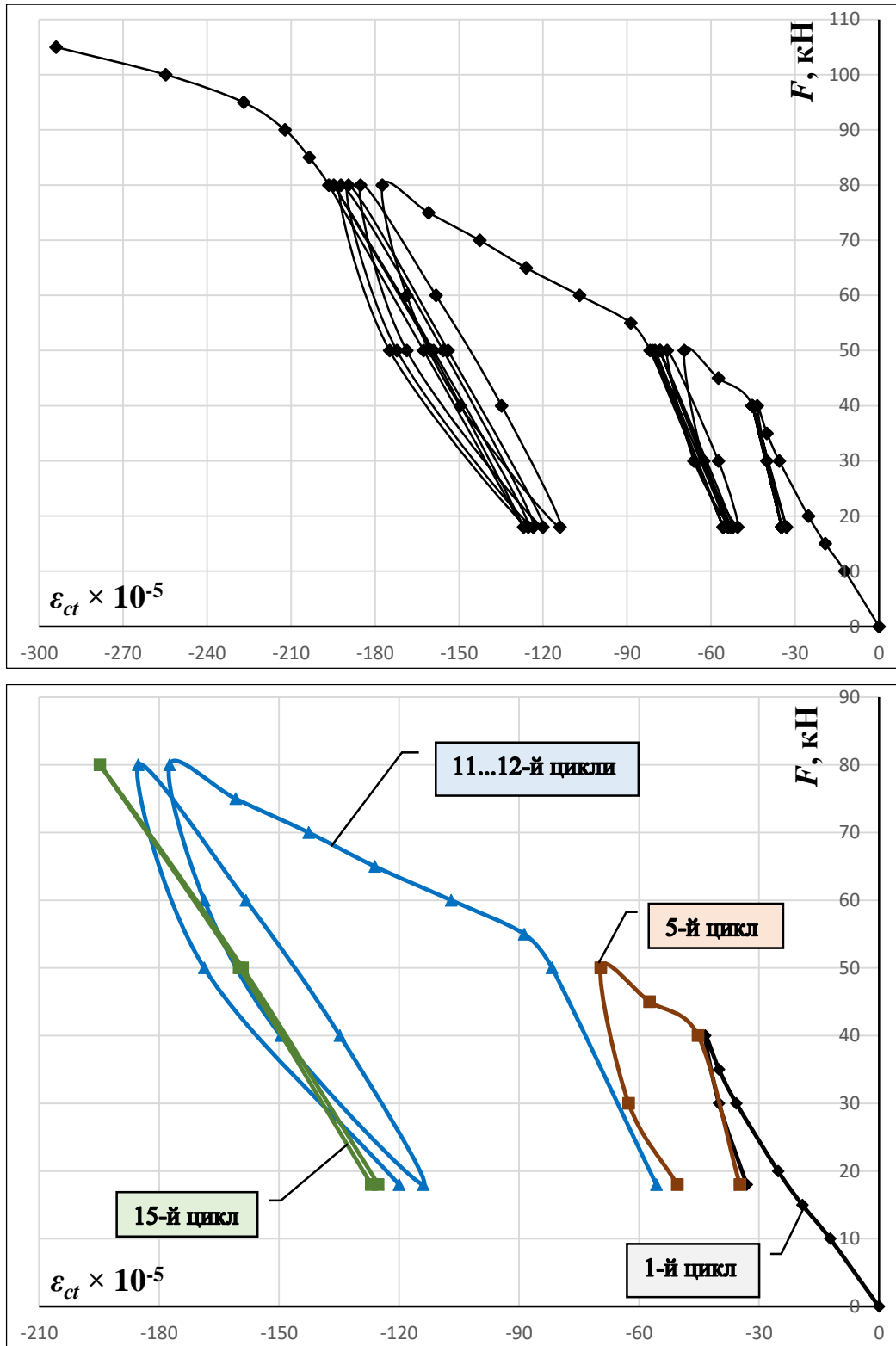


Рис. 3.35. Зміна відносних деформацій бетону розтягу на циклах навантаження арки А2-3

На 5-му циклі навантаження при  $F = 50$  кН значення відносних деформацій бетону розтягу збільшились і склали  $\epsilon_{ct} = 69,6 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до

$F = 18$  кН –  $\varepsilon_{ct} = 50,4 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації бетону становили  $\varepsilon_{ct} = 15,6 \times 10^{-5}$ , що складає 75% від сумарних залишкових деформацій на 5...10-му циклах навантаження та 15% від сумарних залишкових деформацій за 15-ть циклів навантаження (рис. 3.35). На подальших 6-ти циклах навантаження при  $F = 50$  кН відбувався приріст у значеннях відносних деформацій бетону розтягу з його зменшенням на кожному наступному циклі  $\Delta\varepsilon_{ct} = 6,1 \dots 0,8 \times 10^{-5}$ . Середнє значення залишкових деформацій бетону розтягу на 6...9-му циклах при  $F = 18$  кН становило  $\varepsilon_{ct} = 1,3 \times 10^{-5}$ , а на 10-му циклі навантаження залишкові деформації були відсутні, що говорить про стабілізацію деформацій у розтягнутому бетоні.

На 11-му циклі навантаження при  $F = 80$  кН значення відносних деформацій бетону розтягу суттєво збільшились і склали  $\varepsilon_{ct} = 177,4 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_{ct} = 113,9 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації бетону становили  $\varepsilon_{ct} = 58,2 \times 10^{-5}$ , що складає 81,6% від сумарних залишкових деформацій за 11...15-й цикли навантаження та 56% від сумарних залишкових деформацій за 15-ть циклів навантаження (рис. 3.35). На подальших 5-ти циклах навантаження при  $F = 80$  кН відбувався приріст відносних деформацій бетону розтягу зі зменшенням його значень з кожним наступним циклом  $\Delta\varepsilon_{ct} = 7,8 \dots 1,7 \times 10^{-5}$ . Значення залишкових деформацій бетону розтягу на 12...15-му циклах при  $F = 18$  кН зменшувались з кожним циклом навантаження і становили  $\varepsilon_{ct} = 6,1 \dots 1,7 \times 10^{-5}$ , що говорить про стабілізацію деформацій у бетоні. Стрімке збільшення приросту відносних деформацій у розтягнутому бетоні спостерігали на 16-му циклі по ступенях навантаження до руйнування: при  $F = 85 \dots 90$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_{ct} = 7,85 \times 10^{-5}$ , при  $F = 95$  кН –  $\Delta\varepsilon_{ct} = 14,8 \times 10^{-5}$ , при  $F = 100$  кН –  $\Delta\varepsilon_{ct} = 27,8 \times 10^{-5}$ , при  $F = 105$  кН –  $\Delta\varepsilon_{ct} = 39,1 \times 10^{-5}$  (рис. 3.35). Збільшення приросту та залишкових деформацій розтягнутого бетону на циклах та ступенях навантаження пов'язано з процесами тріщиноутворення і розвитку тріщин у бетоні поясу арки на довжині бази вимірювання індикатора, та з надмірним розкриттям тріщин.

В перерізах поясу арки на віддалі 68 см від опор (за індикаторами I-2 та I-4) значення відносних деформацій стиснутої фібри бетону на 16-му циклі повторного навантаження при  $F = 105$  кН становили  $\varepsilon_c = 160 \times 10^{-5}$ , що менше за граничні

$\varepsilon_{c1} = 205 \times 10^{-5}$  (див. рис. 3.36). На 1-му циклі навантаження при  $F = 40$  кН значення відносних деформацій бетону стиску склали  $\varepsilon_c = 47,1 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_c = 34,1 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації бетону становили  $\varepsilon_c = 13 \times 10^{-5}$ , що складає 100% від сумарних залишкових деформацій за перших 4 цикли навантаження та 34,5% від сумарних залишкових деформацій за 15-ть циклів навантаження (рис. 3.36). На подальших 4-х циклах навантаження приросту у значеннях як відносних деформацій бетону стиску при  $F = 40$  кН, так і залишкових деформацій бетону при  $F = 18$  кН не відбулося, що свідчить про пружну роботу бетону. На 5-му циклі навантаження при  $F = 50$  кН значення відносних деформацій бетону стиску збільшились і склали  $\varepsilon_c = 55,3 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_c = 34,1 \times 10^{-5}$  (рис. 3.36). На подальших 6-ти циклах навантаження при  $F = 50$  кН приросту у значеннях відносних деформацій бетону стиску не відбувалося, а залишкові деформації бетону при  $F = 18$  кН збільшилось на  $\varepsilon_c = 1,2 \times 10^{-5}$  лише на 6-му циклі навантаження, що також говорить про пружну роботу стиснутого бетону.

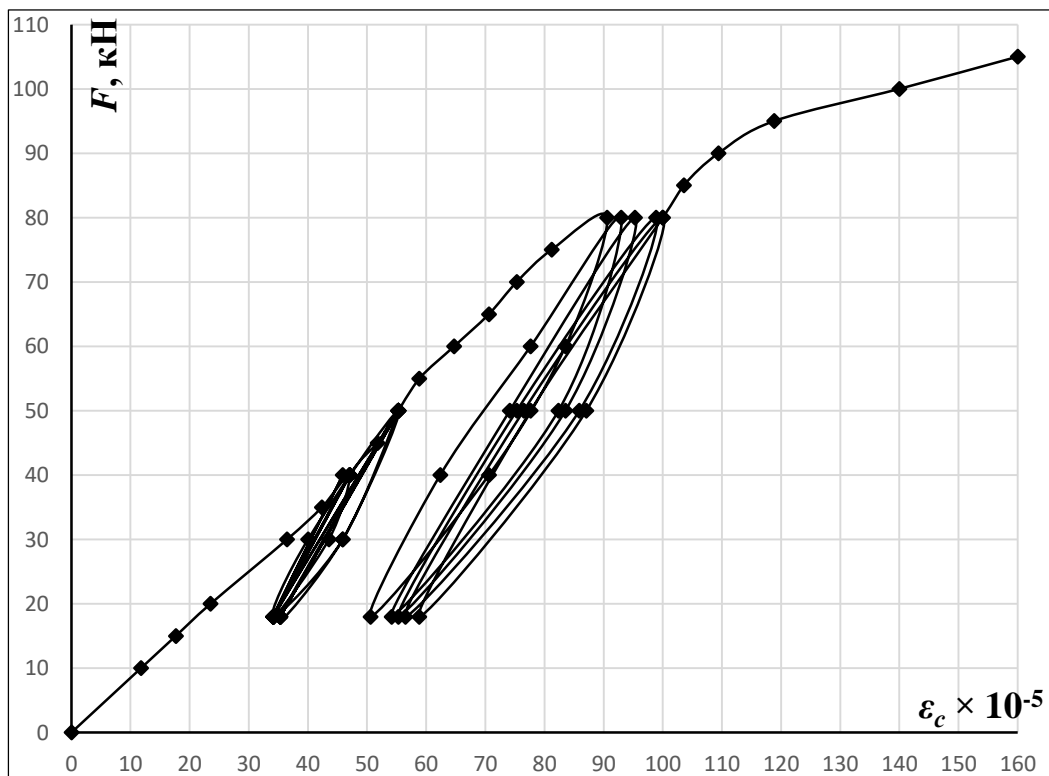


Рис. 3.36. Зміна відносних деформацій стиснутого бетону в перерізах на віддалі 68 см від опор в арці А2-3

На 11-му циклі навантаження при  $F = 80$  кН значення відносних деформацій бетону стиску збільшилися і склали  $\varepsilon_c = 90,6 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_c = 50,6 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації бетону становили  $\varepsilon_c = 15,3 \times 10^{-5}$ , що складає 65% від сумарних залишкових деформацій за 11...15-й цикли навантаження та 40,6% від сумарних залишкових деформацій за 15-ть циклів навантаження (рис. 3.36). На подальших 5-ти циклах навантаження при  $F = 80$  кН приріст у значеннях відносних деформацій бетону стиску відбувався до 16-го циклу і становив в середньому  $\Delta\varepsilon_c = 2,35 \times 10^{-5}$ , на 16-му циклі навантаження приросту деформацій не відбулось, а значення відносних деформацій бетону стиску становили  $\varepsilon_c = 100 \times 10^{-5}$ . Значення залишкових деформацій бетону стиску на 12...15-му циклах при  $F=18$  кН зменшувались з кожним циклом навантаження і становили  $\varepsilon_c = 3,5 \dots 1,2 \times 10^{-5}$ , що говорить про стабілізацію деформацій у стиснутому бетоні. Стрімке збільшення приросту відносних деформацій у стиснутому бетоні спостерігалось на 16-му циклі по ступенях навантаження до руйнування: при  $F = 85 \dots 90$  кН – в середньому  $\Delta\varepsilon_c = 4,7 \times 10^{-5}$ , при  $F = 95$  кН –  $\Delta\varepsilon_c = 9,4 \times 10^{-5}$ , при  $F = 100$  кН –  $\Delta\varepsilon_c = 21,1 \times 10^{-5}$ , при  $F = 105$  кН –  $\Delta\varepsilon_c = 20 \times 10^{-5}$ .

В перерізах арки на віддалі 35 см від опор, у нижній зоні поясу, бетон від початку завантаження і до  $F = 105$  кН працював: поблизу шарнірно-рухомої опори (за індикатором I-1) – на розтяг, а поблизу шарнірно-нерухомої опори (за індикатором I-5) – поперемінно на розтяг і стиск (див. рис. 3.37). За індикатором I-1 максимальні деформації бетону розтягу склали  $\varepsilon_{ct} = 15,68 \times 10^{-5}$ , що перевищує граничні  $\varepsilon_{ctu} = 10 \times 10^{-5}$ . Граничних значень відносні деформації бетону розтягу в перерізі поясу арки досягли на 4-му ступені навантаження при  $F = 30$  кН.

Бетон в перерізі на віддалі 35 см від шарнірно-нерухомої опори (за індикатором I-5) зазнавав на циклах навантаження арки знакозмінних навантажень розтягу-стиску (рис. 3.37). На 1-му циклі навантаження до  $F = 30$  кН бетон зазнавав розтягу зі значенням відносних деформацій  $\varepsilon_{ct} = 1,1 \times 10^{-5}$ , при  $F = 40$  кН напруження у бетоні змінили знак і відносні деформації бетону стиску склали  $\varepsilon_c = 1,1 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН бетон знову зазнавав розтягу з  $\varepsilon_{ct} = 4,4 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації бетону при  $F = 18$  кН становили  $\varepsilon_{ct} = 4,1 \times 10^{-5}$ .

На наступних 4-х циклах навантаження при  $F = 40$  кН відносні деформації бетону стиску склали  $\varepsilon_c = 1,1 \times 10^{-5}$ , а при  $F = 18$  кН відносні деформації бетону розтягу –  $\varepsilon_{ct} = 4,4 \times 10^{-5}$ , отже за відсутності приросту й залишкових деформацій бетон працював пружно (рис. 3.37). На 5-му циклі навантаження при  $F = 50$  кН значення відносних деформацій бетону стиску збільшились і склали  $\varepsilon_c = 3,3 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_{ct} = 4,4 \times 10^{-5}$  (рис. 3.37). На подальших 6-ти циклах навантаження при  $F = 50$  кН приріст у значеннях відносних деформацій бетону стиску відбувся лише на 6-му циклі з  $\varepsilon_c = 4,4 \times 10^{-5}$ , а залишкові деформації бетону при  $F = 18$  кН дорівнювали  $\varepsilon_{ct} = 0$ , що також говорить про пружну роботу бетону. На 11-му циклі навантаження при  $F = 80$  кН значення відносних деформацій бетону стиску збільшились і склали  $\varepsilon_c = 13,3 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_{ct} = 3,3 \times 10^{-5}$  (рис. 3.37). На подальших 5-ти циклах навантаження при  $F = 80$  кН приросту у значеннях відносних деформацій бетону стиску не відбулося, а залишкові деформації бетону при  $F = 18$  кН були зафіксовані лише на 12-му циклі і становили  $\varepsilon_{ct} = 3,4 \times 10^{-5}$ . На циклах навантаження найбільші відносні деформації бетону розтягу  $\varepsilon_{ct} = 6,7 \times 10^{-5}$  та відносні деформації бетону стиску  $\varepsilon_c = 24 \times 10^{-5}$  не досягли граничних значень.

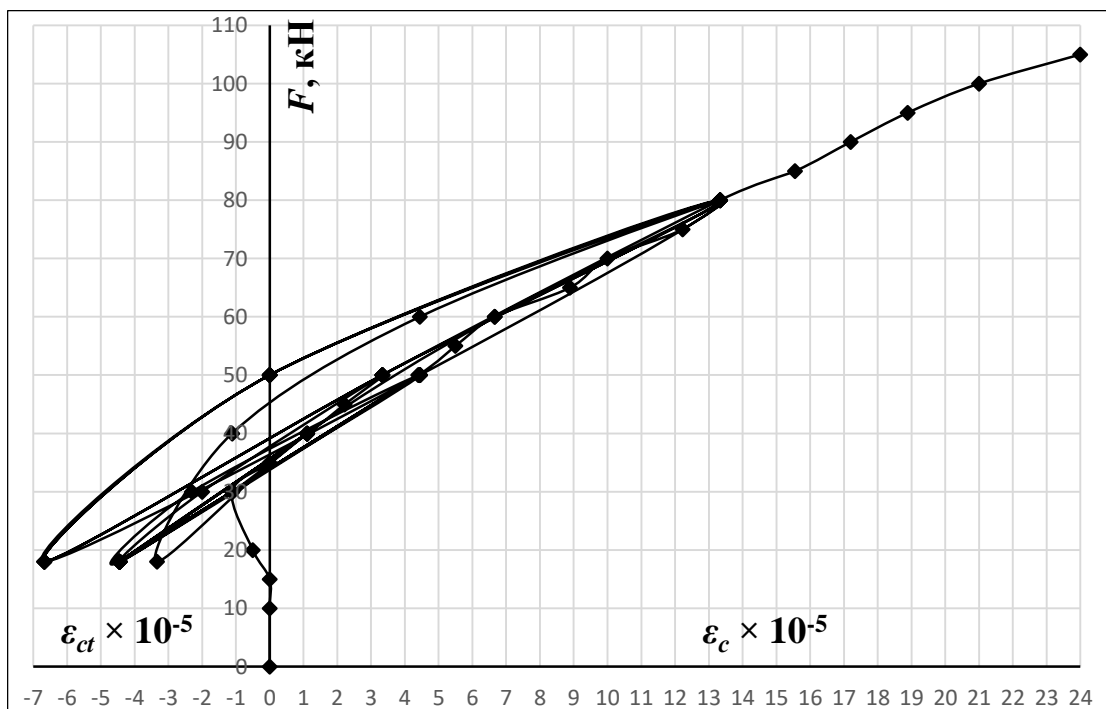


Рис. 3.37. Зміна відносних деформацій бетону в арці А2-3 за індикатором І-5

Значення відносних деформацій стиснутої робочої арматури у прольоті поясу арки при навантаженні  $F = 105$  кН та  $F_u = 100$  кН становили відповідно  $\varepsilon_{s2} = 275 \times 10^{-5}$  і  $\varepsilon_{s2} = 260 \times 10^{-5}$  (табл. А.8 додатку А), що перевищує максимальні відносні деформації, які відповідають напруженням  $\sigma_y - \varepsilon_{s0} = 242,5 \times 10^{-5}$  (див. рис. 3.38). На 1-му циклі навантаження при  $F = 40$  кН значення відносних деформацій арматури стиску склали  $\varepsilon_{s2} = 75 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_{s2} = 42,5 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації арматури становили  $\varepsilon_{s2} = 9 \times 10^{-5}$ , що складає 20,5% від сумарних залишкових деформацій за 15-ть циклів навантаження (рис. 3.38). На подальших 4-х циклах навантаження при  $F = 40$  кН приріст у значеннях відносних деформацій арматури стиску відбувся лише на 2-му циклі на величину  $\Delta\varepsilon_{s2} = 5 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації арматури при  $F = 18$  кН були відсутні, що говорить про пружну роботу сталі. На 5-му циклі навантаження при  $F = 50$  кН значення відносних деформацій арматури стиску збільшились і склали  $\varepsilon_{s2} = 107,5 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_{s2} = 45 \times 10^{-5}$  (рис. 3.38). На подальших 6-ти циклах навантаження при  $F = 50$  кН приріст у значеннях відносних деформацій арматури стиску відбувся лише на 6-му циклі і становив  $\Delta\varepsilon_{s2} = 2,5 \times 10^{-5}$ , а залишкові деформації арматури при  $F = 18$  кН збільшилось також на 6-му циклі на величину  $\varepsilon_{s2} = 2,5 \times 10^{-5}$ , що говорить про стабілізацію деформацій в арматурі. На 11-му циклі навантаження при  $F = 80$  кН значення відносних деформацій арматури стиску збільшились і склали  $\varepsilon_{s2} = 195 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_{s2} = 67,5 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації арматури становили  $\varepsilon_{s2} = 20 \times 10^{-5}$ , що складає 67% від сумарних залишкових деформацій за 11...15-й цикли навантаження та 45,5% від сумарних залишкових деформацій за 15-ть циклів навантаження (рис. 3.38). На подальших 5-ти циклах навантаження при  $F = 80$  кН приріст у значеннях відносних деформацій арматури стиску відбувався до 16-го циклу і становив: на 12-му циклі –  $\Delta\varepsilon_{s2} = 10 \times 10^{-5}$ , на 13...16-му циклах –  $\Delta\varepsilon_{s2} = 2,5 \times 10^{-5}$ . Значення залишкових деформацій арматури стиску на 12...15-му циклах при  $F = 18$  кН становили в середньому  $\varepsilon_{s2} = 2,5 \times 10^{-5}$ . Приріст відносних деформацій у стиснутій арматурі на 16-му циклі по ступенях навантаження до руйнування становив в середньому  $\Delta\varepsilon_{s2} = 12,5 \times 10^{-5}$ .



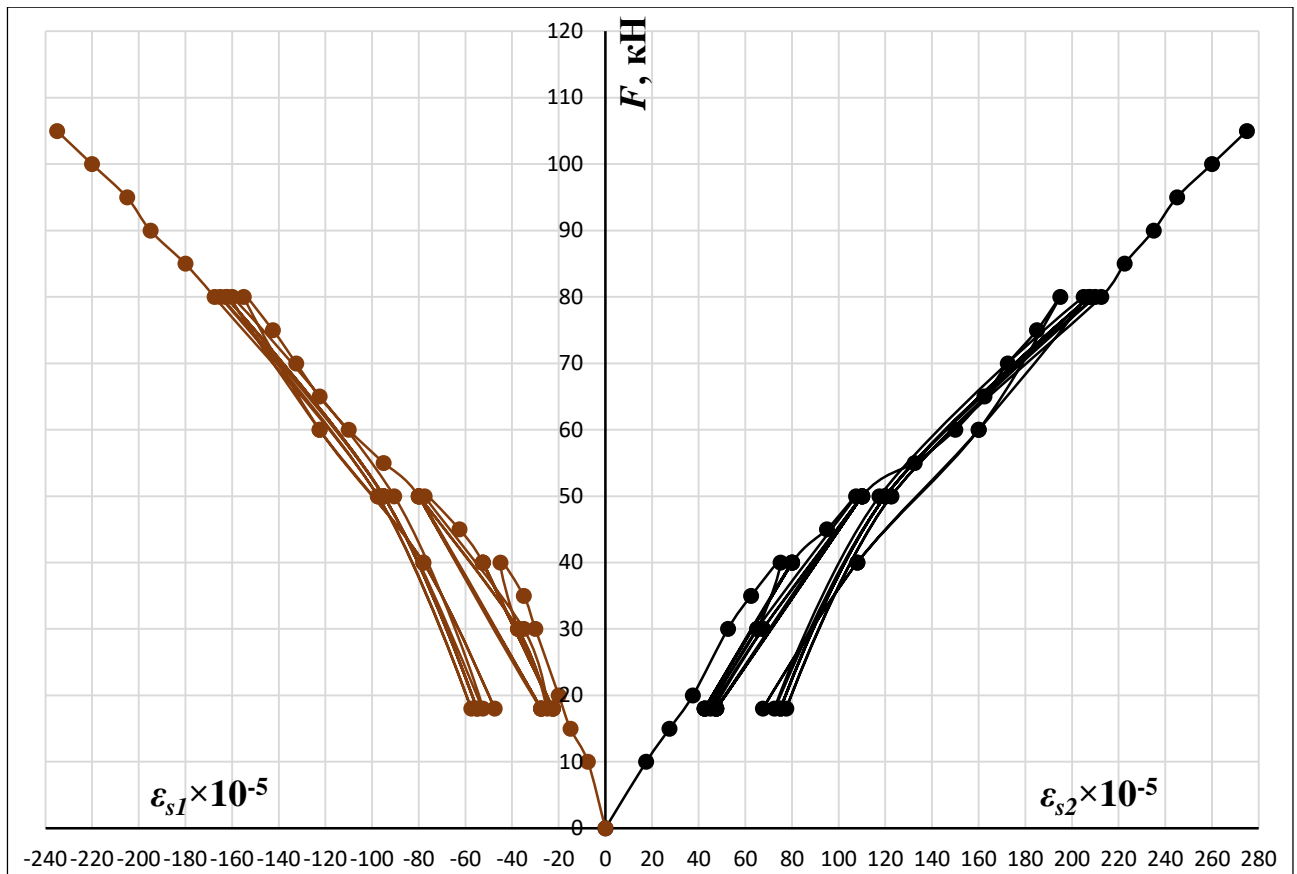


Рис. 3.38. Зміна відносних деформацій арматури розтягу та стиску на циклах навантаження арки А2-3

Значення відносних деформацій розтягнутої робочої арматури у прольоті поясу арки при навантаженні  $F = 105$  кН та  $F_u = 100$  кН становили відповідно  $\epsilon_{s1} = 235 \times 10^{-5}$  і  $\epsilon_{s1} = 220 \times 10^{-5}$ , що менше за максимальні відносні деформації, які відповідають напруженням  $\sigma_y - \epsilon_{s0} = 242,5 \times 10^{-5}$  (див. рис. 3.38). На 1-му циклі навантаження при  $F = 40$  кН значення відносних деформацій арматури розтягу склали  $\epsilon_{s1} = 45 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\epsilon_{s1} = 22,5 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації арматури становили  $\epsilon_{s1} = 4,5 \times 10^{-5}$ , що складає 11,5% від сумарних залишкових деформацій за 15-ть циклів навантаження (рис. 3.38). На подальших 4-х циклах навантаження при  $F = 40$  кН приріст у значеннях відносних деформацій арматури розтягу відбувся лише на 2-му циклі на величину  $\Delta\epsilon_{s1} = 7,5 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації арматури при  $F = 18$  кН були відсутні, що говорить про пружну роботу сталі. На 5-му циклі навантаження при  $F = 50$  кН значення відносних деформацій арматури розтягу збільшились і склали  $\epsilon_{s1} = 77,5 \times 10^{-5}$ , а при

розвантажені до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_{sI} = 25 \times 10^{-5}$  (рис. 3.38). На подальших 6-ти циклах навантаження при  $F = 50$  кН приріст у значеннях відносних деформацій арматури розтягу відбувся лише на 6-му циклі і становив  $\Delta\varepsilon_{sI} = 2,5 \times 10^{-5}$ , а залишкові деформації арматури при  $F = 18$  кН збільшилось також на 6-му циклі на величину  $\varepsilon_{sI} = 2,5 \times 10^{-5}$ , що говорить про стабілізацію деформацій в арматурі. На 11-му циклі навантаження при  $F = 80$  кН значення відносних деформацій арматури розтягу збільшились і склали  $\varepsilon_{sI} = 155 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_{sI} = 47,5 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації арматури становили  $\varepsilon_{sI} = 20 \times 10^{-5}$ , що складає 67% від сумарних залишкових деформацій за 11...15-й цикли навантаження та 51% від сумарних залишкових деформацій за 15-ть циклів навантаження (рис. 3.38). На подальших 5-ти циклах навантаження при  $F = 80$  кН приріст у значеннях відносних деформацій арматури розтягу відбувався до 16-го циклу і становив: на 12-му циклі –  $\Delta\varepsilon_{sI} = 5 \times 10^{-5}$ , на 13...16-му циклах –  $\Delta\varepsilon_{sI} = 2,5...1,5 \times 10^{-5}$ . Значення залишкових деформацій арматури розтягу на 12...15-му циклах при  $F = 18$  кН становили в середньому  $\varepsilon_{sI} = 2,5 \times 10^{-5}$ . Приріст відносних деформацій у розтягнутій арматурі на 16-му циклі по ступенях навантаження до руйнування становив в середньому  $\Delta\varepsilon_{sI} = 13,5 \times 10^{-5}$ . Крива деформування розтягнутої та стиснутої арматури дослідної арки до руйнування має лінійний характер.

При навантаженні  $F = 105$  кН відносні деформації стиску робочої арматури в перерізах поясу арки на віддалі 35 см від опор (тензometri Т-1 і Т-4) становили  $\varepsilon_{s2} = 90 \times 10^{-5}$  з їх приростом на ступенях навантаження в середньому  $\Delta\varepsilon_{s2} = 4 \times 10^{-5}$ , що менше за максимальне значення  $\varepsilon_{s0} = 242,5 \times 10^{-5}$ . Відносні деформації розтягу робочої арматури в перерізах поясу арки на віддалі 68 см від опор (тензometri Т-2 і Т-3) при навантаженні  $F = 105$  кН склали  $\varepsilon_{sI} = 105 \times 10^{-5}$ , не досягши максимальних значень  $\varepsilon_{s0} = 242,5 \times 10^{-5}$ .

Проаналізувавши графіки деформацій арматури та бетону поясу арки за дії статичного повторного короткочасного навантаження (див. рис. 3.34, 3.35, 3.38) можна вважати, що бетон та арматура до руйнування працювали сумісно.

Значення відносних деформацій розтягнутого стержня діаметром 16 мм зтяжки арки при навантаженні  $F = 105$  кН становили  $\varepsilon_{sl} = 122,5 \times 10^{-5}$ , що менше за максимальні відносні деформації, які відповідають напруженням  $\sigma_y - \varepsilon_{s0} = 300 \times 10^{-5}$  (див. рис. 3.39). На 1-му циклі навантаження при  $F = 40$  кН значення відносних деформацій розтягу зтяжки склали  $\varepsilon_{sl} = 40 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_{sl} = 25 \times 10^{-5}$ , залишкові деформації арматури становили  $\varepsilon_{sl} = 12 \times 10^{-5}$ , що складає 100% від сумарних залишкових деформацій за 15-ть циклів навантаження. На подальших 4-х циклах навантаження при  $F = 40$  кН приросту у значеннях відносних деформацій зтяжки розтягу не відбулося, що говорить про пружну роботу сталі.

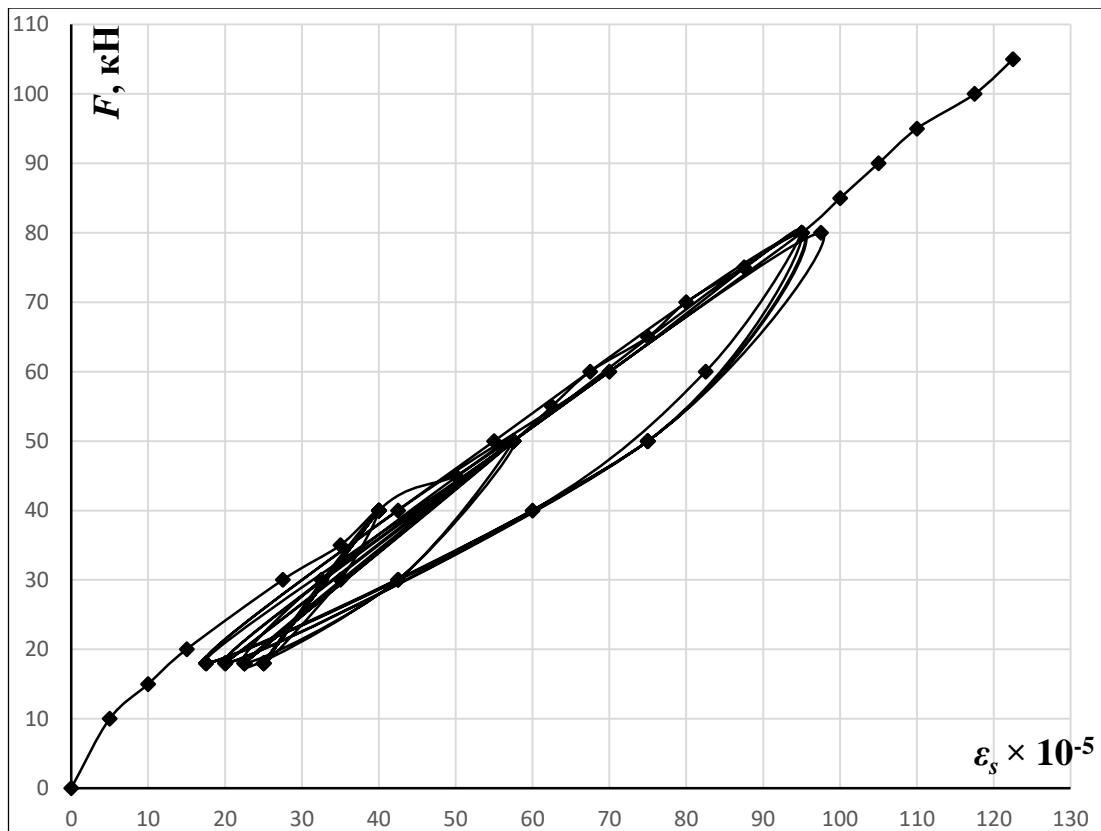


Рис. 3.39. Зміна відносних деформацій зтяжки на циклах навантаження арки А2-3

На 5-му циклі навантаження при  $F = 50$  кН значення відносних деформацій зтяжки розтягу збільшилися і склали  $\varepsilon_{sl} = 57,5 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\varepsilon_{sl} = 22,5 \times 10^{-5}$  (рис. 3.39). На подальших 6-ти циклах навантаження при  $F = 50$  кН приросту у значеннях відносних деформацій зтяжки розтягу не відбувалося.

На 11-му циклі навантаження при  $F = 80$  кН значення відносних деформацій затяжки розтягу збільшилися до  $\varepsilon_{sl} = 95 \times 10^{-5}$ , а при розвантаженні за  $F = 18$  кН становили  $\varepsilon_{sl} = 17,5 \times 10^{-5}$  (рис. 3.39). На подальших 5-ти циклах навантаження при  $F = 80$  кН приросту у значеннях відносних деформацій затяжки розтягу не відбулося, що говорить про пружну роботу сталі. Приріст відносних деформацій у розтягнутій затяжці на 16-му циклі по ступенях навантаження до руйнування становив в середньому  $\Delta\varepsilon_{sl} = 5 \times 10^{-5}$ . Крива деформування розтягнутої затяжки дослідної арки до руйнування на напівциклах її навантаження має лінійний характер (рис. 3.39).

На 1-му циклі навантаження при  $F = 40$  кН прогин поясу арки склав  $f = 2,31$  мм (табл. А.9 додатку А), а при розвантаженні до  $F = 18$  кН  $-f = 1,82$  мм, залишковий прогин становив  $\Delta f = 1,09$  мм, що складає 92% від сумарного залишкового прогину за перших 4 цикли навантаження та 32,5% від сумарного залишкового прогину за 15-ть циклів навантаження (рис. 3.40). На подальших 4-х циклах навантаження при  $F = 40$  кН приріст у значеннях прогину складав  $\Delta f = 0,09 \dots 0,01$  мм, зі зменшенням його величини на кожному наступному циклі, а значення прогину при  $F = 18$  кН збільшувалось на циклах розвантаження в середньому на  $\Delta f = 0,03$  мм. На 5-му циклі навантаження при  $F = 50$  кН значення прогину зросло до  $f = 3,28$  мм, а при розвантаженні до  $F = 18$  кН – до  $f = 2,24$  мм, залишковий прогин становив  $\Delta f = 0,33$  мм, що складає 73,3% від сумарного залишкового прогину за наступних 5-ти циклах навантаження та 9,8% від сумарного залишкового прогину за 15-ть циклів навантаження (рис. 3.40). На подальших 6-ти циклах навантаження при  $F = 50$  кН значення прогину збільшувалось на величину:  $\Delta f = 0,11$  мм – на 6-му циклі,  $\Delta f = 0,02$  мм – в середньому на 7...11-му циклах, а при розвантаженні до  $F = 18$  кН відповідно на  $\Delta f = 0,07 \dots 0,02$  мм зі стабілізацією на 10-му циклі. На 11-му циклі навантаження при  $F = 80$  кН прогин арки збільшився і становив  $f = 7,23$  мм, а при розвантаженні до  $F = 18$  кН  $-f = 3,64$  мм, залишковий прогин склав  $\Delta f = 1,28$  мм, що складає 74,4% від сумарного залишкового прогину на 12...15-му циклах навантаження та 38,2% від сумарного залишкового прогину за 15-ть циклів навантаження (рис. 3.40). На подальших 5-ти циклах навантаження при  $F = 80$  кН

приріст прогину складав в середньому  $\Delta f = 0,2$  мм, а при розвантаженні до  $F = 18$  кН –  $\Delta f = 0,19 \dots 0,05$  мм, зі зменшенням значення приросту залишкових прогинів до 16-го циклу навантаження. При навантаженні  $F = 105$  кН прогин поясу арки склав  $f = 10,3$  мм, що менше гранично-допустимого значення  $f_u = 13,3$  мм. Величина приросту прогинів на 16-му циклі по ступенях навантаження з  $F = 80$  кН і до руйнування збільшувалась зі збільшенням рівня навантаження і становила  $\Delta f = 0,22 \dots 1,66$  мм, що пов'язано зі збільшення пластичних деформацій у бетоні та розкриттям тріщин (рис. 3.40). Значення прогинів дослідної арки А2-3 на циклах повторного навантаження відповідають прогинам арки А2-2.

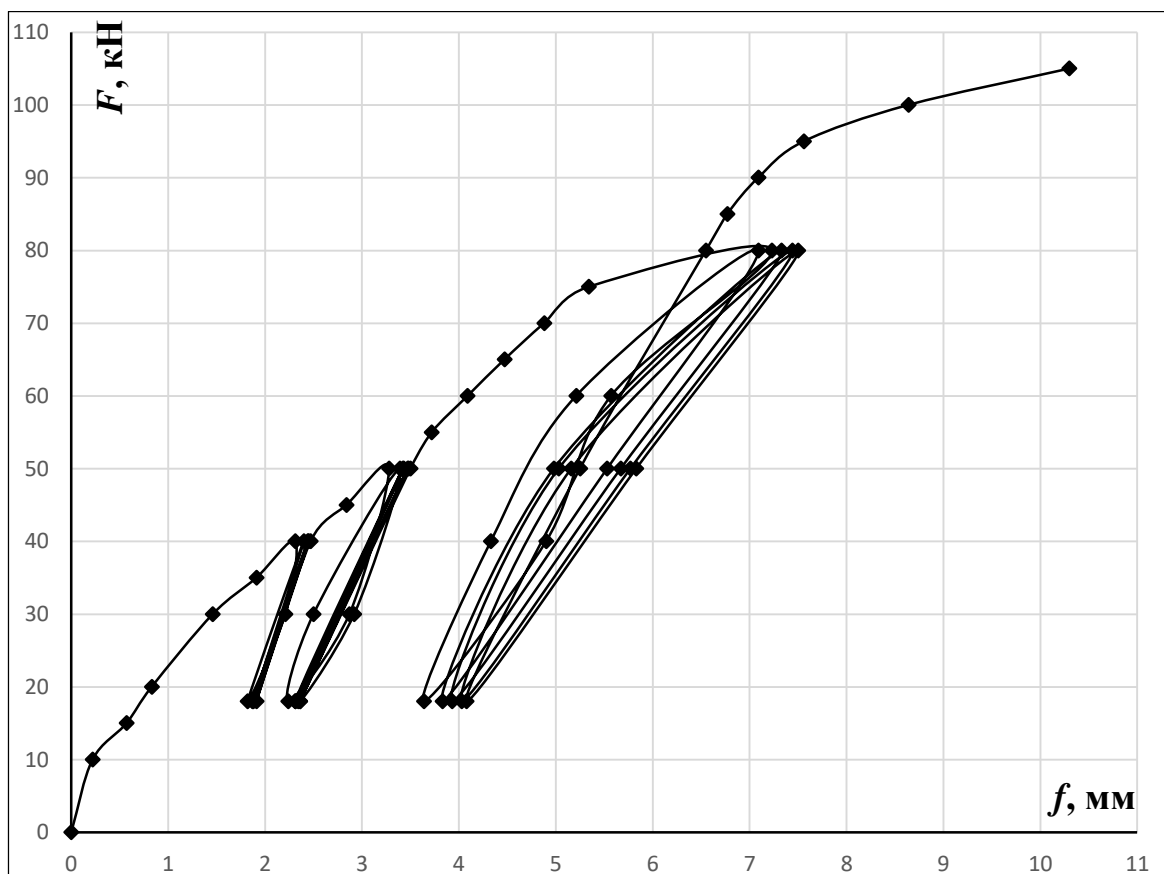


Рис. 3.40. Зміна прогинів поясу арки А2-3 на циклах повторного навантаження

Горизонтальне переміщення шарнірно-рухомої опори арки на 1-му циклі навантаження при  $F = 40$  кН склало  $\Delta = 1,72$  мм, а при розвантаженні до  $F = 18$  кН – не повернулось до попередніх значень і становило  $\Delta = 1,73$  мм (рис. 3.41). На подальших 4-х циклах навантаження при  $F = 40$  кН відбувався приріст у значеннях

переміщень опор від 0,09 мм на 2-му циклі до 0,01 мм, значення переміщення опор на 5-му циклі при навантаженні  $F = 40$  кН становило  $\Delta = 1,88$  мм. При розвантаженні на циклах до  $F = 18$  кН – значення переміщень опор не змінювалися. На 5-му циклі навантаження при  $F = 50$  кН значення переміщення опор зросло до  $\Delta = 2,53$  мм, а при розвантаженні до  $F = 18$  кН становило  $\Delta = 2,4$  мм (рис. 3.41). На подальших 6-ти циклах навантаження при  $F = 50$  кН відбувався приріст у значеннях переміщень опор в середньому на 0,035 мм, значення переміщення опор на 11-му циклі при навантаженні  $F = 50$  кН становило  $\Delta = 2,73$  мм. При розвантаженні на циклах до  $F = 18$  кН значення переміщень опор зростали від 0,04 мм – на 6-му циклі до 0,02 мм – на наступних циклах навантаження.

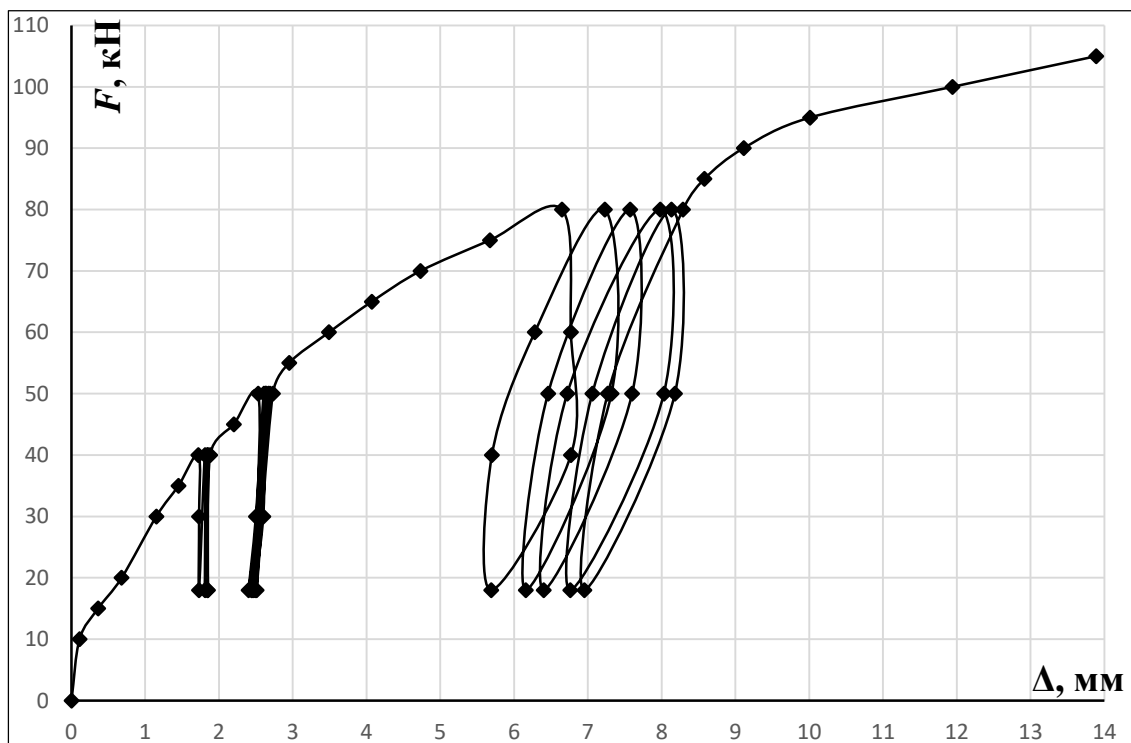


Рис. 3.41. Зміна переміщень опор арки А2-3 на циклах повторного навантаження

На 11-му циклі навантаження при  $F = 80$  кН переміщення опор значно збільшилось і склало  $\Delta = 6,65$  мм, а при розвантаженні до  $F = 18$  кН становило  $\Delta = 5,69$  мм (рис. 3.41). На подальших 5-ти циклах навантаження при  $F = 80$  кН приріст у значеннях переміщення опор складав: в середньому  $\Delta = 0,45$  мм – 12...14 цикл,  $\Delta = 0,15$  мм – 15...16-й цикл. При розвантаженні на циклах до  $F = 18$  кН

значення переміщень опор зростали від 0,47 мм – на 12-му циклі до 0,19 мм – на 15-му циклі навантаження. При навантаженні  $F = 105$  кН горизонтальне переміщення опор арки склало  $\Delta = 13,89$  мм, величина переміщення опор на 16-му циклі по ступенях навантаження з  $F = 85$  кН і до руйнування збільшувалась зі збільшенням рівня навантаження, приріст у значеннях становив 0,29...1,95 мм. Приріст у значеннях переміщення опор на циклах повторного навантаження без збільшення його рівня пояснюється, в загальному, зменшенням жорсткості поясу арки за рахунок процесу тріщиноутворення та появи шарнірів пластичності в перерізах поясу арки.

При випробуванні арки А2-3 рівні навантаження ( $\eta$ ) та кількість циклів навантаження ( $n$ ) призначались, орієнтуючись на процеси утворення й розвитку тріщин у її поясі. Перша нормальна наскрізна тріщина утворилась у прольоті поясу арки в нижній розтягнутій зоні під зосередженою силою з обох сторін поясу на 6-му ступені навантаження (1-й цикл) при  $F = 40$  кН (див. рис. 3.42). Глибина розкриття тріщини становила 28 мм і 35 мм, ширина розкриття на ступені навантаження склала  $w_k = 0,025$  мм. В подальшому тріщина розвивалась на всіх циклах навантаження до руйнування, стала наскрізною на висоту поясу та магістральною (критичною). На 2...4-му циклах навантаження нові тріщини в поясі не утворювались, а розвиток отримали існуючі тріщини на висоту 50 мм, ширина розкриття тріщин на 2...5-му циклах навантаження при  $F = 40$  кН становила  $w_k = 0,06$  мм. Отже можна констатувати, що за рівня повторного навантаження  $\eta = 0,4 F_u$  відбулась стабілізація процесів тріщиноутворення і розвитку тріщин.

На 5-му циклі навантаження при  $F = 45$  кН (16 ступінь) утворилась нова нормальна тріщина під зосередженою силою висотою 35 мм і шириною розкриття на ступені навантаження  $w_k = 0,04$  мм (рис. 3.42). В подальшому тріщина розвивалась до 11-го циклу навантаження включно, на якому її глибина розкриття становила 85 мм. Глибина розкриття магістральної тріщини на 16-му ступені навантаження становила 60 мм, ширина розкриття –  $w_k = 0,08$  мм. На 17-му ступені навантаження (5-й цикл) при  $F = 50$  кН утворилась одна нова нормальна наскрізна (з обох сторін поясу) тріщина безпосередньо під зосередженою силою висотою 45

мм, та ще одна нормальна тріщина висотою 45 мм у прольоті між зосередженими силами на відстані 110 мм від існуючої тріщини (рис. 3.42). В подальшому тріщина під зосередженою силою розвивалась до 38-го ступеня навантаження (11-й цикл) включно, на якому її глибина розкриття становила 70 мм, а тріщини між зосередженими силами на наступних циклах навантаження не виникали. Ширина розкриття нових тріщин на 17-му ступені навантаження становила  $w_k = 0,04$  мм, а магістральної –  $w_k = 0,1$  мм. На 6...10-му циклах навантаження при  $F = 50$  кН нові тріщини не утворювались, відбувався розвиток існуючих тріщин, при цьому їх глибина розкриття у поясі арки становила 55...70 мм, а ширина розкриття в середньому  $w_k = 0,06$  мм, магістральної тріщини –  $w_k = 0,12$  мм. Отже, можна говорити про стабілізацію процесів тріщиноутворення і розвитку тріщин за рівня малоциклового повторного навантаження  $\eta = 0,5 F_u$ .

На 11-му циклі навантаження при  $F = 60$  кН (34 ступінь) утворилась нова нормальна тріщина в середині прольоту між зосередженими силами висотою 15 мм, яка на подальших ступенях та циклах навантаження не розвивалась (рис. 3.42). При  $F = 65$  кН відбувся приріст у висоті однієї існуючої тріщини на величину 10 мм. При  $F = 75$  кН (37 ступінь) на 11-му циклі навантаження відбувся приріст у висоті існуючих тріщин на величину 10...15 мм та утворилась одна нова нормальна тріщина висотою 40 мм поруч з місцем прикладання зосередженої сили на відстані 62 мм від існуючої тріщини (рис. 3.42). Тріщина розвивалась до 52-го ступеня (14-й цикл) навантаження і досягла висоти 95 мм. При  $F = 80$  кН (38 ступінь) відбувся приріст у висоті існуючих тріщин на величину до 10 мм, ширина розкриття існуючих тріщин на ступені навантаження становила в середньому  $w_k = 0,12$  мм, магістральної тріщини –  $w_k = 0,26$  мм. На 12...14-му циклах навантаження за  $F = 80$  кН відбувався лише розвиток існуючих тріщин на величину в середньому 10 мм за цикл. На 15-му циклі навантаження при  $F = 80$  кН (56 ступінь) утворились одна нова нормальна тріщина в середині прольоту між зосередженими силами висотою 12 мм, та одна похила тріщина висотою 20 мм на відстані 120 мм від сили до опори, які розвивались до руйнування арки (рис. 3.42). Ширина розкриття тріщин на 56-й ступені навантаження арки становила:



$w_k = 0,16 \dots 0,2$  мм, магістральної –  $w_k = 0,3$  мм, що дорівнює гранично-допустимому значенню  $w_{max} = 0,3$  мм.

На 16-му циклі навантаження при  $F = 85$  кН (61 ступінь) та подальших ступенях до руйнування відбувся розвиток окремих існуючих тріщин по висоті на величину до 15 мм за ступінь, а також збільшувалась ширина їх розкриття на величину 0,05 мм за ступінь навантаження (рис. 3.42). При навантаженні  $F_u = 100$  кН ширина розкриття магістральної тріщини склала  $w_k = 0,5$  мм.



Рис. 3.42. Характер утворення та розвитку тріщин у поясі арки А2-3

Від початку навантаження і до руйнування у нижній зоні поясу арки зафіксували 8 тріщин (рис. 3.42). Відстань між тріщинами (максимальний крок) в середньому становила  $s_r = 90$  мм. Глибина розкриття нормальних тріщин у поясі арки склала в середньому 81 мм. Графіки зміни ширини розкриття тріщин та кількості тріщин в арці залежно від навантаження наведені на рис. 3.43.

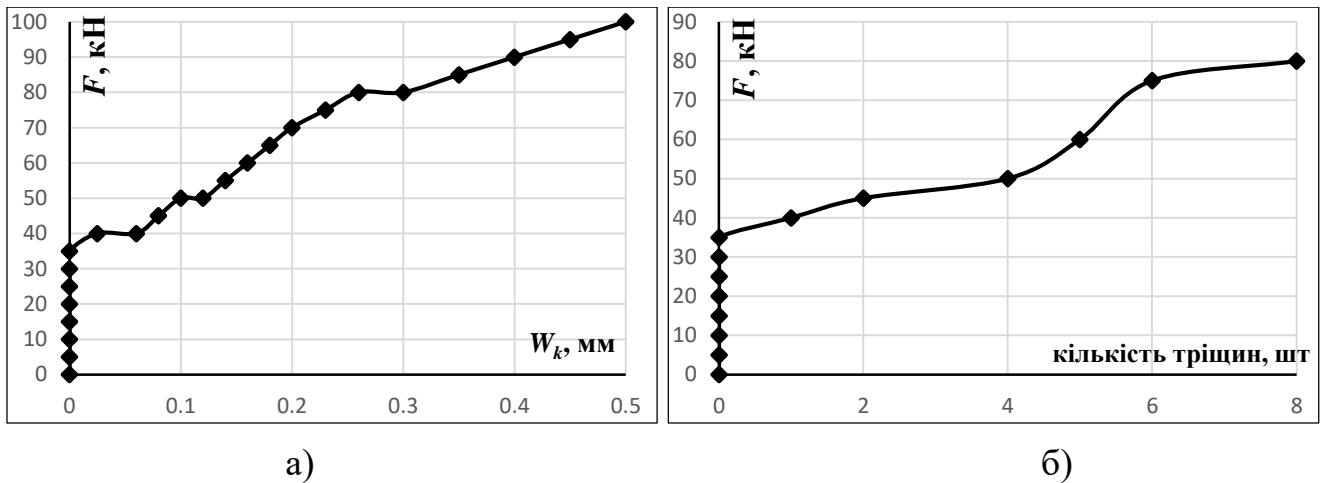


Рис. 3.43. Залежність від навантаження в арці А2-3: а) ширини розкриття тріщин, б) кількості тріщин

Зруйнувалася арка А2-3 при навантаженні  $F_u = 100$  кН по наскрізній магістральній нормальній тріщині під зосередженою силою (див. рис. 3.42). При цьому деформації у стиснутій робочій арматурі та стиснутому бетоні поясу арки досягли граничних значень.

### 3.3. Робота арки при повторному ударному навантаженні

При випробовуванні дослідної арки А1-3 з високоміцного бетону класу С60 на дію повторних ударних навантажень на 3-му ударі, при висоті падіння бойка  $h = 73$  см, було зафіксовано у прольоті поясу арки у нижній розтягнутій зоні між зосередженими силами утворення 2-х нормальних тріщин глибиною розкриття 65 мм і 75 мм (див. рис. 3.44). Відстань між тріщинами становила 205 мм, ширина розкриття  $w_k = 0,8$  мм, що перевищує гранично-допустиме значення  $w_{max} = 0,3$  мм. Ширина розкриття тріщин  $w_k = 0,8$  мм в арці А1-3 аналогічна ширині розкриття тріщин на ступенях руйнування дослідних арок, що зазнавали дії статичних навантажень, коли деформації бетону у стиснутій зоні досягали граничних значень. При повторних ударних випробуваннях арки з висотою падіння бойка  $h = 63$  см утворення тріщин у поясі не фіксували.

При 5-му і 6-му ударах, за висоти падіння бойка  $h = 73$  см, значення відносних деформацій бетону стиску в перерізі поясу становили  $\varepsilon_c = 133,3 \times 10^{-5}$  та  $\varepsilon_c = 163,6 \times 10^{-5}$ , що менше за граничні  $\varepsilon_{cl} = 205 \times 10^{-5}$  для бетону класу С60. З застосуванням перехідного коефіцієнта  $k = 1,55$ , який одержали за результатами експериментальних досліджень п'яти арок на дію статичних навантажень, отримали значення відносних деформацій максимально стиснутої фібри бетону в замку арки А1-3, які склали відповідно  $\varepsilon_c = 206,7 \times 10^{-5}$  та  $\varepsilon_c = 253,6 \times 10^{-5}$ , що перевищує граничні  $\varepsilon_{cl} = 205 \times 10^{-5}$ .

При 5-му ударі утворилась нова нормальна тріщина між зосередженими силами, відстань від якої до існуючих тріщин становила 110 мм і 95 мм, а глибина розкриття за результатами повторних ударних випробувань склала 126 мм (рис. 3.44). Після 6-го удару глибина розкриття тріщин, що утворились у поясі арки при 3-му ударі становила 90 мм та 100 мм, а ширина їх розкриття склала  $w_k = 1,22$  мм.

При 7-му ударі, за висоти падіння бойка  $h = 83$  см, на віддалі 68 см від опори, значення відносних деформацій бетону стиску в перерізі поясу становили  $\varepsilon_c = 172,7 \times 10^{-5}$ , що менше за граничні  $\varepsilon_{cl} = 205 \times 10^{-5}$ . З застосуванням перехідного коефіцієнта  $k = 1,55$  отримали значення відносної деформації максимально стиснутої фібри бетону в замку арки, яке склало  $\varepsilon_c = 267,7 \times 10^{-5}$ , що перевищує граничні  $\varepsilon_{cl} = 205 \times 10^{-5}$ . На 7-му ударі утворилась нова нормальна наскрізна тріщина безпосередньо під зосередженою силою, яка стала магістральною (критичною) на всю висоту поясу арки і ширина розкриття її після 8-го удару становила  $w_k = 1,5$  мм (рис. 3.44).

Значення отриманих відносних деформацій бетону стиску в замку арки А1-3  $\varepsilon_c = 206,7 \times 10^{-5}$  та  $\varepsilon_c = 253,6 \times 10^{-5}$  орієнтовно відповідають відносним деформаціям максимально стиснутої фібри бетону в замку арок, які випробовували на дію статичних навантажень, при відповідно  $F = 102,5$  кН та  $F = 125$  кН.

За результатами випробування арки А1-3 на повторне ударне навантаження у нижній зоні поясу зафіксували 4 тріщини (рис. 3.44). Відстань між тріщинами (максимальний крок) в середньому становила  $s_r = 115$  мм. Глибина розкриття нормальних тріщин у поясі арки після 8-ми ударів склала в середньому 115 мм.

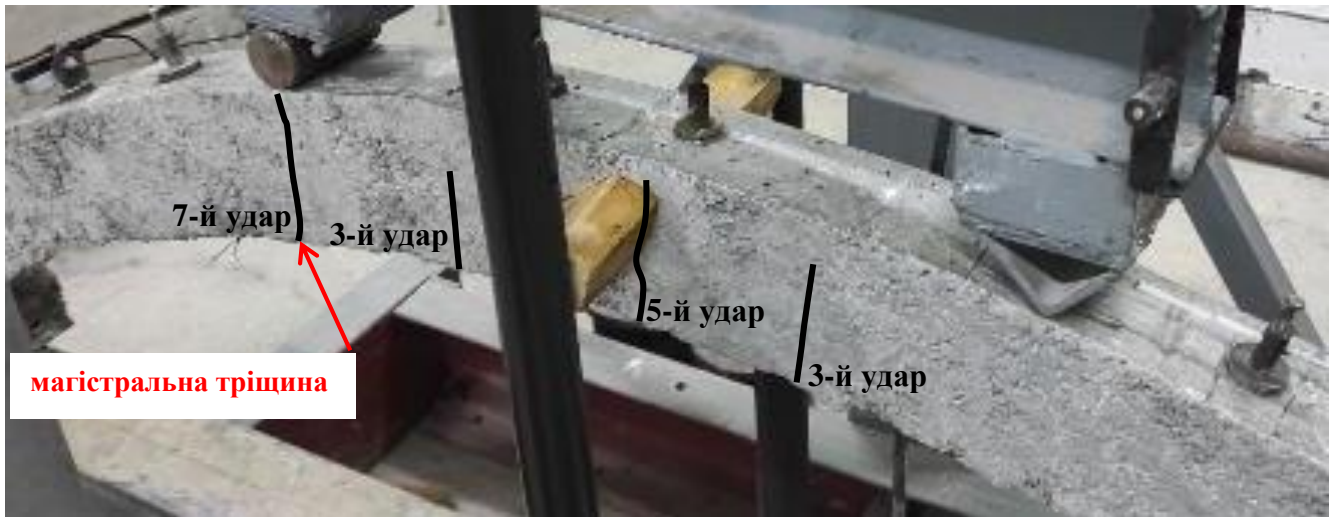


Рис. 3.44. Характер утворення та розвитку тріщин у поясі арки А1-3

## Висновки до розділу 3

Вперше експериментальним шляхом отримані дані про роботу двошарнірних залізобетонних арок з високоміцних швидкотверднучих бетонів, які дали можливість виявити особливості напружено-деформованого стану нормальних перерізів та характер розвитку прогинів і тріщин при одноразових та повторних (малоциклових) короткочасних статичних навантаженнях, а також на дію повторного ударного навантаження, зокрема встановлено:

1. Пояс двошарнірної залізобетонної арки в роботі її під навантаженням є стиснуто-зігнутий елементом. У нижній зоні в опорних перерізах (на віддалі 35 см від опор) арок з затяжкою, на ступенях і циклах їх навантаження, напруження у бетоні можуть змінювати свій знак (стиск – розтяг – стиск). Бетон верхньої зони поясу в перерізах на віддалі 35 см, 68 см і в замку арки протягом всіх ступенів і циклів навантаження зазнавав напружень стиску. Зусилля стиску, а відповідно і напруження в матеріалах у поясі арки без затяжки А1-1 були більшими за відповідні зусилля і напруження на ступенях і циклах навантаження дослідних арок із затяжкою;

2. Несуча здатність дослідних арок з високоміцного бетону, що зазнавали дії малоциклового повторного короткочасного статичного навантаження рівня  $\eta = 0,16 \dots 0,8 F_u$  така ж як і дослідних арок, що зазнавали дії короткочасного одноразового статичного навантаження. Зі збільшенням класу високоміцного бетону, несуча здатність двошарнірних арок збільшується;

3. Арки А1-1 і А1-2 зруйнувалися по наскрізній магістральній похилій тріщині під зосередженою силою при досягненні деформаціями у стиснутій робочій арматурі та стиснутому бетоні поясу граничних значень. Арки А2-1, А2-2 і А2-3 зруйнувалися по наскрізній магістральній нормальній тріщині під зосередженою силою, при досягненні деформаціями у стиснутій робочій арматурі та стиснутому бетоні поясу граничних значень. При руйнуванні дослідних арок деформації у розтягнутій арматурі не досягали граничних значень, бетон та арматура до руйнування працювали сумісно. При руйнівному навантаженні,

визначеному за критеріями першої групи граничних станів, ширина розкриття тріщин у всіх дослідних арках перевищувала гранично-допустимі значення, а прогини поясу були меншими за граничні значення встановлені нормами;

4. За одноразового та повторного короткочасного статичного навантаження до  $F = 90$  кН залежність «навантаження – деформації бетону», «навантаження – деформації арматури», «навантаження – зусилля розпору», «навантаження – прогини», «навантаження – переміщення опор» дослідних арок мають лінійний характер;

5. Як показали власні експериментальні дослідження у порівнянні з дослідженнями авторів [11, 12, 13, 98, 99, 100, 102, 103, 105, 106] тріщиностійкість двошарнірних арок з високоміцних бетонів вища ніж двошарнірних арок з важкого бетону звичайної міцності (C20/25). Кількість тріщин, що утворились і розвивались у поясі арок з високоміцного бетону на 50% менша ніж в арках зі звичайного бетону, а момент тріщиноутворення на 25% вищий;

6. Залишкові деформації стиснутого бетону на першому циклі при дії малоциклового повторного статичного навантаження рівня  $\eta = 0,4 F_u$  склали 64% і 32% від сумарних залишкових деформацій за всі цикли повторного навантаження з верхнім його рівнем відповідно  $\eta = 0,6 F_u$  та  $\eta = 0,8 F_u$ , деформації стабілізувалися за вісім подальших циклів навантаження. При довантаженні арки за рівня  $\eta = 0,5 F_u$  деформації бетону стиску стабілізувалися на наступному циклі навантаження. При довантаженні арки на циклах повторного навантаження до рівня  $\eta = 0,6 F_u$  залишкові деформації стиснутого бетону на циклі становили 17% від сумарних залишкових деформацій, деформації стабілізувалися за шість подальших циклів навантаження. При довантаженні арки на циклах повторного навантаження до рівня  $\eta = 0,8 F_u$  залишкові деформації стиснутого бетону на циклі становили 55% від сумарних залишкових деформацій, деформації стабілізувалися на чотирьох подальших циклах навантаження;

7. Стабілізація деформацій у стиснутій та розтягнутій арматурі арки за дії повторного статичного навантаження рівня  $\eta = 0,4...0,5 F_u$  відбувається на

наступному циклі, а за рівня навантаження  $\eta = 0,6 \dots 0,8 F_u$  – на чотирьох-п’яти подальших циклах навантаження;

8. За дії короткочасних повторних навантажень повні деформації стиснутого бетону у поясі арки перевищують відповідні деформації, що виникають на ступенях короткочасного одноразового навантаження: при  $\eta = 0,4 F_u$  – на 34%, при  $\eta = 0,5 F_u$  – на 29,5%, при  $\eta = 0,6 F_u$  – на 22,2%, при  $\eta = 0,8 F_u$  – на 6,6%; повні деформації розтягнутого бетону перевищують в середньому на 55%; повні деформації стиснутої і розтягнутої арматури перевищують в середньому на 8,5%, що пояснюється стабілізацією напружено-деформованого стану у поясі арки;

9. Залишковий прогин на першому циклі при дії повторного статичного навантаження рівня  $\eta = 0,4 F_u$  склав в середньому 40% від сумарного залишкового прогину за всі цикли, стабілізація прогину пройшла за вісім подальших циклів навантаження. При довантаженні арки за рівня  $\eta = 0,5 F_u$  залишковий прогин становив 10% від сумарного зі стабілізацією на наступних шести циклах. При довантаженні арки до рівня  $\eta = 0,6 F_u$  залишковий прогин становив 30% від сумарного зі стабілізацією на наступних шести циклах. При довантаженні арки на циклах повторного навантаження до рівня  $\eta = 0,8 F_u$  залишковий прогин на циклі становив 38% від сумарного залишкового прогину, прогини поясу арки стабілізувалися на чотирьох подальших циклах навантаження;

10. За рівня довантаження  $\eta = 0,5 \dots 0,8 F_u$  дослідних арок на циклах повторного статичного навантаження, що менше за межу витривалості, пришвидшується стабілізація напружено-деформованого стану у їх поясі;

11. Характер утворення і розвитку тріщин, а також руйнування дослідної арки А1-3, що зазнавала впливу повторних ударних навантажень, аналогічний аркам, які випробовували на дію статичних навантажень. Отримані значення відносних деформацій максимально стиснутої фібри бетону в замку арки А1-3 відповідають деформаціям бетону арок, які випробовували на дію статичних навантажень при  $F = 102,5$  кН та  $F = 125$  кН.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 156, 168].

## РОЗДІЛ 4

### **ЧИСЛОВІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ АРОК З ВИСОКОМІЦНОГО БЕТОНУ НА ДІЮ СТАТИЧНИХ КОРОТКОЧАСНИХ ОДНОРАЗОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ**

Поглиблений аналіз роботи залізобетонних арочних конструкцій, вивчення напружено-деформованого стану перерізів та конструктивних елементів є доволі складним процесом, що обумовлено недостатньою кількістю досліджень. Щоб домогтися найбільш точних результатів, які складно або подекуди неможливо отримати експериментальним шляхом, можна використати числовий експеримент, який виконаний методом скінченних елементів [118].

Метод скінченних елементів (МСЕ) – це метод, розроблений для числового розв'язування складних проблем у механіці конструкцій та інших математичних задач. У МСЕ структурна модель записується набором відповідних скінченних елементів, взаємопов'язаних у дискретних точках, вузлах. Конструкція розбивається на елементарні ділянки, які в свою чергу зв'язуються між собою в окремих точках – вузлах. Рівень розвитку науки і техніки на даний час дозволяє широко використовувати програмне забезпечення, що ґрунтується на методі скінченних елементів, а саме: ЛІРА-САПР, ANSYS, Nastran, SCAD, Zebulon та ін.

В даному розділі наводиться оцінка напружено-деформованого стану перерізів двошарнірних залізобетонних арок, проводиться аналіз числових значень зусиль, що виникають в перерізах конструктивних елементів двошарнірних залізобетонних арок при дії статичних навантажень за допомогою програмних комплексів ЛІРА-САПР та ANSYS та порівнюється з експериментальними даними.



#### 4.1. Аналіз роботи арок при статичних навантаженнях методом скінченних елементів в ПК ЛІРА-САПР

Однією з найбільших бібліотек скінченних елементів володіє програмний комплекс ЛІРА-САПР. Окрім численних модулів (процесорів), які дозволяють здійснювати підбір і перевірку січень сталевих та залізобетонних конструкцій, моделювання ґрунтів та ін. даний програмний комплекс дозволяє розраховувати конструкції будь-якої складності на різні види навантажень відповідно до норм країн Європи та США.

За допомогою розрахунку конструкцій в ПК ЛІРА-САПР (розробки ДНДІАСБ, ТОВ «ЛІРА-Софт» (м. Київ), ТОВ «ЛІРА-САПР») ставиться за мету отримати числові значення зусиль, що виникають в перерізах дослідних зразків арок А1-1 та А2-1 на дію статичного навантаження та порівняти отримані значення з результатами експериментальних даних.

Для максимального наближення розрахункової моделі арки до натурної, арки А1-1 і А2-1 задавались у вигляді криволінійного стержня з поперечним перерізом 100×140 мм. Навантаження на моделі арки включають: власна вага конструкції; зосереджені сили, що розміщувались на відстані 300мм від осі симетрії арки (рис. 4.1).

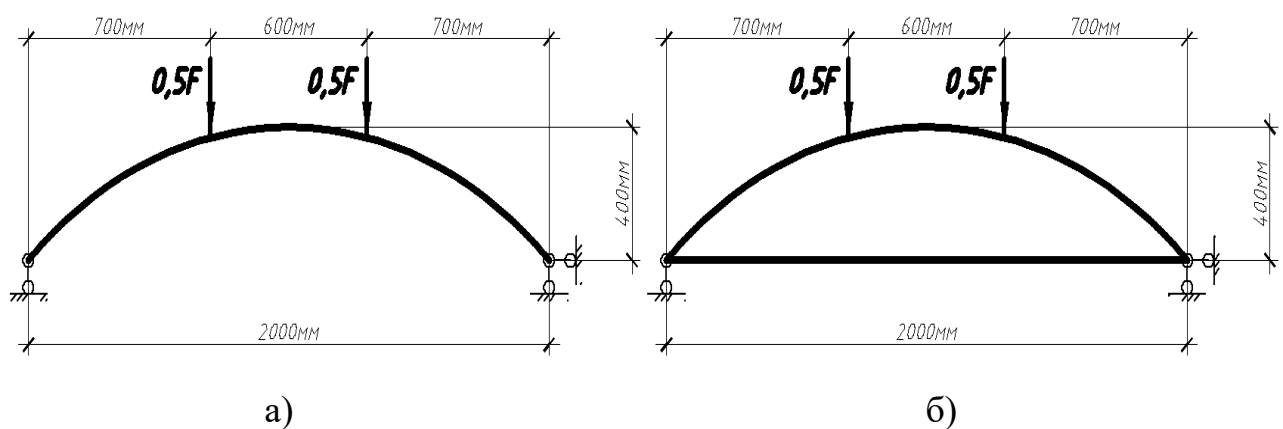


Рис. 4.1. Розрахункова схема: а) арка А1-1, б) арка А2-1

Навантаження на арки задавалось аналогічним, як під час випробування натурних моделей арок А1-1 та А2-1 (крок навантаження складав 5 кН, при граничному 120 кН).

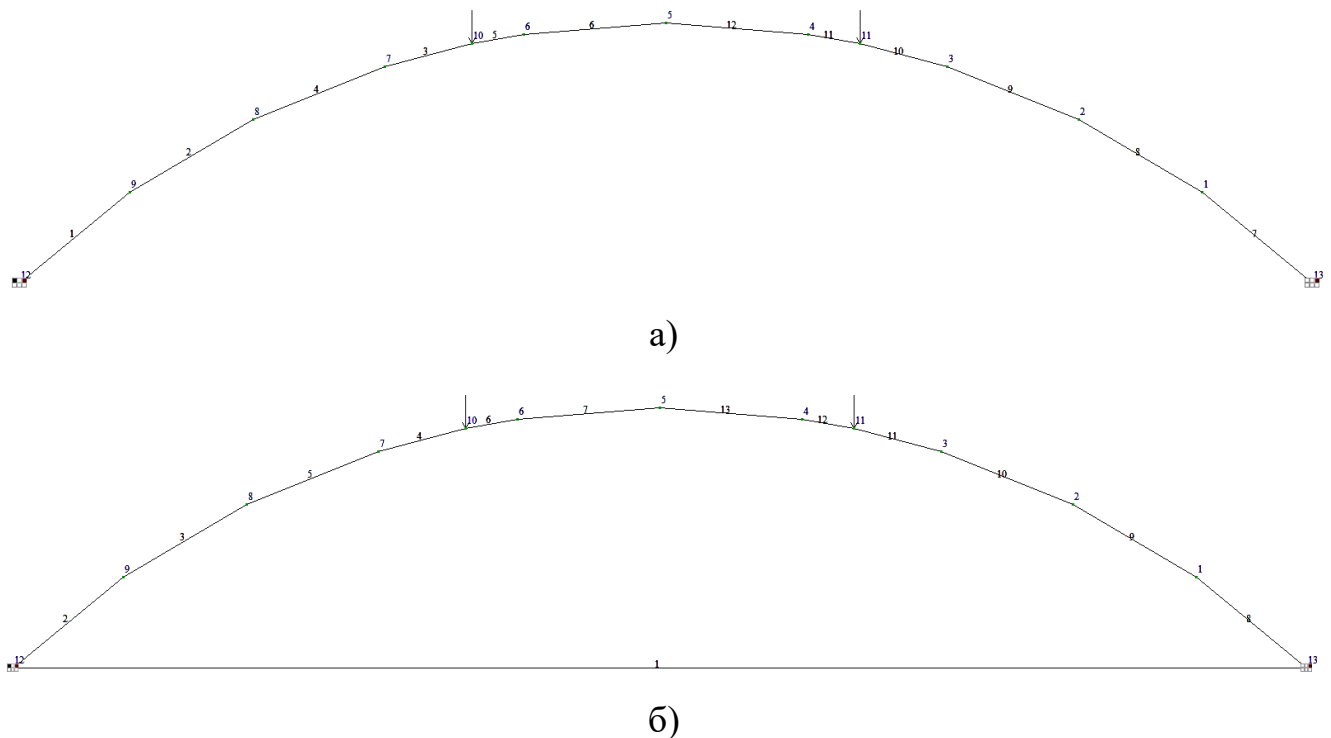
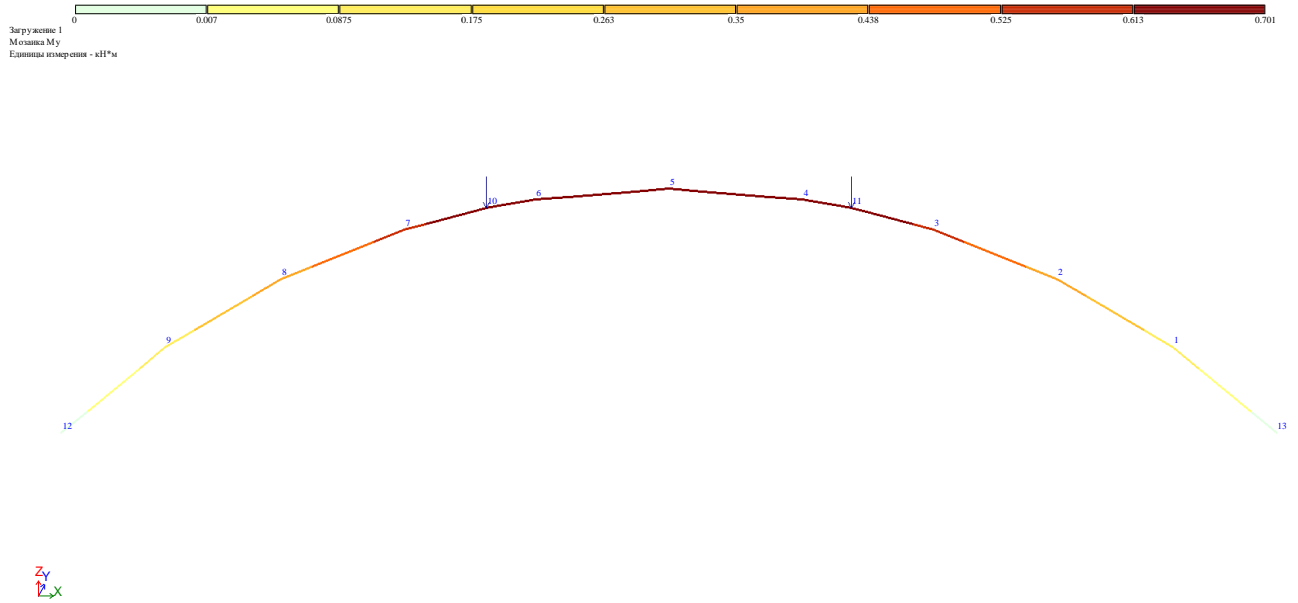


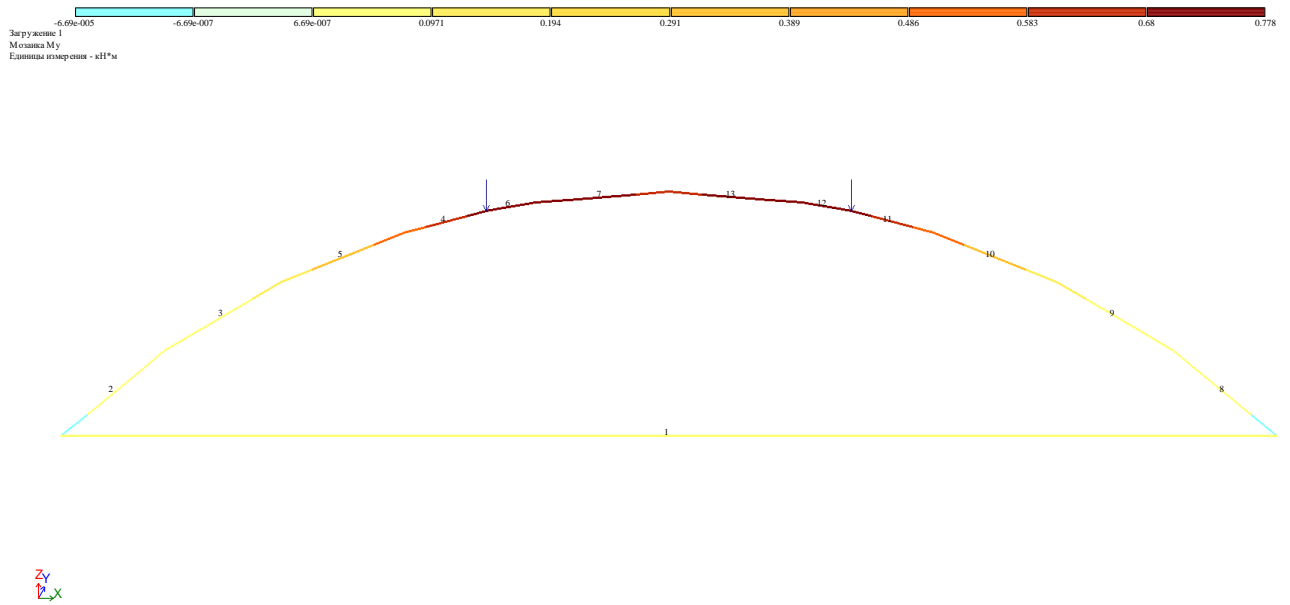
Рис. 4.2. Моделі арок з номерами вузлів та елементів в ПК ЛІРА-САПР  
а) А1-1, б) А2-1

Арки розбивались на 10 кінцевих елементів, кожен з яких мав ділення на 3 перерізи виходячи з методу побудови стержнів. Проаналізувавши отримані результати розрахунку арок в ПК ЛІРА-САПР дійшли висновку, що в зведених таблицях значень зусиль в перерізах арок має зміст знехтувати перерізами стержнів №2. Це обумовлено тим, що у всіх випадках, ці значення дорівнюють усередненому показнику між перерізом №1 та №3. В процесі побудови арок важливою умовою було моделювання вузла №5 (в замку) арки. Тим самим досягнута можливість визначення значення максимальних прогинів арок (відповідали відлікам за прогиноміром 6ПАО), та значень максимальних стискаючих зусиль у бетоні (відповідали відлікам за індикатором І-7).

Розглядаються значення зусиль та переміщень в перерізах арок при навантаженнях  $F=10$  кН, 50 кН, 90 кН.

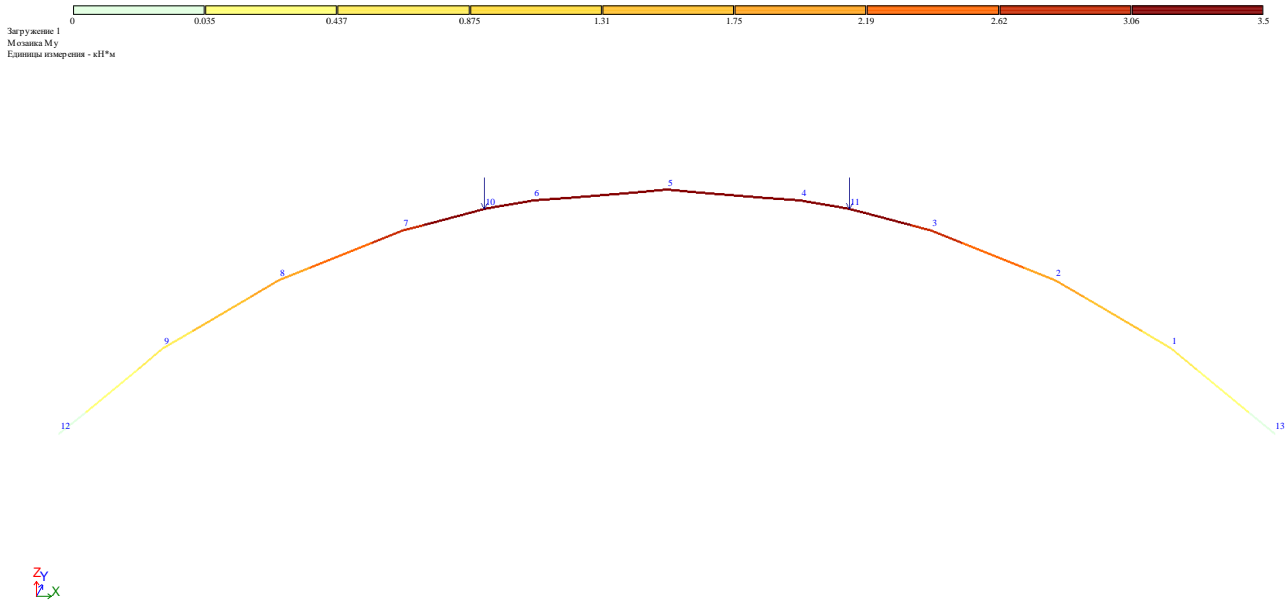


а)

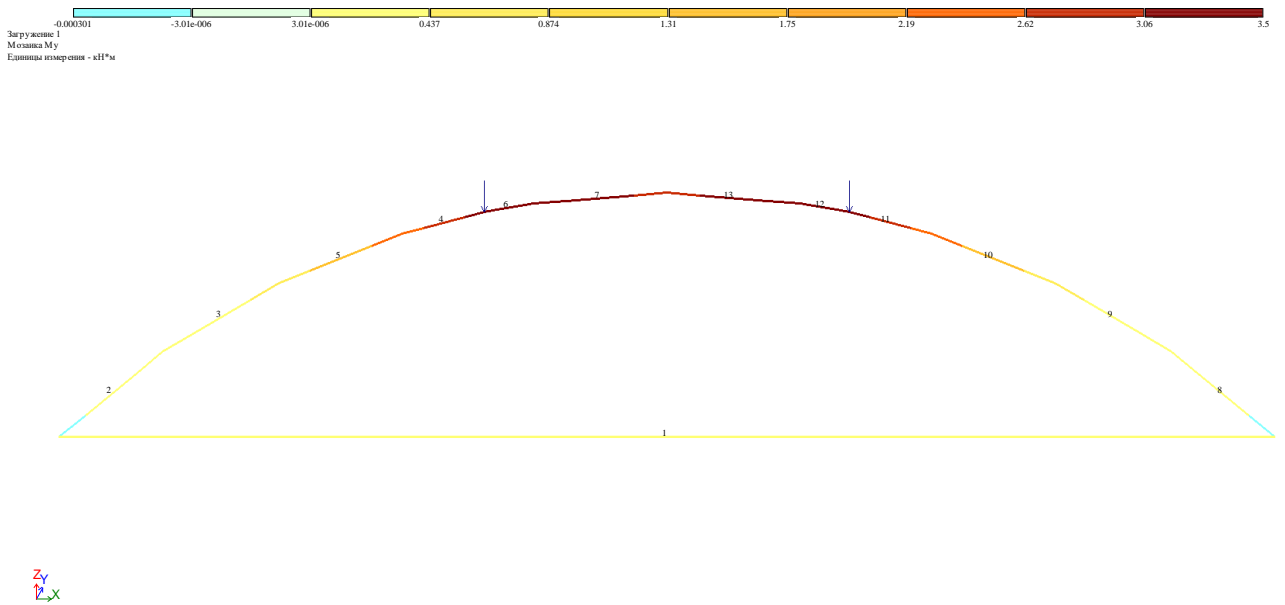


б)

Рис. 4.3. Характер розподілення згинаючих моментів  $M_y$  по довжині:  
а) арки А1-1, б) арки А2-1 при навантаженні  $F=10$  кН

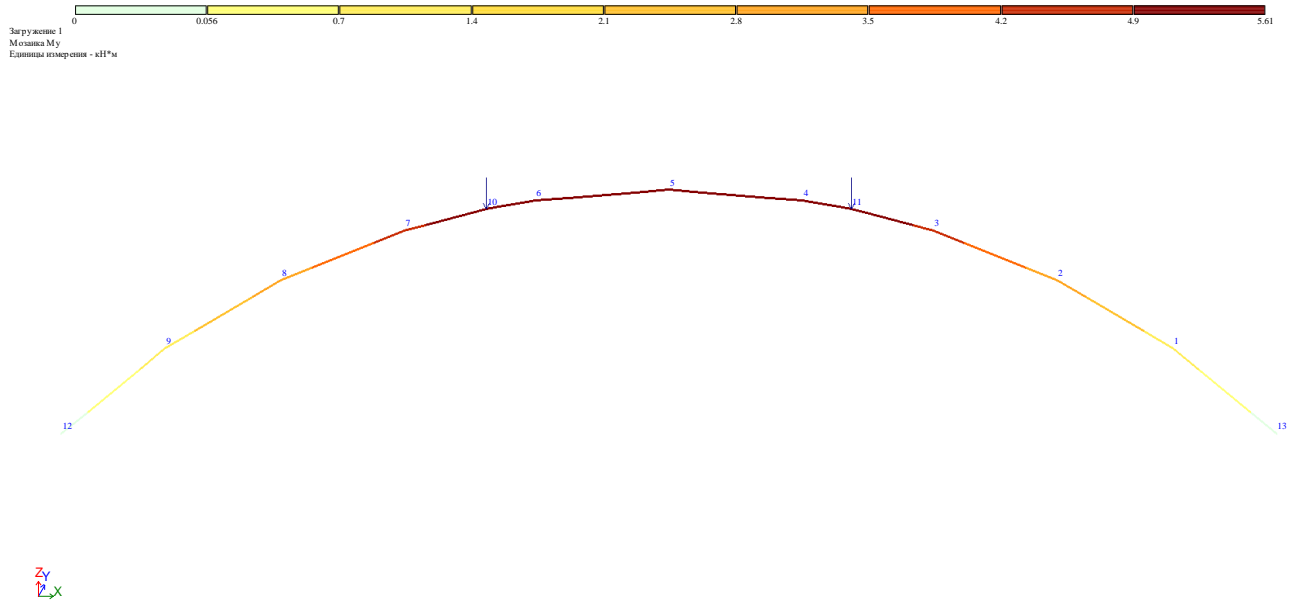


а)

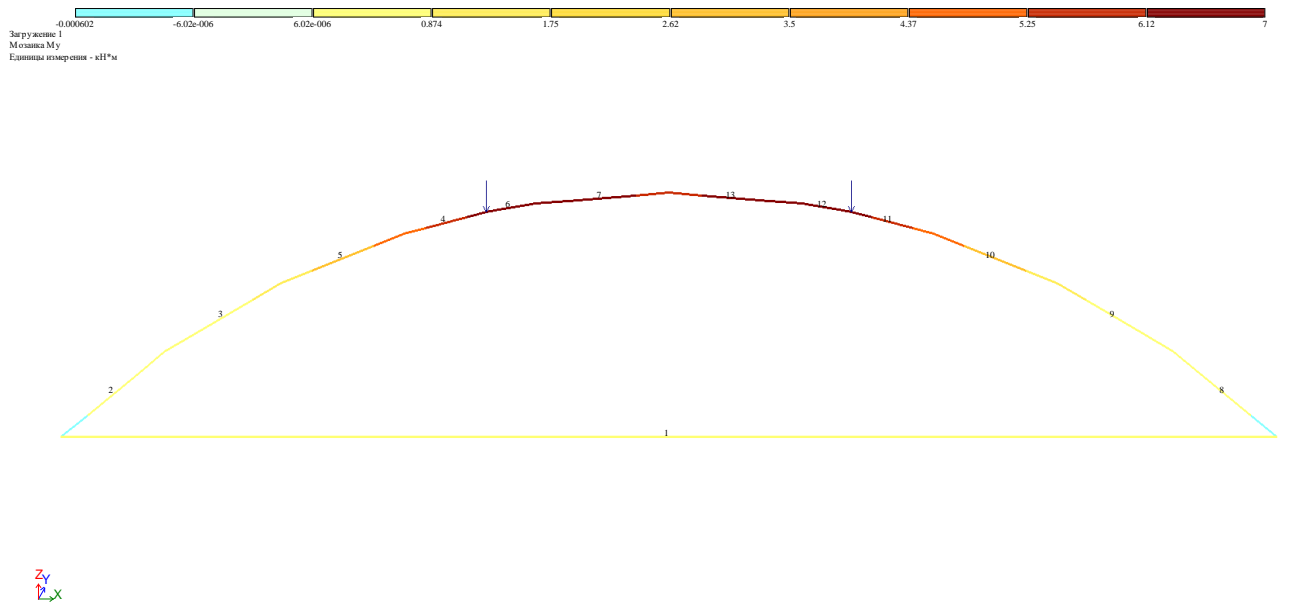


б)

Рис. 4.4. Характер розподілення згинаючих моментів  $M_y$  по довжині:  
а) арки А1-1, б) арки А2-1 при навантаженні  $F=50$  кН



а)

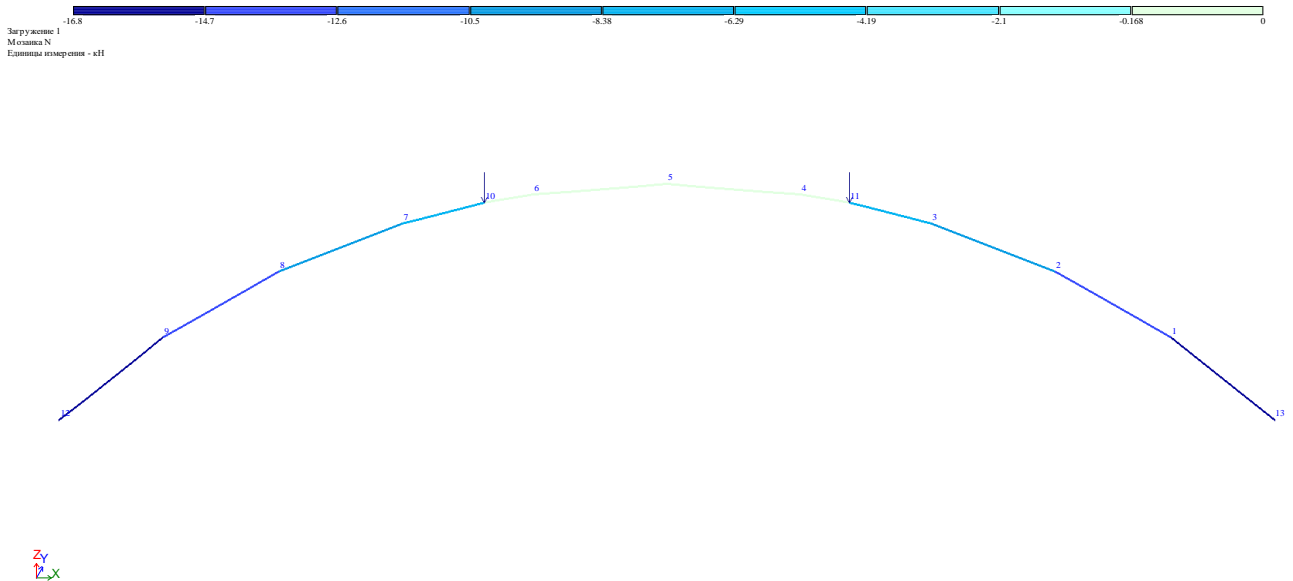


б)

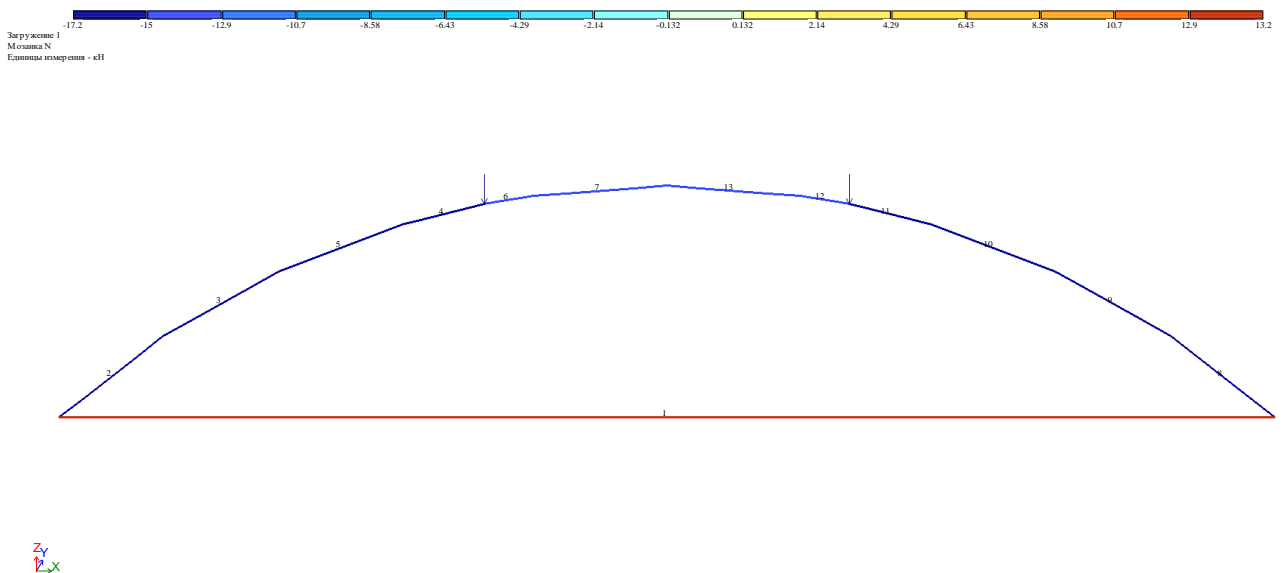
Рис. 4.5. Характер розподілення згинаючих моментів  $M_y$  по довжині:  
а) арки А1-1, б) арки А2-1 при навантаженні  $F=90$  кН

Проаналізувавши отримані дані згинаючих моментів можна зробити висновок, що при однакових значеннях прикладеного навантаження на арки А1-1 та А2-1 спостерігається суттєва різниця в концентрації згинаючих моментів. Це пояснюється наявністю розпiрного елемента (кінцевий елемент №1) в арці А2-1,

який сприймає на себе розпір і відповідно значення максимальних згинаючих моментів в місцях прикладання зосереджених сил зменшуються. Якщо аналізувати характер згинаючих моментів по довжині арки, видно, що їхнє значення наближається до нуля в опорних перерізах (шарнірне обпирання). Максимальний згинаючий момент виникає в місцях прикладання зосереджених сил.

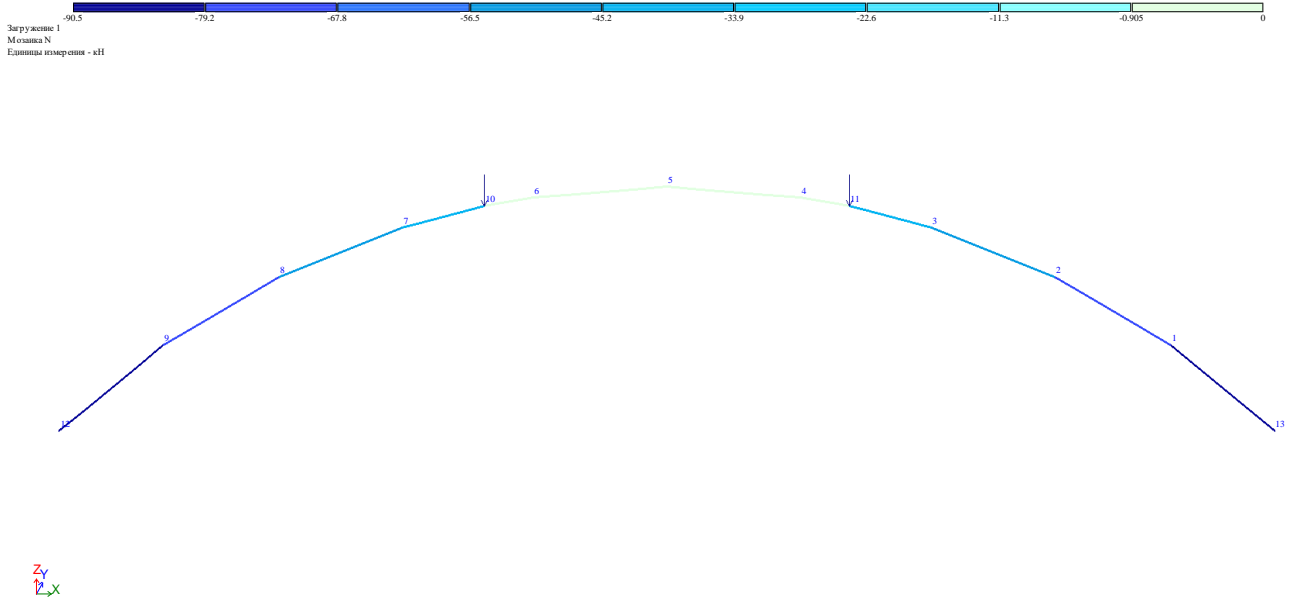


а)

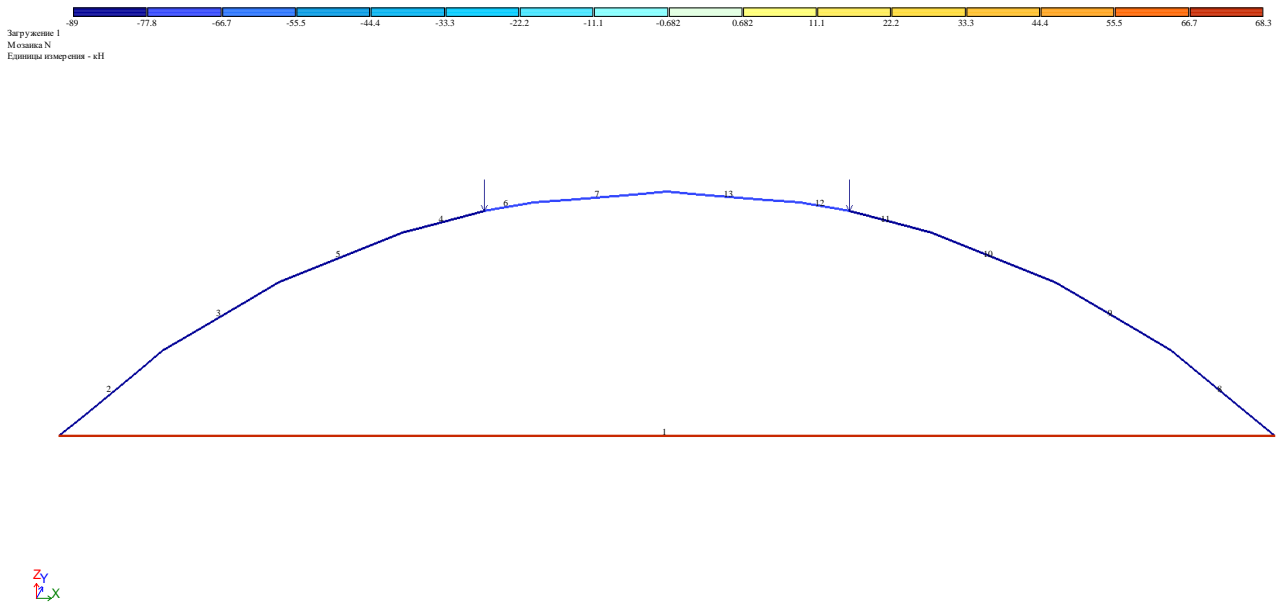


б)

Рис. 4.6. Характер розподілення напружень N по довжині:  
а) арки А1-1, б) арки А2-1 при навантаженні  $F=10$  кН

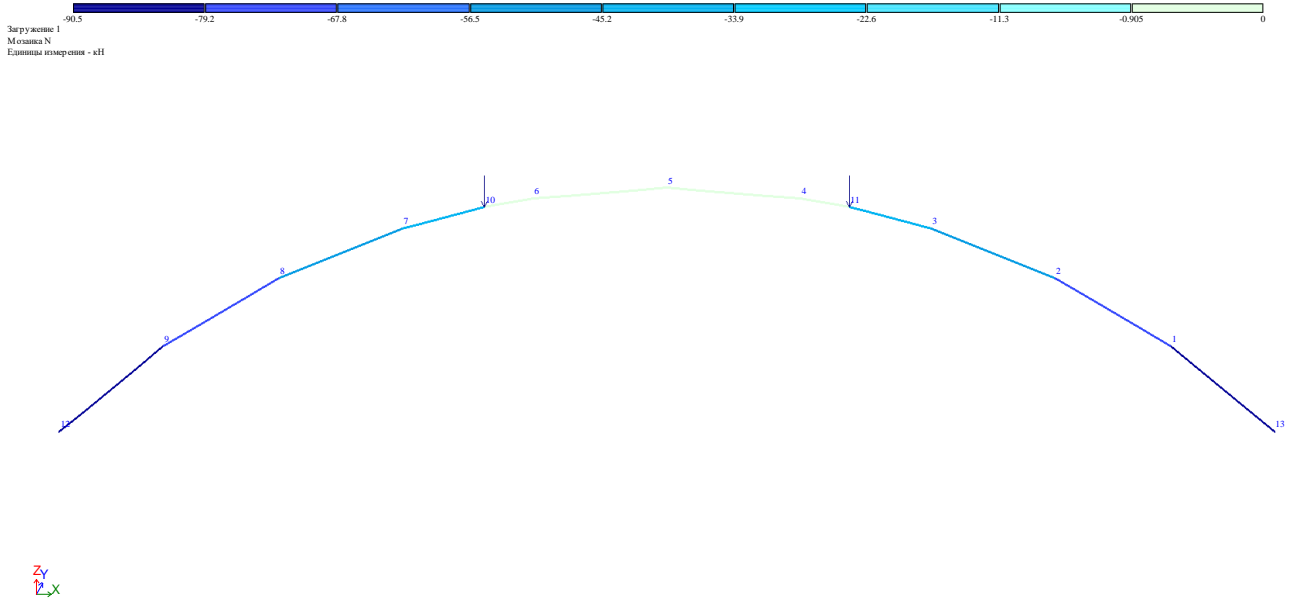


а)

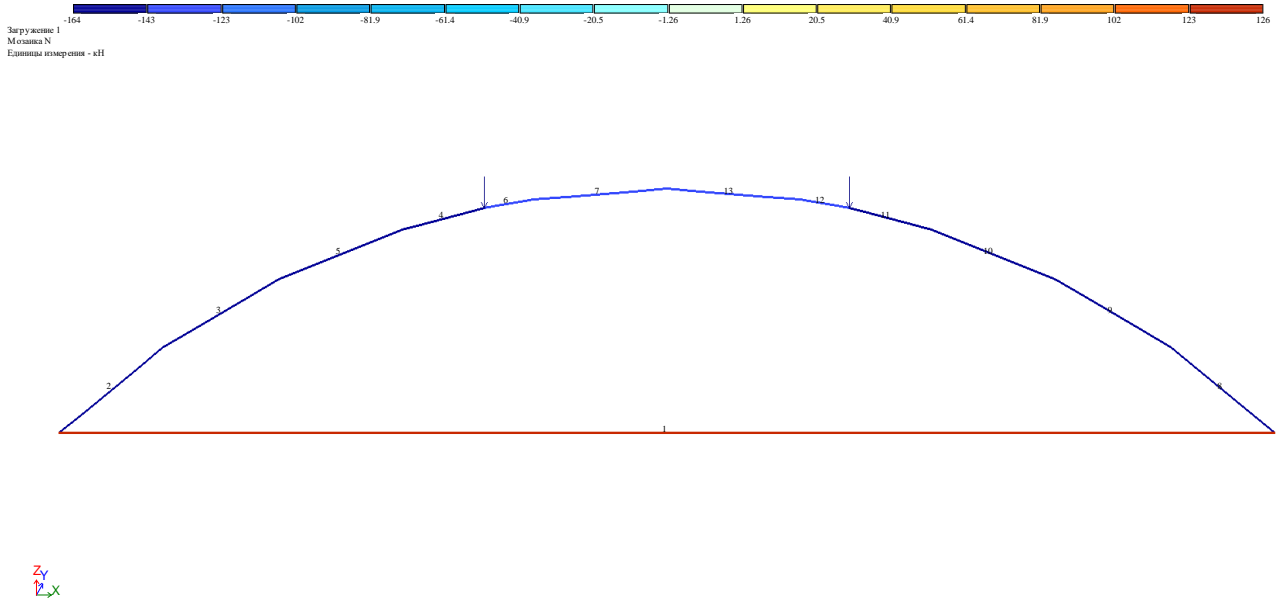


б)

Рис. 4.7. Характер розподілення напружень  $N$  по довжині:  
а) арки А1-1, б) арки А2-1 при навантаженні  $F=50$  кН



а)



б)

Рис. 4.8. Характер розподілення напружень  $N$  по довжині:  
а) арки А1-1, б) арки А2-1 при навантаженні  $F=90$  кН

Зміна повздовжніх сил в перерізах арки також залежить від зусиль у затяжці. Так максимальні значення повздовжніх сил спостерігаються в опорних перерізах арки. В кінцевих елементах арок, які розташовані між зосередженими силами



значення повздовжніх сил наближаються до нуля. Зберігається тенденція до збільшення значень зусиль  $N$  при збільшенні прикладених навантажень.

Згідно отриманих значень поперечних зусиль  $Q_z$  ( $V$ ) можемо зробити висновок, що характер розподілу поперечних сил в перерізах арок А1-1 та А2-1 мають невелику розбіжність. Максимальні значення  $Q_z$  ( $V$ ) в арках знаходяться в місцях прикладання зосереджених сил. У випадку арки А1-1 мінімальні значення поперечних сил зосереджені в зоні між прикладеними силами. В арці А2-1 наявність затяжки викликає перерозподіл зусиль, а отже мінімальні значення  $Q_z$  ( $V$ ) зміщені ближче до опорних ділянок арки. Адекватність отриманих результатів підтверджують натурні випробування конструкцій. Руйнування залізобетонних арок відбувалось по магістральних тріщинах, які утворювались в зоні максимальних поперечних сил.

## 4.2. Теоретичне визначення значень зусиль в перерізах арки

### 4.2.1. Визначення зусиль в перерізах арки А1-1

Розрахункова схема арки А1-1 представлена на рис. 4.9 де зазначено, що розрахунковий проліт арки складає  $l=2000$  мм при максимальній висоті підйому  $f=400$  мм.

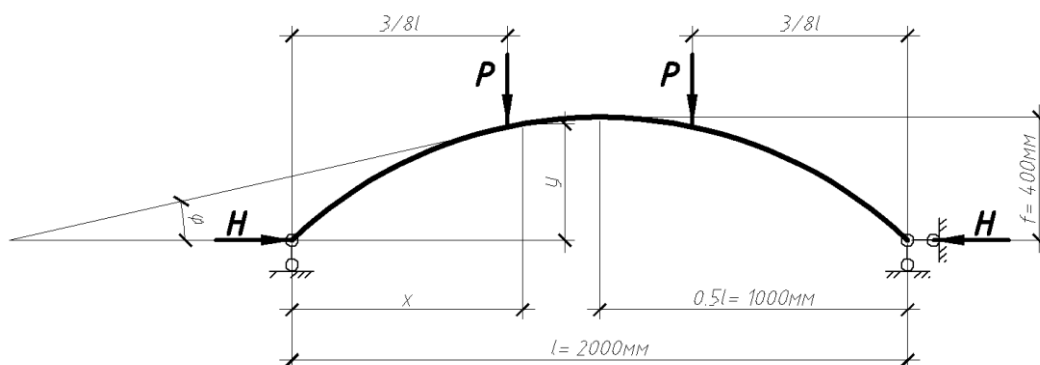


Рис. 4.9. Геометричні параметри арки А1-1

Для конструктивного розрахунку арки в подальшому необхідні значення косинусів та синусів у визначених точках осі арки [133]. В будь якій точці осі арки тангенс кута нахилу дотичної визначається за формулою:

$$tg\varphi = \frac{dy}{dx} = \frac{4f(l - 2x)}{l^2}. \quad (4.1)$$

Ці точки вибрані відповідно до розрахункової схеми арки А1-1 в ПК ЛІРА-САПР. Вузли 12, 13 співпадають з опорами арки, а вузол 5 – з замком арки (див. рис. 4.2). Основні геометричні характеристики арки А1-1 наведені в табл. 4.1.

Таблиця 4.1

Геометричні характеристики арки А1-1

Номер точки (перерізу)	Віддаль від опори, $x/l$	$x$ , см	$y$ , см	$tg \varphi$	$\varphi^\circ$	$\cos \varphi$	$\sin \varphi$
1	0,915	182,9	14,0	-0,663	-33,552	0,833	-0,553
2	0,820	163,9	25,2	-0,511	-27,076	0,890	-0,455
3	0,718	143,5	33,3	-0,348	-19,188	0,944	-0,329
4	0,610	122,0	38,3	-0,176	-9,982	0,985	-0,173
5	0,500	100,0	40,0	0	0	1,000	0
6	0,390	78,0	38,3	0,176	9,982	0,985	0,173
7	0,283	56,5	33,3	0,348	19,188	0,944	0,329
8	0,181	36,1	25,2	0,511	27,076	0,890	0,455
9	0,086	17,1	14,0	0,663	33,552	0,833	0,553
12	0	0	0	0,8	38,660	0,781	0,625
13	1,000	200,0	0	-0,8	-38,660	0,781	-0,625

В процесі експериментальних досліджень арка А1-1 випробовувалась на дію статичного ступеневого навантаження. Досліджувались значення зусиль в перерізах арки при ступенях навантаження  $P=10, 50, 90$  кН.

Визначення зусиль в зтяжці та значень згинаючих моментів в перерізах арки проводиться в залежності від коефіцієнта податливості  $k$ , який знаходиться за формулою [133]:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{15}{8f^2} \left( \frac{I_{red}}{A_{red}} \right)} \quad (4.2)$$

де  $I_{red}$  – момент інерції приведенного перерізу арки;

$A_{red}$  – площа приведенного поперечного перерізу арки;

$E_c$  – початковий модуль пружності бетону арки;

$f$  – висота арки.

Повздовжні та поперечні сили визначаємо за формулами:

$$N_{di} = H \cos \varphi_i + Q_{0i} \sin \varphi_i \quad (4.3)$$

$$Q_{di} = Q_{0i} \cos \varphi_i \quad (4.4)$$

де  $i$  – номер перерізу;

$Q$  ( $V$ ) – поперечна сила;

$H$  – зусилля розпіру, яке визначається за формулою в залежності від виду навантаження на арку, згідно табл. 19.5 [133]:

$$H = 0.3612 \frac{Pl}{f} k \quad (4.5)$$

Результати розрахунків залізобетонної арки А1-1 при навантаженні  $P=10, 50, 90$  кН наведені в табл. 4.2.

Таблиця 4.2

Розрахункові значення моментів, поперечних та повздовжніх сил  
в перерізах арки А1-1 при навантаженні  $P=10, 50, 90$  кН

Номер точки перерізу	$P=10$ кН			$P=50$ кН			$P=90$ кН		
	$M_{Ed}$ , кНм	$Q_{Ed}$ , кН	$N_{Ed}$ , кН	$M_{Ed}$ , кНм	$Q_{Ed}$ , кН	$N_{Ed}$ , кН	$M_{Ed}$ , кНм	$Q_{Ed}$ , кН	$N_{Ed}$ , кН
1	-0,664	8,334	10,445	-3,320	41,669	52,224	-5,976	75,004	94,003
2	-0,682	8,904	12,028	-3,410	44,520	60,139	-6,138	80,136	108,25
3	-0,420	9,444	13,953	-2,100	47,222	69,763	-3,780	85,000	125,57
4	0,724	9,849	16,080	3,620	49,243	80,398	6,516	88,638	144,71
5	0,276	0,000	18,060	1,380	0,000	90,300	2,484	0,000	162,54
6	0,724	9,849	16,080	3,620	49,243	80,398	6,516	88,638	144,71
7	-0,420	9,444	13,953	-2,100	47,222	69,763	-3,780	85,000	125,57
8	-0,682	8,904	12,028	-3,410	44,520	60,139	-6,138	80,136	108,25
9	-0,664	8,334	10,445	-3,320	41,669	52,224	-5,976	75,004	94,003
12	0,000	7,809	18,981	0,000	39,043	94,903	0,000	70,278	170,82
13	0,000	7,809	18,981	0,000	39,043	94,903	0,000	70,278	170,82

Дані табл. 4.2 свідчать, що в перерізах арки від дії зовнішнього навантаження виникають згинальні моменти, поздовжні та поперечні сили.

В опорному перерізі арки 12, 13 діють максимальна поздовжня та поперечна сила. Разом із цим згинальний момент дорівнює нулю (опора шарнірна). В замку арки (вузол 5) поперечна сила дорівнює нулю. На всіх рівнях навантаження максимальний згинальний момент виникає у вузлах 4 та 6. Таким чином, арку можна розглядати як стиснуто-зігнутий елемент (крім опорного перерізу).

Проводиться порівняння даних отриманих шляхом теоретичного розрахунку зусиль в перерізах арки з даними отриманими після розрахунку конструкції методом скінченних елементів в ПК ЛІРА-САПР (табл. 4.3 – 4.5). Для спрощення аналізу порівняння даних розглядається дзеркальна частина арки А1-1.

Таблиця 4.3

Порівняльна таблиця теоретичних результатів з даними ПК ЛІРА-САПР для арки А1-1 при навантаженні  $P=10$  кН

Номер точки перерізу	$M_{Ліра.}$ , кНм	$Q_{Ліра.}$ , кН	$N_{Ліра.}$ , кН	$M_{теор.}$ , кНм	$Q_{теор.}$ , кН	$N_{теор.}$ , кН	$k = \frac{M_{Ліра.}}{M_{теор.}}$	$k = \frac{Q_{Ліра.}}{Q_{теор.}}$	$k = \frac{N_{Ліра.}}{N_{теор.}}$
1	-0,548	8,175	9,685	-0,664	8,334	10,445	0,825	0,981	0,927
2	-0,571	8,872	11,555	-0,682	8,904	12,028	0,837	0,996	0,961
3	-0,355	9,051	12,932	-0,420	9,444	13,953	0,845	0,958	0,927
4	0,700	9,652	14,844	0,724	9,849	16,080	0,967	0,980	0,923
5	0,104	0,000	16,741	0,124	0,000	18,060	0,839	0,000	0,927
13	0,000	7,775	17,577	0,000	7,809	18,981	0,000	0,996	0,926
Середнє відношення $k$							0,863	0,982	0,932
Середньоквадратичне відхилення $\sigma$							0,053	0,014	0,013
Коефіцієнт варіації $V_c$ , %							8,68	1,6	1,54

Таблиця 4.4

Порівняльна таблиця теоретичних результатів з даними ПК ЛІРА-САПР для арки А1-1 при навантаженні  $P=50$  кН

Номер точки перерізу	$M_{Ліра.}$ , кНм	$Q_{Ліра.}$ , кН	$N_{Ліра.}$ , кН	$M_{теор.}$ , кНм	$Q_{теор.}$ , кН	$N_{теор.}$ , кН	$k = \frac{M_{Ліра.}}{M_{теор.}}$	$k = \frac{Q_{Ліра.}}{Q_{теор.}}$	$k = \frac{N_{Ліра.}}{N_{теор.}}$
1	-2,854	40,873	49,163	-3,320	41,669	52,224	0,860	0,981	0,941
2	-3,104	43,643	58,855	-3,410	44,520	60,139	0,910	0,981	0,979
3	-1,997	46,043	67,255	-2,100	47,222	69,763	0,951	0,975	0,964
4	3,500	48,470	77,000	3,620	49,243	80,398	0,967	0,984	0,958
5	1,191	0,000	87,743	1,380	0,000	90,300	0,863	0,000	0,972
13	0,000	38,941	90,443	0,000	39,043	94,903	0,000	0,997	0,953
Середнє відношення $k$							0,910	0,982	0,961
Середньоквадратичне відхилення $\sigma$							0,044	0,007	0,012
Коефіцієнт варіації $V_c$ , %							6,18	1,0	1,42

Таблиця 4.5

Порівняльна таблиця теоретичних результатів з даними ПК ЛІРА-САПР для арки А1-1 при навантаженні  $P=90$  кН

Номер точки перерізу	$M_{Ліра.}$ , кНм	$Q_{Ліра.}$ , кН	$N_{Ліра.}$ , кН	$M_{теор.}$ , кНм	$Q_{теор.}$ , кН	$N_{теор.}$ , кН	$k = \frac{M_{Ліра.}}{M_{теор.}}$	$k = \frac{Q_{Ліра.}}{Q_{теор.}}$	$k = \frac{N_{Ліра.}}{N_{теор.}}$
1	-4,83	72,97	90,69	-5,976	75,004	94,003	0,808	0,973	0,965
2	-4,94	77,75	102,5	-6,138	80,136	108,250	0,805	0,971	0,947
3	-3,18	82,35	119,3	-3,780	85,000	125,573	0,842	0,969	0,950
4	5,71	85,47	138,87	6,516	88,638	144,716	0,876	0,964	0,960
5	2,07	0,000	155,12	2,484	0,000	162,540	0,833	0,000	0,955
13	0,000	67,97	163,69	0,000	70,278	170,825	0,000	0,967	0,958
Середнє відношення $k$							0,833	0,969	0,956
Середньоквадратичне відхилення $\sigma$							0,026	0,003	0,006
Коефіцієнт варіації $V_c$ , %							8,48	1,35	0,7

Таблиця 4.6

Порівняльна таблиця експериментальних значень переміщень, прогинів з даними ПК ЛІРА-САПР для арки А1-1

Номер вузла	Навантаження, $P=10$ кН			
	$X_{Ліра}$ , мм	$Z_{Ліра}$ , мм	$X_{експ}$ , мм	$Z_{експ}$ , мм
5	0,000	-0,48	0,000	-0,54
12	-0,06	0,000	-0,012	0,000
	Навантаження, $P=50$ кН			
5	0,000	-2,45	0,000	-2,39
12	-0,11	0,000	-0,07	0,000
	Навантаження, $P=90$ кН			
5	0,000	-4,4	0,000	-5,6
12	-0,22	0,000	-0,15	0,000

Результати отримані в ПК ЛІРА-САПР показали задовільну збіжність з теоретичними результатами при сталій жорсткості та рівномірних деформаціях поясу арки. Врахувавши зміну коефіцієнта податливості та зміну жорсткості елемента отримані внутрішні зусилля в перерізах арки відповідають теоретичним значенням.

#### 4.2.2. Визначення зусиль в перерізах арки А2-1

Розрахункова схема арки А2-1 представлена на рис. 4.10 де зазначено, що розрахунковий проліт арки складає  $l=2000$  мм при максимальній висоті підйому  $f=400$  мм.

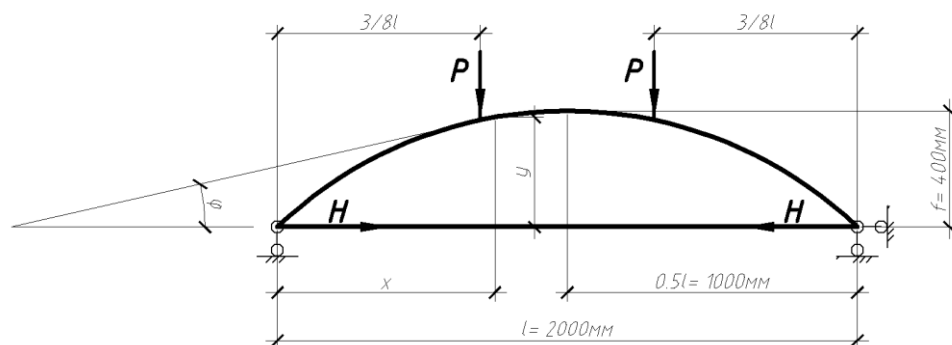


Рис. 4.10. Геометричні параметри арки А2-1

Основні геометричні характеристики арки А2-1 наведені в табл. 4.1. В процесі експериментальних досліджень арка А2-1 випробовувалась на дію статичного ступеневого навантаження до руйнування. Пропонується дослідити значення зусиль в перерізах арки при ступенях навантаження  $P=10, 50, 90$  кН. Визначення зусиль в затяжці та значень згинаючих моментів в перерізах арки проводиться в залежності від коефіцієнта податливості  $k$ , який знаходиться за формулою [133]:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{15}{8f^2} \left( \frac{I_{red}}{A_{red}} + \frac{E_c I_{red}}{E_s A_{red1}} \right)} \quad (4.6)$$

де  $A_{red1}$  – площа приведенного поперечного перерізу затяжки;

$E_s$  – модуль пружності арматури затяжки;

$I_{red}$  – момент інерції приведенного перерізу арки;

$A_{red}$  – площа приведенного поперечного перерізу арки;

$E_c$  – початковий модуль пружності бетону арки;

$f$  – висота арки.

Повздовжні та поперечні сили визначаємо з рівнянь (4.3; 4.4). Результати розрахунків арки А2-1 при навантаженні  $P=10, 50, 90$  кН наведені в табл. 4.7.

Таблиця 4.7

Розрахункові значення моментів, поперечних та повздовжніх сил  
в перерізах арки А2-1 при навантаженні  $P=10, 50, 90$  кН

Номер точки перерізу	$P=10$ кН			$P=50$ кН			$P=90$ кН		
	$M_{Ed}$ , кНм	$Q_{Ed}$ , кН	$N_{Ed}$ , кН	$M_{Ed}$ , кНм	$Q_{Ed}$ , кН	$N_{Ed}$ , кН	$M_{Ed}$ , кНм	$Q_{Ed}$ , кН	$N_{Ed}$ , кН
1	-0,607	8,334	10,174	-3,035	41,669	50,869	-5,463	75,004	91,565
2	-0,610	8,904	11,738	-3,049	44,520	58,692	-5,487	80,136	105,64
3	-0,322	9,444	13,646	-1,612	47,222	68,228	-2,902	85,000	122,81
4	0,846	9,849	15,759	4,230	49,243	78,797	7,614	88,638	141,83
5	0,406	0,000	17,735	2,030	0,000	88,675	3,654	0,000	159,61
6	0,846	9,849	15,759	4,230	49,243	78,797	7,614	88,638	141,83
7	-0,322	9,444	13,646	-1,612	47,222	68,228	-2,902	85,000	122,81
8	-0,610	8,904	11,738	-3,049	44,520	58,692	-5,487	80,136	105,64
9	-0,607	8,334	10,174	-3,035	41,669	50,869	-5,463	75,004	91,565
12	0,000	7,809	18,727	0,000	39,043	93,633	0,000	70,278	168,54
13	0,000	7,809	18,727	0,000	39,043	93,633	0,000	70,278	168,54

Проведемо порівняння даних отриманих шляхом теоретичного розрахунку зусиль в перерізах арки з даними отриманими після розрахунку конструкції методом скінченних елементів в ПК ЛІРА-САПР (табл. 4.8 – 4.10). Для спрощення аналізу порівняння даних розглядається дзеркальна частина арки А2-1.

Таблиця 4.8

Порівняльна таблиця теоретичних результатів з даними ПК ЛІРА-САПР для арки А2-1 при навантаженні  $P=10$  кН

Номер точки перерізу	$M_{Ліра.}$ , кНм	$Q_{Ліра.}$ , кН	$N_{Ліра.}$ , кН	$M_{теор.}$ , кНм	$Q_{теор.}$ , кН	$N_{теор.}$ , кН	$k = \frac{M_{Ліра.}}{M_{теор.}}$	$k = \frac{Q_{Ліра.}}{Q_{теор.}}$	$k = \frac{N_{Ліра.}}{N_{теор.}}$
1	-0,508	8,071	9,466	-0,607	8,334	10,174	0,837	0,968	0,931
2	-0,542	8,778	11,223	-0,610	8,904	11,738	0,889	0,986	0,956
3	-0,298	9,101	12,737	-0,322	9,444	13,646	0,925	0,964	0,933
4	0,744	9,448	14,946	0,846	9,849	15,759	0,880	0,960	0,948
5	0,371	0,000	16,657	0,406	0,000	17,735	0,914	0,000	0,940
13	0,000	7,699	17,131	0,000	7,809	18,727	0,000	0,986	0,915
Середнє відношення $k$							0,889	0,973	0,937
Середньоквадратичне відхилення $\sigma$							0,031	0,011	0,013
Коефіцієнт варіації $V_c$ , %							6,0	1,6	1,53

Таблиця 4.9

Порівняльна таблиця теоретичних результатів з даними ПК ЛІРА-САПР для арки А2-1 при навантаженні  $P=50$  кН

Номер точки перерізу	$M_{Ліра.}$ , кНм	$Q_{Ліра.}$ , кН	$N_{Ліра.}$ , кН	$M_{теор.}$ , кНм	$Q_{теор.}$ , кН	$N_{теор.}$ , кН	$k = \frac{M_{Ліра.}}{M_{теор.}}$	$k = \frac{Q_{Ліра.}}{Q_{теор.}}$	$k = \frac{N_{Ліра.}}{N_{теор.}}$
1	-2,674	40,444	49,066	-3,035	41,669	50,869	0,881	0,971	0,965
2	-2,475	43,357	57,440	-3,049	44,520	58,692	0,815	0,974	0,979
3	-1,312	46,041	67,255	-1,612	47,222	68,228	0,814	0,975	0,986
4	3,477	48,411	77,011	4,230	49,243	78,797	0,82	0,983	0,977
5	1,647	0,000	87,483	2,030	0,000	88,675	0,812	0,000	0,987
13	0,000	38,448	90,487	0,000	39,043	93,633	0,000	0,985	0,966
Середнє відношення $k$							0,829	0,978	0,977
Середньоквадратичне відхилення $\sigma$							0,026	0,005	0,009
Коефіцієнт варіації $V_c$ , %							8,74	1,08	0,97



Таблиця 4.10

Порівняльна таблиця теоретичних результатів з даними ПК ЛІРА-САПР для арки А2-1 при навантаженні  $P=90$  кН

Номер точки перерізу	$M_{Ліра.}$	$Q_{Ліра.}$	$N_{Ліра.}$	$M_{теор.}$	$Q_{теор.}$	$N_{теор.}$	$k=$	$k=$	$k=$
	кНм	кН	кН	кНм	кН	кН	$M_{Ліра}/$ $M_{теор}$	$Q_{Ліра}/$ $Q_{теор}$	$N_{Ліра}/$ $N_{теор}$
1	-4,78	72,88	90,48	-5,463	75,004	91,565	0,875	0,972	0,988
2	-4,64	77,43	102,11	-5,487	80,136	105,645	0,846	0,966	0,967
3	-2,53	82,06	119,98	-2,902	85,000	122,810	0,872	0,965	0,977
4	6,19	85,85	138,45	7,614	88,638	141,834	0,813	0,969	0,976
5	2,98	0,000	155,98	3,654	0,000	159,614	0,816	0,000	0,977
13	0,000	67,65	163,46	0,000	70,278	168,540	0,000	0,963	0,969
Середнє відношення $k$							0,845	0,967	0,976
Середньоквадратичне відхилення $\sigma$							0,026	0,003	0,007
Коефіцієнт варіації $V_c$ , %							7,91	1,42	0,76

Порівняння значень прогинів та горизонтальних переміщень опор в арці А2-1, отриманих за результатами експериментальних досліджень зі значеннями одержаними за результатами розрахунку в ПК ЛІРА-САПР, наведені в табл. 4.11.

Таблиця 4.11

Порівняльна таблиця експериментальних значень переміщень, прогинів з даними ПК ЛІРА-САПР для арки А2-1

Номер вузла	Навантаження, $P=10$ кН			
	$X_{Ліра}$ , мм	$Z_{Ліра}$ , мм	$X_{експ}$ , мм	$Z_{експ}$ , мм
5	0,725	-0,328	0,000	-0,510
12	-0,190	0,000	-0,080	0,000
Навантаження, $P=50$ кН				
5	3,625	-3,142	0,000	-3,840
12	-1,671	0,000	-1,300	0,000
Навантаження, $P=90$ кН				
5	6,525	-6,515	0,000	-7,040
12	-4,788	0,000	-3,930	0,000

Результати отримані в ПК ЛПА-САПР мають задовільну збіжність з теоретичними результатами при сталій жорсткості та рівномірних деформаціях елемента. З врахуванням зміни коефіцієнта податливості та зміни жорсткості елемента отримані внутрішні зусилля в перерізах арки відповідають теоретичним.

#### **4.3. Аналіз роботи залізобетонної арки А2-1 при статичних навантаженнях числовим методом в ПК ANSYS**

Програмний комплекс ANSYS на сьогоднішній день є одним із лідерів у своїй галузі. Він дозволяє вирішувати широкий спектр завдань, спрямованих на розрахунок та моделювання вузлів елементів конструкцій, а також моделювання течії рідин та газів у відповідних модулях. Для моделювання завдань, пов'язаних з розрахунками на міцність, а також використання інших напрямів завдань механіки, найбільш зручною у використанні є оболонка «Workbench», яка дозволяє в інтерактивному режимі зробити повний цикл моделювання елементів або деталей конструкції: від створення геометричної моделі до міцності розрахунків та аналізу результатів. Також існує ціла низка модулів, які дозволяють займатися завданнями оптимізації моделі та знаходити оптимальне рішення з погляду встановленого критерію. Оболонка «Workbench» та «Space Claim» здатна працювати з різними форматами файлів геометрії при імпорті їх з інших комплексів, наприклад: AUTOCAD, Revit, INVENTOR і т.д. Однак перевагою застосування вбудованих засобів моделювання геометрії є те, в них є додаткові можливості параметризації моделі та у разі зміни будь-якого із зазначених параметрів автоматичного модифікування всієї моделі. Параметризація моделі також дозволяє використовувати модуль оптимізації форми моделі або оптимізації по цільовій функції чи критерію.

### 4.3.1. Побудова розрахункової моделі

Побудова розрахункової моделі виконана в програмі Autodesk Revit 2023 з використанням стандартного шаблону несучих конструкцій, в якому закладені всі необхідні параметри арматури та бетону для створення конструктивної схеми для подальшого експорту в програму ANSYS. Також досить зручно та точно моделюється розміщення арматури в конструкції. Бетон змодельований за допомогою компоненту «Context model», а арматура за допомогою пункту «Rebar». При подальшому експорті моделі в ANSYS потрібно експортувати бетонні поверхні в формат «acis(sat)», арматуру в форматі «dwg».

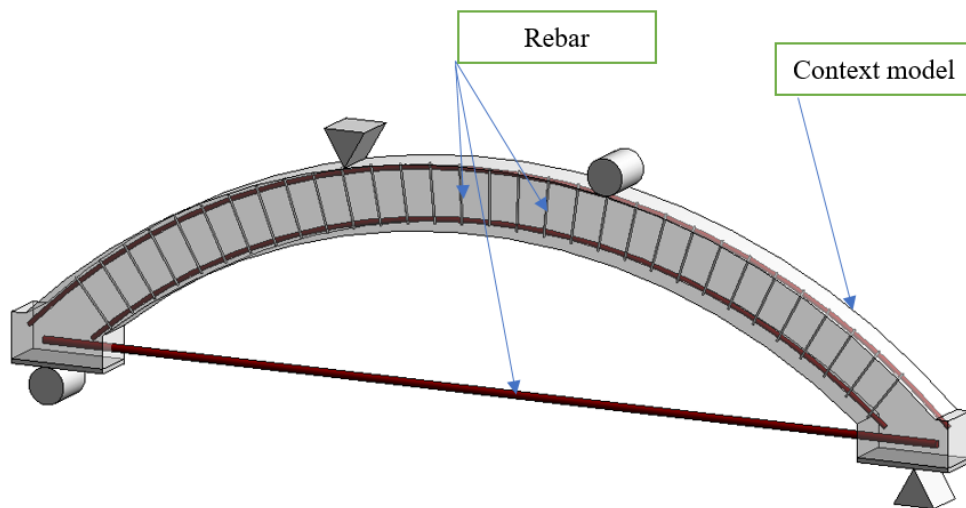


Рис. 4.11. Загальний вигляд розрахункової схеми арки А2-1 в ПК Autodesk Revit

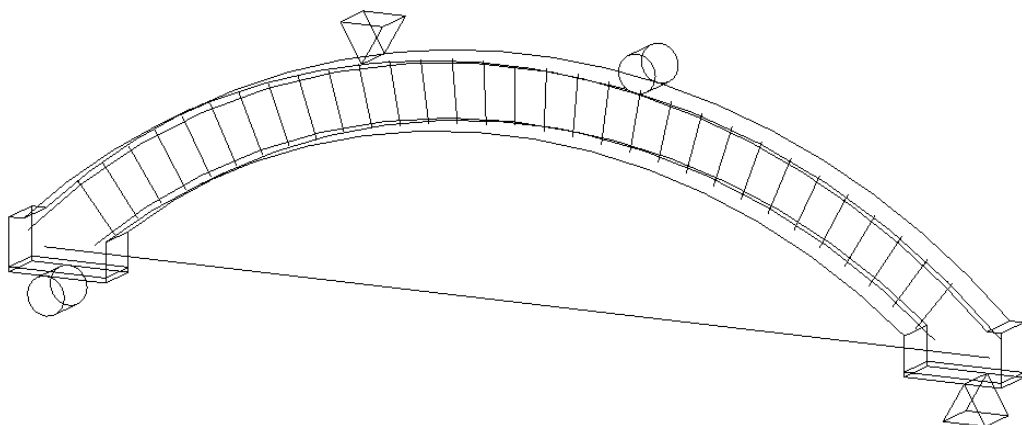


Рис. 4.12. Фінальна модель для відправки в ANSYS «Space Claim»

Наступним етапом є генерація моделі в графічній оболонці «Space Claim», яка є покращеною версією модуля «Workbench» і дозволяє об'єднати формати «dwg» та «acis(sat)» в єдину розрахункову схему формату ANSYS та присвоїти лініям властивості арматури (діаметр), і видалити їх з основного об'єму бетону.

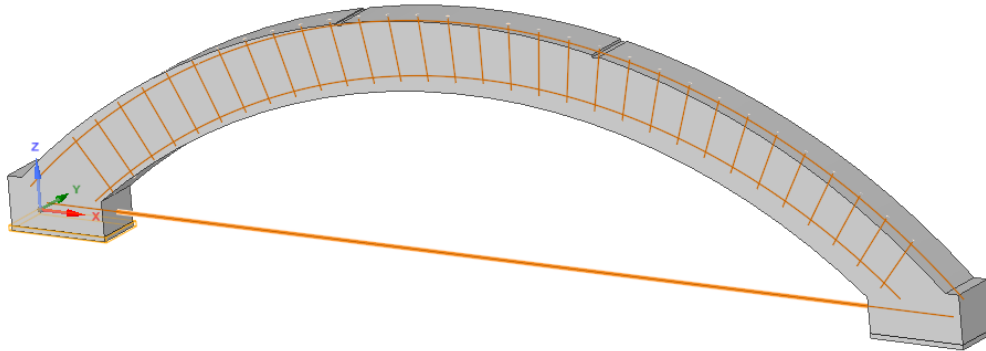


Рис. 4.13. Зведена модель конструкції в ANSYS «Space Claim»

#### 4.3.2. Числовий розрахунок залізобетонної арки А2-1

Моделювання бетонних елементів відбувається при допомозі кінцевого елемента SOLID 65, а арматури за допомогою Link 180. Елемент SOLID 65 використовується для 3D моделювання тіл без або з міцними стрижнями (арматурою). Тіло може зазнавати розтріскування при розтягуванні або руйнуванні (втрата несучої здатності) при стисканні. Кінцевий елемент LINK180 (балочний елемент) складається з двох вузлів і має три ступені свободи у кожному вузлі. Цей тип КЕ використовується для моделювання одновісного розтягування/стиснення.

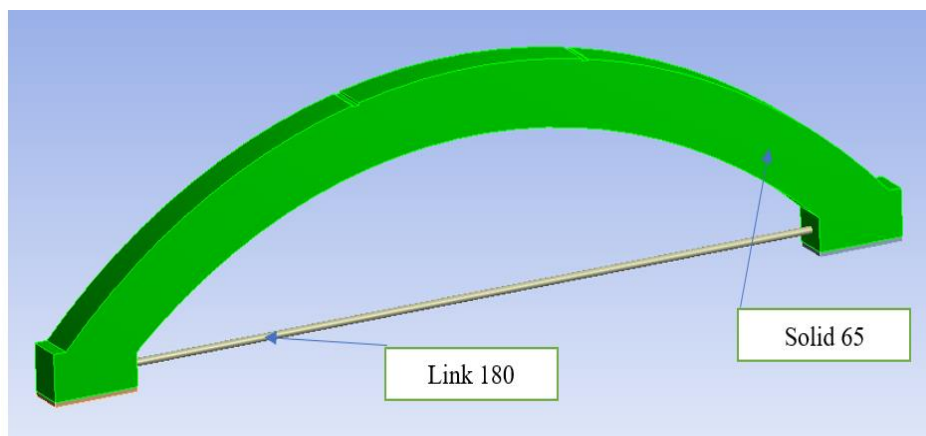
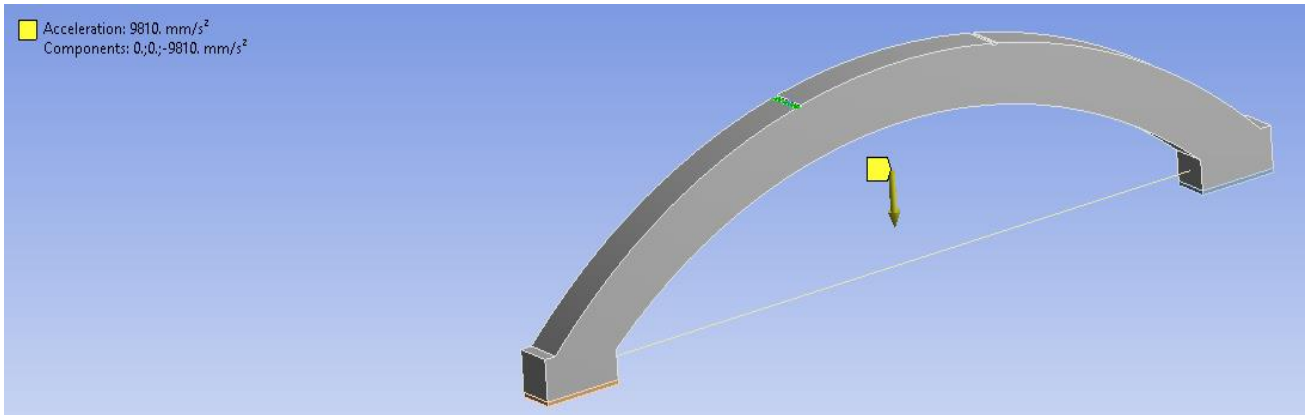
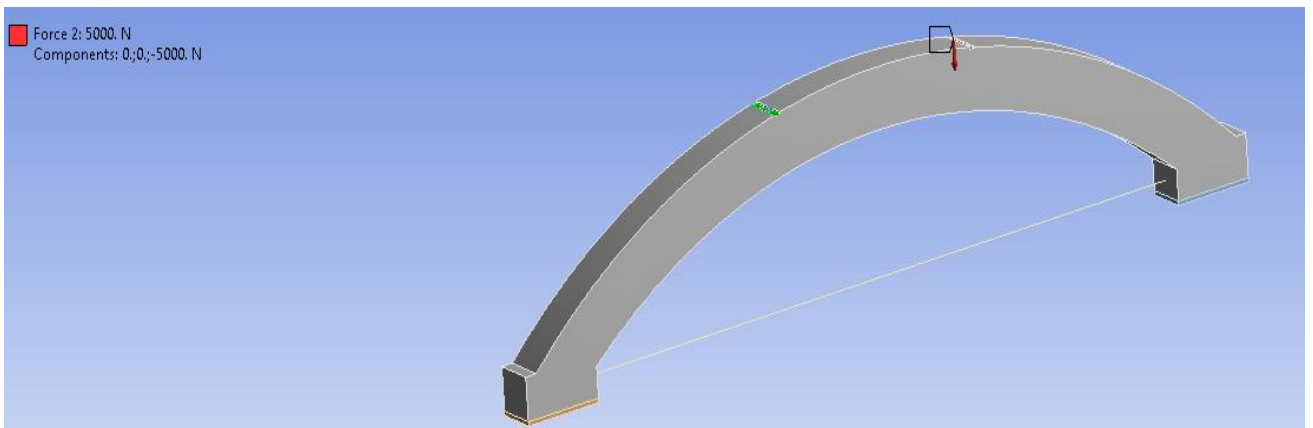


Рис. 4.14. Схема розташування кінцевих елементів SOLID 65 та Link 180

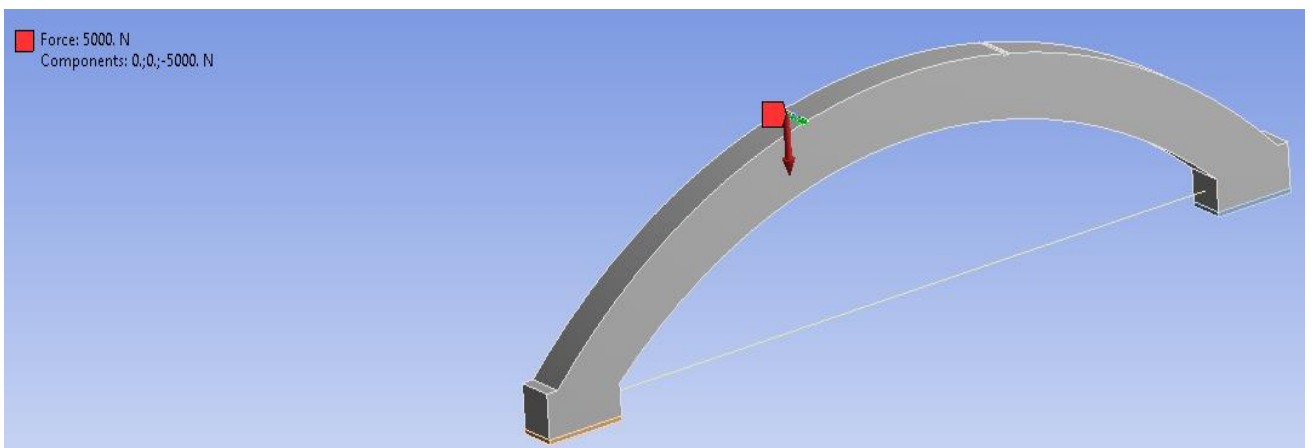
Розрахунок залізобетонної арки А2-1 виконано при навантаженні  $P=10$  кН, 50 кН, 90 кН відповідно до проведених раніше розрахунків конструкції в ПК ЛІРА-САПР.



а)



б)



в)

Рис. 4.15. Схема навантаження на арку А2-1: а) від власної ваги конструкції, б) від траверси (права опора), в) від траверси (права опора)

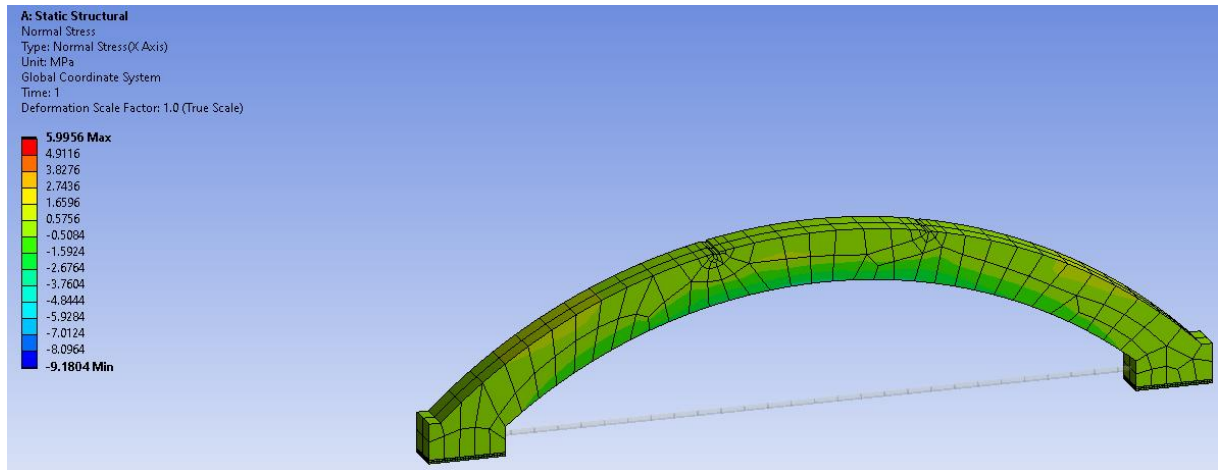


Рис. 4.16. Нормальні напруження (МПа) в арці А2-1 при навантаженні  $P=10$  кН

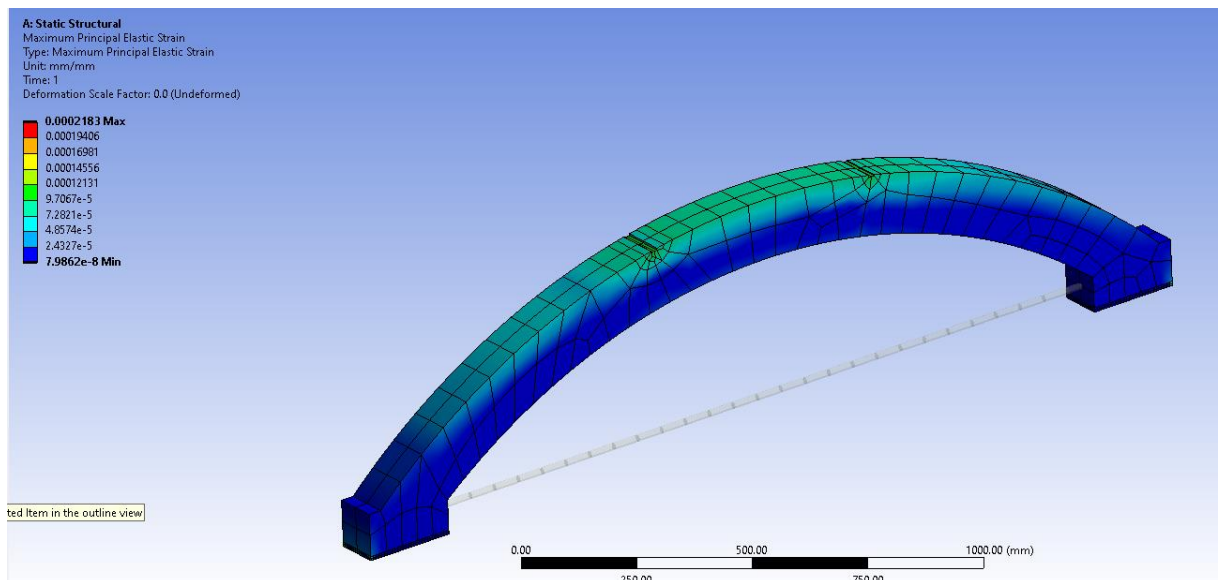


Рис. 4.17. Схема розвитку головних пружних деформацій при навантаженні  $P=10$  кН

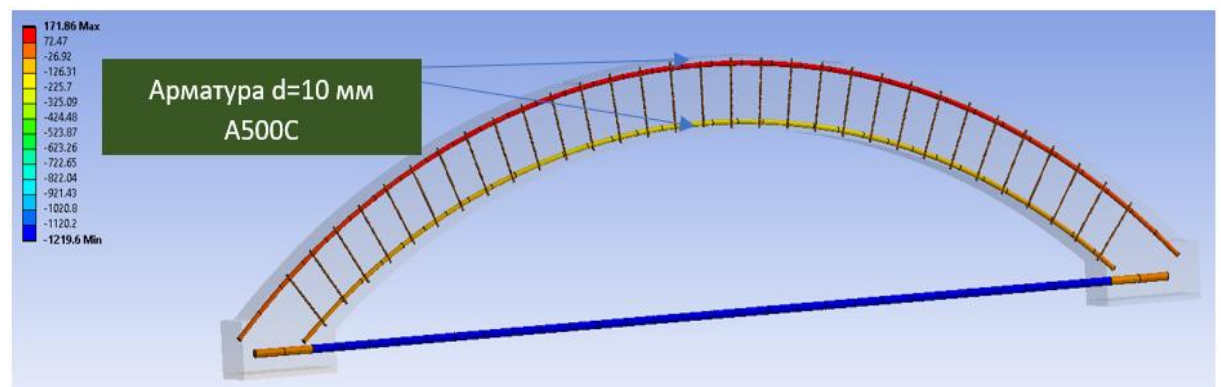


Рис. 4.18. Зусилля в арматурі (кг) в арці А2-1 при навантаженні  $P=10$  кН

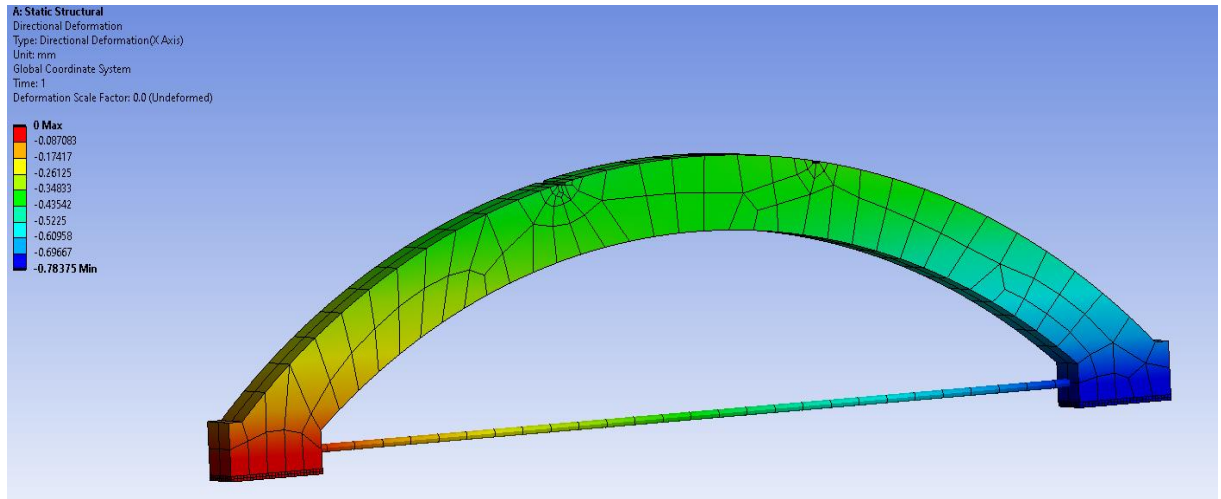


Рис. 4.19. Прогини (мм) в арці А2-1 при навантаженні  $P=10$  кН

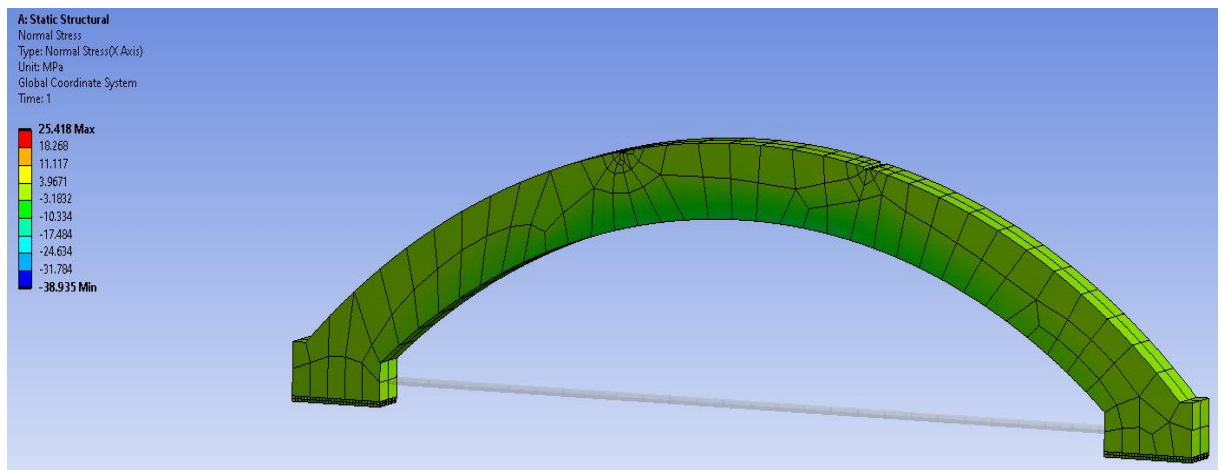


Рис. 4.20. Нормальні напруження (МПа) в арці А2-1 при навантаженні  $P=50$  кН

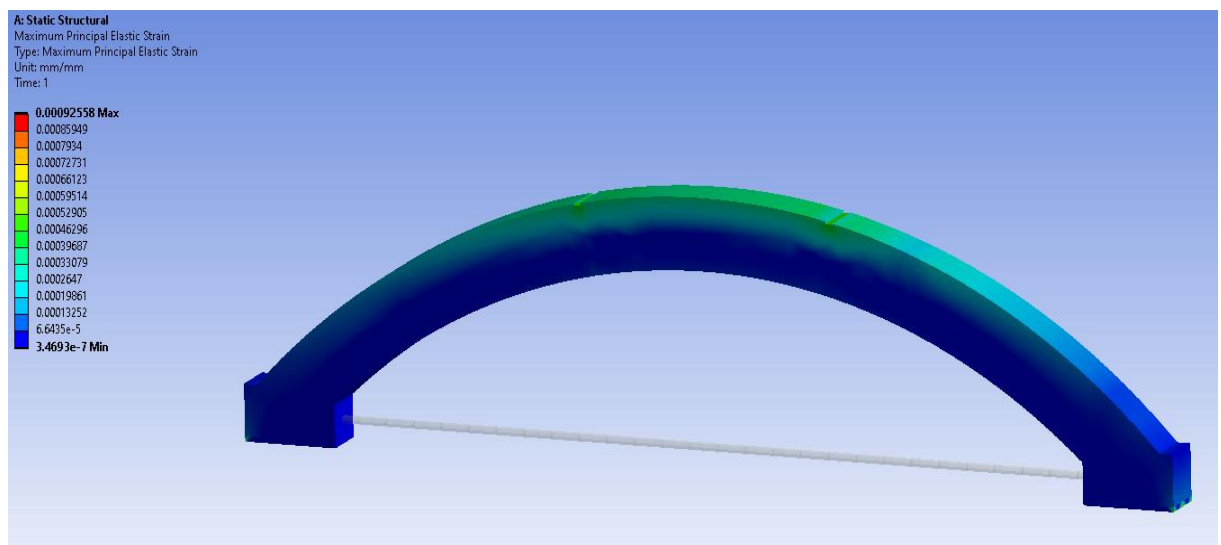


Рис. 4.21. Схема розвитку головних пружних деформацій при навантаженні  $P=50$  кН

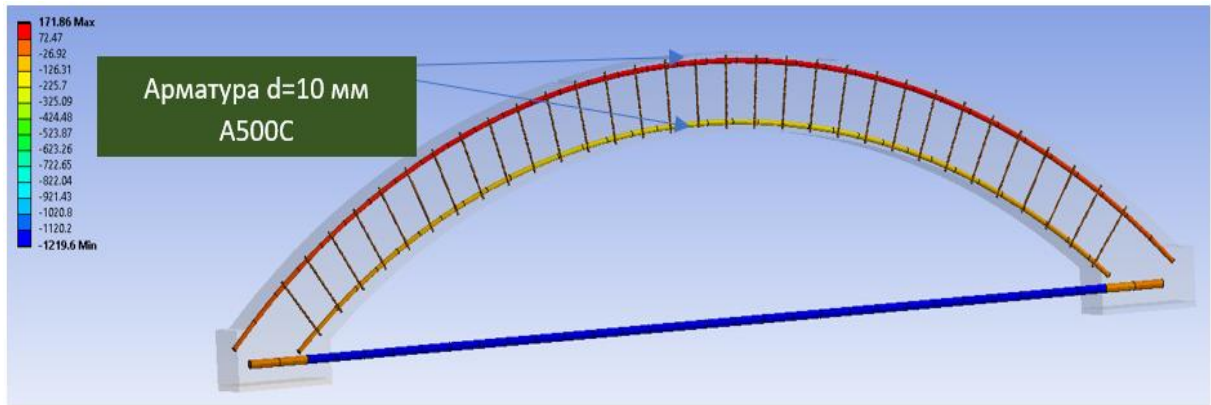


Рис. 4.22. Зусилля в арматурі (кг) в арці А2-1 при навантаженні  $P=50$  кН

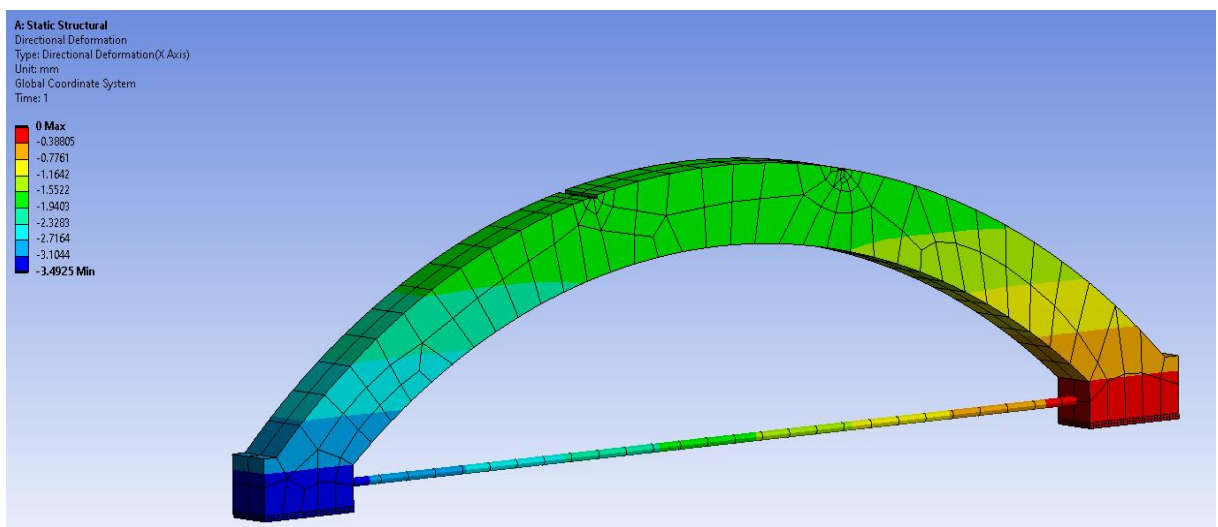


Рис. 4.23. Прогини (мм) в арці А2-1 при навантаженні  $P=50$  кН

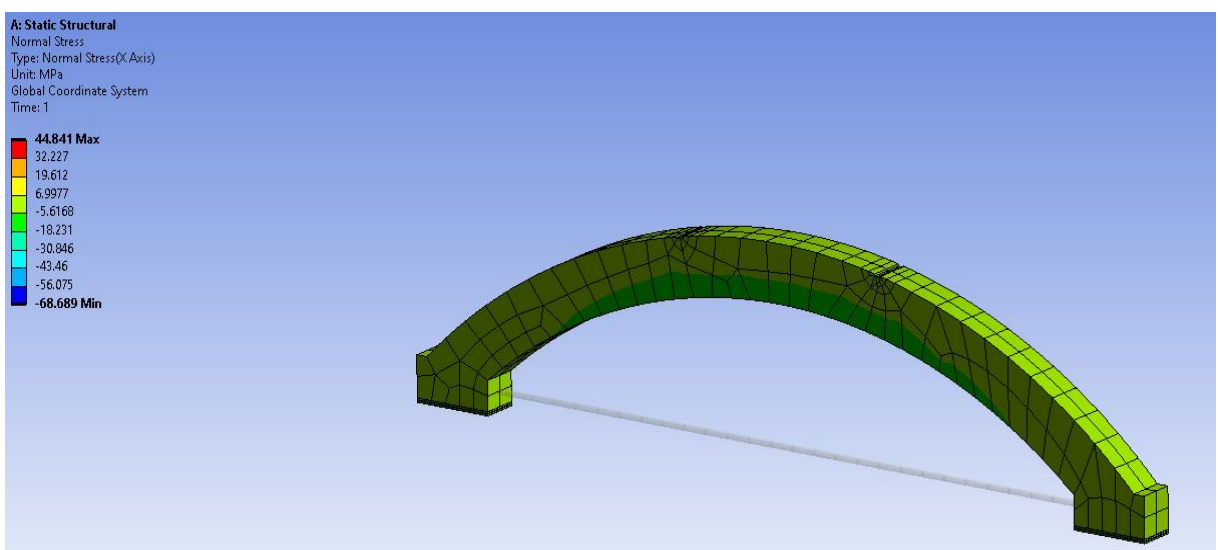


Рис. 4.24. Нормальні напруження (МПа) в арці А2-1 при навантаженні  $P=90$  кН



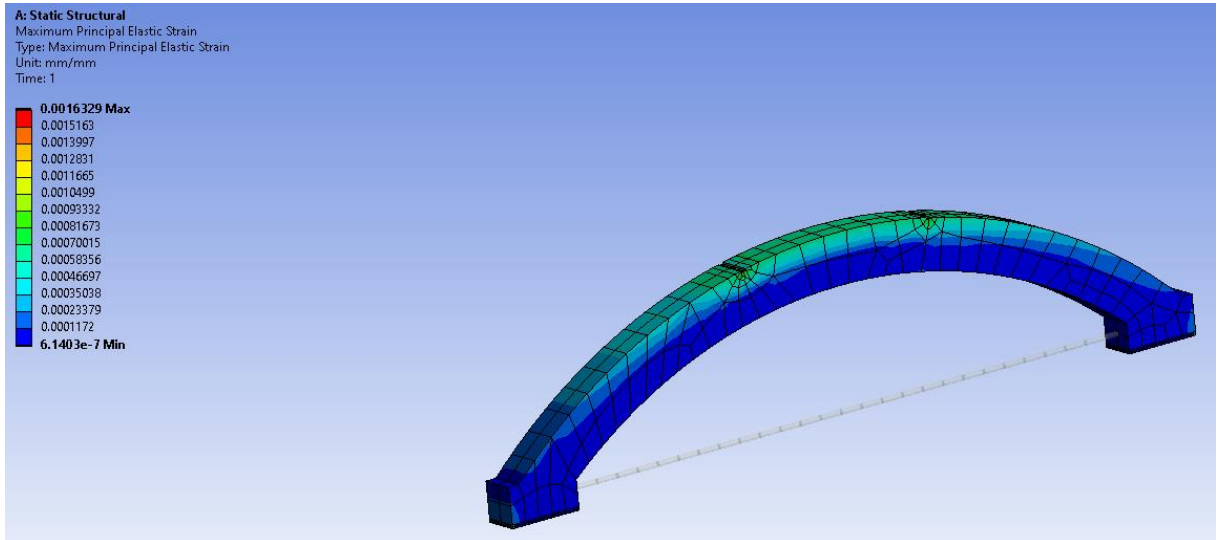


Рис. 4.25. Схема розвитку головних пружних деформацій при навантаженні  $P=90$  кН

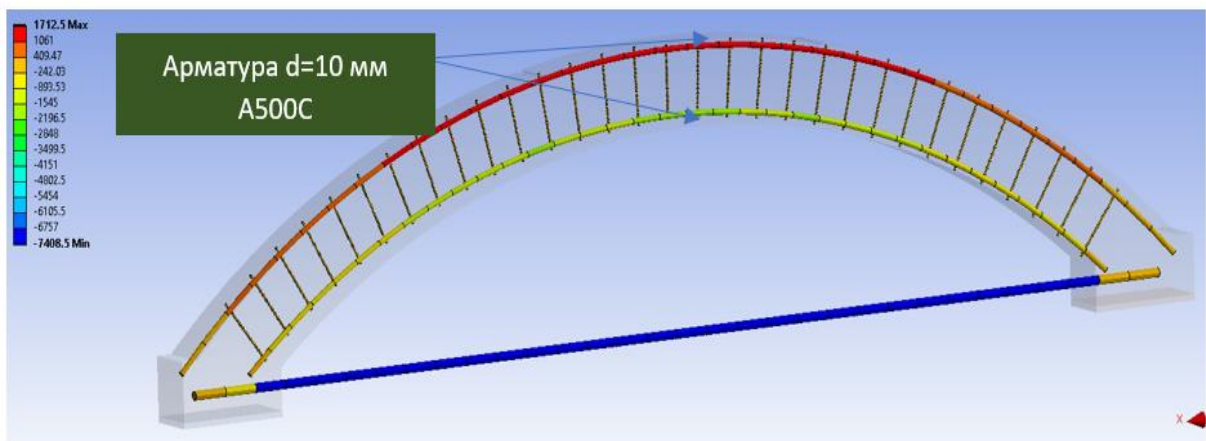


Рис. 4.26. Зусилля в арматурі (кг) в арці А2-1 при навантаженні  $P=90$  кН

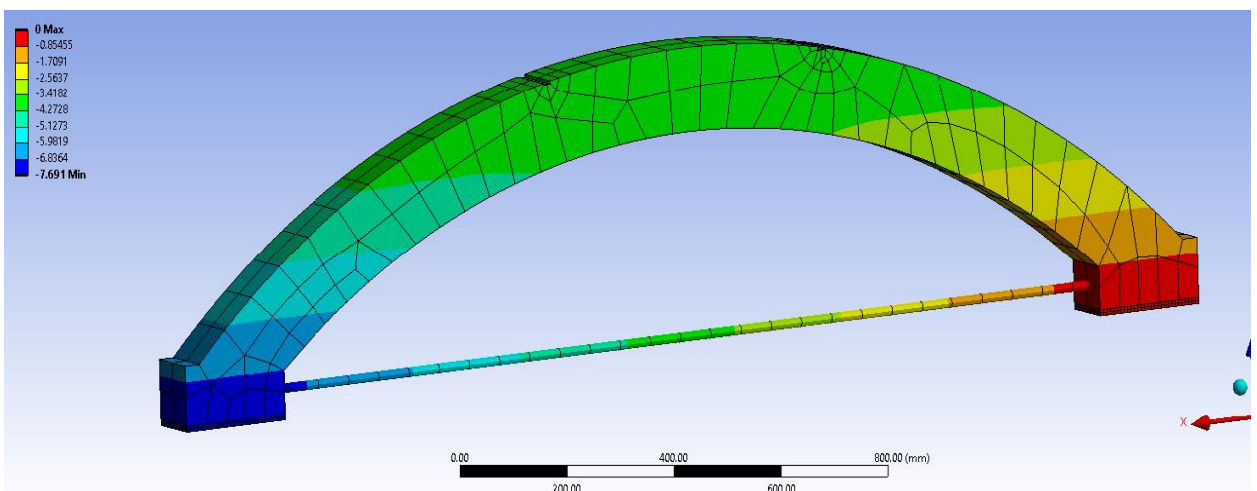


Рис. 4.27. Прогини (мм) в арці А2-1 при навантаженні  $P=90$  кН

Результати числового експерименту по розрахунку арки А2-1 в ПК ANSYS наведені у табл. 4.12, результати порівняння даних числового експерименту зі значеннями отриманими з експериментальних досліджень наведені в табл. 4.13.

Таблиця 4.12

## Результати розрахунку арки А2-1 в ПК ANSYS

Навання $P$ , кН	Нормальні напруження у стиснутому бетоні $\sigma_{c,ANS}$ , МПа	Відносні деформації у стиснутому бетоні $\varepsilon_{c,ANS} \times 10^{-5}$	Зусилля в затяжці $N_{z,ANS}$ , кН	Зусилля в розтягнутій арматурі поясу $N_{s1,ANS}$ , кН	Прогин $f_{ANS}$ , мм
10	3,2	7,3	11,2	1,26	0,43
50	17,5	72,7	49,9	10,0	2,33
90	30,85	105,2	67,5	24,2	5,12

Таблиця 4.13

Порівняння результатів числового та експериментальних досліджень по арці А2-1

Навання $P$ , кН	$k = \frac{\sigma_{c,ANS}}{\sigma_{c,EXP}}$ , МПа	$k = \frac{\varepsilon_{c,ANS}}{\varepsilon_{c,EXP}}$ , $\times 10^{-5}$	$k = \frac{N_{z,ANS}}{N_{z,EXP}}$ , кН	$k = \frac{N_{s1,ANS}}{N_{s1,EXP}}$ , кН	$k = \frac{f_{ANS}}{f_{EXP}}$ , мм
10	$\frac{3,2}{4,0} = 0,8$	$\frac{7,3}{6,83} = 1,07$	$\frac{11,2}{5,0} = 2,24$	$\frac{1,26}{1,65} = 0,76$	$\frac{0,43}{0,51} = 0,84$
50	$\frac{17,5}{23,46} = 0,74$	$\frac{72,7}{86,1} = 0,84$	$\frac{49,9}{23} = 2,17$	$\frac{10}{11,54} = 0,87$	$\frac{2,33}{3,84} = 0,61$
90	$\frac{30,85}{34,25} = 0,9$	$\frac{105,2}{147,6} = 0,71$	$\frac{67,5}{49} = 1,38$	$\frac{24,2}{25,14} = 0,96$	$\frac{5,12}{7,04} = 0,73$
$k$	0,81	0,87	1,93	0,86	0,73
$\sigma$	0,066	0,149	0,39	0,082	0,094
$V_c$ , %	9,94	20,87	24,75	11,6	15,83

Результати розрахунку арки А2-1 методом скінченних елементів в ПК ANSYS мають задовільну збіжність з даними отриманими за результатами експериментальних досліджень за винятком значень зусиль розтягу в затяжці, які за результатами розрахунку в ПК ANSYS суттєво перевищують експериментальні значення на відповідних ступенях навантаження арки. Отримані за результатами розрахунку в ПК ANSYS значення внутрішніх зусиль в арматурі та напружень у стиснутому бетоні поясу арки відповідають експериментальним даним.

#### 4.4. Визначення напружено-деформованого стану нормальних перерізів дослідних арок з використанням деформаційної моделі

У розрахунках напружено-деформованого стану та несучої здатності нормальних перерізів стиснуто-зігнутих елементів, як згинальних так і позацентрово стиснутих, приймають передумови наведені у п.1.3 дисертації. В чинних нормах проектування [58, 75] залежність між напруженнями і деформаціями у стиснутому бетоні за короткочасного навантаження, згідно деформаційної моделі, рекомендується описувати рівняннями (1.14) та (1.17). При використанні рівняння (1.17) коефіцієнти поліному  $a_i$  для високоміцних важких бетонів класу С60...С100 приймаються за табл. 1.4.

Як спрощену діаграму деформування стиснутого бетону, що описує його деформування на висхідній ділянці повної діаграми залежності від напруження, рекомендується [21, 25, 33] використовувати наступне рівняння:

$$\sigma_c = f_{(ck),(cd)} \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^{v_R}, \quad (4.7)$$

де  $\sigma_c$  – нормальні стискуючі напруження у бетоні;

$f_{(ck),(cd)}$  – характеристичне(розрахункове) значення міцності бетону на стиск;

$\varepsilon_c$  – значення відносних деформацій бетону стиску;

$\varepsilon_{c1}$  – значення відносних деформацій бетону при максимальних напруженнях;

$v_R$  – граничне значення коефіцієнта пружності бетону, який визначається експериментальним шляхом. Рекомендується для високоміцних важких бетонів приймати  $v_R = 0,7$  [59].

Порівняльний аналіз результатів розрахунку стискаючих напружень у бетоні дослідної арки А2-1 на циклах статичного короткочасного навантаження за формулою (1.17) та (4.7) наведений у табл. 4.14.

Таблиця 4.14

Порівняльний аналіз результатів розрахунку стискаючих напружень у бетоні дослідної арки А2-1 з високоміцного бетону класу С80

Навання $P$ , кН	$\varepsilon_{c1}$ $\times 10^{-5}$	$\varepsilon_{c,EXP}$ $\times 10^{-5}$	$\sigma_{c,EXP}$ , МПа	$\sigma_c$ (4.7), МПа	$\sigma_c$ (1.17), МПа	$k = \frac{\sigma_{c(4.7)}}{\sigma_{c(1.17)}}$	$k = \frac{\sigma_{c(4.7)}}{\sigma_{c,EXP}}$	$k = \frac{\sigma_{c(1.17)}}{\sigma_{c,EXP}}$
10	214,0	6,83	2,73	2,31	4,0	-	0,846	1,465
20		23,92	9,57	7,2	9,58	-	0,752	1,000
30		44,42	17,78	12,12	14,78	0,82	0,681	0,832
40		68,83	27,5	17,64	20,08	0,88	0,642	0,730
50		86,1	34,5	21,64	23,46	0,922	0,628	0,680
70		110,7	44,3	27,6	28,0	0,985	0,623	0,632
90		147,6	59,08	36,27	34,25	1,059	0,614	0,579
98		168,1	67,29	40,23	37,52	1,072	0,598	0,558
120		211,0	84,46	44,41	40,0	1,11	0,525	0,474
Середнє відношення $k$						0,98	0,657	0,772
Середньоквадратичне відхилення $\sigma$						0,1	0,09	0,29
Коефіцієнт варіації $V_c$ , %						11,09	13,3	39,32

Як видно з результатів обрахунку (табл. 4.14) значень нормальних стискаючих напружень у бетоні поясу арки, отримані за допомогою поліному п'ятого ступеня (вираз 1.17), що описує повну діаграму деформування бетону та рівняння (вираз 4.7), що описує спрощену діаграму, досить близькі за виключенням перших ступенів при навантаженні  $F = 5...20$  кН ( $\eta \leq 0,17 F_u$ ). Середньоквадратичне відхилення відношень складає  $\sigma = 0,1$ . Показником точності збіжності значень напружень у бетоні арки при навантаженні, отриманих за виразами (1.17) та (4.7), є коефіцієнт варіації, значення якого для виконаних розрахунків складає  $V_c = 11,09\%$  при максимально допустимому значенні згідно норм  $V_c = 13,5\%$ . Це свідчить про те, що в основу інженерних розрахунків залізобетонних двошарнірних арок доцільно прийняти спрощену діаграму деформування бетону з відповідним рівнянням (4.7), що її описує.

За результатами порівняння значень нормальних стискаючих напружень у бетоні поясу арки, визначених за допомогою виразу 4.7, з напруженнями у стиснутому бетоні отриманими за результатами експериментальних досліджень, коефіцієнт варіації склав  $V_c = 13,3\%$ , що вказує на задовільну збіжність результатів. За результатами порівняння значень нормальних стискаючих напружень у бетоні

поясу, визначених за допомогою виразу 1.17, з напруженнями у стиснутому бетоні отриманими за результатами експериментальних досліджень, коефіцієнт варіації склав  $V_c = 39,3\%$  та перевищив максимально допустиме значення згідно норм. Це свідчить про те, що в основу інженерних розрахунків залізобетонних двошарнірних арок доцільно прийняти спрощену діаграму деформування бетону з відповідним рівнянням (4.7), що її описує. Необхідно відмітити, що кращу збіжність значень нормальних стискаючих напружень у бетоні поясу арки зі значеннями отриманими за результатами розрахунку методом скінченних елементів в ПК ANSYS дає саме рівняння (4.7), при цьому  $\sigma = 0,066$ , а  $V_c = 9,94\%$  (див. табл. 4.13).

У стиснуто-зігнутих елементах розглядають два основних випадки напружено-деформованого стану нормальних перерізів: перший – у яких переріз стиснуто-розтягнутий; другий – переріз повністю стиснутий (рис. 4.28).

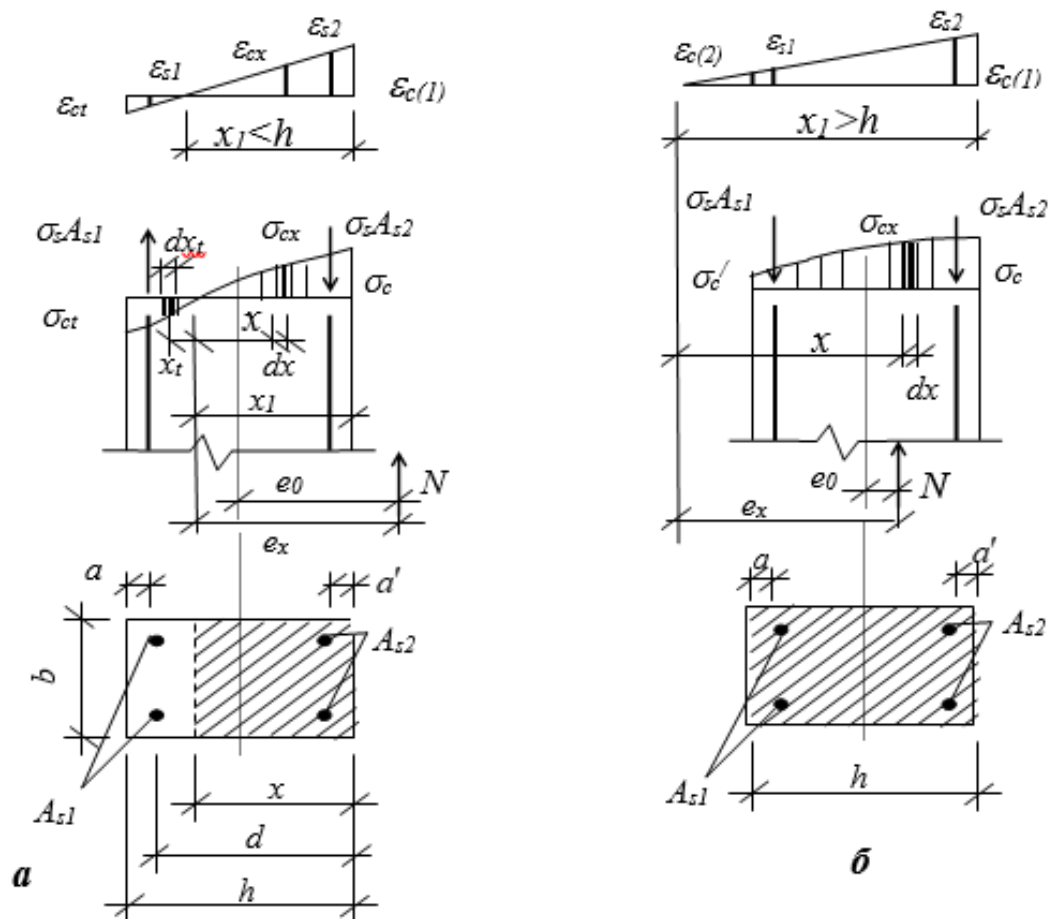


Рис. 4.28. Випадки напружено-деформованого стану стиснуто-зігнутих елементів прямокутного перерізу: а – перший випадок; б – другий випадок

При використанні діаграми деформування бетону у вигляді (1.17) та прийнятті для роботи арматури дволінійної діаграми Прандтля, тобто  $\sigma_s = E_s \varepsilon_s$ , за фіксованих значень деформації бетону найбільш стиснутої грані  $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$  і умовної висоти стиснутої зони бетону  $x = x_1$ , умови рівноваги для нормальних перерізів прямокутного профілю стиснуто-зігнутих елементів набувають вигляду [29, 30, 33, 106]:

- для першого випадку

$$bf_{cd}x_1 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + A_{s2}E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_1} (x_1 - a') - A_{s1}E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_1} (h - x_1 - a) - N = 0; \quad (4.8)$$

$$bf_{cd}x_1^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + A_{s2}E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_1} (x_1 - a')^2 + A_{s1}E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_1} (h - x_1 - a)^2 - N(x_1 - 0,5h + e_0) = 0 \quad (4.9)$$

- для другого випадку

$$bf_{cd}x_1 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k \left[ 1 - \left( \frac{x_1 - h}{x_1} \right)^{k+2} \right] + A_{s2}E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_1} (x_1 - a') - A_{s1}E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_1} (x_1 - h + a) - N = 0; \quad (4.10)$$

$$bf_{cd}x_1^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k \left[ 1 - \left( \frac{x_1 - h}{x_1} \right)^{k+2} \right] + A_{s2}E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_1} (x_1 - a')^2 + A_{s1}E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_1} (x_1 - h + a)^2 - N(x_1 - 0,5h + e_0) = 0. \quad (4.11)$$

При використанні діаграми деформування бетону у вигляді (4.7), з урахуванням зазначених передумов, умови рівноваги для нормальних перерізів прямокутного профілю стиснуто-зігнутих елементів набувають вигляду [30, 33]:

- для першого випадку

$$\frac{bf_{cd}x_1}{\nu_R + 1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{\nu_R} + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_1} (x_1 - a') A_{s2}E_s - \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_1} (h - a - x_1) A_{s1}E_s - N = 0; \quad (4.12)$$

$$\frac{bf_{cd}x_1^2}{\nu_R + 2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{\nu_R} + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_1} (x_1 - a')^2 A_{s2}E_s + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_1} (h - a - x_1)^2 A_{s1}E_s - N(x_1 - 0,5h + e_0) = 0. \quad (4.13)$$

- для другого випадку

$$\frac{bf_{cd}x_1}{v_R + 1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{v_R} \left[ 1 - \left( \frac{x_1 - h}{x_1} \right)^{v_R+1} \right] + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_1} (x_1 - a') A_{s2} E_s + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_1} (x_1 - h + a) A_{s1} E_s - N = 0; \quad (4.14)$$

$$\frac{bf_{cd}x_1^2}{v_R + 2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{v_R} \left[ 1 - \left( \frac{x_1 - h}{x_1} \right)^{v_R+2} \right] + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_1} (x_1 - a')^2 A_{s2} E_s + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_1} (x_1 - h + a)^2 A_{s1} E_s - N(x_1 - 0,5h + e_0) = 0. \quad (4.15)$$

На підставі гіпотези плоских перерізів справедливі наступні співвідношення між деформаціями бетону, арматури та висотою стиснутої зони бетону:

- для першого випадку

$$x = \frac{x_1}{\varepsilon_{c(1)}} \varepsilon_c; \quad dx = \frac{x_1}{\varepsilon_{c(1)}} d\varepsilon_c; \quad \varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_1} (x_1 - a'); \quad (4.16)$$

- для другого випадку

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_1} (x_1 - h + a), \quad \varepsilon_{c(2)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_1} (x_1 - h). \quad (4.17)$$

В формулах (4.8) – (4.17) та на рис. 4.28:

$x, x_t$  – віддаль від нейтральної лінії до фібри бетону що розглядається відповідно у стиснутій та розтягнутій зонах;

$\sigma_c$  і  $\sigma_{ct}$  – фіброві напруження у бетоні відповідно стиснутої і розтягнутої зон;

$\sigma_s$  – напруження у стиснутій та розтягнутій арматурі;

$\varepsilon_{s1}$  і  $\varepsilon_{s2}$  – деформації арматури відповідно більш і менш віддаленої від точки прикладання зовнішньої сили  $N$ ;

$\varepsilon_c$  і  $\varepsilon_{ct}$  – відносні фіброві деформації бетону відповідно стиснутої та розтягнутої зон;

$A_{s1}$  і  $A_{s2}$  – площа поперечного перерізу арматури відповідно більш і менш віддаленої від точки прикладання зовнішньої сили  $N$ ;

$b$  і  $h$  – ширина і висота поперечного перерізу елемента;

$a, a'$  – віддаль від грані елемента до центра арматурних стержнів;

$e_0$  – ексцентриситет прикладення зовнішньої сили  $N$  відносно осі симетрії;

$\nu_R$  – граничне значення коефіцієнта пружності бетону, який рекомендується для високоміцних важких бетонів приймати  $\nu_R = 0,7$  [59].

Розрахунковий випадок напружено-деформованого стану нормальних перерізів визначають, прийнявши  $\varepsilon_{c(2)} = 0$  і  $x_l = h$  та знайшовши ексцентриситет  $e_{0h}$  за формулою [33, 34]:

$$e_{0h} = \frac{M_h}{N_h}, \quad (4.18)$$

де  $M_h$  – згинальний момент, який може сприймати поперечний переріз при  $x_l = h$ ;  $N_h$  – поздовжня сила, яка діє у перерізі при  $x_l = h$ .

За умови  $(e_{0h} - 0,5h) \leq e_0$  – має місце перший випадок, а при  $(e_{0h} - 0,5h) > e_0$  – другий.

Згинальні моменти і поздовжні сили при  $x_l = h$  визначаються за виразами:

- при використанні діаграми деформування бетону за формулою (1.17):

$$M_h = bf_{cd}h^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + A_{s2} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{h} (h - a')^2 + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{h} a^2; \quad (4.19)$$

$$N_h = bf_{cd}h \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + A_{s2} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{h} (h - a') + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{h} a. \quad (4.20)$$

- при використанні діаграми деформування бетону за формулою (4.7):

$$M_h = \frac{bf_{cd}h^2}{\nu_R + 2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{\nu_R} + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{h} (h - a')^2 A_{s2} E_s + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{h} a^2 A_{s1} E_s; \quad (4.21)$$

$$N_h = \frac{bf_{cd}h}{\nu_R + 1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{\nu_R} + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{h} (h - a') A_{s2} E_s + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{h} a A_{s1} E_s; \quad (4.22)$$

Знаходження параметрів напружено-деформованого стану стиснуто-зігнутих елементів вирішується методом послідовних наближень, підбираючи значення  $x_l$  при заданому значенні  $\varepsilon_{c(1)}$  таким чином, щоб задовольнялися рівняння рівноваги (4.8), (4.10), (4.12), (4.14). Крок наближень і точність наближень задаються залежно від того, з якою точністю необхідно виконати розрахунки.



## Висновки до розділу 4

1. За допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР можна моделювати роботу двохшарнірних залізобетонних арок та з високою достовірністю визначати значення внутрішніх зусиль, що виникають в їх конструктивних елементах. Результати статистичної обробки збіжності величин внутрішніх зусиль в елементах арок за дії короточасного статичного навантаження отриманих в ПК ЛІРА-САПР та теоретичним методом складають: середньоквадратичне відхилення відношень  $\sigma = 0,003 \dots 0,053$ , коефіцієнт варіації  $V_c = 0,7 \dots 8,74\%$ .

2. Результати розрахунку арки А2-1 методом скінченних елементів в ПК ANSYS мають задовільну збіжність з даними отриманими за результатами експериментальних досліджень, за винятком значень зусиль розтягу в затяжці. Отримані за результатами розрахунку в ПК ANSYS значення внутрішніх зусиль в арматурі та напружень у стиснутому бетоні поясу арки відповідають експериментальним даним, середньоквадратичне відхилення відношень складає  $\sigma = 0,066 \dots 0,094$ , а середнє значення коефіцієнта варіації –  $V_c = 12,5\%$ .

3. Значення нормальних стискаючих напружень у бетоні поясу арки, отримані за допомогою поліному п'ятого ступеня та за рівнянням, що описує спрощену діаграму деформування бетону, досить близькі за виключенням перших ступенів при навантаженні  $F = 5 \dots 20$  кН ( $\eta \leq 0,17 F_u$ ). Середньоквадратичне відхилення відношень складає  $\sigma = 0,1$ , коефіцієнт варіації становить  $V_c = 11,09\%$ .

4. Кращу збіжність значень нормальних стискаючих напружень у бетоні поясу арки зі значеннями отриманими за результатами розрахунку методом скінченних елементів в ПК ANSYS дає саме рівняння, що описує спрощену діаграму деформування бетону, при цьому середньоквадратичне відхилення відношень складає  $\sigma = 0,066$ , а коефіцієнт варіації  $V_c = 9,94\%$ .

5. В основу інженерних розрахунків залізобетонних двошарнірних арок доцільно прийняти спрощену діаграму деформування бетону з відповідним рівнянням 4.7, що її описує. У випадку визначення напружено-деформованого стану стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів, коли до уваги приймається тільки висхідна вітка діаграми деформування бетону, краще використовувати рівняння (4.7).

6. Зусилля в нормальних перерізах прямокутного профілю стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів пропонується визначати за формулами (4.19) – (4.22).

Матеріали розділу опубліковані в роботах [86, 87, 88, 89, 91, 93, 95, 156, 168].

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. За результатами проведеного аналізу існуючого стану теоретичних і експериментальних досліджень наразі відсутні дані про експериментальні дослідження по вивченню роботи та напружено-деформованого стану залізобетонних арочних конструкцій з високоміцних бетонів при дії статичних або повторних ударних впливів. Встановлено, що найбільш ефективним методом суттєвого підвищення захисної здатності залізобетонних споруд оборонного призначення та цивільного захисту є збільшення їх ранньої міцності бетону, в тому числі у віці 1-ї доби і менше, що можна досягти застосуванням у практиці будівництва високоміцних швидкотверднучих важких бетонів. Двошарнірні залізобетонні арки доцільно використовувати в якості конструкцій покриття фортифікаційних споруд (оборонного призначення), а також споруд цивільного захисту населення.

2. Запропоновано процес проектування та виготовлення досліджуваних двошарнірних залізобетонних арок з високоміцного бетону, із описом методики, устаткування та програми проведення експериментальних випробувань на дію короткочасних одноразових і повторних навантажень, що дало можливість досягти оптимального результату, використовуючи наявні технічні засоби та ресурси, з метою вивчення напружено-деформованого стану двошарнірних арок та удосконалення методики їх розрахунку. Наведено обсяг зразків у кількості шести арок, що були розподілені на дві серії випробувань, для основних експериментальних досліджень та допоміжних зразків у кількості 18 кубів та 11 призм з високоміцних бетонів. Встановлені фізико-механічні характеристики високоміцного бетону і арматури, що використовувалися для виготовлення дослідних арок.

3. У результаті експериментальних досліджень встановлено, що зі збільшенням класу високоміцного бетону, несуча здатність двошарнірних арок збільшується. Несуча здатність дослідних арок з високоміцного бетону, що зазнавали дії повторного короткочасного статичного навантаження така ж як і

дослідних арок, що зазнавали дії короткочасного одноразового статичного навантаження. Дослідні арки руйнувалися по наскрізній магістральній нормальній/похилій тріщині під зосередженою силою, при досягненні деформаціями у стиснутій робочій арматурі та стиснутому бетоні поясу граничних значень. Встановлено, що тріщиностійкість двошарнірних арок з високоміцних бетонів вища ніж двошарнірних арок з важкого бетону звичайної міцності (C20/25). Кількість тріщин, що утворились і розвивались у поясі арок з високоміцного бетону на 50% менша ніж в арках зі звичайного бетону, а момент тріщиноутворення на 25% вищий. Отримані експериментальні дані дозволяють встановити напружено-деформований стан перерізів дослідних арок на стадіях їх роботи.

4. Встановлено, що за дії короткочасних повторних навантажень повні деформації стиснутого бетону у поясі арок перевищують відповідні деформації, що виникають на ступенях одноразового навантаження. На 1-му циклі повторного статичного навантаження відбувається значний приріс залишкових деформацій у стиснутому бетоні, деформації стабілізувалися за вісім подальших циклів навантаження. При збільшенні рівня на циклах повторного навантаження відбувається приріс залишкових деформацій у стиснутому бетоні з наступною їх стабілізацією. При довантаженні арок за рівня  $\eta = 0,5 F_u$  деформації бетону стиску стабілізувалися на наступному циклі навантаження. При довантаженні арок на циклах повторного навантаження до рівня  $\eta = 0,6 F_u$  деформації бетону стиску стабілізувалися за шість подальших циклів навантаження. При довантаженні арок на циклах повторного навантаження до рівня  $\eta = 0,8 F_u$  деформації стабілізувалися на чотирьох подальших циклах навантаження.

Стабілізація деформацій у стиснутій та розтягнутій арматурі поясу арок за дії повторного статичного навантаження рівня  $\eta = 0,4 \dots 0,5 F_u$  відбулась на наступному циклі, а за рівня навантаження  $\eta = 0,6 \dots 0,8 F_u$  – на чотирьох-п'яти подальших циклах навантаження. За рівня довантаження  $\eta = 0,5 \dots 0,8 F_u$  дослідних арок на циклах повторного статичного навантаження, що менше за межу витривалості, пришвидшується стабілізація напружено-деформованого стану у їх поясі.

5. Виконано числовий експеримент роботи двошарнірних залізобетонних арок. Удосконалено у застосуванні до двошарнірних залізобетонних арок з високоміцних бетонів науково-прикладні положення розрахунку напружено-деформованого стану на основі результатів числового експерименту та деформаційної моделі згідно норм проєктування. При визначенні напружено-деформованого стану стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів, коли до уваги приймається тільки висхідна вітка діаграми деформування бетону, доцільно використовувати рівняння, що описує його спрощену діаграму. Наведені рівняння для визначення внутрішніх зусиль у нормальних перерізах стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів прямокутного профілю.

За допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР можна моделювати роботу двошарнірних залізобетонних арок та з високою достовірністю визначати значення внутрішніх зусиль, що виникають в їх конструктивних елементах. Отримані внутрішні зусилля в перерізах арки відповідають теоретичним значенням. Результати розрахунку методом скінченних елементів в ПК ANSYS мають задовільну збіжність з даними отриманими за результатами експериментальних досліджень. Отримані за результатами розрахунку в ПК ANSYS значення внутрішніх зусиль в арматурі та напружень у стиснутому бетоні поясу арки відповідають експериментальним даним. Кращу збіжність значень нормальних стискаючих напружень у бетоні поясу арки зі значеннями отриманими за результатами розрахунку методом скінченних елементів в ПК ANSYS дає саме рівняння, що описує спрощену діаграму деформування бетону.

## СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Ахвердов Н.И. Основы физики бетона. Киев, «Буд-ник», 1981. 464 с.
2. Ахвердов Н.И. Теоретические основы бетоноведения. К.: Вища школа, 1991. 188 с.
3. Бабич В.Є. Про граничні умови перерозподілу зусиль в нерозрізних залізобетонних балках / *Вісник Українського державного університету водного господарства та природокористування: Збірник наукових праць*.-Рівне: УДУВГП, 2003.-Випуск 6 (9). С. 196 – 201.
4. Бабич В. Є. Напружено-деформований стан і міцність нерозрізних залізобетонних балок при одноразових та повторних навантаженнях: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Полтавський національний технічний ун-т ім. Юрія Кондратюка, Полтава, 2005. 121 с.
5. Бабич Е.М., Погореляк А.П., Залесов С.А. Работа элементов на поперечную силу при многократных повторных нагрузках / *Бетон и железобетон*, 1981. №6. С. 8–9.
6. Бабич Е.М, Погореляк А.П. Прочность бетона после действия малоциклового сжимающей нагрузки / *Изв. ВУЗов. Строительство и архитектура*, 1976. №4. С. 33–36.
7. Бабич Е.М., Крუსь Ю.А., Панчук Ю.Н. Влияние малоцикловых статических нагружений на прочность тяжелого бетона / *Совершенствование строительных материалов, технологий и методов расчёта конструкций в новых экономических условиях*. Сумы, 1994. С. 168–169.
8. Бабич Е.М., Погореляк А.П. Исследование влияния многократного сжатия на деформации и трещинообразование тяжелого бетона / *Гидромелиорация и гидротехническое строительство*. Львов: Вища школа, 1977. С. 120–123.
9. Бабич Є. Караван Б. Експериментальні дослідження залізобетонної арки з високоміцного бетону на дію малоциклових повторних навантажень. *Проблеми будівельного та транспортного комплексів. міжнар. наук.-техн. on-line конф.*, м. Кропивницький, 23-24 травня 2023 р. Кропивницький, 2023.

10. Бабич Є. М., Караван Б. В. Результати експериментальних досліджень залізобетонної арки з високоміцного бетону. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. Вип. 42. Рівне, 2022. с. 76-85.
11. Бабич Є.М. „Моделювання роботи двохшарнірних з/б арок з впливом повторних навантажень в ПК ЛІРА” / Є.М.Бабич, Д.Я.Кислюк /. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Випуск 21 - Рівне : НУВГП, 2011. 23с.
12. Бабич Є.М. „Вплив попереднього напруження затяжки на напружено-деформаційний стан залізобетонної двохшарнірної арки” / Є.М.Бабич, Д.Я.Кислюк, С.Я.Дробишинець / Вісник Національного університету «Львівська політехніка» №662. Теорія та практика будівництва. 2009. 368 с.
13. Бабич Є.М. „Дослідження роботи двохшарнірних залізобетонних арок при короткочасному повторному навантаженні” / Є.М.Бабич, Д.Я.Кислюк / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Випуск 16 - Рівне : НУВГП, 2008. 18с.
14. Бабич Є.М. Міцність і деформативність важкого бетону при малоцикловому стисненні / Є.М.Бабич, Н.І.Ільчук / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: Вид-во УДУВГП, 2003. Випуск 9. с. 116-123
15. Бабич Є.М. До питання побудови діаграми деформування бетону та визначення коефіцієнта повноти епюри напружень / Є.М.Бабич, Ю.А.Крусь / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. Рівне: Видавництво Рівненського державного технічного університету, 2001. Випуск 6. С. 94 – 104.
16. Бабич Є.М. Усталість бетона при знакопостійному малоцикловому статическом сжатии / Є.М.Бабич, Ю.А.Крусь / Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону: Зб. тез Першої всеукр. наук.-техн. конф. Київ, 1996. С. 32–35.

17. Бабич Є.М. Влияние малоцикловых статических нагрузений на прочность тяжелого бетона / Є.М.Бабич, Ю.А.Крусь, Ю.Н.Панчук / *Совершенствование строительных материалов, технологий и методов расчёта конструкций в новых экономических условиях*. Сумы. 1994. С. 168–169.
18. Бабич Є.М. Работа элементов на поперечную силу при немногократных повторных нагрузках / Є.М.Бабич, А.П.Погореляк, С.А.Залесов / *Бетон и железобетон*. 1981. №6. С. 8–9.
19. Бабич Є.М. Исследование влияния многократного сжатия на деформации и трещинообразование тяжелого бетона / Є.М.Бабич, А.П.Погореляк / *Гидромелиорация и гидротехническое строительство*. Львов: Выща школа, 1977. С. 120–123.
20. Бабич Є.М. Прочность бетона после действия малоциклового сжимающей нагрузки / Є.М.Бабич, А.П.Погореляк / *Изв. ВУЗов. Строительство и архитектура*, 1976. №4. С. 33–36.
21. Бабич Є.М. Вплив тривалих і малоциклових навантажень на механічні властивості бетонів та роботу залізобетонних елементів / Дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01. Одеса, 1995. 392 с.
22. Бабич Є.М. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень / Є.М.Бабич, Ю.А.Крусь / *Монографія*. Рівне: Вид-во РДТУ, 1999. 119 с.
23. Бабич Є. М., Кочкаръов Д. В., Філіпчук С. В., Караван Б. В. Конструктивні рішення та розрахунок елементів захисних споруд цивільного захисту з залізобетонними арочними покриттями / *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць*. Рівне: «Волинські обереги», 2021. Випуск 39. С. 162–175.
24. Бабич Є.М. Вплив тривалих і малоциклових навантажень на механічні властивості бетонів та роботу залізобетонних елементів: Дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01. Одеса, 1995. 392 с.
25. Бабич Є.М., Крусь Ю.О. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень. Рівне: Вид-во РДТУ, 1999. 119 с.



26. Бабич Є.М., Крусь Ю.О. Урахування малоциклових навантажень при розрахунку залізобетонних конструкцій / *Мат-ли міжнар. наук.-техн. конф. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: УДАВГ, 1996. Ч.1. 88 с.
27. Бабич Є.М. Міцність і деформативність важкого бетону при малоцикловому стисненні / Є.М. Бабич, Н.І. Ільчук / *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць*. Рівне: Видавництво УДУВГП, 2003. Випуск 9. с. 116-123.
28. Бабич Є.М. Пружнопластичні характеристики бетону після повторного стискання на вітках розвантаження / Є.М. Бабич, Н.І. Ільчук / *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць*. Рівне: УДУВГП, 2003. Випуск 10. с. 69 – 83.
29. Бабич Є.М., Філіпчук С.В. Розрахунок замкнутих залізобетонних рам при малоциклових навантаженнях за наявності тріщин в розтягнутій зоні бетону. *Рекомендації*. Рівне: НУВГП, 2009. 22 с.
30. Бабіч Є.Є. Алгоритм для визначення міцності і напружено-деформованого стану залізобетонних стиснуто-зігнутих елементів / Є.Є.Бабіч, В.Є.Бабич / *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць*. Рівне: НУВГП, 2007. Випуск 15. С. 114 – 119.
31. Бабіч Є.Є. Практичний метод визначення напружено-деформованого стану і міцності стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів з використанням деформаційної моделі / *Будівельні конструкції: Збірник наукових праць*. Київ: НДІБК, 2007. Випуск 67. С. 68 – 77.
32. Бабіч Є.Є., Бабич Є. М. Розрахунок несучої здатності стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів / *Будівельні конструкціїб збірник наукових праць*. Київ: ДП НДІБК, 2013. Випуск 78. Книга 2. С. 158-164.
33. Бабіч Є.Є., Заречанський О.О. Розрахунок міцності і напружено-деформованого стану нормальних перерізів залізобетонних стиснуто-зігнутих елементів з урахуванням повторних малоциклових навантажень: *Рекомендації*.

Рівне: Видавництво національного університету водного господарства та природокористування, 2008. 26 с.

34. Бамбура А.М. До аналітичного описання діаграми механічного стану бетону при одноразовому короткочасному деформуванню / *Будівельні конструкції: Збірник наукових праць*. Київ: НДІБК, 2002. Вип. 57. С. 31 – 34.

35. Бамбура А.Н. Развитие методов оценки напряжённно-деформированного состояния и несущей способности железобетонных конструкций на основе реальных диаграмм деформирования материалов / *Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону: Зб. тез Першої всеукраїнської наук.-техн. конф.* Київ, 1996. С. 36-39.

36. Бамбура А. К оценке прочности железобетонных конструкций на основе деформационного подхода и реальных диаграмм деформирования бетона и арматуры / *Бетон на рубеже третьего тысячелетия: Материалы 1-й Всероссийской конференции по проблемам бетона и железобетона.* - Москва, 2001. 2-я книга. С. 750 – 757.

37. Бамбура А. М., Сазонова І. Р., Дорогова О. В., Войцехівський О. В. Проектування залізобетонних конструкцій: посібник. Київ: Майстер книг, 2018. 240 с.

38. Бамбура А.М. Точність і надійність розрахункового апарату на основі реальних діаграм деформування бетону та арматури і деформаційного методу розрахунку / Бамбура А.М., Безбожна М.С. / *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць*. Рівне, 2008. Вип. 16. Ч. 2 с. 55-60.

39. Баженов Ю. М., Демьянова В. С., Калашников В. И. Модифицированные высококачественные бетоны. - М.: Изд-во АСВ, 2006. 368 с.

40. Барашиков А.Я. Проблеми розвитку залізобетонних конструкцій в Україні / *Будівельні конструкції: Збірник наукових праць*. Київ: НДІБК, 2003. Випуск 59. Книга 1. С. 17 – 25.

41. Барашиков А.Я. Малоцикловая усталость бетона при сжатии / А.Я.Барашиков, Б.Н.Шевченко, А.И.Валовой / *Бетон и железобетон*, 1985. №4. С. 27–28.
42. Барашиков А. Я. Залізобетонні конструкції / А.Я.Барашиков, Л.М.Буднікова, Л.В.Кузнецов та ін. / За ред. А.Я.Барашикова. Київ: Вища школа, 1995. 591 с.
43. Барашиков А.Я. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния бетона при длительных вынужденных деформациях. – в сб.: *Строительные конструкции*. №10. Киев.: Будівельник, 1968. С. 101–106.
44. Барашиков А.Я., Шевченко Б.Н., Валовой А.И. Малоцикловая усталость бетона при сжатии / *Бетон и железобетон*, 1985. №4. С. 27–28.
45. Барзилович Д.В. Тенденції розвитку української нормативної бази проектування залізобетонних конструкцій / Д.В.Барзилович, Ю.С.Слюсаренко, А.М.Бамбура / *Будівельні конструкції*. НДІБК, 2003. Випуск 59. Книга 1. С. 30 – 33.
46. Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. Высокопрочный бетон. К.: *Вища школа*, 1971. 208 с.
47. Берг О.Я. Исследование напряженного и деформированного состояния бетона при трехосном сжатии / О. Я. Берг, Г. Г. Соломенцев / *Труды Всесоюзного НИИ транспорта, строительства*. М., 1969. Вып. 70. С. 106–123.
48. Борисюк А.П. Особенности работы керамзитобетонных и керамзитожелезобетонных элементов при одноцикловом и малоцикловом сжатии: Дис. ...канд. техн. наук: 05.23.01. Ровно, 1991. 166 с.
49. Варич А.С. Трещинообразование и разрушение железобетонных арок при нагружении. *Вісник ОДАБА*, 2008. №32.
50. Варич А.С. Экспериментально – теоретический анализ несущей способности железобетонных арок. *Вісник ОДАБА*, 2009. №33.
51. Варич А.С. Экспериментальные исследования устойчивости арок. *Вісник ОДАБА*, 2010. №38.

52. Високоміцні швидкотверднучі бетони і фібробетони та конструкції на їх основі для фортифікаційних споруд: *Звіт про науково-дослідну роботу* / Дворкін Л.Й., Бабич Є.М., Житковський В.В. та ін. Рівне : НУВГП, 2018 . Том 1. 266 с., Том 2. 237 с.
53. Войцеховський О.В., Журавський О.Д., Байда Д.М. Розрахунок залізобетонних конструкцій з використанням спрощених діаграм деформування матеріалів (за ДСТУ Б.В.2.6-156:2010). *Частина 1. Розрахунок за I групою граничних станів*. К.: КНУБА, 2017. 168 с.
54. Гвоздев, А.А. Новое о прочности железобетона / Гвоздев А.А., Дмитриев С.А., Крылов С.М / К.: Вища школа, 1977. 272 с.
55. ГОСТ 12004-81. Сталь арматурна. Методи випробування на розтягування. 24 с.
56. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. [Чинний від 01.01.2007]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України, 2006. 36 с.
57. ДБН В.2.2-5-97 Будинки та споруди. Захисні споруди цивільного захисту [Чинний від 01.01.1998]. Вид. офіц. Київ: Держкоммістобудування України, 1998. 34 с.
58. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний від 01.06.2011]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.
59. Дворкін Л.Й., Бабич Є.М., Житковський В.В., Бордюженко О.М., Кочкар'юв Д.В., Філіпчук С.В., Ковалик І.В., Ковальчук Т.В., Скрипник М.М. Високоміцні швидкотверднучі бетони і фібробетони. *Монографія*. Рівне : НУВГП, 2017. 331 с.
60. Дворкін Л.Й. Міцність бетону: Навчальний посібник / Дворкін Л.Й. – К.: Видавничий дім «Кондор», 2021. 310 с.
61. Дворкин Л. И., Дворкин О.Л. Основы бетоноведения. - М.: Стройбетон, 2006. 689 с.

62. Дорофеев В.С., Мацей Р.А., Пушкарь Н.В., Коломийчук Г.П. Стенд для испытания железобетонных двухшарнирных арок. Вісник ОДАБА, 2013. №50, 24с.
63. Дорофеев В.С., Ярёмченко А.Ф., Ярёмченко Е.А. Рациональные формы арок и сводов. Одесса: ООО «Внешрекламсервис», 2003. 109 с.
64. Дохойда М., Філіпчук С. В., Налєпа О. І., Ковальчук Ю.Т. Удосконалення методики побудови діаграм деформування високоміцних бетонів при стисканні / *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць*. Рівне: «Волинські обереги», 2021. Випуск 39. С. 84–92.
65. ДСТУ 2953-94 Сталь арматурна. Методи випробувань згинанням та розгинанням. [Чинний від 01.01.1996]. Вид. офіц. Київ: Держстандарт України, 1995. 13 с.
66. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. [Чинний від 01.08.2019]. Вид. офіц. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019. 18 с.
67. ДСТУ 9183:2022. Цементи. Загальні технічні умови. [Чинний від 01.01.2023]. Вид. офіц. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2023. 33 с.
68. ДСТУ 9208:2022. Бетони важкі. Технічні умови. [Чинний від 01.09.2023]. Вид. офіц. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2023. 12 с.
69. ДСТУ Б В.7-43-96 Будівельні матеріали. Бетони важкі. Технічні умови. [Чинний від 01.01.1997]. Вид. офіц. Київ: Держкоммістобудування України, 1997. 20 с.
70. ДСТУ Б В.2.6-7-95 Конструкції будинків і споруд. Конструкції і виробі бетонні та залізобетонні. Методи випробувань і оцінка міцності, жорсткості і тріщиностійкості. [Чинний від 01.04.1996]. Вид. офіц. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 1997. 45 с.
71. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 01.06.2011]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 118 с.

72. ДСТУ Б В.2.7-32-95. Будівельні матеріали. Пісок щільний природний для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій і робіт. Технічні умови. [Чинний від 01.01.1996]. Вид. офіц. Київ: Держкоммістобудування України, 1996. 13 с.
73. ДСТУ Б В.2.7-176:2008 (EN 206-1:2000, NEQ) Будівельні матеріали. Суміші бетонні та бетон. Загальні технічні умови. [Чинний від 01.04.2010]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 109 с.
74. ДСТУ Б В.2.7-214:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. [Чинний від 01.09.2010]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 43 с.
75. ДСТУ Б В.2.7-217:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона. [Чинний від 01.09.2010]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 16 с.
76. ДСТУ Б В.2.7-221:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Класифікація і загальні технічні вимоги. [Чинний від 01.09.2010]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 10 с.
77. ДСТУ Б В.2.7-224:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Правила контролю міцності. [Чинний від 01.09.2010]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 23 с.
78. ДСТУ Б В.2.8-38:2011. Форми для виготовлення контрольних зразків бетону. Технічні умови. [Чинний від 01.12.2012]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2012. 19 с.
79. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT). [Чинний від 01.07.2013]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2013. 10 с.
80. Є. Бабич, Л. Дворкін, В. Житковський, Д. Кочкарьов, С. Філіпчук, О. Бордюженко. Рекомендації з проектування залізобетонних конструкцій фортифікаційних споруд. – Рівне: Вид-во НУВГП, 2017. 136 с.

81. Журавський О.Д. Міцність, тріщиностійкість та деформативність залізобетонних плит при складних навантаженнях : автореф. дис. ... д-ра техн. Наук: 05.23.01 / О.Д. Журавський; Київський національний університет будівництва і архітектури. Київ, 2021. 43 с.
82. Заречанський О. О. Особливості роботи стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів при одноразових і повторних малоциклових навантаженнях : Дис. ... канд. наук: 05.23.01 - 2008.
83. Ільчук Н. І. Особливості роботи П-подібних залізобетонних рам при короткочасних малоциклових навантаженнях : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Луцький держ. технічний ун-т. Луцьк, 2007. 231 с.
84. Каприелов, С.С. Сверхвысокопрочный самоуплотняющийся фибробетон для монолитных конструкций / С.С. Каприелов, И.А. Чилин / *Строительные материалы*, 2013. №7. С. 28-30.
85. Каприелов С. С. Бетоны нового поколения с высокими эксплуатационными свойствами / С. С. Каприелов, А. В. Шейнфельд. – *Материалы Международной конференции. Долговечность и защита конструкций от коррозии.* – К., 1999. С. 191-196.
86. Караван Б. Дослідження міцності та деформативності високоміцних швидкотверднучих бетонів. *Наукове видання «Студентська молодь і науковий прогрес в АПК»*. Тези доповідей Міжнародного студентського наукового форуму 20-22 вересня 2017р. 424с.
87. Караван Б. Дослідження фізико-механічних характеристик конструкцій арокних систем покриття з високоміцного швидкотверднучого бетону в захисних спорудах оборонного призначення. *Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво* *Архітектура і сільськогосподарське будівництво № 22: 2021.* с. 62-68.
88. Караван Б. Дослідження міцності та деформативності високоміцних швидкотверднучих бетонів. *Наукове видання «Студентська молодь і науковий прогрес в АПК»*. Тези доповідей Міжнародного студентського наукового форуму 19-21 вересня 2018р. 365 с.

89. Караван Б. В. Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних арок з високоміцного бетону *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць*. Вип. 41. Рівне, 2022. С. 135-143.

90. Караван Б. В. Результати експериментальних досліджень залізобетонної арки з високоміцного бетону на дію малоциклових повторних навантажень. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць*. Вип. 43. Рівне, 2023. С. 137-145.

91. Караван Б. Дослідження механічних характеристик високоміцних швидкотверднучих бетонів. *Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села: тез. доп. III міжнар. наук.-техн. конф., м. Львів, 26-27 травня 2020 р. Дубляни, 2020. 15 с.*

92. Караван Б. Дослідження фізико-механічних характеристик конструкцій аркових систем покриття з високоміцного швидкотверднучого бетону в захисних спорудах оборонного призначення. *Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села: тез. доп. IV міжнар. наук.-техн. конф., м. Львів, 24-25 червня 2021 р. Дубляни, 2021. С. 37-39.*

93. Караван Б. Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану залізобетонної арки з високоміцного бетону. *Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села: тез. доп. V міжнар. наук.-техн. конф., м. Львів, 16-17 червня 2022 р. Дубляни, 2022. С. 30-32.*

94. Караван Б. Результати випробування залізобетонної арки з високоміцного бетону на дію малоциклових повторних навантажень. *Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села: тез. доп. VI міжнар. наук.-техн. конф., м. Львів, 8-9 червня 2023 р. Дубляни, 2023. С. 26-27.*

95. Караван Б. Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану армованих арок з високоміцного бетону. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. X міжнар. наук.-техн. конф., м. Рівне, 19-21 жовтня 2021 р. Рівне, 2021.*



96. Карпенко Н.И. К построению общих критериев деформирования и разрушения железобетонных элементов / *Бетон и железобетон*, 2002. № 5. С. 19 – 23.
97. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. *Стройиздат*, 1976. 208 с.
98. Кислюк Д.Я. Методика експериментальних досліджень роботи двохшарнірних залізобетонних арок при повторних навантаженнях. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць*. Випуск 12 - Рівне : НУВГП, 2005. С. 169-174.
99. Кислюк Д.Я. Робота двохшарнірних залізобетонних арок при дії повторних навантажень з регулюванням зусиль. /Д.Я.Кислюк, Я.Д.Кислюк /. *Тези ХХІІІ-ої науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу (технічний напрямок)*. Луцьк: ННВ ЛНТУ, 2008. С. 301-302.
100. Кислюк Д.Я. „Вплив попереднього напруження затяжки на напружено-деформаційний стан залізобетонної двохшарнірної арки”. /Д.Я.Кислюк, М.В.Нінічук / *Тези ХХІV-ої науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу (технічний напрямок)*. Луцьк: Навчально-науковий відділ ЛНТУ, 2009. С. 316-317.
101. Кислюк Д.Я. „Теоретичний розрахунок двохшарнірних з/б арок методом скінченних елементів в ПК Ліра 9.0” /Д.Я.Кислюк, Я.Д.Кислюк /. *Тези ХХІV-ої науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу (технічний напрямок)*. Луцьк: Навчально-науковий відділ ЛНТУ, 2009. С. 297–298.
102. Кислюк Д.Я. „Дослідження прогинів двохшарнірних залізобетонних арок з регулюванням зусиль в затяжці при дії повторних навантажень”. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць*. Випуск 18. Рівне : НУВГП, 2009р. С. 215–220.
103. Кислюк Д.Я. „Дослідження роботи двохшарнірних залізобетонних арок при повторному навантаженні з попереднім напруженням затяжки”.

*Містобудування та територіальне планування: Науково-технічний збірник. Випуск №33. Київ: КНУБА, 2009. С. 186-194.*

104. Кислюк Д.Я. „Порівняння дійсної роботи двохшарнірних з/б арок з теоретичними значеннями та нелінійним розрахунком в ПК Ліра 9.0”. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць.* Випуск 19. Рівне : НУВГП, 2009р. 23 с.

105. Кислюк Д.Я. „Анализ результатов исследования работы двухшарнирных железобетонных арок при повторных нагрузках с предварительным напряжением затяжки” / Я.Д.Кислюк, В.І.Савенко, І.М.Сухоросов, В.Б.Шевелев / „*Будівельні матеріали, вироби та сантехнічна техніка*” НДІБМВ. Випуск 33. 2009. 33 с.

106. Кислюк Д.Я. Робота і розрахунок залізобетонних арок з регулюванням зусиль при повторних навантаженнях: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Полтава, 2012. 25 с.

107. Коцебчук П.П., Бабич Є.М. Тріщиностійкість попередньо-напружених залізобетонних балок при малоциклового навантаженні / *Гідромеліорація та гідротехнічне будівництво.* Рівне: УДАВГ, 1977. №21. С. 99–103.

108. Країнський П.І. Міцність та деформативність залізобетонних стиснуто-зігнутих елементів, підсилених залізобетонною обіймою: Дис. ...канд. техн. наук: 05.23.01. Львів, 2016. 152 с.

109. Крусь Ю.О. Використання енергетичних співвідношень в теорії опору пружно-пластичних матеріалів малоцикловим статичним навантаженням / *Актуальні проблеми водного господарства: Зб. наук. ст. Нові матеріали, будівлі та споруди.* Рівне: УДАВГ, 1997. Том 3. С. 45–48.

110. Кухнюк О.М. Вплив малоциклових навантажень на механічні характеристики бетону та роботу згинальних залізобетонних елементів: Дис. ... канд. техн. Наук. Рівне, 2001. 243 с.

111. Макаренко Л.П. Практический способ определения модуля упругости и упругопластических характеристик бетона при сжатии /Л.П.Макаренко,

Г.О.Фенко / *Известия вузов: Строительство и архитектура*, 1970. № 10. С. 141 – 147.

112. Макаренко Л.П. Изменение физико-механических свойств бетонов при сжатии и растяжении при повторных нагружениях / *Бетон и железобетон*, 1989. №2. С. 38–40.

113. Макаренко Л.П., Бабич Є.М. Опір бетону і залізобетону малоцикловому знакозмінному навантаженню / *Частина загального наукового звіту по д/б темі 4-01*. Рівне, 1993. 69 с.

114. Макаренко Л.П., Масюк Г.Х. Изменение модуля упругости бетона при растяжении и сжатии после длительного нагружения и перемены знака усилий / *Гидромелиорация и гидротехническое строительство*. Львов: Выща школа. 1988. Вып. 16. 177 с.

115. Макаренко Л.П. Влияние предистории нагружений и малоцикловых нагрузок на прочность, деформации и структурные изменения бетонных и железобетонных конструкций: Дис... д-ра. техн. наук: 05.23.01. Ровно, 1985. 481 с. (Приложения – 242 с.).

116. Макаренко Л.П. Изменение физико-механических свойств бетонов при сжатии и растяжении при повторных нагружениях / *Бетон и железобетон*. 1989. №2. С. 38–40.

117. Павліков А.М. Метод визначення площі поздовжньої арматури в згинальних елементах залізобетонних конструкцій на основі повної діаграми деформування бетону / *Сталезалізобетонні конструкції: Збірник наукових статей*. Кривий Ріг: КТУ, 2004. Випуск 6. С. 219 – 224.

118. Павленко І.В. Метод скінчених елементів в задачах опору матеріалів і лінійної теорії пружності: *Навчальний посібник*. Суми: Вид-во СумДУ, 2006. 147 с.

119. Погореляк А.П. Прочность железобетонных балок по наклонным сечениям при воздействии многократно повторных нагрузок / А.П.Погореляк, Е.М.Бабич / *Изв. ВУЗов. Строительство и архитектура*. 1980. №3. С. 14–16.

120. Погореляк А.П. Исследование работы железобетонных изгибаемых элементов на поперечную силу при многократно повторных нагружениях: Дис.... канд. Техн. наук: 05.23.01. Ровно, 1981. 174 с.
121. Погореляк А.П. Исследование работы железобетонных изгибаемых элементов на поперечную силу при многократно повторных нагружениях: Дис... канд. Техн. наук: 05.23.01. Ровно, 1981. 174 с.
122. Погореляк А.П., Бабич Е.М. Прочность железобетонных балок по наклонным сечениям при воздействии многократно повторных нагрузок / Изв. ВУЗов. *Строительство и архитектура*. 1980. №3. С. 14–16.
123. Поліщук М.П. Будівельна механіка: навчальний посібник у 2-х частинах. Частина перша і частина друга. Рівне, 2004. 237 с.
124. Пушкар Н.В. Деформації залізобетонних арок при різних видах завантаження / Н.В.Пушкар, Сабір Юсіф Бакір / *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва: збірник наукових праць*. Львів: НУ «Львівська політехніка», 2013. Випуск 755. С.325-329.
125. Рекомендації з проектування залізобетонних конструкцій фортифікаційних споруд: *Рекомендації* / Бабич Є.М., Дворкін Л.Й., Житковський В.В. та ін. Рівне : НУВГП, 2018. 173 с.
126. Роговий С.І. Розрахунок міцності однорідно-стиснутих залізобетонних елементів / С.І.Роговий, Д.В.Круглий// *Сталезалізобетонні конструкції: Збірник наукових статей*. Кривий Ріг: КТУ, 2004. Випуск 6. С. 211 – 218.
127. Роговий С.І. Проблеми дослідження і реалізації діаграм стану бетону в теорії розрахунку залізобетонних конструкцій / *Будівельні конструкції*. НДІБК, 2003. Випуск 59. Книга 1. С. 137 – 142.
128. Руденко В. В. Внецентренное нагружение бетонных и железобетонных элементов с малым числом повторений нагрузки. *Изв. вузов. Строительство и архитектура*, 1980, № 4. С. 12 – 13.

129. Сабір Юсіф Бакір. Несуча здатність залізобетонних арок з урахуванням технологічної пошкодженості бетону. Автореферат дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. 2013.
130. Свиридов Н.В. Бетон с прочностью 150 МПа на рядовых портландцементях / Н.В. Свиридов, Б.Г. Коваленко / *Бетон и железобетон*, 1990. №2. С.21-22.
131. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. 163с.
132. Ставров Г.Н. Прочность и деформативность бетона при повторно статических нагрузениях / Г.Н.Ставров, В.В.Руденко, А.А.Федосеев / *Бетон и железобетон*, 1985. № 1. С. 33 – 34.
133. Улицкий И. И. Железобетонные конструкции (расчет и конструирование). / И.И.Улицкий, С.А.Ривкин, М.В.Самолетов, А.А.Дыховичный, М.М.Френкель, В.И.Кретов /. *Изд. третье, переработанное и дополненное*. Киев, «Будивельник», 1972. 992 с.
134. Філіпчук С.В., Іванюк А.М., Чапюк О.С., Гришкова А.В. Дослідження роботи бетонних призм з високоміцних бетонів. *Наукове видання «Сучасні технології та методи розрахунків в будівництві»*, збірник наукових праць, випуск 5, 2016р. 27 с.
135. Хассеін Джухад Салман Аль-Амері. Вплив технологічної пошкодженості на міцність та деформативність залізобетонних арок. Автореферат дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. 2013.
136. Щелкунов В.Г. Напряженное состояние арочных конструкций с учетом длительных процессов. *Строительные конструкции*. НИИСК Выпуск 1. Київ, 1965. С.97–109.
137. AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures Revised, *Architectural institute of Japan*, 1985. 48 p.
138. Arches - National Precast Concrete Association Australia. URL: [https://nationalprecast.com.au/portfolio\\_page/arches/](https://nationalprecast.com.au/portfolio_page/arches/). (дата звернення 24.11.2022).

139. Asal Pournaghshband. Form-finding of Arch Structures – 2016. University of Warwick, School of Engineering.

140. Ashtiani M. S. Mechanical and fresh properties of high-strength selfcompacting concrete containing class C fly ash / M. S. Ashtiani, A. N. Scott, R. P. Dhakal // *Construction and Building Materials* 47, 2013. P. 1217–1224.

141. B. Karavan. Investigation of physical and mechanical characteristics of the structures of arch systems of coating made of high-strength fast-setting concrete in the protecting construction of defense/ DOI:[10.31734/architecture2021.22.062](https://doi.org/10.31734/architecture2021.22.062). 2021 visnyk Inau: architecture and farm building 2021 №22: P. 62-68.

142. Babich, Y., Karavan V., Filipchuk, S., Sobczak-Piastka, J. General requirements for materials of fortification protective structures, *AIP Conference Proceedings* 2077, 020004 (2019), (<https://orcid.org/0000-0002-8261-692X>); (DOI:10.1063/1.5091865; EID: 2-s2.0-85062485089).

143. Babich, Y., Karavan V., Filipchuk, S., Sobczak-Piastka, J., Research of basic mechanical and deformative properties of high-strength fast-hardening concretes, *AIP Conference Proceedings* 2077, 020003 (2019) (<https://orcid.org/0000-0002-8261-692X>); Research of basic mechanical and deformative properties of high-strength fast-hardening concretes (DOI:10.1063/1.5091864; EID: 2-s2.0-85062518507).

144. BEBO Arches. URL: <https://www.moore-concrete.com/civil/asset-bebo-arches/>. (дата звернення 01.02.2023).

145. Chujie J., Wei S., Shi H., Guoping J. Behavior of steel fiber-reinforced high-strength concrete at medium strain rate. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, China 2009. Vol. 3. Issue (2). P. 131–136.

146. Concrete Arches. URL: <http://ecoursesonline.iasri.res.in/mod/page/view.php?id=25604>. (дата звернення 27.04.2021).

147. Concrete Precast Arches Platform. URL: <https://www.precastarches.com/>. (дата звернення 16.08.2022).

148. EN 1992: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: *General rules and rules for buildings*. Brussels, 2002. 230 p.

149. EN 1992-1.1: Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1-1: *General rules and rules for buildings*.
150. EN 1992-1-2 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design.
151. EN 206-1: Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity.
152. Gunay A., Karadeniz S., Kaya M. An Experimental Study on the Dynamic Behavior of an Ultra High-Strength Concrete. *Applied Sciences*, June 2020. Vol. 10(12).15 p.
153. Haehnel C. Interaction between cements and superplasticizers / C. Haehnel, H. Lombois-Burger, L. Guillot // *Proceedings of the 12th International Congress on the Chemistry of Cement*. Montreal, 2007. P. 111-125.
154. International Concrete Abstracts Portal. URL: <https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal.aspx?ID=14463&m=details>. (дата звернення 25.07.2022).
155. Justyna Sobczak-Piąstka, Yevhenij Babich, Victor Karavan, Sergij Filipchuk, Oleksandr Nalepa. Research of deformative properties of concrete taking into account the descending branch of deformation, *WMCAUS 2020, IOP Publishing, IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering* 960 (2020) 032057; (doi:10.1088/1757-899X/960/3/032057).
156. J. Sobczak-Piąstka, Y. Babich, B. Karavan. Experimental studies of a reinforced concrete arch made of high-strength concrete on the action of low-cycle loads. *Materiały Budowlane*. 6/2023. DOI 10.15199/33.2023.06.05, p. 19-22.
157. Jun Yang, Rui Chen, Zhongya Zhang, Yang Zou, Jianting Zhou, Junrun Xia. Experimental study on the ultimate bearing capacity of damaged RC arches strengthened with ultra-high performance concrete. *Engineering Structures*. Volume 279, 15 March 2023, 115611.
158. Jun Yang, Junrun Xia, Zhongya Zhang, Yang Zou, Zongshan Wang, Jianting Zhou. Experimental and numerical investigations on the mechanical behavior of

reinforced concrete arches strengthened with UHPC subjected to asymmetric load. *Structures*. Volume 39, May 2022, P. 1158-1175.

159. Lothenbach B. The influence of superplasticizers on the hydration of Portland cement / B. Lothenbach, F. Winnefeld, R. Figi // *Proceedings of the 12<sup>th</sup> International Congress on the Chemistry of Cement*. Montreal, 2007. P. 211-233.

160. Nitin Lamba, Ritu Raj, Poonam Singh. Mechanical response of recycled carbon fiber reinforced polymer fibers in high-strength concrete. *Delhi Technological University, Delhi, India. Materials Today: Proceedings*. 16 December 2022.

161. Precast Arches by Reinforced Earth. URL: <https://reinforcedearth.com/products/arches/>. (дата звернення 09.03.2021).

162. Precast arches. URL: <https://www.holcim.com.au/humes/precast-concrete-solutions/bridge-and-platform/precast-arches>. (дата звернення 27.03.2023).

163. Properties of high strength concrete with reduced amount of Portland cement– a case study. URL: <https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/23311916.2021.1938369>. (дата звернення 17.12.2022).

164. Qilong Xia, Yuyin Wang, Jasmin Jelovica, Changyong Liu, Dawei Sun. Experimental study on corrugated steel–concrete composite semicircular arches under midspan loading. *Structures*. Volume 38, April 2022, P. 1137-1150.

165. Rapid Hardening Cement - All You Need to Know. URL: <https://civiltoday.com/civil-engineering-materials/cement/381-rapid-hardening-cement>. (дата звернення 07.09.2021).

166. Rapid-Hardening Concrete Mixes. URL: [https://www.researchgate.net/publication/245307967\\_Rapid-Hardening\\_Concrete\\_Mixes](https://www.researchgate.net/publication/245307967_Rapid-Hardening_Concrete_Mixes). (дата звернення 12.02.2023).

167. Scnachinger J. Early-Age Creaking Risk and Relaxation by Restrained Autogenous Deformation of Ultra High Performance Concrete / J. Scnachinger, K. Schmidt, D. Heinz, P. Schlissl // *Proc. of the 6 International Symposium on Utilization of High Strength High Performance Concrete*, Leipzig, 16-20 June, 2002. P. 1341-1354.



168. Sergii Filipchuk, Bohdan Karavan, Ruslan Makarenko, Oleksandr Nalepa, Oleksandr Chapiuk. Study of reinforcement adhesion to concrete under static and dynamic loads. *International Scientific Session on Applied mechanics*. 11/2022. p.16.
169. Sobczak-Piąstka J., Polishchuk M., Gomon S. S., Karavan B., Homon S., Gomon P. Method of experimental research of new construction of beams from glued wood. *Surveying, civil engineering, geoinformation in sustainable development*. Bydgoszcz, June 2-10, 2020.
170. Sobczak-Piąstka J., Polishchuk M., Gomon S. S., Karavan B., Homon S., Gomon P. Method of Experimental Research of New Construction of Beams from Glued Wood with Combined Reinforcement. *6-th WMCAUS 2021*. DOI: 10.1088/1757-899X/1203/3/032037. *World Multidisciplinary Civil Engineering – Architecture. Urban Planning Symposium*. Prague (Czech Republic), 31 Aug. – 3 Sept., Prague 2021. p.356.
171. Structure formation and properties of rapid-hardening Self-compacting concrete / I. Kirakevych, U. Marushchak, I. Kirichenko, M. Sanytsky // *Budownictwo o zoptymalizowanym potenciale energetycznym: Praca zbiorowa pod. red. Bobki, J. Rajczyka*. – Czestochowa, 2011. P. 80-85.
172. Wang S., Zhang M., Quek T. Compressive behavior of plain and fiber-reinforced high-strength concrete subjected to high strain rate loading // *Applied Mechanics and Materials* Vol. 82 (2011). P. 57-62.
173. Yan H. The effect of silica fume and steel fiber on the dynamic mechanical performance of high-strength concrete / H. Yan, W. Sun, H. Chen // *Cement and Concrete Research*, 1999. P. 423–426.
174. Yanni Bouras. Thermal Stability of Concrete and Concrete-Filled Steel Tubular Arches. – 2020. *College of Engineering and Science*, Victoria University, Australia.

## **ДОДАТКИ**

### Додаток А. Результати випробування дослідних арок

Таблиця А.1

#### Результати випробування арки А1-1

$F$ , кН	Відносні деформації бетону $\varepsilon_c \times 10^{-5}$ по індикаторах					Відносні деформації арматури $\varepsilon_s \times 10^{-5}$ по індикаторах		прогин $f$ , мм	розпір $H$ , кН
	I-1	I-2 (I-4)	I-3	I-5	I-7	T-1 (T-4)	T-2 (T-3)		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	9,8	-29,5	1,1	20	-10	5	0,54	5
20	1	19,3	-47,4	3,2	51	-15	15	1,04	10,84
30	3	27,6	-62,1	5,3	82	-15	20	1,55	16,68
40	6	35,1	-70,5	12,6	105	-17,5	25	1,95	21,68
50	9	42,5	-78,9	17,9	124	-17,5	32,5	2,39	29,19
60	12	49,1	-95,8	25,3	138	-20	50	2,96	35,03
70	15	55,6	-108,4	29,5	151	-25	60	3,59	40
80	18	64,9	-120	33,7	164	-30	75	4,55	45,7
90	22	74	-138	36,9	179	-41	86	5,6	51,5
100	27	95	-161	39,3	209	-56,8	97	6,3	56
105	28	100	-170	40	222	-62	100	7	60

Таблиця А.2

## Результати випробування арки А1-2

F, кН	Відносні деформації бетону $\varepsilon_c \times 10^{-5}$ по індикаторах					Відносні деформації арматури $\varepsilon_s \times 10^{-5}$ по індикаторах		прогин f, мм	розпір H, кН	Відносні деформації розтягу затяжки $\varepsilon_s \times 10^{-5}$	Горизонтальне переміщення опор, мм
	I-1	I-2 (I-4)	I-3	I-5	I-7	T-1 (T-4)	T-2 (T-3)				
0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0
10	1,8	6	-17,3	0,9	6,9	-5	2,5	1,2	-	15	1,1
20	1,8	21	-56,4	0	24,2	-8,75	7,5	3,7	-	35	3,2
30	-1,8	51	-110	+7,3	58,6	-11,25	20	6	-	50	5,7
40	-6,4	81	-215,5	-15,5	93,1	-16,25	37,5	9,7	-	62,5	9,5
50 (п.з.)	-10	92	-320	-19,1	110	20	50	12,7	-	70	13,4
23	0	-	-139,1	0	55	-8,44	2,5	8,6	0	-	
30	2,3	-	-158,2	0,9	75	-11,02	10,5	9,4	2,9	-	
40	7,3	-	-164,5	6,4	98	-16,18	22,5	10	6,3	-	
50	13,6	-	-171,8	10,9	117	-24,1	40	10,7	12,5	-	
60	19,1	-	-176,4	16,4	134	-29,47	60,03	11,2	17,9	-	
70	24,5	-	-182,7	20,9	152	-37,56	75	11,7	23,8	-	
80	30,9	-	-190	27,3	165	-49,44	85	12,3	29,2	-	
90	36,4	-	-194,5	32,7	180	-58,9	98,1	12,8	36,7	-	
100	41,8	-	-199,1	38,2	207	70	118	13,3	41,7	-	

Таблиця А.3

## Результати випробування арки А2-1

$F$ , кН	Відносні деформації бетону $\varepsilon_c \times 10^{-5}$ по індикаторах					Відносні деформації арматури $\varepsilon_s \times 10^{-5}$ по індикаторах		прогин $f$ , мм	Відносні деформації розтягу затяжки $\varepsilon_s \times 10^{-5}$	Горизонтальне переміщення опор, мм
	I-1	I-2 (I-4)	I-3	I-5	I-7	T-1 (T-4)	T-2 (T-3)			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0,909	3,99	-5	0,909	6,83	-5	3,99	0,51	10	0,36
20	-2,727	12,46	-14	0	23,92	-15	14,46	1,43	20	1,19
30	-9,091	26,66	-23	-2,727	44,42	-27,5	26,66	2,17	32,5	1,84
40	-13,636	45,85	-33	-4,545	68,33	-40	45,85	2,86	40	2,62
50	-13,636	58,8	-50	-2,727	86,1	-47,5	58,8	3,84	57,5	3,46
60	-13,636	65,53	-66	-0,909	94,3	-52,5	65,53	4,62	70	4,12
70	-12,727	74	-75	2,727	110,7	-57,5	74	5,34	90	4,82
80	-11,818	83,97	-90	4,545	131,2	-65	83,97	6,04	102,5	5,47
90	-10,909	93,69	-105	6,364	147,6	-75	93,69	7,04	117,5	6,39
100	-10	106,15	-26	8,182	168,1	-83	106,15	8,13	132,5	7,49
110	-8,182	120,1	-172	10,909	192,7	-95	120,1	9,8	155	9
130	-5,455	139,78	-236	18,182	229,6	115	150	12,5	195	12

Таблиця А.4

Зміна відносних деформацій бетону  $\varepsilon_c$  (за індикатором І-7) на циклах навантаження в арці А2-2

F, кН	Відносні деформації бетону $\varepsilon_c \times 10^{-5}$ на циклах																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
18	43,4																			
45	113,1	115,4	115,4	116,2	116,9	117,7	119,2	120	121,5	119,2	120	130,8	132,3	133,1	133,8					
67,5											144,6	146,9	147,7	148,5	147,7	148,5	149,2	149,2	149,2	149,2
70																				151,5
80																				162,3
90																				177,7
116																				219,2
67,5											144,6	146,9	147,7	148,5	147,7	148,5	149,2	149,2	149,2	
45	113,1	115,4	115,4	116,2	116,9	117,7	119,2	120	121,5	119,2	143,8	147,7	147,7	147,7						
18	97,7	100,0	101,5	101,5	103,1	103,1	103,1	103,8	105,4	106,2	120	123,1	125,4	126,2	126,2	126,9	126,9	128,5	127,7	



Таблиця А.6

Зміна прогину  $f$  поясу на циклах навантаження в арці А2-2

$F$ , кН	прогин $f$ , мм на циклах																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
18	1,13																			
45	3,39	3,16	3,19	3,23	3,24	3,27	3,28	3,3	3,32	3,34	3,34	3,94	4,03	4,08	4,09					
67,5											4,75	4,89	4,93	4,96	4,96	4,97	4,99	4,98	4,98	4,98
70																				5,14
80																				5,99
90																				7,14
116																				10,34
67,5											4,75	4,89	4,93	4,96	4,96	4,97	4,99	4,98	4,98	
45	3,39	3,16	3,19	3,23	3,24	3,27	3,28	3,3	3,32	3,34	4,22	4,33	4,36	4,37						
18	2,06	2,12	2,18	2,21	2,25	2,26	2,3	2,31	2,25	2,37	2,98	3,08	3,15	3,18	3,19	3,23	3,22	3,23	3,24	



Таблиця А.7

Зміна відносних деформацій бетону  $\varepsilon_c$  (за індикатором І-7) на циклах навантаження в арці А2-3

F, кН	Відносні деформації бетону $\varepsilon_c \times 10^{-5}$ на циклах															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
18	41,5															
30	68,2					68,2										
40	83	83	84,3	84,3	85,6							112,4				
50					104,4	95	96,3	95	96,3	96,3	96,3		129,8	131,1	132,5	133,8
80											164,6	165,9	168,6	169,9	171,3	171,3
105																238,2
80											164,6	165,9	168,6	169,9	171,3	
50					104,4	95	96,3	95	96,3	96,3		140,5	141,8	143,2	144,5	
40	83	83	84,3	84,3							121,8					
30	73,6				74,9	74,9										
18	58,9	58,9	58,9	60,2	54,9	56,2	56,2	56,2	57,5	57,5	85,6	91	91	92,3	93,7	

Таблиця А.8

Зміна відносних деформацій арматури розтягу/стиску  $\varepsilon_{sI}$  на циклах навантаження в арці А2-3

F, кН	Відносні деформації арматури розтягу/стиску $\varepsilon_s \times 10^{-5}$ на циклах															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
18	-17/ 32,5															
30	-30/ 52,5					-37,5/ 67,5										
40	-45/75	-52,5/ 80	-52,5/ 80	-52,5/ 80	-52,5/ 80							-78/108				
50					-77,5/ 107,5	-80/110	-80/110	-80/110	-80/110	-80/110	-80/110		-95/120	-95/120	-95/120	-97,5/ 122,5
80											-155/ 195	-160/ 205	-162,5/ 207,5	-162,5/ 207,5	-165/ 210	-167,5/ 212,5
105																-235/ 275
80											-155/ 195	-160/ 205	-162,5/ 207,5	-162,5/ 207,5	-165/ 210	
50					-77,5/ 107,5	-80/110	-80/110	-80/110	-80/110	-80/110		-90,5/ 117,5	-95/120	-95/120	-97,5/ 122,5	
40	-45/75	-52,5/ 80	-52,5/ 80	-52,5/ 80							-78/108					
30	-37,5/ 65				-35/65	-37,5/ 67,5										
18	-22,5/ 42,5	-22,5/ 42,5	-22,5/ 42,5	-22,5/ 42,5	-25/45	-27,5/ 47,5	-27,5/ 47,5	-27,5/ 47,5	-27,5/ 47,5	-27,5/ 47,5	-47,5/ 67,5	-52,5/ 72,5	-55/75	-55/75	-57,5/ 77,5	

Таблиця А.9

Зміна прогину  $f$  поясу на циклах навантаження в арці А2-3

$F$ , кН	прогин $f$ , мм на циклах															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
18	0,7															
30	1,46					2,5										
40	2,31	2,4	2,44	2,45	2,47							4,33				
50					3,28	3,39	3,42	3,43	3,47	3,48	3,5		4,98	5,03	5,16	5,25
80											7,23	7,09	7,33	7,44	7,5	6,55
105																10,3
80											7,23	7,09	7,33	7,44	7,5	
50						3,39	3,42	3,43	3,47	3,48		5,53	5,67	5,77	5,83	
40	2,31	2,4	2,44	2,45							4,9					
30	2,21				2,87	2,92										
18	1,82	1,88	1,87	1,91	2,24	2,31	2,31	2,34	2,36	2,36	3,64	3,83	3,93	4,03	4,08	

## Додаток Б. Список опублікованих праць за темою дисертації

1. Бабич Є. М., Кочкар'єв Д. В., Філіпчук С. В., Караван Б. В. Конструктивні рішення та розрахунки елементів захисних споруд цивільного захисту з залізобетонними арочними покриттями. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: Збірник наукових праць. Вип. 39. Рівне, 2021. с. 162-176. - розробка креслень захисних споруд в програмному комплексі AutoCAD, побудова графіків/діаграм згідно оброблених даних.
2. Караван Б. В. Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних арок з високоміцного бетону *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: Збірник наукових праць. Вип. 41. Рівне, 2022. с. 135-143.
3. Бабич Є. М., Караван Б. В. Результати експериментальних досліджень залізобетонної арки з високоміцного бетону. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: Збірник наукових праць. Вип. 42. Рівне, 2022. с. 76-85. - виготовлення і випробування дослідних зразків, обробка результатів випробування, побудова графіків/діаграм згідно оброблених даних.
4. Караван Б. В. Результати експериментальних досліджень залізобетонної арки з високоміцного бетону на дію малоциклових повторних навантажень. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: Збірник наукових праць. Вип. 43. Рівне, 2023. с. 137-145.
5. Караван Б. В. Дослідження фізико-механічних характеристик конструкцій арочних систем покриття з високоміцного швидкотверднучого бетону в захисних спорудах оборонного призначення. *Вісник Львівського національного аграрного університету*: Архітектура і сільськогосподарське будівництво № 22: 2021. с. 62-68.

6. Караван Б. Дослідження механічних характеристик високоміцних швидкотверднучих бетонів. *Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села*: тез. доп. III міжнар. наук.-техн. конф., м. Львів, 26-27 травня 2020 р. Дубляни, 2020. с. 15.

7. Караван Б. Дослідження фізико-механічних характеристик конструкцій аркових систем покриття з високоміцного швидкотверднучого бетону в захисних спорудах оборонного призначення. *Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села*: тез. доп. IV міжнар. наук.-техн. конф., м. Львів, 24-25 червня 2021 р. Дубляни, 2021. с. 37-39.

8. Караван Б. Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану залізобетонної арки з високоміцного бетону. *Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села*: тез. доп. V міжнар. наук.-техн. конф., м. Львів, 16-17 червня 2022 р. Дубляни, 2022. с. 30-32.

9. Караван Б. Результати випробування залізобетонної арки з високоміцного бетону на дію малоциклових повторних навантажень. *Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села*: тез. доп. VI міжнар. наук.-техн. конф., м. Львів, 8-9 червня 2023 р. Дубляни, 2023. с. 26-27.

10. Sergii Filipchuk, Bohdan Karavan, Ruslan Makarenko, Oleksandr Nalepa, Oleksandr Chapiuk. Study of reinforcement adhesion to concrete under static and dynamic loads. *International Scientific Session on Applied mechanics*. 11/2022. p.16. - *підготовка графічних матеріалів, розробка методики випробування*).

11. J. Sobczak-Piąstka, Y. Babich, B. Karavan. Experimental studies of a reinforced concrete arch made of high-strength concrete on the action of low-cycle loads. *Materiały Budowlane*. 6/2023. DOI 10.15199/33.2023.06.05, p. 19-22. – *виготовлення дослідних зразків арок, обробка результатів випробувань*.

## Додаток В. Впровадження результатів досліджень



Товариство з обмеженою відповідальністю «ТОП ГІП»  
м. Рівне вул. Уласа Самчука 30А/1 тел. 0673605388

ЄДРПОУ 40455560

№05.2/09-23 від 05 вересня 2023р.

### Довідка

про впровадження результатів дисертаційної роботи

**Каравана Богдана Вікторовича**

**«Напружено-деформований стан залізобетонних арок з високоміцного бетону та удосконалення методики їх розрахунку»**

*на здобуття наукового ступеня доктора філософії зі спеціальності*

192 – Будівництво та цивільна інженерія

Результати дисертаційної роботи Каравана Богдана Вікторовича на тему «Напружено-деформований стан залізобетонних арок з високоміцного бетону та удосконалення методики їх розрахунку» були використані у проекті «Нове будівництво логістичного комплексу з блоком виробничо-складських та транспортних споруд в межах Любомльської міської ради, Ковельського району, Волинської області»

Зокрема були проведені розрахунки елементів з бетонів підвищеної міцності з врахуванням результатів досліджень та рекомендацій дисертаційної роботи в частині проектування підземно-надземних споруд зернового терміналу за високого рівня ґрунтових вод. Використано рекомендації по роботі з високоміцними бетонами в умовах помірного та відсутнього тріщиноутворення.

Довідка видана для представлення в спеціалізовану вчену раду.

Директор  
ТОВ «ТОП ГІП»  
Кандидат технічних наук, доцент  
сертифікований  
інженер-проектувальник



Григорчук А.Б.

№ 17 від 01 вересня 2023р.

**Довідка**  
**про впровадження результатів дисертаційної роботи**  
**Каравана Богдана Вікторовича**  
**«Напружено-деформований стан залізобетонних арок з високоміцного бетону**  
**та удосконалення методики їх розрахунку»**  
*на здобуття наукового ступеня доктора філософії зі спеціальності*  
**192 – Будівництво та цивільна інженерія**

Рекомендації щодо розрахунку та виготовлення залізобетонних арок, запропоновані Караваном Богданом Вікторовичем, які увійшли в дисертаційну роботу на тему: «Напружено-деформований стан залізобетонних арок з високоміцного бетону та удосконалення методики їх розрахунку» були використані при проектуванні несучих конструкцій перекриття гаражу за проектом «Нове будівництво багатоквартирного житлового комплексу з вбудовано-прибудованими приміщеннями громадського призначення на земельній ділянці з кадастровим номером 5610100000:01:012:0118, м. Рівне».

Результати дослідження перерозподілу зусиль використані при варіантному моделюванні роботи дисків перекриття та у випадку прогресуючих руйнувань при переході системи у змінну.

Довідка видана для представлення в спеціалізовану вчену раду.

Директор  
ПП «ТВФ ТРИАДА»  
Кандидат техн. наук



Голуб О.В.



Товариство з обмеженою відповідальністю

## «ОРБИТА БУДПРОЕКТ»

Адреса: 33018, м. Рівне, вул. Володимира Стельмаха (Курчатова), 18а, офіс 403.  
Код ЄДРПОУ 36121191,  
orbitabud@gmail.com, тел. (0362) 460786

Вих. № 23.09.11/01 від 11.09.2023 р.

### Довідка

**про впровадження результатів дисертаційної роботи**

**Каравана Богдана Вікторовича**

**«Напружено-деформований стан залізобетонних арок з високоміцного бетону та удосконалення методики їх розрахунку»**

*на здобуття наукового ступеня доктора філософії зі спеціальності*

**192 – Будівництво та цивільна інженерія**

Результати випробувань високоміцних бетонів, які наведені в дисертаційній роботі Каравана Б.В. на тему «Напружено-деформований стан залізобетонних арок з високоміцного бетону та удосконалення методики їх розрахунку» були використані при розрахунку та конструюванні несучих елементів в робочому проєкті «Реконструкція стадіону «Авангард» на вул. Замковій, 34 у м. Рівному».

Довідка видана для представлення в спеціалізовану вчену раду.

Директор



Матвіюк О.В.





**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**  
**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ВОДНОГО ГОСПОДАРСТВА**  
**ТА ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ**

вул. Соборна, 11, м. Рівне, 33028, тел. (0362)63-30-98, факс (0362) 63-32-09, mail@nuwm.edu.ua

Від 04.07.2023 № 011-04

На № \_\_\_\_\_ від \_\_\_\_\_

**ДОВІДКА**

про використання у навчальному процесі  
 Національного університету водного господарства та природокористування  
 результатів досліджень і розробок, одержаних при виконанні дисертації  
**Каравана Богдана Вікторовича**  
 на здобуття ступеня доктора філософії

Результати наукових досліджень щодо застосування та розрахунку елементів з високоміцних, швидкотверднучих бетонів у будівлях різного призначення, а також особливостей проектування конструкцій покриття захисних споруд цивільного захисту з використанням аروحних систем, що викладені в дисертації Каравана Б. В., здобувача третього (освітньо-наукового) рівня вищої освіти за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» (галузь знань 19 «Архітектура та будівництво»), забезпечують набуття студентами освітнього рівня «магістр» відповідних компетенцій, сприяють отриманню практичних навичок та використовуються в навчальному процесі в Національному університеті водного господарства та природокористування, зокрема при викладанні таких навчальних дисциплін:

- «Проектування будівельних конструкцій захисних споруд цивільного захисту»,  
тема «Методологія розрахунку залізобетонних елементів захисних споруд»;
- «Особливості проектування конструкцій з використанням високоміцних бетонів»,  
тема «Фізико-механічні характеристики високоміцних бетонів».

Проректор з наукової роботи та міжнародних зв'язків НУВГП,  
 доктор економічних наук, професор



Наталія САВІНА



ДОВІДКА № 114-23

про участь у науково-дослідних роботах

від 14.03.2023 р.

м.Рівне

Видана **Каравану Богдану Вікторовичу** з підтвердженням, що він дійсно брав участь у виконанні науково-дослідних робіт кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд Національного університету водного господарства та природокористування, а саме: як виконавець у складі творчого колективу для виконання науково-дослідних робіт «Особливості виконання технологічних процесів при реконструкції будівель і споруд» (№ держ. реєстр. 0117U002817, термін виконання НДР 2017–2021 рр.) і «Розробка конструктивних рішень залізобетонних конструкцій захисних споруд цивільного захисту та методики їх розрахунку» (№ держ. реєстр. 0123U101417, термін виконання НДР 2022–2026 рр.). Автором надано пропозиції щодо вдосконалення методики розрахунку напружено-деформованого стану залізобетонних арок з високоміцного бетону.

Проректор з наукової роботи та  
міжнародних зв'язків



Наталія САВІНА

Сергій Куницький 0967375013

вул. Соборна, 11  
м. Рівне, 33028, Україна  
+380362 63 30 98  
+380362 63 32 09 факс

11, vul. Soborna  
Rivne, 33028, Ukraine  
mail@nuwm.edu.ua  
www.nuwm.edu.ua