

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Єсванджия Вахтанг Юрійович

УДК 624.012.25

ДИСЕРТАЦІЯ

**ПОСИЛЕННЯ БАЛКОВИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ПОШКОДЖЕНИХ ПІД ЧАС
БОЙОВИХ ДІЙ, З ВИКОРИСТАННЯМ ФІБРОБЕТОНУ**

Спеціальність 192 - Будівництво та цивільна інженерія

Галузь знань 19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

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

_____ В.Ю. Єсванджия

Науковий керівник – Сур'янінов Микола Георгійович, доктор технічних наук, професор

Одеса – 2024

АНОТАЦІЯ

Ссванджия В.Ю. Посилення балкових елементів, пошкоджених під час бойових дій, з використанням фібробетону. Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія. – Одеська державна академія будівництва та архітектури, Одеса, 2024.

Дисертаційне дослідження присвячене вивченню несучої здатності, деформативності та тріщиностійкості пошкоджених залізобетонних балкових елементів, підсилених сталеві фібробетоном.

У **вступі** приведене обґрунтування вибору теми дослідження, сформульовані мета та задачі досліджень, наукова новизна та практичне значення роботи, представлена її загальна характеристика та зв'язок з науковими програмами.

У **першому розділі** дисертації представлений детальний огляд та аналіз існуючої нормативної бази з методів розрахунку та підсилення залізобетонних балок. Особливу увагу приділено розгляду існуючих нормативних документів України і пропонувананих у них методів підсилення пошкоджених балок. Зазначено, що на даний час в Україні є майже один основний нормативний документ, який регламентує ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій, який поширюється на проектування, виконання і приймання робіт з ремонту і підсилення несучих і огорожувальних бетонних, залізобетонних, кам'яних, армокам'яних, сталевих і дерев'яних конструкцій і фундаментів, а також основ будівель і споруд, в тому числі в особливих умовах експлуатації..

Підсиленням залізобетонних балок займалися багато вчених, як нашої країни, так і закордонних — А.Б. Барашиков, Є.М. Блалі, З.Я. Бліхарський, О. П. Борисюк, Б.А. Боярчук, М.О. Валовой, Д.І. Дубіжанський, Ю.Ю. Зятюк, І.В. Задорожнікова, І.В. Мельник, Д.В. Попруга, Л.В. Потієнко, Я.В. Римар, А.К. Салех, С.Д. Семенюк, О.П. Сунак та інші.

Сучасні дослідження характеризуються застосуванням нових високоефективних будівельних матеріалів, таких як міцні бетони, сталеві фібробетон, полімербетон, базальтові бетони. Широко застосовується композитна арматура на основі арамідних, скляних та вуглецевих волокон. Але робіт, присвячених підсиленню балок сталеві фібробетоном дуже мало.

Різноманітність методів посилення конструкцій та, зокрема, балок, зумовлює різні підходи до теоретичних розрахунків посилень. Наприклад, посилення зони ушкодження фібробетоном можна уявити математичною моделлю тіла з включенням. А посилення з використанням полімерів, армованих вуглецевим волокном, це вже завдання механіки композитів.

Складність математичних моделей посилень призводить до того, що теоретичні розрахунки посилень пошкоджених конструкцій частіше виконують чисельними методами. Це метод скінчених різниць або (частіше) метод скінчених елементів з моделюванням та реалізацією алгоритму у сучасних інженерних програмах.

Виконаний огляд приводить до висновку про те, що вивчення параметрів напружено-деформованого стану пошкоджених залізобетонних балок, підсилених сталеві фібробетоном, є актуальною проблемою.

У **другому розділі** роботи описуються експериментальні дослідження пошкоджених балок, посилених фібробетоном, виконані безпосередньо автором роботи.

Відповідно до програми досліджень несучої здатності, деформативності та тріщиностійкості пошкоджених залізобетонних балок, підсилених сталеві фібробетоном на кафедрах будівельної механіки та опору матеріалів було розроблено спеціальний стенд. Плоско-поперечний вигин навантаження випробовуваної балки створюється за допомогою гідравлічного домкрата і металевої балки двотаврової траверсою, що передає на балку дві рівні зосереджені сили. Навантаження, що створюється, контролюється зразковим

динамометром системи Токаря і кільцевим динамометром, що виконує роль опори.

У процесі випробувань фіксувалося навантаження, що передається на балку, прогини та деформації. Виконано дослідження серії балок із різним характером ушкоджень. Варіювалася зона пошкодження (розтягнута та стиснута), геометрія зони пошкодження та спосіб посилення. Дослідження проводили на балках прямокутного перерізу розмірами 200x120мм, армованих двома вертикальними каркасами.

Досліджувані зразки балок були розподілені на три групи. У першій групі пошкоджено стиснуту зону, у другій та третій — розтягнуту. Зразки кожної групи з відповідним пошкодженням виготовлялися одночасно, і додатково до кожної групи додавалася непошкоджена балка. Крім того, виготовлялися призми та куби з метою визначення фізико-механічних властивостей матеріалу цих зразків. Для виготовлення зразків матеріалу при замішуванні бетонної маси рівномірно додавалася фібра, загальний обсяг якої становив 2% обсягу самого виробу.

За результатами експериментальних досліджень призм побудовано діаграму деформування бетону, графіки зміни відносних лінійних деформацій фібробетону, а також графіки, що відображують порівняння характеру деформування бетону та фібробетону. Випробування зразків матеріалів показали, що введення до складу бетону сталевих фібрових волокон у кількості 2 % за обсягом збільшує межу міцності на стиск на 15,3%. Початковий модуль пружності фібробетону означеної суміші на 38,0% вище, ніж у звичайного бетону такого складу.

Дослідні зразки балок випробовували на дію одноразового короткочасного ступінчасто зростаючого навантаження до руйнування або досягнення граничного стану, коли ширина розкриття похилих тріщин і стріла прогинів перевищували допустимі значення. Критеріями руйнування дослідних зразків було також досягнення граничних значень деформацій в бетоні або арматурі, надмірно велике розкриття похилих або нормальних

тріщин, істотне збільшення стріли прогину балки-зразка, відсутність збільшення або падіння показів манометра насосної станції силової установки.

Третій розділ дисертації присвячений результатам дослідження несучої здатності та тріщиностійкості пошкоджених балок, посилених фібробетоном.

Спочатку за різними існуючими методиками було визначено теоретичне значення несучої здатності залізобетонної балки без ушкоджень, а потім її несучу здатність визначили експериментально. За результатами побудовано графік зміни прогинів під дією навантаження, що зростає, графіки залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження для лівої та правої опорних частин балки, а також для зони її чистого згину.

На наступному етапі досліджень було визначено несучу здатність трьох груп посилених балок. Перша група складалася з трьох зразків, що мали пошкодження стиснутої зони; у другій групі було два зразки з пошкодженнями у розтягнутій зоні. Третя група — лише один зразок також з пошкодженням розтягнутої зони, але тут було комбіноване підсилення — фібробетон та у зоні чистого вигину підсилення обіймою з кутика 30x30x3.

Окрім несучої здатності, для кожного зразка визначені прогини та відносні поздовжні деформації.

Одночасно було досліджено тріщиноутворення у непошкодженій балці та у пошкоджених балках, посилених фібробетоном, фіксувалося навантаження, при якому утворилася перша тріщина, загальна кількість тріщин, початкова та кінцева ширина розкриття кожної з них.

Підкреслюється, що за винятком першого посиленого зразка, в усіх випадках спостерігалось утворення тріщин переважно у зонах зрізу, а руйнування усіх зразків відбувалось за похилими перерізами.

В четвертому розділі дисертаційної роботи розглядалось комп'ютерне моделювання та скінчено-елементний аналіз пошкоджених балок.

Незважаючи на те, що всі програмні комплекси реалізують метод скінчених елементів, процес розв'язання задачі в кожному з них має свої

особливості, які незначно, але все ж таки впливають на результат. По-перше, в різних програмах задіяні різні скінчені елементи; по-друге, відрізняються процеси побудови скінчено-елементної сітки и, як наслідок, кількість скінчених елементів при однаковій геометричній моделі конструкції. У зв'язку з цим для комп'ютерного моделювання пошкоджених балок та визначення їх напружено-деформованого стану після підсилення різними методами в роботі використані три програмних комплекси — SOFiSTiK, Autodesk Robot Structural Analysis та ЛІРА-САПР.

Отримані результати порівнюються один з одним та з результатами експериментальних досліджень.

У **п'ятому розділі** розглядаються результати експериментальних досліджень підсилення пошкоджених балок з підвищеним армуванням.

Аналіз результатів підсилення пошкоджених балок, наведений у попередніх розділах, показав ефективність застосованих способів посилення. Але руйнування усіх шести випробуваних зразків проходило за похилими перерізами у приопорній зоні. Тріщиноутворення в області підсилення майже не спостерігалось, що робило неможливим відслідкувати характер руйнування балки безпосередньо у підсиленій зоні. У зв'язку з цим було прийняте рішення провести додаткові випробування пошкоджених балок, але з підвищеним їхнім армуванням стрижневою арматурою. У зоні прольоту зрізу все поперечне армування було виконано стрижнями А240Ø6 мм з кроком 44 мм. Крім того, у першій серії випробувань ці стрижні були з'єднані з поздовжньою арматурою в'язальним дротом, а в новій серії з'єднані зварюванням.

Досліджувані три зразки пошкоджених балок з оновленим армуванням: один з пошкодженням 40 % перерізу у стиснутій зоні; один з пошкодженням 40 % перерізу у розтягнутій зоні. Обидва ці зразка були посилені у зоні пошкодження тільки фібробетоном. Третій зразок також мав пошкодження 40 % перерізу у розтягнутій зоні, крім того, тут була розірвана поздовжня арматура та прилеглі до неї хомути. При ремонті пошкодження поздовжню

арматуру з'єднали зварюванням таким же стрижнем А400Ø12 мм, але хомути не відновлювали, а використовували комбіноване посилення — фібробетоном та додатково сталевую обоймою з кутика 30x30x3 мм

Результати, отримані в даній науково-дослідній роботі, впроваджені в практику проектування та експлуатації будівель, а також використовуються в навчальному процесі закладів вищої освіти.

Ключові слова: балка, пошкодження, посилення, бетон, фібробетон, зразок, випробування, несуча здатність, тріщиностійкість, комп'ютерне моделювання.

ABSTRACT

Yesvandzhyia V. Yu. Reinforcement of beam elements damaged during hostilities using fiber concrete.

The dissertation on competition of a scientific degree of the doctor of philosophy on a specialty 192 – Construction and civil engineering. – Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odesa, 2024.

The dissertation study is devoted to the study of the load-bearing capacity, deformability and crack resistance of damaged reinforced concrete beam elements reinforced with steel fiber concrete.

In the **introduction**, the justification for the choice of the research topic is given, the purpose and tasks of the research, scientific novelty and practical significance of the work are formulated, its general characteristics and connection with scientific programs are presented.

The **first chapter** of the thesis presents a detailed review and analysis of the existing regulatory framework on methods of calculation and reinforcement of reinforced concrete beams. Special attention is paid to the consideration of the existing normative documents of Ukraine and the methods proposed in them for strengthening damaged beams. It is noted that currently in Ukraine there is almost one main normative document that regulates the repair and strengthening of load-bearing and enclosing building structures, which applies to the design, execution and acceptance of repair and strengthening of load-bearing and enclosing concrete, reinforced concrete, stone, reinforced stone, steel and wooden structures and foundations, as well as foundations of buildings and structures, including in special operating conditions.

Reinforcement of reinforced concrete beams was carried out by many scientists, both from our country and from abroad — A.B. Barashikov, E.M. Blali, Z.Ya. Bliharzskyi, O.P. Borysyuk, B.A. Boyarchuk, M.O. Valovoi, D.I. Dubizhanskyi, Yu.Yu. Zyatuk, I.V. Zadorozhnikova, I.V. Melnyk, D.V. Popruga, L.V. Potienko, Ya.V. Rymar, A.K. Saleh, S.D. Semenyuk, O.P. Sunak and others.

Modern research is characterized by the use of new highly effective building materials, such as strong concrete, steel fiber concrete, polymer concrete, basalt concrete. Composite fittings based on aramid, glass and carbon fibers are widely used. But there are very few robots dedicated to reinforcing beams with steel-reinforced concrete.

The variety of methods of strengthening structures and, in particular, beams, leads to different approaches to theoretical calculations of reinforcements. For example, reinforcement of the damage zone with fiber concrete can be represented by a mathematical model of the body with an inclusion. And strengthening with the use of polymers reinforced with carbon fiber is already a task of the mechanics of composites.

The complexity of mathematical models of reinforcements leads to the fact that theoretical calculations of reinforcements of damaged structures are often performed using numerical methods. This is the finite difference method or (more often) the finite element method with modeling and implementation of the algorithm in modern engineering programs.

The performed review leads to the conclusion that studying the parameters of the stress-strain state of damaged reinforced concrete beams reinforced with steel fiber concrete is an urgent problem.

The **second section** of the work describes experimental studies of damaged beams reinforced with fiber concrete, performed directly by the author of the work.

In accordance with the research program of the load-bearing capacity, deformability and crack resistance of damaged reinforced concrete beams reinforced with steel fiber concrete, a special stand was developed at the departments of construction mechanics and resistance of materials. The flat transverse bending of the load of the tested beam is created with the help of a hydraulic jack and a metal beam with a two-beam traverse, which transmits two equal concentrated forces to the beam. The load created is controlled by a sample dynamometer of the Tokar system and a ring dynamometer that acts as a support.

During the tests, the load transmitted to the beam, deflections and deformations were recorded. A study of a series of beams with different types of damage was carried out. The damage zone (stretched and compressed), the geometry of the damage zone and the method of strengthening were varied. The research was carried out on beams of rectangular cross-section with dimensions of 200x120 mm, reinforced with two vertical frames.

The studied beam samples were divided into three groups. In the first group, the compressed zone was damaged, in the second and third - the stretched zone. Specimens of each group with corresponding damage were produced simultaneously, and an undamaged beam was additionally added to each group. In addition, prisms and cubes were made in order to determine the physical and mechanical properties of the material of these samples. For the production of material samples, when mixing the concrete mass, fiber was uniformly added, the total volume of which was 2% of the volume of the product itself.

According to the results of experimental studies of prisms, a diagram of concrete deformation, graphs of changes in relative linear deformations of fiber concrete, as well as graphs showing a comparison of the nature of deformation of concrete and fiber concrete were constructed. Tests of material samples showed that the introduction of steel fiber into the composition of concrete in the amount of 2% by volume increases the compressive strength limit by 15.3%. The initial modulus of elasticity of fiber concrete of the specified mixture is 38.0% higher than that of ordinary concrete of this composition.

Test samples of the beams were tested for the effect of a one-time short-term gradually increasing load until destruction or reaching the limit state, when the opening width of inclined cracks and the arrow of deflections exceeded the permissible values. The criteria for the failure of the test samples were also the achievement of the limit values of deformations in concrete or reinforcement, excessively large opening of inclined or normal cracks, a significant increase in the deflection of the sample beam, no increase or decrease in the readings of the pressure gauge of the pumping station of the power plant.

The **third chapter** of the dissertation is devoted to the results of the study of the load-bearing capacity and crack resistance of damaged beams reinforced with fiber concrete.

First, the theoretical value of the load-bearing capacity of a reinforced concrete beam without damage was determined using various existing methods, and then its load-bearing capacity was determined experimentally. Based on the results, a graph of the change in deflections under the influence of an increasing load, graphs of the dependence of the relative longitudinal deformation on the load for the left and right supporting parts of the beam, as well as for the zone of its net bending, was constructed. At the next stage of research, the bearing capacity of three groups of reinforced beams was determined. The first group consisted of three samples with compression zone damage; the second group had two samples with damage in the stretched zone. The third group is only one sample also with damage in the stretched zone, but here there was a combined reinforcement - fiber concrete and in the zone of clean bending reinforcement with a clip from the corner 30x30x3. In addition to the bearing capacity, deflections and relative longitudinal deformations are determined for each sample.

At the same time, crack formation in the undamaged beam and in the damaged beams reinforced with fiber concrete was investigated, the load at which the first crack formed, the total number of cracks, and the initial and final opening width of each of them were recorded. It is emphasized that, with the exception of the first reinforced sample, in all cases the formation of cracks was observed mainly in the shear zones, and the destruction of all samples occurred along inclined sections.

In the **fourth chapter** of the dissertation, computer modeling and finite element analysis of damaged beams were considered. Despite the fact that all software complexes implement the method of finite elements, the process of solving the problem in each of them has its own peculiarities, which slightly but still affect the result. First, different finite elements are involved in different programs; secondly, the processes of constructing a finite-element mesh and, as a

result, the number of finite elements with the same geometric model of the structure are different. In this regard, for computer modeling of damaged beams and determination of their stress-strain state after strengthening by various methods, three software complexes were used in the work — SOFiSTiK, Autodesk Robot Structural Analysis and LIRA-SAPR. The obtained results are compared with each other and with the results of experimental studies.

The **fifth chapter** examines the results of experimental studies of strengthening damaged beams with increased reinforcement.

The analysis of the results of the strengthening of damaged beams, given in the previous sections, showed the effectiveness of the applied strengthening methods. But the destruction of all six tested samples took place along inclined sections in the support zone. Crack formation in the reinforcement area was almost not observed, which made it impossible to monitor the nature of the beam's destruction directly in the reinforced area. In this regard, it was decided to conduct additional tests of the damaged beams, but with increased reinforcement of them with rod reinforcement. In the section span area, all transverse reinforcement was made with A240 mm rods with a step of 44 mm. In addition, in the first series of tests, these rods were connected to the longitudinal reinforcement by knitting wire, and in the new series they were connected by welding.

Three samples of damaged beams with renewed reinforcement are studied: one with damage of 40% of the section in the compressed zone; one with 40% cross-sectional damage in the stretched zone. Both of these samples were reinforced in the damage zone only with fiber concrete. The third sample also had damage of 40% of the section in the stretched zone, in addition, the longitudinal reinforcement and adjacent clamps were torn. When repairing the damage, the longitudinal reinforcement was connected by welding with the same A400 mm rod, but the clamps were not restored, but combined reinforcement was used — with fiber concrete and additionally with a steel bracket from a corner of 30x30x3 mm.

The results obtained in this research work are implemented in the practice of building design and operation, and are also used in the educational process of higher education institutions.

Keywords: beam, damage, strengthening, concrete, fiber concrete, specimen, test, bearing capacity, crack resistance, computer simulation.

Список публікацій здобувача

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

Статті у наукових фахових виданнях України

1. Сур'янінов М.Г., Неутов С.П., Єсванджия В.Ю. Несуча здатність балки, пошкодженої під час бойових дій, посиленої з використанням фібробетону. *Просторовий розвиток. Будівництво та цивільна інженерія*. 2023. Вип. 5. С. 212-222.
2. Сур'янінов М.Г., Чучмай О.М., Єсванджия В.Ю. Експериментальні дослідження підсилення балки, пошкодженої в розтягнутій зоні. *Просторовий розвиток. Будівництво та цивільна інженерія*. 2023. Вип. 6. С. 239-250.
3. Neutov S.P., Yesvandzhyia V.Yu. Experimental studies of a damaged beam reinforced with fiber concrete. *Сучасне будівництво та архітектура*. 2023. Вип. 6. С. 62-68.
4. Сур'янінов М.Г., Єсванджия В.Ю. Несуча здатність, деформативність та тріщиностійкість пошкодженої балки, підсиленої фібробетоном у стиснутій зоні. *Містобудування та територіальне планування*. 2024. Вип. 61. С. 21-30.
5. Сур'янінов М.Г., Єсванджия В.Ю. Комп'ютерне моделювання та чисельний аналіз пошкоджених балок, підсилених фібробетоном. *Просторовий розвиток. Будівництво та цивільна інженерія*. 2024. Вип. 1. С. 212-222.
6. Неутов С.П., Єсванджия В.Ю. Несуча здатність, деформативність та тріщиностійкість пошкоджених балок з підсиленням фібробетоном. *Сучасне будівництво та архітектура*. 2024. Вип. 7. С.83-90.
7. Єсванджия В.Ю., Кіріченко Д.О. Скінчено-елементний аналіз пошкоджених балок, підсилених фібробетоном. *Механіка та математичні методи*. 2024. Т.6, вип. 1. С.124-133.

Наукові праці які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

8. Сур'янінов М.Г., Клименко О.М., Єсванджия В.Ю., Шимченко П.В. Міцність сталевібробетону з фіброю різного типу. *Органічні і мінеральні в'язучі та дорожні бетони на їх основі*: матеріали міжнародної науково-технічної конференції. Харків: ХНАДУ, 2022. С. 152-155.
9. Балдук Г.П., Єсванджия В.Ю. Міцність сталевібробетону з фіброю різного типу. Тези доповідей 79-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії. Одеса: ОДАБА, 2023. С. 21.
10. Сур'янінов В.М., Єсванджия В.Ю. Випробування фібробетонних зразків-«вісімок», армованих фіброю різного типу, на розтягнення. *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд*: тези доп. V міжнар. конф. Одеса: ОДАБА, 2023. С. 107-109.
11. Surianinov M., Neutov S., Kirichenko D., Chuchmai O., Yesvandzhyia V. Experimental and computer studies of damaged beams reinforced using steel fiber concrete. International Exhibition «Research in building engineering - EXCO-24 ». Spain : Polytechnic University of Valencia. 2024. P. 200-201.

ЗМІСТ

АНОТАЦІЯ	2
ВСТУП	18
РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД РОБІТ ЗА ТЕМОЮ ДОСЛІДЖЕННЯ	24
1.1. Нормативна база з методів розрахунку залізобетонних балок	24
1.2. Нормативна база з методів підсилення конструкцій	26
1.3. Роботи, що висвітлюють методи підсилення балок	28
1.4. Роботи з теоретичних методів розрахунку підсилених балок	40
1.5. Висновки за розділом.....	45
РОЗДІЛ 2. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ПОШКОДЖЕНИХ БАЛОК, ПОСИЛЕНИХ ФІБРОБЕТОНОМ	46
2.1. Експериментальний стенд та методика досліджень	46
2.2. Виготовлення, підготовка та випробування зразків матеріалів	47
2.3. Виготовлення, підготовка та випробування зразків балок	56
2.4. Висновки за розділом	61
РОЗДІЛ 3. НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ТА ТРІЩИНОСТІЙКІСТЬ БАЛОК, ПОСИЛЕНИХ ФІБРОБЕТОНОМ	62
3.1. Теоретична та експериментальна несуча здатність	62
3.1.1. Теоретична несуча здатність залізобетонних балок	62
3.1.2. Експериментальна несуча здатність залізобетонних балок	70
3.1.3. Експериментальна несуча здатність посилених балок	73
3.2. Тріщиноутворення та тріщиностійкість	88
3.3. Висновки за розділом	95
РОЗДІЛ 4. КОМП'ЮТЕРНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ТА ЧИСЕЛЬНИЙ АНАЛІЗ. ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ	97
4.1. Моделювання та скінчено-елементний аналіз пошкоджених балок у програмі SOFiSTiK	98
4.1.1. Функціональні можливості програмного комплексу	98
4.1.2. Результати розрахунків	100

4.2. Моделювання та розрахунки у програмі Autodesk Robot Structural Analysis	104
4.2.1. Основні можливості програми	104
4.2.2. Результати розрахунків	106
4.3. Моделювання та розрахунки у ПК ЛІРА-САПР	110
4.3.1. Короткі відомості про можливості програми	110
4.3.2. Моделювання та розрахунки пошкоджених балок	112
4.4. Порівняння результатів експериментальних досліджень та чисельного аналізу	118
4.5. Висновки за розділом	120
РОЗДІЛ 5. ПІДСИЛЕННЯ ПОШКОДЖЕНИХ БАЛОК З ПІДВИЩЕНИМ АРМУВАННЯМ	122
5.1. Загальні передумови додаткових випробувань та їх зміст	122
5.2. Експериментальна несуча здатність та тріщиноутворення непошкодженої балки	125
5.3. Експериментальна несуча здатність та тріщиноутворення посиленних балок	130
5.4. Висновки за розділом	142
ВИСНОВКИ ПО РОБОТІ	144
ЛІТЕРАТУРА	146
Додатки	162
Додаток А	163
Додаток Б	165
Додаток В	174
Додаток Г	181
Додаток Д	195
Додаток Е	196

ВСТУП

Обґрунтування вибору теми дослідження. Область застосування залізобетонних балок у будівництві дуже велика. Їх використовують у різних конструкціях та спорудах, таких як висотні будівлі житлового та промислового призначення, аеропорти, мости, для влаштування залізничного та трамвайного полотна та ін.

Основними перевагами залізобетонних балок є їхня підвищена міцність, вогнестійкість, швидкість монтажу, довговічність. Через різні причини ці конструкції можуть бути пошкоджені, це можуть бути як механічні пошкодження, пов'язані з руйнуванням бетону і корозією арматури в результаті тривалої експлуатації. Особливо актуальною є ця проблема в наш час, оскільки велика кількість пошкоджень відбувається внаслідок воєнних дій. Не завжди доцільно змінювати конструкцію, в більшості випадків економічно вигідніше посилити пошкоджену частину конструкції без її повної заміни. У масштабах країни такий підхід, безперечно, призводить до значного економічного ефекту.

Існують різні способи підсилення. Поява нових матеріалів обумовила нові, більш ефективні такі способи. Великої популярності набули підсилення будівельних конструкцій композитними матеріалами, армованими вуглецевими, скляними та іншими волокнами. Безперечними їхніми перевагами являються підвищена міцність, стійкість до агресивних впливів оточуючого середовища та ін. Але тут є і деякі недоліки, насамперед, технологічні складнощі та виробництво необхідних композитів в наших умовах.

Підсиленню залізобетонних балок присвячено багато робіт. Всі вони можуть бути розподілені на експериментальні та теоретичні, причому, останні містять в собі аналітичні та чисельні методи розрахунку підсилень. Теоретичні методи розрахунку посилень нині розроблено недостатньо. Це пояснюється складністю математичної моделі посилення, незалежно від

застосовуваного способу. Сказане повною мірою відноситься до балок, посилених фібробетоном. У зв'язку з цим, перевага надається чисельним методам. Насамперед, методу скінчених елементів (МСЕ), оскільки це єдиний універсальний метод, на можливість застосування якого не накладається практично жодних обмежень. Цим пояснюється використання МСЕ для чисельного аналізу у всіх сучасних інженерних програмах розрахунку. Але будь-який підхід до дослідження посиленних балок потребує верифікації. І в цьому плані більшість науковців віддає перевагу експериментальним методам дослідження. Відомо, що експеримент відіграє дуже важливу роль у науці. Спираючись на його результати, можна зрозуміти причинно-наслідкові зв'язки об'єкту дослідження, виявити існуючі закономірності.

Дуже перспективним напрямком в посиленні пошкоджених конструкцій уявляється армування пошкодженої зони сталеві фібробетоном. Багаточисельні дослідження доводять, що сталеві фібробетон дозволяє покращити такі характеристики бетону, як тріщиностійкість, морозостійкість, міцність на розтяг, вигин, кручення та ін. Застосування фібри дозволяє змінити характер процесу руйнування. На відміну від звичайного бетону, в якому цей процес відбувається практично миттєво, у фібробетоні не відбувається крихкого руйнування, і конструкція продовжує чинити опір навантаженню, а характер руйнування змінюється з крихкого на в'язкий.

Отже, тема дисертаційної роботи є актуальною.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема дисертації безпосередньо пов'язана і відповідає актуальним напрямкам науково-технічної політики України в розрізі загальнодержавної міжгалузевої програми «Ресурс» та її розділу «Будівництво». Роботу виконано в рамках держбюджетних тем Міністерства освіти і науки України «Аналітичні, експериментальні та комп'ютерні дослідження стрижневих систем, плит і оболонок з сталеві фібробетону» (номер державної реєстрації: 0121U111757) та «Моделювання і розрахунок конструкцій з використанням

ANSYS, ЛІРА-САПР» (номер державної реєстрації: 0121U111777), що виконуються на кафедрі будівельної механіки Одеської державної академії будівництва та архітектури.

Мета роботи полягає у дослідженні несучої здатності, деформативності та тріщиностійкості пошкоджених балок, які у зоні пошкодження посилені сталеві фібробетоном.

Досягнення поставленої мети здійснюється на підставі вирішення наступних завдань дослідження:

- виконати аналіз вітчизняної та закордонної нормативної бази щодо методів підсилення пошкоджених залізобетонних балок;
- розробити універсальний стенд для випробувань підсилених балок;
- виготовити зразки балок з пошкодженнями різного об'єму в розтягнутій та стиснутій зонах, та посилити пошкоджені ділянки фібробетоном;
- провести випробування всіх виготовлених конструкцій;
- виконати комп'ютерне моделювання і чисельний аналіз пошкоджених балок методом скінчених елементів;
- здійснити порівняльний аналіз всіх отриманих теоретичних, експериментальних і комп'ютерних результатів;
- провести додаткові дослідження балок з посиленням арматурним каркасом з пошкодженнями різного об'єму в розтягнутій та стиснутій зонах, з посиленням пошкоджених ділянок фібробетоном;
- впровадити результати досліджень в практику будівництва та в навчальний процес.

Об'єкт дослідження – процес деформування пошкоджених балок, які у зоні пошкодження посилені сталеві фібробетоном.

Предмет досліджень – несуча здатність, деформативність та тріщиноутворення пошкоджених балок, посилених сталеві фібробетоном.

Методи досліджень: емпіричні – проведення експериментальних досліджень балок при дії статичних навантажень з застосуванням сучасних

методів вимірювання; збір, вивчення та аналіз нормативних документів і публікацій у напрямку вибраної теми дисертації, розробка методики експериментальних досліджень з застосуванням теорії планування експерименту, комп'ютерне моделювання та скінчено-елементний аналіз; обробка та порівняння отриманих результатів досліджень.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в наступному:

вперше:

– запропоновано методику ремонту пошкоджених залізобетонних балок фібробетонною сумішшю;

- експериментально вивчена робота пошкоджених в процесі експлуатації або бойових дій залізобетонних балок з підсиленням фібробетоном у розтягнутій та стиснутій зонах;

– отримано якісну і кількісну оцінку впливу фібробетонного підсилення на несучу здатність, деформативність та тріщиноутворення пошкоджених балок;

отримала подальший розвиток:

– методика експериментального дослідження пошкоджених балок на підставі існуючих нормативних документів і методик;

– методика комп'ютерного моделювання пошкоджених балок з фібробетонними вкладишами та їх розрахунок у трьох провідних програмних комплексах.

Практичне значення отриманих результатів роботи. Результати експериментальних, теоретичних і комп'ютерних досліджень дали можливість розробити нескладну та ефективну методику посилення пошкоджених балок фібробетоном; запропонувати комплексний підхід, що поєднує експериментальні дослідження та комп'ютерне моделювання, до визначення несучої здатності, деформативності та тріщиноутворення пошкоджених балок з фібробетонним посиленням.

Особистий внесок здобувача. Основні результати досліджень, що представлені в дисертаційній роботі, отримані автором самостійно. Особистий внесок полягає в наступному:

Представлені в дисертаційній роботі результати досліджень отримані автором самостійно. Особистий вклад полягає в наступному:

- розробка методики експериментальних випробувань, виготовлення дослідних зразків у лабораторії, проведення експериментальних досліджень;
- моделювання роботи експериментальних зразків в програмних комплексах;
- пошук, аналіз і обробка результатів проведених наукових досліджень за темою дисертації.

Впровадження результатів роботи. Результати, отримані в дисертаційній роботі, в вигляді теоретичних, експериментальних та чисельних методів оцінки несучої здатності, тріщиностійкості та деформативності пошкоджених в процесі експлуатації або бойових дій залізобетонних балок з підсиленням фібробетоном у розтягнутій або стиснутій зонах, впроваджені в конструкторську практику ТОВ «Екострой» м. Одеси.

Результати дисертаційної роботи також використовуються в навчальному процесі в Одеській державній академії будівництва та архітектури при читанні лекцій і проведенні практичних занять на кафедрі будівельної механіки для магістрів та аспірантів, що навчаються за спеціальністю «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань «Архітектура та будівництво».

Апробація результатів дисертації. Основні положення дисертаційної роботи доповідалися на: 79-й науково-технічній конференції професорсько-викладацького складу академії (м. Одеса, 2023 р.); 5-й Міжнародної науково-технічної конференції "Експлуатація та реконструкція будівель і споруд" (м. Одеса, 2023 р.), Міжнародній науково-технічній конференції «Органічні і мінеральні в'язучі та дорожні бетони на їх основі» (м. Харків, 2022 р.);

International itinerant exhibition research in building engineering «EXCO`2024»
(м. Валенсія, 2024 р.).

Достовірність результатів досліджень підтверджується застосуванням нормативної бази України, Європи та США щодо методів розрахунку і експериментальних досліджень пошкоджених конструкцій; обґрунтованих передумов розрахунку та порівнянням отриманих теоретичних результатів з експериментальними та з результатами чисельного аналізу.

Публікації. Основний зміст дисертації викладено в 11 друкованих роботах, 7 з яких – в фахових збірниках наукових праць.

Структура і обсяг роботи. Дисертація складається зі вступу, п'яти розділів, загальних висновків, п'яти додатків, списку використаних джерел з 147 найменувань. Робота викладена на 196 сторінках, в тому числі містить 115 сторінок основного тексту, 23 таблиць, 111 рисунків, 6 додатків на 34 сторінках.

РОЗДІЛ 1

ОГЛЯД РОБІТ ЗА ТЕМОЮ ДОСЛІДЖЕННЯ

Область застосування залізобетонних балок у будівництві величезна. Їх використовують у різних конструкціях та спорудах, таких як аеропорти, мости, висотні будівлі житлового та промислового призначення, для влаштування залізничного та трамвайного полотна.

Основними перевагами залізобетонних балок є їхня підвищена міцність, вогнестійкість, швидкість монтажу, довговічність. Через різні причини ці конструкції можуть бути пошкоджені, це можуть бути як механічні пошкодження, пов'язані з руйнуванням бетону і корозією арматури в результаті тривалої експлуатації. Особливо актуальною є ця проблема в наш час, оскільки велика кількість пошкоджень відбувається внаслідок воєнних дій. Не завжди доцільно змінювати конструкцію, в більшості випадків економічно вигідніше посилити пошкоджену частину конструкції без її повної заміни. Однак рішення про технічну можливість посилення залізобетонних конструкцій повинне застосовуватися в кожному конкретному випадку залежно від їхнього стану та експлуатаційних вимог.

1.1. Нормативна база з методів розрахунку залізобетонних балок

Розрахунки балок ґрунтуються на великій нормативній основі. У нашій країні це, насамперед, ДБН В.2.6-98:2009 [1]. Ці Норми регламентують розрахунки бетонних та залізобетонних конструкцій, в тому числі, балок, що використовують у всіх галузях будівництва. Тут враховуються усі основні положення і вимогам щодо безпеки і експлуатаційної придатності споруд з урахуванням навантажень, що виникають під час зведення та експлуатації, а також при виготовленні, зберіганні та транспортуванні будівельних конструкцій. Розглядаються вимоги щодо забезпечення несучої здатності, придатності до експлуатації, надійності та здатності конструкцій зберігати необхідні експлуатаційні якості протягом усього терміну служби. Наведено основні вимоги з проектування бетонних і залізобетонних конструкцій,

вимоги до матеріалів, розрахунку, конструювання. Це стосується проектування неармованих і армованих звичайною і попередньо напруженою арматурою залізобетонних конструкцій із важкого і легкого конструкційних бетонів.

У стандарті [2] наведені основні правила, методи розрахунку та проектування бетонних та залізобетонних конструкцій промислових, громадських будівель та споруд з важкого конструкційного бетону, які забезпечують виконання основних вимог [1] щодо забезпечення несучої здатності, придатності до експлуатації, надійності та здатності конструкцій зберігати необхідні експлуатаційні якості протягом усього строку служби. Стандарт [3] встановлює граничні значення прогинів і переміщень несучих і огорожувальних конструкцій при розрахунку за другою групою граничних станів незалежно від застосовуваних будівельних матеріалів.

Існує ще багато інших нормативних документів, що стосуються вже безпосередньо балок. Так, залізобетонні кроквяні і підкроквяні балки, що виготовляються з важкого або конструкційного легкого бетону і призначені для покриттів будівель промислових і сільськогосподарських підприємств, розглядаються у [4]. Стандарти ДБН В.2.6-198:2014 [5] та ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010 [6] поширюються на проектування сталевих конструкцій будинків, будівель і споруд різного призначення та встановлює вимоги до проектування сталевих конструкцій, у тому числі, балок, при їх зведенні, реконструкції та ремонті, а також при визначенні придатності до експлуатації існуючих конструкцій. Балки з суцільної та клеєної деревини, призначені для улаштування горищних, міжповерхових і цокольних перекриттів в одно-двоповерхових житлових і одноповерхових громадських будинках IV та V ступенів вогнестійкості є предметом стандарту [7].

Розвинена нормативна база, що стосується балок, є майже в усіх країнах. Так, в країнах Європи це добре відомі норми EN 1992-1-1: Eurocode 2 [8], у США — лінійка стандартів ACI 318 [9, 10].

1.2. Нормативна база з методів підсилення конструкцій

На даний час в Україні основним нормативним документом, який регламентує ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій, є ДСТУ Б В.3.1-2:2016 [11]. Він набув чинності 1.04.2017 року, і прийшов на заміну ДБН В.3.1-1-2002 [12]. Цей стандарт поширюється на проектування, виконання і приймання робіт з ремонту і підсилення несучих і огорожувальних бетонних, залізобетонних, кам'яних, армокам'яних, сталевих і дерев'яних конструкцій і фундаментів, а також основ будівель і споруд, в тому числі в особливих умовах експлуатації (сейсмічні впливи, підроблювані території, просадні основи, агресивні середовища тощо). Рішення щодо необхідності ремонту або підсилення будівельних конструкцій з метою відновлення чи збільшення їх несучої здатності та експлуатаційної придатності приймається на основі даних, отриманих при їх обстеженні згідно з ДСТУ-Н Б В. 1.2-18 [13], інженерних вишукувань, виконаних згідно з ДБН А.2.1-1 [14], а також з урахуванням результатів перевірних розрахунків, виконаних згідно з відповідними нормативними документами. Обсяг і номенклатура обстежень і вишукувань визначається у залежності від технічного стану, ступеня відповідальності будинків (споруд), особливостей запланованих заходів щодо ремонту і підсилення.

Способи ремонту і підсилення конструкцій умовно поділяються на чотири групи. Перша група — ремонт конструкцій, вона містить в собі: захист від замочування і повітряних агресивних середовищ; відновлення закладних деталей, петель, кріплень, анкерувань тощо; відновлення робочої площі перерізів конструкцій без зміни її форми і геометричних розмірів, закладання тріщин, раковин, дефектів, відколів захисного шару тощо; ліквідацію ушкоджень гідроізоляції; відновлення антикорозійних захисних покриттів бетону і закладних елементів; відновлення або влаштування захисних огорож для запобігання механічним ушкодженням конструкцій; підвищення міцності бетону конструкцій за рахунок ін'єктування і просочення цементно-полімерними і клейовими композиціями.

Друга група — збільшення несучої здатності конструкцій, у тому числі: без зміни розрахункової схеми шляхом підсилення розтягнутої та стиснутої зон, зони зрізу, підсилення конструкцій для сприйняття крутного моменту, при місцевому зминанні, відриві і продавлюванні; із зміною розрахункової схеми шляхом зміни місця передачі навантаження на конструкцію, підвищення ступеня зовнішньої статичної невизначеності введенням додаткових в'язей, що забезпечують нерозрізність і просторову роботу; із зміною напруженого стану за рахунок влаштування додаткових затяжок, розпірок, шпренгелів, шарнірно-стрижневих ланцюгів. Третя група — це розвантаження залізобетонних конструкцій з допомогою передачі навантажень на інші конструкції. Нарешті, четверта група має на увазі заміну конструкцій.

В залежності від розташування найбільш слабкої зони в конструкції і передбачуваної схеми руйнування розрізняються наступні види підсилення залізобетонних елементів: підсилення розтягнутої зони; підсилення стиснутої зони; підсилення зони зрізу; підсилення просторового перерізу від крутіння; підсилення при місцевому зминанні, продавлюванні чи відриві.

Що стосується залізобетонних балок, то їх підсилення виконується нарощуванням перерізів, установкою лінійних чи шпренгельних затяжок, влаштуванням додаткових елементів, підведенням розвантажувальних елементів. Можливе також нарощування балок із приварюванням поздовжньої арматури чи кутиків підсилення з допомогою арматурних "коротишів", пластин чи відгинів з наступним бетонуванням або улаштування залізобетонної обійми з бетонуванням крізь вікна в залізобетонних плитах.

У разі збільшення несучої здатності залізобетонних балок зі зміною розрахункової схеми установкою затяжок можливе встановлення знизу горизонтальних арматурних затяжок, що напружуються, з анкерними пристроями і натяжними гайками або встановлення шпренгелів з арматурної

сталі чи прокатного металу з опорними пристроями, поперечними розпірками і стяжними хомутами для їх попереднього напруження.

Ще один шлях — підсилення залізобетонних балок додатковими елементами: підведення стояків у прогоні балки з розпірками і відтяжками для створення додаткових опор або установаження напружених шпренгельних зтяжок з додатковим сталевим елементом у стиснутій зоні при її ослабленні.

Якщо необхідно підсилити опорні частини балок, то встановлюють вертикальні і похилі поперечні хомути, з'єднані планками в зоні похилих тріщин або влаштовують обойми з кутиків і вертикальних поперечних стрижнів, що напружуються стяжними хомутами.

Чинний стандарт [11] не враховує той досвід у напрямку підсилення конструкцій, який був накопичений останніми роками, тому Технічний комітет стандартизації «Будтехнології» (ТК 309), Державне підприємство «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва» розробили проект нового стандарту [15], який поки що не набрав чинності, але вже доступний для науковців та фахівців.

Цей стандарт містить організаційно-технологічні рекомендації щодо ремонту, підсилення, відновлення будівельних конструкцій протягом життєвого циклу будівель і споруд незалежно від форм їх власності та поширюється на ремонт, підсилення або відновлення будівельних конструкцій з врахуванням їх технічного стану.

Але аналіз проекту [15] свідчить про те, що дуже багато питань, навіть у порівнянні з чинним стандартом [11], ще залишаються нерозробленими, тобто проект стандарту [15] потребує значної доробки.

1.3. Роботи, що висвітлюють методи підсилення балок

Підсиленням залізобетонних балок займалися багато вчених, як нашої країни, так і закордонних — А.Б. Барашиков [16, 17], Є.М. Блалі [18], З.Я. Бліхарський [19], О. П. Борисюк [20-22], Б.А. Боярчук [23], М.О. Валовой [24], Д.І. Дубіжанський [25], І.В. Задорожнікова [26-27], Ю.Ю. Зятюк [28-29],

І.В. Мельник [30-32], Д.В. Попруга [33], Л.В. Потієнко [34], Я.В. Римар [35], А.К. Салех [36], С.Д. Семенюк [37], О.П. Сунак [38-40] та інші.

Підсилення балок у розтягнутій зоні розглядалося у роботах [22, 23, 39, 41-48] та ін. Підсиленню балок у стиснутій зоні присвячені роботи [26, 27, 37, 49-51] та ін.

Результати досліджень закордонних вчених відображені у чисельних публікаціях, з яких відмітимо роботи [52-83].

Зупинимося більш детально на роботах останніх років, які відбивають сучасні тенденції та нові підходи до підсилювання залізобетонних конструкцій, зокрема, балок. Останні дослідження характеризуються застосуванням нових високоефективних будівельних матеріалів, таких як міцні бетони, сталеві фібробетон, полімербетон, базальтобетон.

Широко застосовується композитна арматура на основі арамідних, скляних та вуглецевих волокон (AFRP, GFRP, CFRP). Такі матеріали мають високу статичну та втомну міцність, близький до металу модуль пружності, малу власну вагу, високу стійкість до корозії тощо.

Існують різні способи зміцнення пошкоджених залізобетонних (ЗБ) балок залежно від характеру та ступеня ушкодження. Деякі з поширених методів включають:

- Зовнішнє склеювання армованих волокнами полімерних (FRP) композитів: цей метод передбачає накладання листів або пластин FRP на пошкоджену поверхню балки за допомогою відповідного клею. Матеріали FRP, такі як полімер, армований вуглецевим волокном (CFRP) та полімер, армований скловолокном (GFRP), можуть значно збільшити міцність та жорсткість пошкодженої балки.
- Приклеювання сталевих пластин: цей метод передбачає прикріплення сталевих пластин до пошкодженої поверхні ЗБ балки за допомогою епоксидної смоли або механічних кріплень. Сталеві пластини можуть ефективно збільшити міцність і жорсткість пошкодженої балки, особливо у випадках, коли потрібна висока вантажопідйомність.

- Сталева арматура: цей метод передбачає додавання додаткової сталевий арматури до пошкодженої частини ЗБ балки для збільшення її несучої здатності. Цього можна досягти шляхом додавання нових арматурних стрижнів або збільшення діаметра існуючих стрижнів.

- Бетонна оболонка: цей метод передбачає додавання нового шару бетону навколо пошкодженої частини ЗБ балки для підвищення її міцності та жорсткості. Цього можна досягти шляхом застосування торкрет-бетону або заливання нового шару бетону навколо пошкодженої ділянки.

- Попереднє напруження: цей метод передбачає застосування напруження стиснення до пошкодженої ділянки балки РС за допомогою сталевих тросів із попереднім натягом. Це може значно збільшити несучу здатність та жорсткість пошкодженої балки.

- Ремонт та посилення зони пошкодження сталевібробетоном.

Розглянемо застосування цих методів у дослідженнях сучасних вчених.

Так, у статті [84] наведені результати досліджень несучої здатності звичайних (еталонних) та підсилених вуглепластиковим полотном у нижній розтягнутій зоні та на приопорних ділянках пошкоджених бетонних балок з базальтопластиковою арматурою за дії статичного ступенево зростаючого малоциклового навантаження.

У роботі [85] наведено результати досліджень посилення пошкоджених залізобетонних балок різними типами ламінатів з армованого волокном полімеру. Випробовано 14 вільно опертих балок прямокутного перерізу при початковому навантаженні, що перевищує навантаження початку тріщиноутворення. Варіювалася кількість та розташування ламінатів. Оптимальна кількість ламінатів склала 2-3 шари, при цьому розташування ламінатів у вигляді хреста на кутах балки давало найкращі результати посилення.

У роботі [86] розглянуто посилення балок базальтовими стрічками. Дослідження проводилося на шести залізобетонних балках, які були поділені на дві групи: контрольну та експериментальну. Контрольна група складалася

з трьох балок без будь-якого посилення, а експериментальна група – з трьох балок, які були посилені смугами з армованого базальтового полімеру. Автори використовували три різні методи обгортання смугами BFRP, а саме: просте обгортання, спіральне та комбіноване. Кожен метод був застосований до однієї із трьох балок в експериментальній групі. Результати показали, що всі три методи зміцнення значно підвищили міцність до зсуву балок (від 43% до 100%). Комбіноване обгортання показало найкращі результати.

У роботі [87] вивчалися залізобетонні балки, посилені сталевібробетоном. Отримано експериментальні результати з оцінки міцності, жорсткості, тріщиностійкості для 4 досліджуваних зразків (два з кожухами, що зміцнюють, і два еталонних неукріплених зразка). Встановлено, що застосування оболонки зі сталевібробетону товщиною 45 мм із вмістом волокна 2,5 % збільшує руйнівне навантаження на 20 %, жорсткість – у 3,4–11 разів, тріщиностійкість – у 2,6 рази.

Поведінка пошкоджених вогнем бетонних балок, посилених деформаційно-жорстким цементним композитом розглянуто в [88]. Було виготовлено одинадцять балок з різним коефіцієнтом армування. Вісім балок було пошкоджено внаслідок пожежі, шість з них відремонтовано з використанням полімерної тканини, армованої базальтовим волокном. Три балки використовувалися як контрольні. Усі балки були випробувані на чотириточковий вигин до руйнування. Результати показали, що запропонований метод посилення призводить до збільшення несучої здатності, жорсткості та тріщиностійкості балок.

У роботі [89] розглянуто втомне руйнування залізобетонних балок, пошкоджених корозією, посилених композитами з армованою тканиною. В експерименті досліджено дванадцять балок. Перед випробуваннями десять балок зазнавали прискореної корозії протягом 140 днів, внаслідок чого середня втрата маси сталеві арматури становила 19%. Вісім балок, пошкоджених корозією, було посилено та випробувано, а ще дві балки залишилися без посилення. Дві балки, що не зазнали корозії,

використовувалися в якості еталонів. Параметри випробувань включали матеріал тканини (РВО та вуглець), кількість армування тканиною цементної матриці, конфігурацію посилення та тип навантаження. Результати випробувань показали, що корозія сталевих стрижнів різко знижує втомну довговічність балок. Балки, посилені FRCM, можуть відновити вихідну несучу здатність, але не можуть повністю відновити початкову втомну довговічність. Композити РВО-FRCM виявилися ефективнішими, ніж вуглецеві аналоги.

Дослідження [90] присвячено посиленню залізобетонних балок, що працюють при зсуві, композитом з армованого полімеру волокном (ЕВ-FRP). 20 балок було поділено на дві серії: пошкоджені балки та непошкоджені еталонні балки. Тринадцять балок були обгорнуті дискретними смугами з полімеру, армованого вуглецевим волокном (ЕВ-CFRP), скріпченими зовні, а сім не були обгорнуті. Балки були випробувані при триточковому навантаженні. Випробування показали, що міцність на зсув посилених балок значно збільшилася (у середньому на 95% при використанні двох шарів ЕВ-CFRP та на 65% при використанні одного шару).

У роботі [91] представлені результати експериментів з пошкодженими залізобетонними балками, посиленими за допомогою різного компонування зовнішніх ламінатів з армованого вуглецевим волокном полімеру (CFRP) та торцевих кріплень. Було випробувано сім залізобетонних балок від старого моста розміром 250×200×2300 мм. Усі зразки були навантажені до межі плинності з метою оцінки початкових механічних властивостей. Потім ці зразки були посилені з використанням різних схем армування вуглепластика і випробувані знову вщент. Зростання межі плинності за рахунок армування вуглепластиком склало від 5% до 36%. Були досліджені різні параметри, у тому числі розмір і положення вуглепластику, довжина з'єднання та торцеве анкерування, що дозволило зробити висновки про пластичність балки, реакцію відхилення від навантаження в середині прольоту та характер відмови.

У роботі [92] розглядали посилення залізобетонної балки зовнішнім приклеюванням сталеві пластини або ламінату, армованого полімером (FRP). Зроблено висновок про те, що ремонт сильно пошкоджених залізобетонних балок із сталевими пластинами з використанням сталевих та клейових з'єднувачів може повністю відновити початкову здатність балок до зсуву.

Ефективність використання вуглепластику як методу посилення залізобетонних балок, що піддаються ударному навантаженню досліджена в роботі [93]. Розглядаються характеристики залізобетонних балок із використанням полімеру, армованого вуглецевим волокном (CFRP), при впливі вибухового навантаження. Експериментальні дані, включаючи пошкодження та прогин, були зібрані під час дослідження, після чого проведено чисельний аналіз з використанням програмного забезпечення ABAQUS. Встановлено, що використання вуглепластику збільшує вантажопідйомність та поглинання енергії, а також зменшує центральне відхилення.

У статті [94] розглядається застосування сталеполімерних (SRP) композитів для ремонту та посилення пошкоджених бетонних конструкцій. Випробовано шість залізобетонних балок, які були пошкоджені у середній області та відремонтовані з використанням листів SRP. Досліджено різні конфігурації шляхом зміни кількості шарів, а також кількості та розподілу смуг U-подібної обмотки. Результати випробувань показали, що ремонт балок з шарами SRP та U-подібними смугами відновлює їхню здатність до рівня, аналогічного залізобетонній балці з суцільним армуванням.

Дослідження [95] присвячено визначенню здатності залізобетонних балок зі сталевим волокном і без нього поглинати енергію під час вибухового навантаження. Була виміряна міцність на стиск бетону зі сталеві фіброю і без неї, а несуча здатність залізобетонних балок була визначена за допомогою двоточкового випробування на стиск. Спостерігалися рівні ушкодження під час вибухового навантаження, прикладеного до

залізобетонних балок, і результати показали, що залізобетонні балки, виготовлені із застосуванням сталевих фібри, були менш пошкоджені, ніж звичайні залізобетонні балки.

При посиленні конструкцій вуглецевим залізобетоном (CRC) у ряді випадків виявляються руйнування через відрив бетонного покриття, що призводять до того, що потенціал вуглецевої арматури не може бути використаний. Прогнозування та запобігання відмовам цього типу є предметом досліджень статті [96]. Представлена модель стійки та стяжки для розрахунку критичної сили, що розтягує, що призводить до руйнування через відрив бетонного покриття. Крім того, пропонуються можливі методи запобігання подібним збоям. Один із них – закріплення торців армуючого шару. Представлені результати експериментів з перевірки цього методу, які показують, що закріплення шару, що підсилює, призводить до набагато більш високої несучої здатності в порівнянні з конструкцією без закріплення торців.

Композити з армованого волокном полімеру (FRP), як стверджується в оглядовій статті [97], широко використовуються в передових технологіях бетону, враховуючи їхню перевагу над традиційною сталевією арматурою. Ці матеріали мають високу міцність і стійкість до корозії і можуть використовуватися, як основний компонент у поєднанні з клеями і кріпленнями для посилення залізобетонних балок. RC-балки призначені для забезпечення стійкості на вигин, зсув, кручення, втому, удар та вибухове навантаження. У цьому огляді основна увага приділяється характеристикам та поведінці залізобетонних балок, посилених склопластиком, за різних умов навантаження. У ньому також представлені типові композити FRP з їх властивостями, особливостями та застосуванням. Цей огляд показує, що композити FRP можуть використовуватися для відновлення міцності пошкоджених та підданих корозії балок та демонструють хорошу довговічність та ізоляційні характеристики. Розглянуто також методи

посилення та модернізації залізобетонних балок з використанням композитів FRP.

Ще одне дослідження [98] пов'язане із застосуванням композиту з армованого волокном полімеру (FRP). Сім пошкоджених балок прямокутного перерізу було відремонтовано та повторно перевірено на відмову. Методика ремонту полягає у заповненні тріщин епоксидною смолою, а потім обгортанні балок окремими смугами склопластику різної товщини (1 та 2 шари). З семи балок чотири були посилені за допомогою двох шарів окремих смуг EB-FRP, дві балки посилені одним шаром EB-FRP, а балка, що залишилася, відремонтована тільки шляхом ін'єкції в тріщини епоксидної смоли без обклеювання склопластиком. Балки були обладнані приладами та випробувані на руйнування при триточковому навантаженні. Вимірюваними параметрами випробувань були прогин балок і максимальна несуча здатність. Результати випробувань показали, що використання смуг EB-FRP разом з ін'єкцією епоксидної смоли є ефективним методом ремонту, який не тільки відновлює первісну міцність, але й значно збільшує здатність до зсуву. Порівняння міцності на зсув відремонтованих балок із міцністю еталонних балок показало, що 2 шари EB-FRP збільшили міцність на зсув до 95%, а використання 1 шару EB-FRP збільшило міцність на зсув до 66%.

Використання оболонки з фібробетону для посилення залізобетонних балок досліджено [99] за допомогою натурних випробувань на балках довжиною 4,55 м. Оболонка з цього матеріалу товщиною 40 мм була нанесена безпосередньо на поверхню балки. Було вивчено як посилення, так і ремонт залізобетонних балок. Зокрема, в останньому випадку балку спочатку було пошкоджено, а потім відремонтовано. Також проводиться чисельний аналіз, щоб краще зрозуміти поведінку армування. Експериментальні та чисельні результати показують ефективність запропонованої технології.

В роботі [100] експериментально досліджується посилення та ремонт залізобетонних (RC) балок, пошкоджених пожежею, з використанням канатів з полімерів, армованих вуглецевим волокном (NSM-CFRP), що монтується

поблизу поверхні. Основними параметрами, прийнятими у цьому дослідженні, є орієнтація каната (45° , 90°) та відстань між канатами (150 мм, 200 мм). Для цієї мети було виготовлено десять балок RC і випробувано до втрати несучої здатності. Результати випробувань показали, що використання канатів NSM-CFRP різної конфігурації значно підвищує міцність зсуву відремонтованих і посиленних балок. У всіх випадках збільшилася несуча здатність посиленних балок в діапазоні від 19 до 46%, а для відремонтованих балок значення варіювалися від 40,8 до 64,6%. Канати з вуглепластику, орієнтовані під кутом 45° , показали найвищий результат покращення здатності до зсуву.

Метою експериментального дослідження [101] є вивчення поведінки пошкоджених вигнутих залізобетонних (RC) балок, посиленних листами полімеру, армованого вуглецевим волокном (CFRP). Було використано два набори вигнутих зразків RC-балок радіусом 4000 мм. Перед зміцненням балки були попередньо розколоті та відремонтовані з використанням епоксидної затирки, а потім модернізовані з використанням альтернативного варіанту кріплення листів вуглепластику, що монтується на поверхні (NSM). Зразки випробовували методом чотириточкового вигину. Збільшення коефіцієнта посилення при згинанні у модернізованих балок у середньому становило 51% порівняно з контрольними зразками без тріщин.

У статті [102] подано дослідження посилення залізобетонних балок методом приповерхневого монтажу (NSM). Використання цього методу зі смугами або арматурою з вуглепластику є ефективною технологією для збільшення міцності на згин та зсув або для ремонту пошкоджених залізобетонних елементів. Смуги NSM-CFRP використовувалися для посилення трьох зразків залізобетонних балок, один з них спочатку був зміцнений і випробуваний до руйнування. Чотири зразки балки спочатку були піддані попередньому навантаженню до 50% та 80% граничного навантаження. Два зразки були або відремонтовані або посилені смугами NSM-CFRP. Усі відремонтовані/посилені попередньо пошкоджені балки було

випробувано на руйнування. Було прийнято модель відповідного масштабу. Усі зразки мають розмір поперечного перерізу 150 мм при ефективному прольоті 110 мм. Залежно від результатів експериментів кращі показники посиленних бетонних зразків були отримані як за міцністю, так і за експлуатаційними якостями. Порівняно зі зразком контрольної балки, всі відремонтовані зразки демонструють дуже хороше збільшення несучої здатності (близько 40%) та значне поліпшення стійкості до розтріскування (близько 120%). Результати випробувань зразків бетону, посиленого вуглепластиком NSM з попереднім навантаженням 50% і 80% від граничного навантаження, показують збільшення несучої здатності на 9-20%.

Мета дослідження [103] — визначити, чи ефективний надвисокоміцний фібробетон (UHPRFC) при ремонті пошкоджених бетонних колон. Ремонт здійснюється шляхом використання тонкої бетонної оболонки товщиною 30 мм, виготовленої з різних сталевих волокон з різним вмістом та різними співвідношеннями сторін. В рамках експериментальної програми було відлито дев'ять зразків колон із залізобетону довжиною 500 мм та розміром поперечного перерізу 150 мм × 150 мм. Навантаження цих колон приблизно на 90% від їх фактичного граничного осьового навантаження призвело до пошкодження, і згодом колони були посилені та відновлені з використанням оболонкових матеріалів UHPRFC. Результати показали, що зі збільшенням вмісту сталевих волокон покращувалися і механічні властивості, такі як міцність на стиск та розтяг. Використання оболонки, що містить 0,5% сталевих фібри, призвело до збільшення несучої здатності на 138%, а використання оболонки, що містить 1,5% сталевих фібри, збільшило початкову здатність, що несе, на 164%.

У роботі [104] наведено огляд методів посилення або ремонту залізобетонних балок. Виділено основні методи ремонту та посилення залізобетонних балок з використанням: зовнішніх сталевих пластин, фібробетону (FRC), залізобетонної (RC) оболонки, армованого волокном полімеру FRP, ін'єкцій епоксидної смоли, приповерхневих покриттів зі смуги

вуглецевого волокна (SNSM-CFRP), скловолокна (NSM-GFRP), ламінату та листів вуглепластику, додавання шару надвисокоміцного бетону (UHPC) або надвисокоміцного фібробетону (UHPRC). Всі розглянуті методи показали збільшення несучої здатності, підвищення тріщиностійкості та пластичності.

Використання армованого волокном полімеру (FRP) для ремонту та посилення пошкоджених конструкцій є дуже ефективним методом, стверджується в [105]. Тут наводяться результати експериментальних досліджень щодо вивчення вигину цементно-бетонних балок, посилених безперервними листами полімеру, армованого вуглецевим волокном, з використанням епоксидного клею, що були випробувані методом триточкового вигину. Було випробувано шість балок із різними типами бетону. Дві балки – із звичайного бетону на цементі марки М400, дві балки армувалися скловолокном (додавалася 0,5% скловолокна від об'єму бетону), і ще дві балки – із композитного бетону, в якому 25% цементу замінюється летючою золою, а ще 25% цементу замінюється меленим гранульованим доменним шлаком. У кожній парі балок одна – звичайна, а інша – модернізована з використанням листів полімеру, армованого вуглецевим волокном. Отримано експериментальні дані щодо несучої здатності, прогинів та тріщиностійкості балок.

І знову робота, метою якої є визначення згинальної поведінки залізобетонних балок, посилених з використанням трьох різних армованих полімерів волокном (FRP) з різною конфігурацією поперечного перерізу [106]. Зміцнювальні матеріали FRP (CFRP, AFRP та GFRP) були прикріплені зовні до поверхні зразків U-подібної форми у трьох різних областях балок. Результати експерименту порівнювалися з волокнисто-полімерними системами Американського інституту бетону за стандартами ACI 440.2R-08. Результати показали, що зразок RC-9, армований з використанням AFRP, має більш високу несучу здатність, ніж інші. Максимальна тріщиностійкість спостерігалася в балках RC-10, армованих AFRP, як у середині, так і в опорній зоні порівняно з еталонним зразком.

Метою дослідження [107], як і попереднього, є вивчення впливу армуючого волокна полімеру (FRP) на поведінку залізобетонних (RC) балок з різними параметрами. Товщина склопластику, висота перерізу балки та міцність бетону при граничному навантаженні є основними параметрами, що визначають міцність. Для аналізу залізобетонних балок використовувався метод скінчених елементів із використанням програми ANSYS. Отримані результати скінчено-елементного аналізу трохи відрізняються від рекомендацій стандарту ACI.

Полімери, армовані вуглецевим волокном (CFRP), добре зарекомендували себе у ремонті та посиленні пошкоджених залізобетонних конструкцій. На сьогоднішній день вивчено та використано практично кілька схем посилення вуглепластиком. У більшості існуючих досліджень посилення балок використовувалися односпрямовані смуги вуглепластика. Проведені авторами [108] дослідження посилених Т-подібних балок показали, що двоспрямоване планування з вуглепластику ефективніше, ніж односпрямоване. Були розглянуті та досліджені деталі двонаправленого компонування з анкерами з вуглепластику. Результати випробувань показали, що елементи з двонаправленим компонуванням з вуглепластика мають меншу міцність на зсув, ніж елементи з односпрямованим компонуванням для тієї ж кількості вуглепластика. Тим не менш, двоспрямоване компонування дозволило рівномірно розподілити навантаження на хомути в порівнянні з односпрямованим при тому ж рівні навантаження, що підвищило ефективність поперечної арматури.

Схожі дослідження проведено і авторами роботи [109], які стверджують, що полімери, армовані вуглецевим волокном (CFRP), показали значний потенціал у ремонті та відновленні пошкоджених залізобетонних конструкцій. На сьогоднішній день вивчено та практично використано декілька схем посилення вуглепластиком. Зокрема, посиленню залізобетонних елементів, пошкоджених зсувом, вуглепластиковими матеріалами приділяється велика увага як ефективному підходу до ремонту

та посилення. У більшості існуючих досліджень посилення елементів RC з дефіцитом зсуву використовувалися односпрямовані смуги вуглепластика. Нещодавні дослідження посилених T-подібних балок показали, що двоспрямоване планування з вуглепластику ефективніше, ніж односпрямоване. Оскільки таких досліджень мало, у цій роботі експериментально оцінювалася можливість використання двонаправлених конструкцій із вуглепластику для посилення зсуву прямокутних залізобетонних балок. Було розглянуто та досліджено деталі двонаправленого компонування з анкерами з вуглепластику, а також терміни відновлення. Результати випробувань показали, що елементи з двонаправленим компонуванням з вуглепластика мають меншу міцність на зсув, ніж елементи з односпрямованим компонуванням для тієї ж кількості вуглепластика. Тим не менш, двоспрямоване компонування вуглепластика дозволило рівномірно розподілити навантаження на хомути в порівнянні з односпрямованою розкладкою вуглепластика при тому ж рівні навантаження, що підвищило ефективність поперечної арматури.

Таке широке використання полімерів, армованих вуглецевим волокном (CFRP), для посилення залізобетонних конструкцій призвело до того, що в багатьох країнах з'явилися відповідні нормативні документи. Наприклад, стандарти США [110, 111].

1.4. Роботи з теоретичних методів розрахунку підсилених балок

Різноманітність методів посилення конструкцій та, зокрема, балок, зумовлює різні підходи до теоретичних розрахунків посилень. Наприклад, посилення зони ушкодження фібробетоном можна уявити математичною моделлю тіла з включенням. У цьому напрямі працювало багато дослідників. Добре відомі класичні монографії Г.М. Савіна [112], А.М. Гузя та Ю.М. Неміша [113] та роботи їх численних учнів та послідовників ([114-116] та ін.). Однак тут йдеться переважно про тонкі включення, що робить

запропоновані моделі непридатними для розрахунків масивних посилень фібробетоном.

А посилення з використанням полімерів, армованих вуглецевим волокном, це вже завдання механіки композитів. У цьому напрямі опубліковано дуже багато робіт ([117-120] та ін.), але аналітичні рішення відсутні.

Найбільш ефективними щодо теоретичних розрахунків посилень видаються роботи Д.Н. Лазовського [121-123], який комплексно розглянув усі аспекти проблеми: від розробки різних методів посилення, оцінки технічного стану залізобетонних конструкцій з урахуванням історії їхньої роботи, дефектів та пошкоджень, отриманих у процесі виготовлення та експлуатації, до розробки методики розрахунку посилених конструкцій за першою та другою групами граничних станів на основі деформаційної моделі. Усі теоретичні пропозиції Д.М. Лазовський перевіряв експериментально, провівши велику кількість випробувань залізобетонних конструкцій, посилених різними методами.

І все ж таки теоретичні розрахунки посилень пошкоджених конструкцій частіше виконують чисельними методами. Це метод скінчених різниць (МСР, FDM – Finite Difference Method) та метод скінчених елементів (МСЕ, FEM – Finite Element Method).

МСР дозволяє розбити систему на сітку вузлів та виразити рівняння рівноваги як різницеві рівняння. Він менш точний, ніж МСЕ, але може використовуватися для простих балок із включеннями.

МСЕ – найбільш потужний метод для аналізу складних структур, у тому числі, балок із включеннями. Він дозволяє розбити систему на безліч скінчених елементів, і завдання зводиться до розв'язання системи алгебраїчних рівнянь. МСЕ дозволяє враховувати різні матеріали та геометрію включень.

Реалізація алгоритму МСЕ здійснюється з використанням сучасних комп'ютерних програм, таких як ANSYS [124, 125], Abaqus [126], NASTRAN

[127] та ін., призначених для чисельного моделювання та аналізу складних структур, у тому числі балок з включеннями. Таких публікацій дуже багато, зауважимо роботи [128-130].

У статті [128] обговорюється 3D-моделювання в ANSYS руйнування елемента конструкційної залізобетонної балки. Визначено допустимі згинальні моменти, деформації, напруження, деформації та характер руйнування, що виникають у залізобетонних балках з різними типами механізмів руйнування. У статті [129] наведено використання методу скінчених елементів для моделювання пошкоджених залізобетонних балок. Запропонована модель враховує явища, характерні для залізобетонних конструкцій, такі як взаємодія двох матеріалів (бетону та сталі), розтріскування, викликане механічними навантаженнями, та зміна модуля Юнга зі збільшенням навантаження. Відповідний чисельний аналіз було проведено у ABAQUS з використанням моделі пластичності бетону. Характер зміни модуля Юнга у разі підвищення рівня інтенсивності напружень узятий з власних досліджень автора. У статті [130] розглядаються критичні параметри, що впливають на ефективність систем з армованого волокном полімеру із зовнішнім бічним з'єднанням на основі розробленої авторами скінчено-елементної моделі. У цій моделі використовуються найсучасніші методи моделювання, і вона здатна відстежувати згинальну поведінку залізобетонних балок, зовні посилені склопластиковими ламінатами з бічними стінками, на всіх етапах навантаження до руйнування. Модель була перевірена порівнянням з експериментальними даними. Результати цього чисельного дослідження показують ефективність систем бокового склеювання як альтернативу традиційним системам посилення перекриття для поліпшення згинальної здатності залізобетонних балок.

Цікава робота представлена авторами статті [131], де проведено багатофакторний чисельний експеримент із застосуванням комп'ютерного моделювання у програмі ANSYS. Виконано порівняння отриманих результатів із даними фізичного експерименту інших авторів. Отримано

оптимальні значення для відсотка армування сталевую фіброю та товщини «сорочки». Встановлено, що найбільш близькі до результатів дослідних даних розрахунки з введенням в ANSYS криволінійних діаграм деформування бетону, запропонованих авторами раніше [132-133] для елементів, що згинаються, із звичайного залізобетону.

Схожій проблемі присвячені статті [134-136] зарубіжних вчених. Розглянуто в [134] експериментальні дані з чотириточкового вигину шести залізобетонних балок та скінчено-елементні розрахункові результати дискретного моделювання армування, отримані за допомогою програмного пакета ANSYS. Критичні значення експериментальних характеристик порівняно з аналітичними рішеннями виходячи з стандарту IS 456:2000. Графічне подання великого обсягу розрахункових результатів, включаючи конфігурацію вигнутої балки, зміна напружено-деформованого стану за її довжиною та глибиною, а також кінетику зростання тріщин, здійснено за допомогою файлу-програми, написаного мовою програмування ANSYS APDL. Порівняльний аналіз експериментальних, скінчено-елементних та аналітичних результатів проведено для випадків формування вихідної тріщини в балках та для критичної несучої здатності балок з метою детального вивчення їхньої поведінки та мінімізації обсягу наступних випробувань до руйнування в лабораторних умовах.

Обробка тунелів зазвичай армується звичайною арматурою, яка витримує напруження розтягування. Що стосується умов експлуатації, то в останні роки питання довговічності набули першочергового значення, особливо для підземної інфраструктури. Проектування довговічності зазвичай потребує захисту арматури від корозії, чого можна досягти за рахунок зменшення пористості бетону та ширини тріщин. Перше можна одержати, використовуючи матрицю з низьким водоцементним співвідношенням, а друге можна досягти, використовуючи дифузну арматуру. Для цієї мети у [135] пропонується використовувати дискретне волокнисте армування. Додавання волокон у бетон може забезпечити

помітну залишкову міцність на розтягування у місці тріщини, зв'язуючи дві сусідні поверхні будь-якої тріщини завдяки ефекту перекриття, що забезпечується його підвищеною в'язкістю. Останнє також робить значний внесок у опір дифузним розтягуючим напруженням, що діють в елементі конструкції. Однак, коли виникає локалізоване напруження через вигин, їм більш ефективно протистоїть стрижнева арматура. Завдання моделюється в ANSYS. Статтю спрямовано на дослідження поведінки остаточного облицювання тунелю з FRC, влаштованого традиційним методом. Чисельний нелінійний аналіз проводився з урахуванням різних умов навантаження, щоб досягти оптимізації армування на основі комбінації звичайного армування та армування волокнами (FRC). Результати застосовані до реального випадку автомобільного тунелю.

Додавання волокон до бетону зменшує явище розтріскування, що характеризується вузькими та близько розташованими тріщинами порівняно з аналогічними елементами без волокон. Фібробетон може значно поліпшити жорсткість при розтягуванні неушкоджених частин бетону між тріщинами і, крім того, може забезпечити помітні залишкові напруження в тріщині через ефект перекриття, що забезпечується його підвищеною в'язкістю.

Ці ж автори [136] досліджують здатність волокон контролювати тріщини шляхом узагальнення результатів більше дев'яноста випробувань на розтягнення призм із залізобетону, проведених з різними розмірами, коефіцієнтами армування, кількістю волокон і міцністю бетону. Оцінюються і критично обговорюються останні скінчено-елементні моделі для прогнозування відстані між тріщинами у фібробетонних композитах.

1.5. Висновки за розділом

1. Через різні причини залізобетонні балки можуть бути пошкоджені. Особливо актуальною є ця проблема в наш час, оскільки велика кількість пошкоджень відбувається внаслідок воєнних дій. Не завжди доцільно змінювати конструкцію, в більшості випадків економічно вигідніше посилити пошкоджену частину конструкції без її повної заміни.

2. Нормативна база з методів розрахунку залізобетонних балок в Україні та провідних країнах світу дуже розвинена.

3. Нормативна база з методів підсилення конструкцій в Україні не враховує той досвід у напрямку підсилення конструкцій, який був накопичений останніми роками і пов'язаний із застосуванням нових матеріалів, композитів з армованого волокном полімеру. А в багатьох країнах відповідні нормативні документи вже з'явилися.

4. Різноманітність методів посилення балок зумовлює різні підходи до теоретичних розрахунків посилень, але всі вони пов'язані зі складними математичними моделями, то частіше всього застосовуються чисельні методи.

5. Досліджень, що присвячені посиленню пошкоджених балок фібробетоном, у нашій країні та інших країнах дуже мало, але є величезний інтерес до цієї проблеми, тому обрана тема дисертаційної роботи є важливою і актуальною.

РОЗДІЛ 2

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ПОШКОДЖЕНИХ БАЛОК, ПОСИЛЕНИХ ФІБРОБЕТОНОМ

2.1. Експериментальний стенд та методика досліджень

Для проведення експериментальних досліджень було розроблено спеціальний стенд, що складається з жорсткої металевої станини складеного перерізу та двох металевих тяжів $\varnothing 46\text{мм}$ (рис. 2.1). Верхня частина стрижнів закінчується різьбленням, за допомогою якого фіксується траверса, яка служить упором для зразкового динамометра. Фіксація траверси здійснюється за допомогою гайок.

Плоско-поперечний вигин навантаження випробовуваної балки створюється за допомогою гідравлічного домкрата і металевої балки двотаврової траверсою, що передає на балку дві рівні зосереджені сили. Навантаження, що створюється, контролюється зразковим динамометром системи Токаря і кільцевим динамометром, що виконує роль опори.

У процесі випробувань фіксувалося навантаження, що передається на балку, прогини та деформації окремих волокон бетону.



Рис. 2.1. Випробувальний стенд

Навантаження прикладали ступенями по 0,05 від руйнуючого, величину якого визначили в ході попередніх навантажень. Як руйнівне, приймали навантаження, при якому відбувалося різке збільшення швидкості деформування окремих волокон бетону.

За кожним ступенем навантаження слідувала витримка 8-10 хвилин. Між ступенями навантаження відстежувався процес початку та розвитку тріщиноутворення. Прогини вимірювали за допомогою прогібоміру Максимова, а деформації — індикаторами годинного типу з ціною поділу 0,01 мм. Індикатори розташовувалися у характерних зонах роботи балки. Перші чотири індикатори розташовані в середній частині балки, де є чистий вигин. Ще 6 індикаторів у зонах передачі навантаження. База вимірів деформацій усіх індикаторів — 24 см.

Програмою випробувань передбачено дослідження серії балок із різним характером ушкоджень. Варіювалася зона пошкодження (розтягнута та стиснута), геометрія зони пошкодження та спосіб посилення.

2.2. Виготовлення, підготовка та випробування зразків матеріалів

Усі дослідження проводились на базі лабораторій кафедри будівельної механіки та кафедри опору матеріалів Одеської державної академії будівництва та архітектури (сумісно з к.т.н., доцентом Неутовим С.П.).

Досліджувані зразки балок були розподілені на три групи (рис. 2.9): I група — ЗБП1, ЗБП2, ЗБП3; II група — ЗБП4, ЗБП5; III група — ЗБП6. У першій групі пошкоджено стиснуту зону, у другій та третій — розтягнуту. Зразки кожної групи з відповідним пошкодженням виготовлялися одночасно, і додатково до кожної групи додавалася непошкоджена балка: ЗБІ, ЗБІІ, ЗБІІІ. Крім того, виготовлялися призми та куби з метою визначення фізико-механічних властивостей матеріалу цих зразків.

Для виготовлення зразків матеріалу при замішуванні бетонної маси рівномірно додавалася фібра, загальний обсяг якої становив 2% обсягу самого виробу. У ході попередніх досліджень було визначено оптимальний

обсяг фібри для застосування у непошкоджених конструкціях, що становив 1%, але для посилення пошкодженої конструкції він був збільшений вдвічі. Випробування проводилися на призмах та кубах, розмірами $100 \times 100 \times 400$ мм та $100 \times 100 \times 100$ мм відповідно, витриманих 28 діб. Призми та куби зроблено відповідно до нормативних документів [137, 138]. Для кожної групи виготовлено по 2 комплекти призм (ПБ1-І, ПБ2-І, ..., ПБ6-І; ПБ1-ІІ, ПБ2-ІІ, ..., ПБ6-ІІ; ПБ1-ІІІ, ПБ2-ІІІ, ..., ПБ6-ІІІ) та кубиків (КБ1-І, КБ2-І, ..., КБ6-І; КБ1-ІІ, КБ2-ІІ, ..., КБ6-ІІ; КБ1-ІІІ, КБ2-ІІІ, ..., КБ6-ІІІ) із звичайного бетону (з розмірами великого заповнювача до 10 мм) класу С20/25 та з анкерною сталеву фіброю (призми ПФБ1-І, ПФБ2-І, ..., ПФБ6-І; ПФБ1-ІІ, ПФБ2-ІІ, ..., ПФБ6-ІІ; ПФБ1-ІІІ, ПФБ2-ІІІ, ..., ПФБ6-ІІІ та кубики КФБ1-І, КФБ2-І, ..., КФБ6-І; КФБ1-ІІ, КФБ2-ІІ, ..., КФБ6-ІІ; КФБ1-ІІІ, КФБ2-ІІІ, ..., КФБ6-ІІІ). Таким чином, кожний комплект складався із шести зразків.

Випробування та визначення фізико-механічних властивостей цих зразків в кожній групі було здійснено за одну добу до початку випробування балок за допомогою гідравлічного пресу УВМ-50 на кафедрі будівельної механіки Одеської державної академії будівництва та архітектури (рис. 2.2).

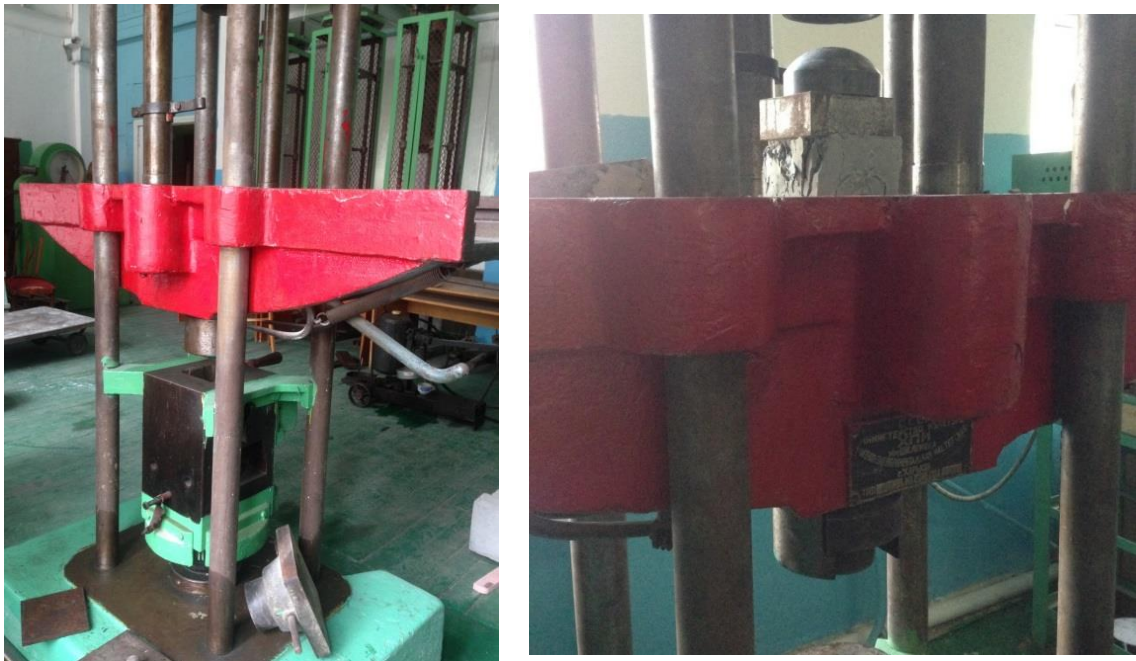


Рис. 2.2. Випробування зразка на пресі УВМ-50

Кубикова міцність визначалася за виразом

$$f_{ck.cube} = \frac{F_{max}}{A_{cube}}, \quad (2.1)$$

де F_{max} — руйнуюче навантаження, кН; A_{cube} — площа перерізу кубика, м².

Значення призмової міцності знаходилося за виразом

$$f_{ck.prism} = \frac{F_{max}}{A_{prism}}, \quad (2.2)$$

де F_{max} — руйнуюче навантаження, кН; A_{prism} — площа перерізу призми, м².

Визначення початкового модуля пружності бетону виконувалося за виразом

$$E_{cm} = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i}, \quad (2.3)$$

де σ_i — напруження в бетоні; ε_i — відповідний приріст відносної повздовжньої деформації до відповідного рівня навантаження, яке складає 30% від руйнівного.

Напруження в бетоні

$$\sigma_i = \frac{N_i}{A}, \quad (2.4)$$

де N_i — відповідний приріст навантаження до рівня, який складає 30% від руйнівного; A — середня площа перерізу контрольного зразка, м².

Для вимірювання деформацій на двох паралельних гранях призм використовувались індикатори годинникового типу ПГ-10. Навантаження на призми передавалося ступенями рівними 1/10 від очікуваного руйнуючого (яке визначалася за результатами випробувань зразків кубів з перехідним коефіцієнтом міцності 0,75) з витримкою від 4 до 5 хвилин та реєструванням показників приладів на початку та кінці витримки кожного ступеню.

Згідно вимог норм для визначення фізико-механічних властивостей арматурних стержнів було випробувано 3 зразки арматури проєктного класу А400С Ø 12 мм. Випробування арматури на розтяг відбувалось на кафедрі

будівельної механіки Одеської державної академії будівництва та архітектури на розривній машині ГРМ-2.

Площа поперечного перерізу стрижня:

$$A = \frac{ml}{\gamma}, \quad (2.5)$$

де m — вага стрижня; $\gamma = 7800 \text{ кг/м}^3$ — питома вага сталі; l — довжина стрижня.

Міцність на границі текучості:

$$f_{yd} = \frac{F_T}{A}, \quad (2.6)$$

де F_T — навантаження на межі текучості.

Тимчасовий опір розтягу:

$$f_u = \frac{F_{\max}}{A}, \quad (2.7)$$

де F_{\max} — руйнуюче навантаження, кН.

Був також визначений модуль пружності E_s та відносне видовження δ .

Загальний вигляд кубиків після випробувань показаний на рис. 2.3, а призми після випробувань — на рис. 2.4.

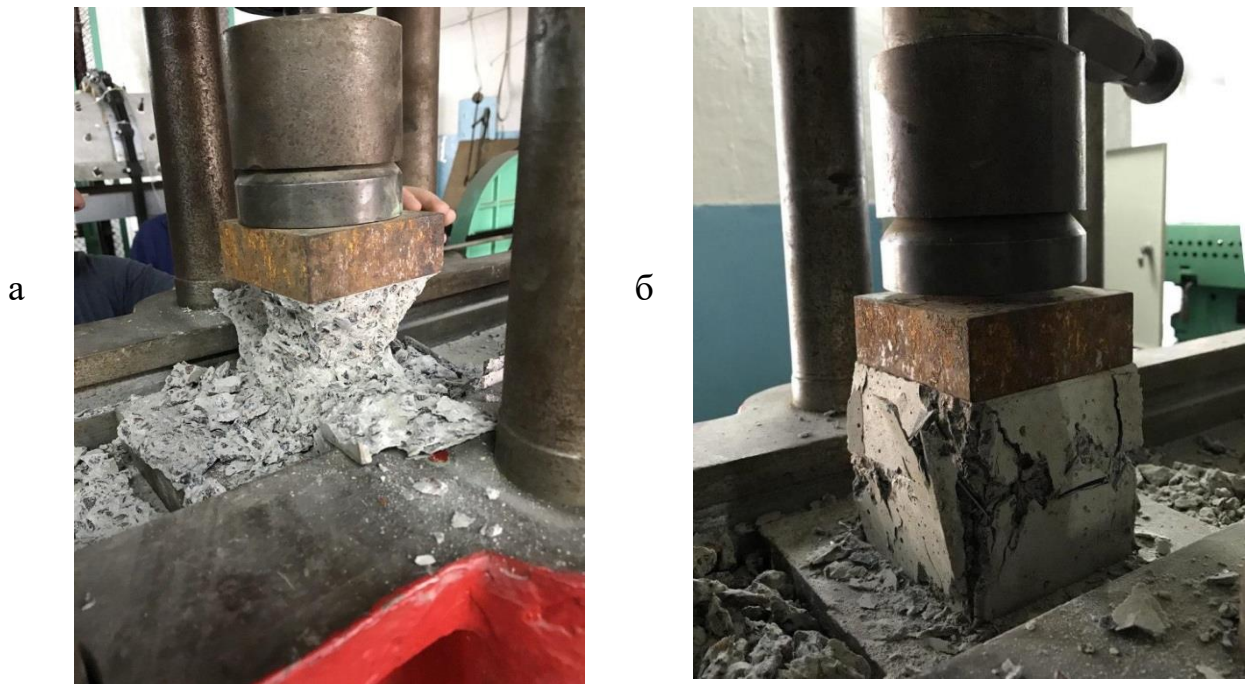


Рис. 2.3. Кубики після випробувань: а — без фібри; б — з фіброю

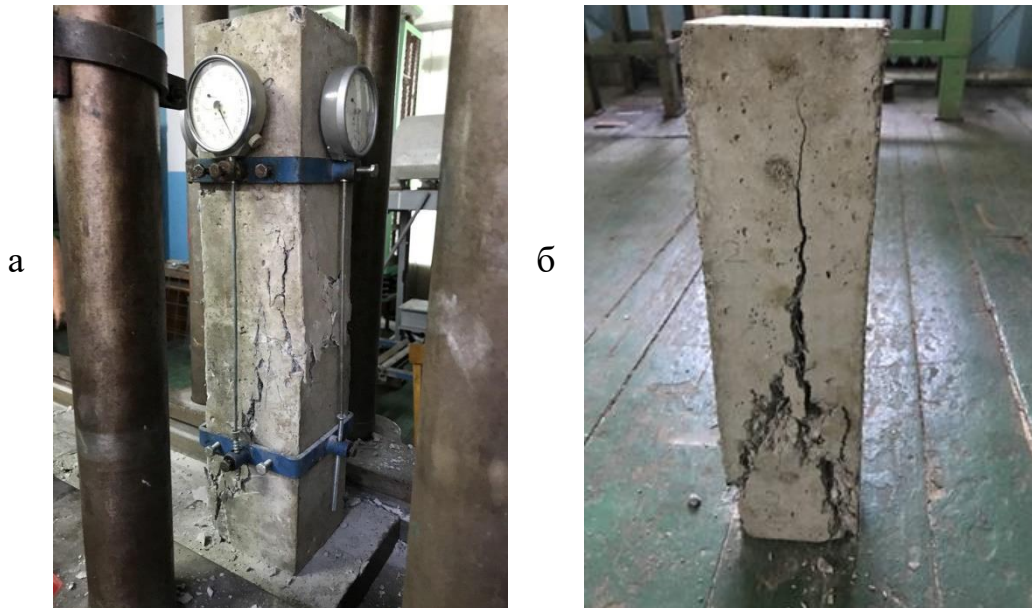


Рис. 2.4. Призми після випробувань: а — без фібри; б — з фіброю

Результати випробувань кубиків з бетону та фібробетону наведені у табл. 2.1, а результати випробувань призм з бетону та фібробетону наведені у табл. 2.2.

Обробка експериментальних даних дозволила встановити середню кубикову та призмову міцність на стиск по кожній групі зразків.

Для бетону:

$$\text{I група: } f_{cm,cube} = 30,5 \text{ МПа}; f_{cm,prism} = 23,5 \text{ МПа} .$$

$$\text{II група: } f_{cm,cube} = 30,7 \text{ МПа}; f_{cm,prism} = 23,8 \text{ МПа} . \quad (2.8)$$

$$\text{III група: } f_{cm,cube} = 30,6 \text{ МПа}; f_{cm,prism} = 23,2 \text{ МПа} .$$

Для фібробетону:

$$\text{I група: } f_{cm,cube} = 35,2 \text{ МПа}; f_{cm,prism} = 27,2 \text{ МПа} .$$

$$\text{II група: } f_{cm,cube} = 35,35 \text{ МПа}; f_{cm,prism} = 27,6 \text{ МПа} . \quad (2.9)$$

$$\text{III група: } f_{cm,cube} = 35,4 \text{ МПа}; f_{cm,prism} = 27,4 \text{ МПа} .$$

Нескладний аналіз отриманих даних свідчить про те, що кубикова та призмova міцність незначно відрізняється в усіх трьох досліджуваних групах зразків, а чисельне значення міцності відповідає стандартному класу бетону на стиск С20/25.

Таблиця 2.1

Кубики з бетону та фібробетону

Група	Зразок з бетону	Границя міцності, МПа		Зразок з фібробетону	Границя міцності, МПа	
		Зразку	Середня		Зразку	Середня
I	КБ1-I	29,6	30,5	КФБ1-I	35,8	35,2
	КБ2-I	31,0		КФБ2-I	35,5	
	КБ3-I	30,4		КФБ3-I	34,8	
	КБ4-I	30,0		КФБ4-I	34,7	
	КБ5-I	30,5		КФБ5-I	35,2	
	КБ6-I	30,5		КФБ6-I	35,2	
II	КБ1-II	30,6	30,7	КФБ1-II	35,8	35,35
	КБ2-II	31,0		КФБ2-II	35,5	
	КБ3-II	30,4		КФБ3-II	35,7	
	КБ4-II	30,4		КФБ4-II	34,7	
	КБ5-II	30,8		КФБ5-II	35,2	
	КБ6-II	31,0		КФБ6-II	35,2	
III	КБ1-III	30,8	30,6	КФБ1-III	35,3	35,4
	КБ2-III	30,4		КФБ2-III	35,5	
	КБ3-III	30,6		КФБ3-III	35,4	
	КБ4-III	30,5		КФБ4-III	35,1	
	КБ5-III	30,6		КФБ5-III	35,6	
	КБ6-III	30,7		КФБ6-III	35,5	

Надалі у розрахунках та комп'ютерному моделюванні для кожної групи пошкоджених балок були використовувані окремі значення (2.8) та (2.9). За результатами проведення досліджень трьох арматурних стрижнів, відібраних з партії, з якої виготовлялися каркаси, були визначені характеристики

робочої повздовжньої арматури класу А 400 С, а саме: діаметр $\varnothing = 12$ мм, межа плинності $f_{yd} = 410,0$ МПа, тимчасовий опір розтягненню $f_u = 510,0$ МПа, відносне видовження після розриву $\delta = 14\%$, модуль пружності $E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа.

Таблиця 2.2

Призми з бетону та фібробетону

Група	Зразок з бетону	Границя міцності, МПа		Зразок з фібробетону	Границя міцності, МПа	
		Зразку	Середня		Зразку	Середня
I	ПБ1-I	23,5	23,5	ПФБ1-I	27,4	27,2
	ПБ2-I	23,4		ПФБ2-I	27,3	
	ПБ3-I	23,6		ПФБ3-I	27,1	
	ПБ4-I	23,5		ПФБ4-I	26,9	
	ПБ5-I	23,4		ПФБ5-I	27,3	
	ПБ6-I	23,6		ПФБ6-I	27,2	
II	ПБ1-II	23,9	23,8	ПФБ1-II	27,8	27,6
	ПБ2-II	23,6		ПФБ2-II	27,5	
	ПБ3-II	23,8		ПФБ3-II	27,7	
	ПБ4-II	23,7		ПФБ4-II	27,7	
	ПБ5-II	24,0		ПФБ5-II	27,3	
	ПБ6-II	23,8		ПФБ6-II	27,5	
III	ПБ1-III	23,0	23,2	ПФБ1-III	27,3	27,4
	ПБ2-III	23,0		ПФБ2-III	27,5	
	ПБ3-III	23,0		ПФБ3-III	27,4	
	ПБ4-III	23,5		ПФБ4-III	27,1	
	ПБ5-III	23,2		ПФБ5-III	27,6	
	ПБ6-III	23,5		ПФБ6-III	27,5	

За результатами експериментальних досліджень призм побудовано діаграму деформування бетону (рис. 2.5), характер зміни відносних лінійних деформацій фібробетону (рис. 2.6), а також графіки, що відображують порівняння характеру деформування бетону та фібробетону (рис. 2.7).

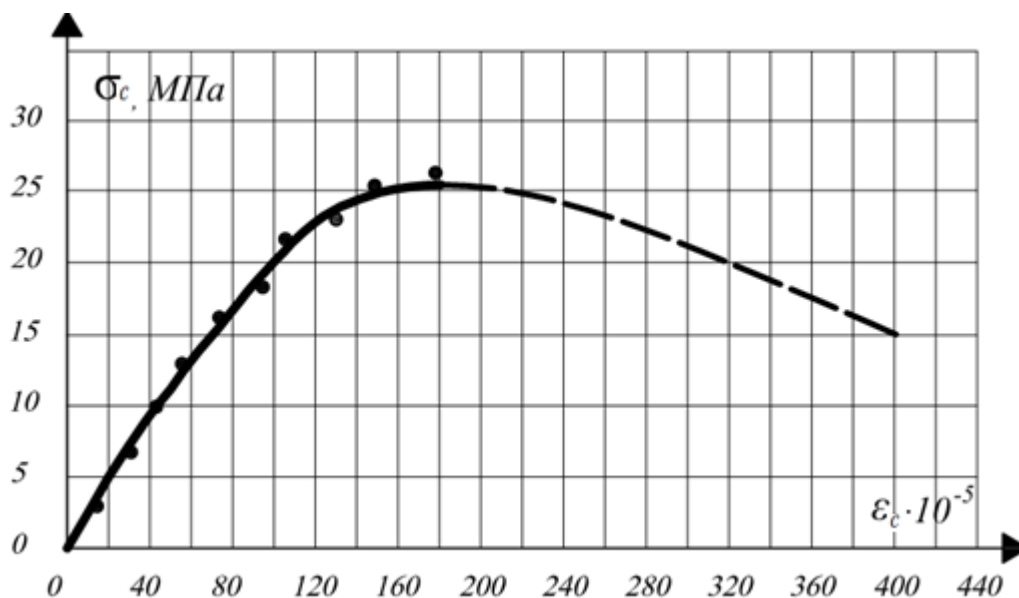


Рис. 2.5. Залежність $\sigma_c - \varepsilon_c$ для бетону класу C20/25

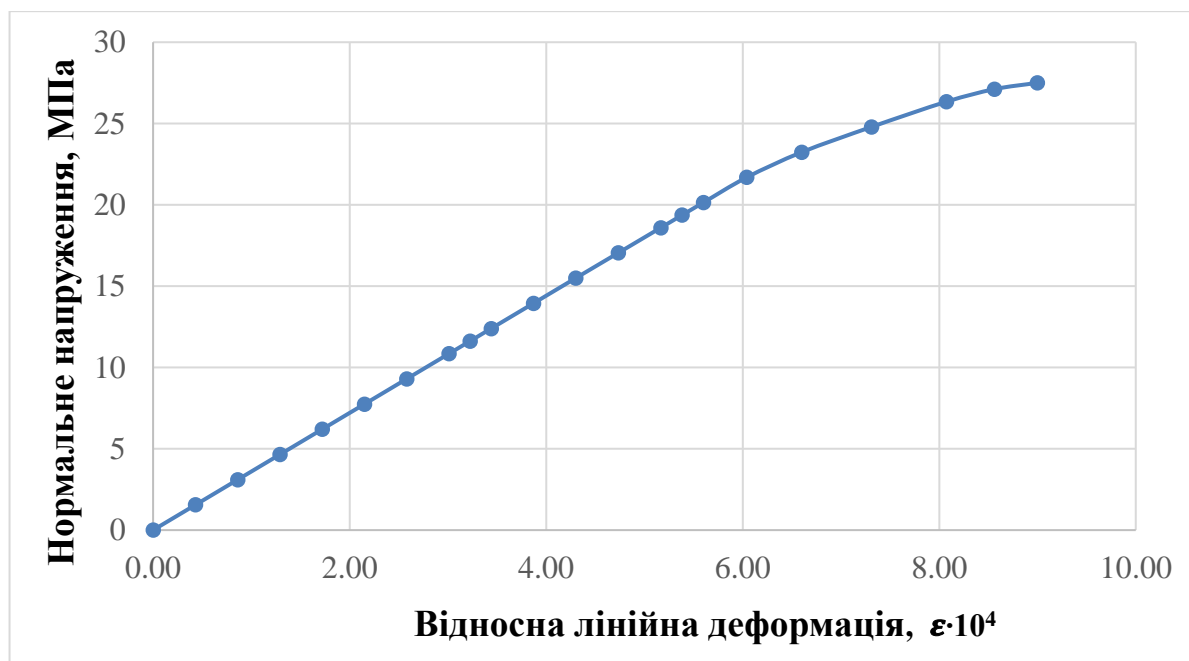


Рис. 2.6. Діаграма деформування фібробетону

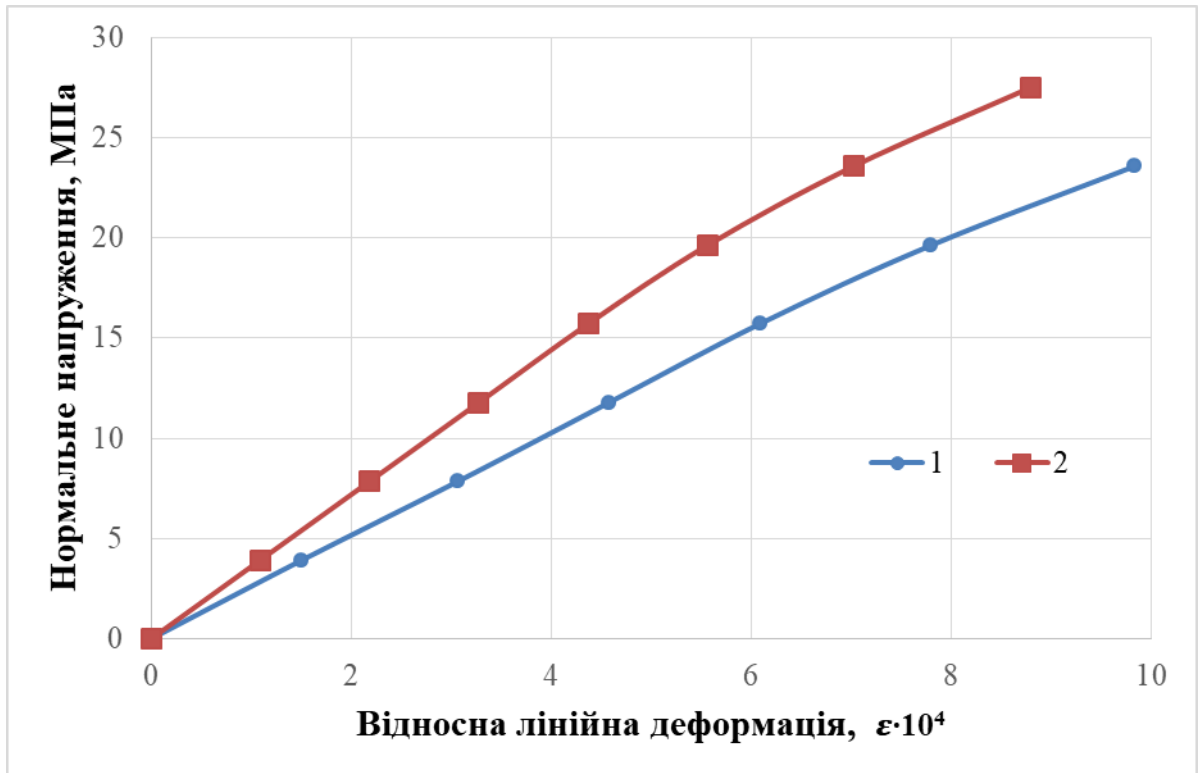


Рис. 2.7. Порівняння характеру деформування бетону (1) та фібробетону (2)

Випробування зразків матеріалів показали, що введення до складу бетону сталевих фібрових волокон у кількості 2 % за обсягом збільшує межу міцності на стиск на 15,3%.

Початковий модуль пружності фібробетону означеної суміші на 38,0% вище, ніж у звичайного бетону такого складу.

Співвідношення між деформаціями бетонного та сталеві фібробетонного зразків за даними тензодатчиків та індикаторів виявилися приблизно однаковими, що дозволяє з достатньою точністю визначити не тільки деформації, але й характеристики даних матеріалів. Початковий модуль пружності при введенні в суміш сталевих фібрових волокон зріс, що зумовило зниження деформативності матеріалу, а це дуже важливо при розрахунках другого граничного стану. Коефіцієнт Пуассона при тому змінився несуттєво. Повна абсолютна деформація сталеві фібробетонного зразка склала 71% від аналогічної деформації бетонної призми при однаковому навантаженні, близькому до руйнівного. Цей факт дозволяє прогнозувати зниження значень прогинів та ширини розкриття тріщин у конструкціях, виконаних із

сталевібробетону щодо залізобетонних конструкцій. З отриманих результатів випливає, що характеристики міцності сталевібробетону вище, ніж бетону аналогічного складу. Останнє дозволяє збільшити несучу здатність сталевібробетонних конструкцій щодо бетонних при однакових розмірах.

Також спостерігається важлива відмінність у характері руйнування випробуваних кубів і призм. Якщо бетонний зразок руйнувався за класичним сценарієм, тобто було характерне крихке руйнування з розколюванням на частини, то зразок зі сталевібробетону не змінив геометричної форми і після вичерпання своєї несучої здатності. Єдина помітна відмінність до та після випробування – наявність тріщин та збільшення ребра зразка у напрямку, перпендикулярному площині дії навантаження. У місцях розтріскування видно часткове висмикування фібри з бетонної матриці.

2.3. Виготовлення, підготовка та випробування зразків балок

Дослідження проводили на балках прямокутного перерізу розмірами 200x120мм, армованих двома вертикальними каркасами (рис. 2.8). Нижня поздовжня арматура – А400Ø12мм, верхня – А400Ø8мм. Для поперечного армування використовували стрижні А240Ø6мм із кроком 87,5 мм. У зоні прольоту зрізу поперечне армування виконане стрижнями А240Ø4мм. Довжина прольоту зрізу $2h_0$. Робоча висота перерізу 170мм.

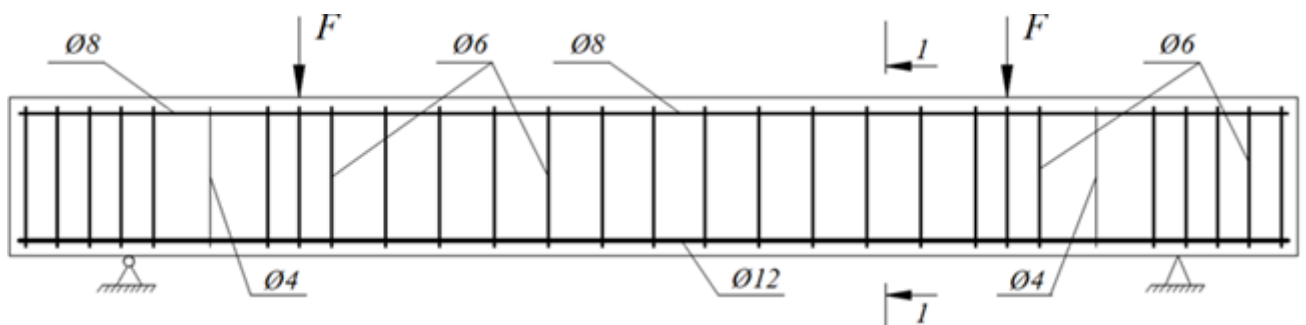


Рис. 2.8. Схема армування

В усіх випадках навантаження було симетричним, а сили прикладені на відстані 60 см від краю балки; опори розташовані на 5 см від краю. Таким чином, зона чистого вигину складає 80 см.

Зразки пошкоджених балок з різними пошкодженнями, підсилені різними способами та досліджені в роботі, представлені на рис. 2.9.

При виготовленні бетонної суміші використовували цемент марки М400 (виробництва ТОВ «Одеський цементний завод»), пісок з кар'єру у Вознесенському районі (модуль крупності піску становить 2,5; наявність глинистих, мулистих часток — 1%) та щебінь гранітний (фракція 5-10 мм).

Марка зразка	Схема пошкодження
ЗБП1	
ЗБП2	
ЗБП3	
ЗБП4	
ЗБП5	
ЗБП6	

Рис. 2.9. Схеми і характер пошкоджень у досліджуваних балках

Укладка суміші відбувалась безперервно, послідовно в одному напрямі та однакової висоти в усіх зразках. Для якісного ущільнення бетонної суміші, щоб бетон заповнив увесь простір без пор і пустот, був використаний глибинний вібратор STARK SW200 з діаметром наконечнику 35 мм. Вібрування відбувалось до повного припинення виділення пазирів повітря, осідання суміші та появи цементного молока на поверхні. Одразу після бетонування зразки покривались поліетиленовою плівкою.

Протягом наступних 7 діб було забезпечено сприятливі умови для твердіння бетону: проводилося зволоження поверхні бетону шляхом розпилення необхідної кількості води та укривання зразків від висихання.

Перед бетонуванням у зоні запланованого пошкодження встановлювався пінопластовий вкладиш, форма та розміри якого відповідали запланованому пошкодженню. Після набору бетоном 70% марочної міцності вкладиш витягувався, а порожнина, що утворилася, заповнювалася 2% сумішшю з фібробетону. Через десять днів після бетонування отримані зразки балок видалялися з опалубки і вручну очищалися від пінопласту, за допомогою якого змодельовані пошкодження.

Загальний вигляд деяких пошкоджених балок показаний на рис. 2.10.



Рис. 2.10. Пошкодження балок у стиснутій та розтягнутій зонах

До і після витримки записували показники приладів на кожному ступені навантаження. Фіксувались моменти появи тріщин, ширина їх розкриття, характер руйнування зразка, виконувались відповідні ескізи.

Конструкція універсальної силової установки з пристроями розрахована на створення двох вертикальних зосереджених сил з урахуванням пружної роботи всіх її елементів.

Для запобігання зминання бетону в місцях прикладання навантаження і опорних реакцій використовували розподільні пластини шириною 30мм, що мають достатню жорсткість для створення жорсткого смугастого рівномірно розподіленого навантаження.

При випробуваннях навантаження подавалося ступенями: до появи першої похилої тріщини — $(0,04...0,06)V_{ult}$, потім — по $(0,08...0,12)V_{ult}$ до розвитку гранично допустимих прогинів і, нарешті, — по $(0,04 ... 0,06)V_{ult}$ до руйнування. Кожна ступінь закінчувалася витримкою тривалістю 15 хвилин із фіксацією всіх необхідних параметрів.

Як несучу здатність балок приймалося максимальне навантаження, яке прикладалося до зразка в процесі випробування (максимум на кривій деформування).

У процесі випробувань залізобетонних балок фіксували навантаження, що прикладається до зразка та деформації певних волокон, при яких з'являлися (закривалися) тріщини, відстежувалася зміна ширини їх розкриття та висота.

Вертикальні переміщення зразків вимірювали посередині прольоту, під зосередженими силами і на опорах за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,01мм, встановлених на виносних консолях, прикріплених до замкнених металевих рамок, встановлених на тілі балок. Посередині балки її прогини вимірювали за допомогою прогиноміра Аістова.

Ширина розкриття похилих і нормальних тріщин визначалася за допомогою мікроскопа марки МПБ-2 (рис. 2.11) з ціною поділки 0,05мм. Ширину розкриття нормальних тріщин заміряли на рівні розташування

нижньої розтягнутої арматури, а похилих тріщин — в прольоті зрізу в місці, де вона візуально здавалася найбільшою.



Рис. 2.11. Мікроскоп МПБ-2

Зразки випробовували за схемою статичної одно прогінної вільно обпертої балки, завантаженої двома зосередженими силами. Площина дії зовнішнього навантаження проходила через геометричні центри ваги перерізів.

Дослідні зразки балок випробовували на дію одноразового короткочасного ступінчасто зростаючого навантаження до руйнування або досягнення граничного стану, коли ширина розкриття похилих тріщин і стріла прогинів перевищували допустимі значення ($w_k > 0,8$ мм; $f \geq l/150$). Критеріями руйнування дослідних зразків було також досягнення граничних значень деформацій в бетоні або арматурі, надмірно велике розкриття похилих або нормальних тріщин, істотне збільшення стріли прогину балки-зразка, відсутність збільшення або падіння показів манометра насосної станції силової установки.

2.4. Висновки за розділом

1. Для досягнення поставленої мети дослідження розроблено спеціальний стенд, конструкція якого за допомогою гідравлічного домкрата і металевої траверси передає на балку дві рівні зосереджені сили, що створює плоско-поперечний вигин навантаження випробовуваної балки.

2. Виконано планування експерименту, програмою якого передбачено дослідження серії балок із різним характером ушкоджень. Варіювалася зона пошкодження (розтягнута та стиснута), геометрія зони пошкодження та спосіб посилення. Виготовлена серія моделей залізобетонних балок з ушкодженнями.

3. Випробувані тестові куби і призми для контролю міцності бетону і фібробетону та інших їх характеристик. Встановлено, що чисельне значення міцності відповідає стандартному класу бетону на стиск С20/25.

4. Випробування зразків матеріалів показали, що введення до складу бетону сталевих фібрових волокон у кількості 2 % за обсягом збільшує межу міцності на стиск на 15,3%. Початковий модуль пружності фібробетону означеної суміші на 38,0% вище, ніж у звичайного бетону такого складу. Коефіцієнт Пуассона при тому змінився несуттєво. Повна абсолютна деформація сталевих фібробетонного зразка склала 71% від аналогічної деформації бетонної призми при однаковому навантаженні, близькому до руйнівного.

РОЗДІЛ 3

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ТА ТРИЩИНОСТІЙКІСТЬ БАЛОК, ПОСИЛЕНИХ ФІБРОБЕТОНОМ

3.1. Теоретична та експериментальна несуча здатність

3.1.1. Теоретична несуча здатність залізобетонних балок

Алгоритм визначення теоретичного значення несучої здатності залізобетонної балки без ушкоджень добре відомий. Він відображений у нормативних документах [1, 2, 138] та у численних публікаціях на цю тему [139-143].

Однак тут є різні підходи. Розглянемо деякі із них.

Варіант I. В основі першого підходу лежать норми [138], застосовувані у різних країнах. Розрахункові характеристики арматури та бетону [1]:

$$R_b = 14,5 \text{ МПа}, R_s = 415 \text{ МПа}, R'_{sc} = 360 \text{ МПа}.$$

Товщина захисного шару бетону $a = a' = 1,8$ см. Максимальний згинальний момент для схеми навантаження, що розглядається, виникає на відстані 55 см від опори.

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{0,002075}{0,0035}} = 0,502,$$

де

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{415}{2,1 \cdot 10^5} = 0,002075; \varepsilon_{b,util} = 0,0035.$$

Відносна висота стиснутої зони бетону без урахування стиснутої арматури ($A'_s = 0$):

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{41,5 \cdot 2,26}{1,45 \cdot 12} = 5,39 \text{ см.}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{5,39}{17,6} = 0,3063 < \xi_R = 0,502.$$

Для елементів прямокутного перерізу, що згинаються, з симетричним армуванням при виконанні нерівності $\xi \leq \xi_R$ граничний згинальний момент визначаємо за формулою

$$M'_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{cs} A'_s (h_0 - a') = 1,45 \cdot 12 \cdot 5,39 \cdot (17,6 - 0,5 \cdot 5,39) + 36,0 \cdot 1,0 \cdot (17,6 - 1,8) = 2054 \text{кН} \cdot \text{см} = 20,54 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

За вирахуванням згинального моменту, що створюється власною вагою балки в середині прольоту, отримуємо несучу здатність балки:

$$M_{ult} = M'_{ult} - \frac{q_{ce} l^2}{8} = 20,54 - \frac{2,5 \cdot 0,12 \cdot 0,2 \cdot 1,9^2}{8} = 20,24 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Інші підходи розглядаються багатьма дослідниками, наприклад, авторами роботи [139], де наводяться три різні варіанти розрахунку, відмінність яких обумовлена типом спрощеної діаграми деформування бетону «напруження-деформації».

За табл. 3.1 [138] деформаційні і міцнісні характеристики бетону С25/30 складають:

- гранична розрахункова відносна деформація бетону:

$$\varepsilon_{cu3} = 3,50\% ;$$

- розрахункова відносна деформація бетону, яка відповідає пружній роботі бетонного каменю:

$$\varepsilon_{c3} = 1,75\% ;$$

- величина розрахункової міцності бетону на стиск:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 25}{1,5} = 16,7 \text{МПа} ,$$

де $\alpha_{cc} = 1$ — коефіцієнт, що враховує вплив на міцність при стиску тривалості впливів та несприятливих впливів, що викликані способом прикладання навантаження; $\gamma_c = 1,5$ — коефіцієнт надійності для бетону.

З табл. 2.1 ДБН В.2.6-98:2009 [1] виписуємо коефіцієнт надійності для арматури А400С: $\gamma_s = 1,1$.

З ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [2] виписуємо міцнісні та деформаційні характеристики арматури:

– межа текучості:

$$f_{yk} = 400 \text{ МПа};$$

– модуль пружності:

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Приймаємо величину захисного шару бетону:

$$a_s = 1,8 \text{ см}.$$

Обчислюємо робочу висоту перерізу

$$z_s = h - a_s - 0,5d_s = 200 - 18 - 6 = 176 \text{ мм}.$$

Подальший розрахунок буде обумовлений типом спрощеної діаграми деформування бетону «напруження-деформації». Виходячи з цього, розглянемо ще три варіанти.

Варіант II. Дволінійна діаграма (рис. 3.1).

Визначаємо коефіцієнт пластичності бетону λ за дволінійною діаграмою «напруження-деформації»:

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu3}} = \frac{(3,50 - 1,75)10^{-3}}{10^{-3} \cdot 3,50} = 0,5.$$

Обчислюємо граничну висоту стиснутої зони бетону:

$$x_{lu} = \frac{z_s \cdot \varepsilon_{cu3}}{\frac{f_{yd}}{E_s} \cdot 10^3 + \varepsilon_{cu3}} = \frac{176 \cdot 3,50}{\frac{363,6}{2,1 \cdot 10^5} \cdot 10^3 + 3,50} = 117,75 \text{ мм}.$$

де

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,1} = 363,6 \text{ МПа}.$$

Запишемо деформаційне рівняння для перерізу з подвійним армуванням:

$$\frac{\varepsilon_c}{x_1} = \frac{\varepsilon_s'}{x_1 - a_s'} = \frac{\varepsilon_s}{z_s - x_1}.$$

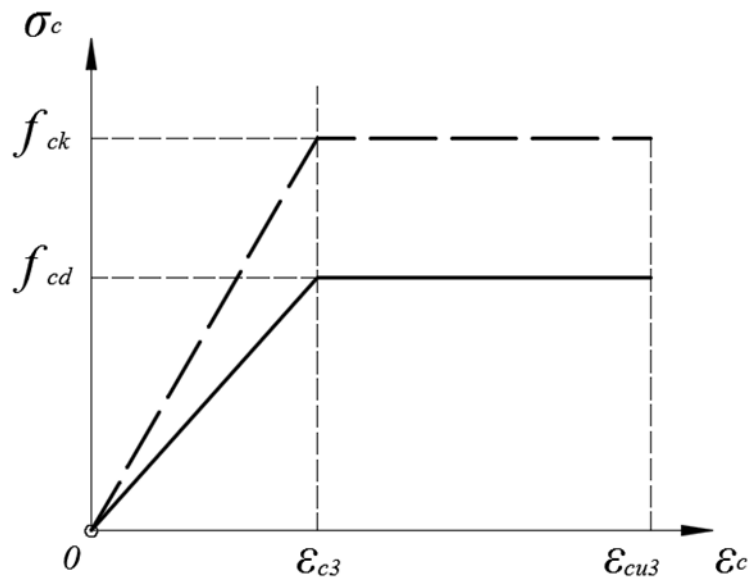


Рис. 3.1. Дволінійна діаграма «напруження-деформації»

Визначаємо відносні деформації у стиснутій арматурі, враховуючи, що для раціонально армованого перерізу $x_1 = x_{1u}$, призначивши товщину захисного шару для стиснутої арматури $a'_s = 18$ мм:

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu3} \cdot (x_{1u} - a'_s)}{x_{1u}} = \frac{3,50 \cdot (117,75 - 18) \cdot 10^{-3}}{117,75} = 2,965 \cdot 10^{-3}.$$

Напруження в стиснутій арматурі:

$$\sigma_{sc} = \varepsilon'_s \cdot E_s = 2,965 \cdot 10^{-3} \cdot 2,1 \cdot 10^5 = 622,64 \text{ МПа.}$$

Граничні напруження в стиснутій арматурі:

$$\sigma_{sc,u} = f'_{yd} = f_{yd} = 363,6 < 622,64 \text{ МПа.}$$

В подальшому розрахунку приймаємо:

$$\sigma_{sc} = f'_{yd} = f_{yd} = 363,6 \text{ МПа.}$$

Визначаємо долю зусилля, яка може бути сприйнята бетоном в граничному стані:

$$F_{c1} = \frac{(\lambda + 1) \cdot x_{1u} \cdot b \cdot f_{cd}}{2} = \frac{(0,5 + 1) \cdot 117,75 \cdot 120 \cdot 16,7 \cdot 10^{-3}}{2} = 176,98 \text{ кН.}$$

Визначаємо долю зусилля, яке може бути сприйняте стиснутою арматурою в граничному стані

$$F_{sc} = f'_{yd} \cdot A'_s = 363,6 \cdot 10^3 \cdot 1,0 \cdot 10^{-4} = 36,56 \text{ кН.}$$

Обчислюємо загальну граничну несучу здатність стиснутої частини перерізу

$$F_{stress} = F_{cl} + F_{sc} = 176,98 + 36,56 = 213,54 \text{ кН.}$$

Визначаємо долю зусилля, яке може бути сприйняте розтягнутою арматурою в граничному стані:

$$F_{st} = f_{yd} \cdot A_s = 363,6 \cdot 10^3 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4} = 82,17 \text{ кН.}$$

Уточнюємо висоту стиснутої зони бетону з умови рівноваги перерізу:

$$x_1 = \frac{2 \cdot (F_{st} - F_{sc})}{(\lambda + 1) \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{2(82,17 - 36,56) \cdot 10^3}{(0,5 + 1) \cdot 120 \cdot 16,7} = 30,35 \text{ мм.}$$

Плече від рівнодійної бетону F_c до крайнього стиснутого волокна a_c :

$$a_{c1} = \frac{x_1}{3 \cdot (\lambda + 1)} (\lambda^2 + \lambda + 1) = \frac{30,35}{3(0,5 + 1)} (0,5^2 + 0,5 + 1) = 11,8 \text{ мм.}$$

Несуча здатність перерізу:

$$\begin{aligned} M_{ult} &= F_{sc} \cdot (z_s - a_s) + F_{cl} \cdot (z_s - a_{c1}) = \\ &= 36,56 \cdot (0,176 - 0,018) + 176,98 \cdot (0,176 - 0,0118) = 34,84 \text{ кН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

Варіант III. Параболічне-прямокутна діаграма (рис. 3.2).

Визначаємо центр ваги криволінійної трапеції:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (3.1)$$

для інтервалу значень відносних деформацій бетону $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$, та

$$\sigma_c = f_{cd} \quad (3.2)$$

для інтервалу значень відносних деформацій бетону $\varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$.

Знаходження площі та центру ваги криволінійної трапеції пов'язано із інтегруванням. Спочатку знайдемо площу криволінійної трапеції.

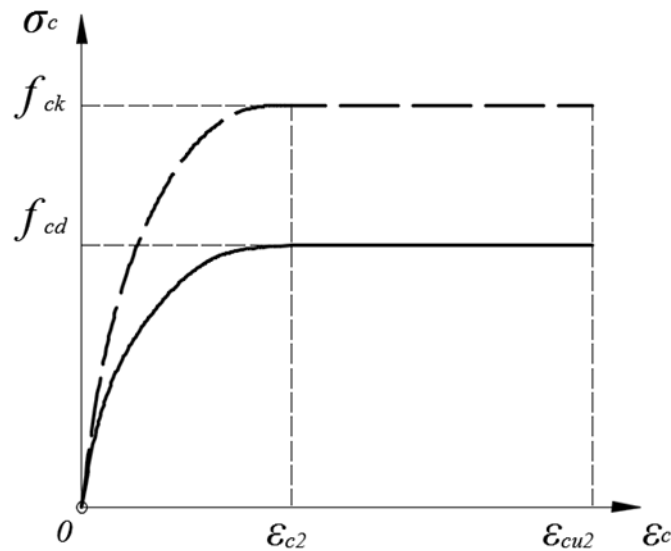


Рис. 3.2. Параболічне-прямокутна діаграма «напруження-деформації»

Розіб'ємо площу криволінійної трапеції на дві частини — параболічну S_1 , обмежену по довжині від нуля до ε_{c2} з абсцисою центра ваги x_{c1} , та прямокутну S_2 , обмежену по довжині від ε_{c2} до ε_{cu2} з абсцисою центра ваги x_{c2} , та знайдемо окремо площу та центр ваги кожної з них:

$$\begin{aligned}
 S_1 &= \int_0^{\varepsilon_{c2}} f_{cd} \left(1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^2\right) d\varepsilon_c = f_{cd} \int_0^{\varepsilon_{c2}} \left(1 - \left(1 - 2\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} + \frac{\varepsilon_c^2}{\varepsilon_{c2}^2}\right)\right) d\varepsilon_c = f_{cd} \int_0^{\varepsilon_{c2}} \left(2\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} - \frac{\varepsilon_c^2}{\varepsilon_{c2}^2}\right) d\varepsilon_c = \\
 &= \frac{f_{cd}}{\varepsilon_{c2}} \int_0^{\varepsilon_{c2}} \left(2\varepsilon_c - \frac{\varepsilon_c^2}{\varepsilon_{c2}}\right) d\varepsilon_c = \frac{f_{cd}}{\varepsilon_{c2}} \left(\int_0^{\varepsilon_{c2}} 2\varepsilon_c d\varepsilon_c - \int_0^{\varepsilon_{c2}} \frac{\varepsilon_c^2}{\varepsilon_{c2}} d\varepsilon_c\right) = \frac{f_{cd}}{\varepsilon_{c2}} \left(\varepsilon_c^2 \Big|_0^{\varepsilon_{c2}} - \frac{1}{\varepsilon_{c2}} \cdot \frac{\varepsilon_c^3}{3} \Big|_0^{\varepsilon_{c2}}\right) = \\
 &= \frac{f_{cd}}{\varepsilon_{c2}} \cdot \left(\varepsilon_{c2}^2 - \frac{1}{3\varepsilon_{c2}} \cdot \varepsilon_{c2}^3\right) = \frac{2}{3} \cdot f_{cd} \cdot \varepsilon_{c2};
 \end{aligned}$$

$$S_2 = f_{cd} \cdot (\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2});$$

$$S_{\text{заг}} = S_1 + S_2 = \frac{2}{3} \cdot f_{cd} \cdot \varepsilon_{c2} + f_{cd} \cdot (\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2}) = f_{cd} \cdot \left(\varepsilon_{cu2} - \frac{1}{3}\varepsilon_{c2}\right).$$

Центр ваги перерізу:

$$x_{c1} = \frac{\int_a^b xy dx}{S} = \frac{\int_0^{\varepsilon_{c2}} \varepsilon_c \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^2\right) d\varepsilon_c}{\frac{2}{3} \cdot f_{cd} \cdot \varepsilon_{c2}} = \frac{f_{cd} \cdot \frac{1}{\varepsilon_{c2}} \int_0^{\varepsilon_{c2}} \left(2\varepsilon_c^2 - \frac{\varepsilon_c^3}{\varepsilon_{c2}}\right) d\varepsilon_c}{\frac{2}{3} \cdot f_{cd} \cdot \varepsilon_{c2}} =$$

$$= \frac{\frac{f_{cd}}{\varepsilon_{c2}} \cdot \left(2 \cdot \frac{\varepsilon_c^3}{3} \Big|_0^{\varepsilon_{c2}} - \frac{1}{\varepsilon_{c2}} \cdot \frac{\varepsilon_c^4}{4} \Big|_0^{\varepsilon_{c2}} \right)}{\frac{2}{3} \cdot f_{cd} \cdot \varepsilon_{c2}} = \frac{f_{cd} \left(\frac{2}{3} \varepsilon_{c2}^3 - \frac{1}{4} \cdot \varepsilon_{c2}^3 \right)}{\frac{2}{3} \cdot f_{cd} \cdot \varepsilon_{c2}} = \frac{5}{12} \cdot f_{cd} \cdot \varepsilon_{c2}^3 = \frac{5}{8} \cdot \varepsilon_{c2}^3;$$

$$x_{c2} = \varepsilon_{c2} + \frac{1}{2} \cdot (\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2}).$$

Центр ваги всієї параболо-прямокутної фігури:

$$\begin{aligned} x_c &= \frac{S_1 \cdot x_{c1} + S_2 \cdot x_{c2}}{S_1 + S_2} = \frac{\frac{2}{3} f_{cd} \cdot \varepsilon_{c2} \cdot \frac{5}{8} \cdot \varepsilon_{c2} + f_{cd} \cdot (\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2}) \cdot \left(\varepsilon_{c2} + \frac{1}{2} \cdot (\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2}) \right)}{\frac{2}{3} \cdot f_{cd} \cdot \varepsilon_{c2} + f_{cd} \cdot (\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2})} = \\ &= \frac{\frac{5}{12} \cdot \varepsilon_{c2}^2 + (\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2}) \cdot \left(\varepsilon_{c2} + \frac{1}{2} \cdot (\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2}) \right)}{\frac{2}{3} \cdot \varepsilon_{c2} + (\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2})} = \frac{\frac{5}{12} \cdot \varepsilon_{c2}^2 + \frac{1}{2} \cdot (\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2}) \cdot (\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{c2})}{\varepsilon_{cu2} - \frac{1}{3} \cdot \varepsilon_{c2}} = \\ &= \frac{\frac{5}{12} \cdot \varepsilon_{c2}^2 + \frac{1}{2} \cdot (\varepsilon_{cu2}^2 - \varepsilon_{c2}^2)}{\varepsilon_{cu2} - \frac{1}{3} \cdot \varepsilon_{c2}} = \frac{\frac{1}{2} \cdot \varepsilon_{cu}^2 - \frac{1}{12} \cdot \varepsilon_{c2}^2}{\varepsilon_{cu2} - \frac{1}{3} \cdot \varepsilon_{c2}} = \frac{6 \cdot \varepsilon_{cu2}^2 - \varepsilon_{c2}^2}{12 \cdot \varepsilon_{cu2} - 4 \cdot \varepsilon_{c2}}. \end{aligned}$$

Доля зусилля, яка може бути сприйнята бетоном в граничному стані,

$$\begin{aligned} F_{c2} &= \frac{S_{заз} \cdot x_{лу} \cdot b}{\varepsilon_{cu2}} = \frac{f_{cd} \cdot \left(\varepsilon_{cu2} - \frac{1}{3} \varepsilon_{c2} \right) \cdot x_{лу} \cdot b}{\varepsilon_{cu2}} = \\ &= \frac{16,7 \cdot 10^{-3} \cdot \left(3,5 - \frac{1}{3} \cdot 2 \right) \cdot 117,75 \cdot 0,12}{10^{-3} \cdot 3,5} = 191,024 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Загальна гранична несуча здатність стиснутої частини перерізу:

$$F_{stress} = F_{c2} + F_{sc} = 191,024 + 36,56 = 227,58 \text{ кН}.$$

Уточнюємо висоту стиснутої зони бетону з умови рівноваги перерізу:

$$x_1 = \frac{(F_{st} - F_{sc}) \cdot \varepsilon_{cu2}}{\left(\varepsilon_{cu2} - \frac{1}{3} \varepsilon_{c2} \right) \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{(82,17 - 36,56) \cdot 3,5 \cdot 10^{-3}}{\left(3,5 - \frac{1}{2} \cdot 2 \right) \cdot 10^{-3} \cdot 0,12 \cdot 16,7} = 31,86 \text{ мм}.$$

Плече від рівнодійної бетону до крайнього стиснутого волокна:

$$a_{c2} = x_1 \cdot \frac{(\varepsilon_{cu2} - \frac{6 \cdot \varepsilon_{cu2}^2 - \varepsilon_{c2}^2}{12 \cdot \varepsilon_{cu2} - 4 \cdot \varepsilon_{c2}})}{\varepsilon_{cu2}} =$$

$$= 31,86 \cdot \frac{(3,5 \cdot 10^{-3} - \frac{6 \cdot (3,5 \cdot 10^{-3})^2 - (2 \cdot 10^{-3})^2}{12 \cdot 3,5 \cdot 10^{-3} - 4 \cdot 2 \cdot 10^{-3}})}{3,5 \cdot 10^{-3}} = 13,26 \text{ мм.}$$

Несуча здатність перерізу:

$$M_{ult} = F_{sc} \cdot (z_s - a_s) + F_{c2} \cdot (z_s - a_{c2}) =$$

$$= 36,46 \cdot (0,176 - 0,06) + 191,024 \cdot (0,176 - 0,013) = 35,32 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Варіант IV. Прямокутна діаграма (рис. 3.3).

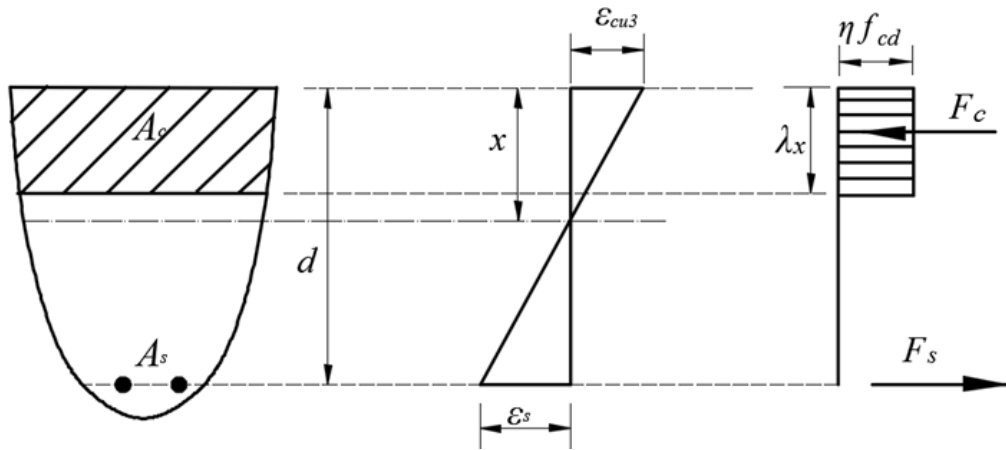


Рис. 3.3. Прямокутний характер розподілу напружень

Згідно [138] прийнято $\lambda = 0,8$ та $\eta = 1$ (рис. 3.3).

Тоді рівнодійна зусиль стиску у бетоні в граничному стані

$$F_{c3} = 0,8 \cdot x_{lu} \cdot f_{cd} \cdot b = 0,8 \cdot 117,75 \cdot 16,7 \cdot 10^{-3} \cdot 120 = 188,78 \text{ кН.}$$

Загальна гранична несуча здатність стиснутої частини перерізу

$$F_{stress} = F_{c3} + F_{sc} = 188,78 + 36,56 = 225,34 \text{ кН.}$$

Уточнюємо висоту стиснутої зони бетону з умови рівноваги перерізу

$$x_1 = \frac{(F_{st} - F_{sc})}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{(82,17 - 36,56) \cdot 10^3}{0,8 \cdot 120 \cdot 16,7} = 28,45 \text{ мм.}$$

Плече від рівнодійної бетону до крайнього стиснутого волокна

$$a_{c3} = x_1 \cdot (\lambda - \frac{1}{2} \lambda) = 28,45 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,8 = 11,38 \text{ мм.}$$

Несуча здатність перерізу:

$$M_{ult} = F_{sc} \cdot (z_s - a_s) + F_{c3} \cdot (z_s - a_{c3}) =$$

$$= 36,56 \cdot (0,176 - 0,06) + 188,78 \cdot (0,176 - 0,011) = 35,39 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Таким чином, розрахунки за чотирма варіантами дають досить велику розбіжність, при тому, найбільш простий і популярний перший варіант дає несучу здатність, що суттєво відрізняється в менший бік від тих її значень, що отримані з урахуванням діаграми деформування. Але ж надалі будемо виходити з найменшого значення:

$$M_{ult}^{теор} = \min(I, II, III, IV) = \min(20, 24; 34, 84; 35, 32; 35, 39) = 20, 24 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

3.1.2. Експериментальна несуча здатність залізобетонних балок

В якості критерію руйнування непошкоджених залізобетонних балок було прийнято подальшу неможливість сприймати навантаження або значні деформації бетону та арматури або надмірну ширину розкриття тріщини.

В середньому за висотою перерізу кожного дослідного зразка на бетонній поверхні були розташовані тензорезистори з метою визначення величини відносних деформацій бетону на кожному ступеню навантаження.

Розташування вимірювальних приладів показано на рис. 3.4.



Рис. 3.4. Вимірювальні прилади

Несуча здатність трьох непошкоджених залізобетонних балок ЗБІ, ЗБІІ, ЗБІІІ (по одній з кожної групи) наведена у табл. 3.1.

Таблиця 3.1

Несуча здатність непошкоджених залізобетонних балок

Марка зразку	Загальне навантаження, кН	Згинальний момент, кНм
ЗБІ	98,0	26,95
ЗБІІ	99,1	27,25
ЗБІІІ	98,4	27,06

На рис. 3.5-3.7 наведені графіки залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження для лівої та правої опорних частин балки ЗБІ, а також для зони її чистого згину. Тут і далі цифрами 1, 2, ..., 8 позначені вимірювачі прогинів.

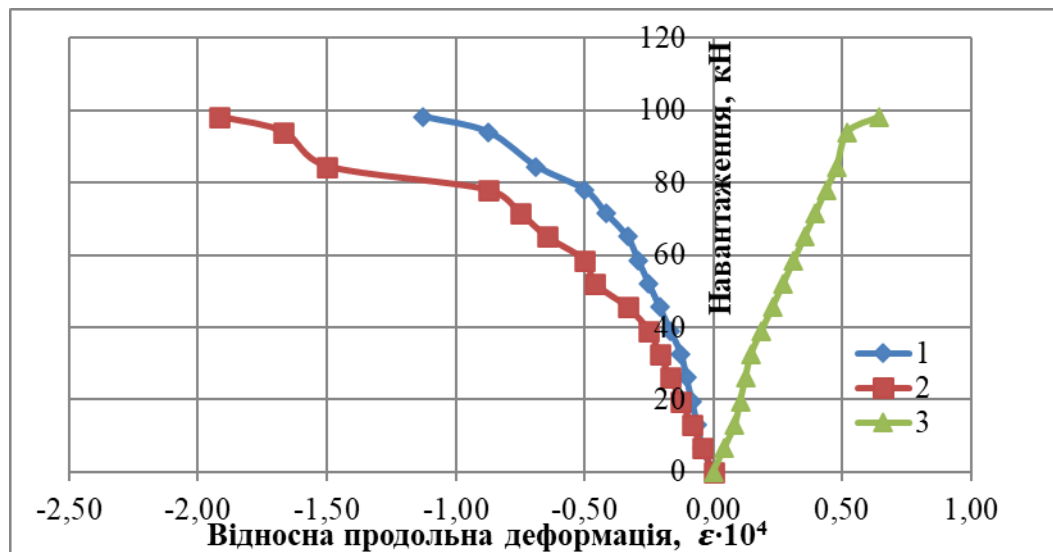


Рис. 3.5. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження для лівої опорної частини балки «1-2-3»

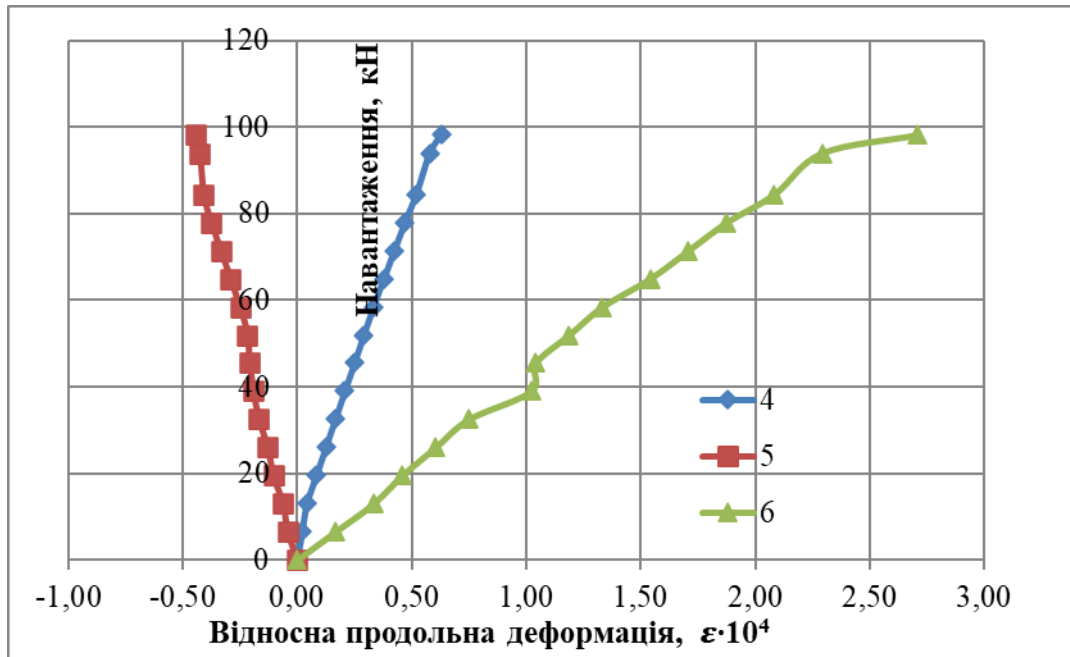


Рис. 3.6. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження для зони чистого згину балки «4-5-6»

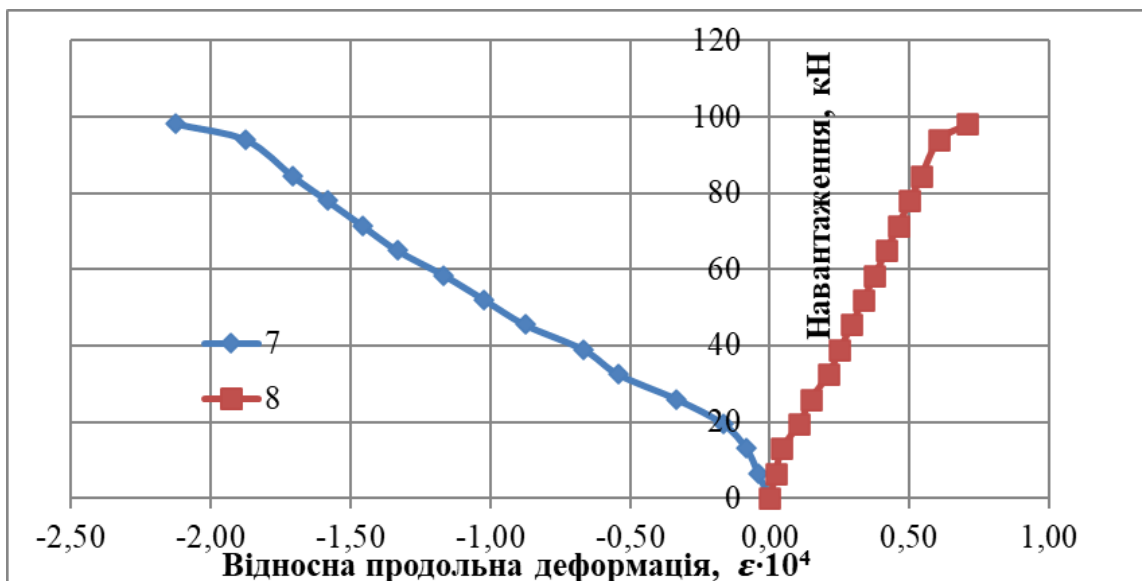


Рис. 3.7. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження для правої опорної частини балки «7-8»

Графік залежності прогинів непошкодженої балки ЗБІ від навантаження наведений на рис. 3.8.

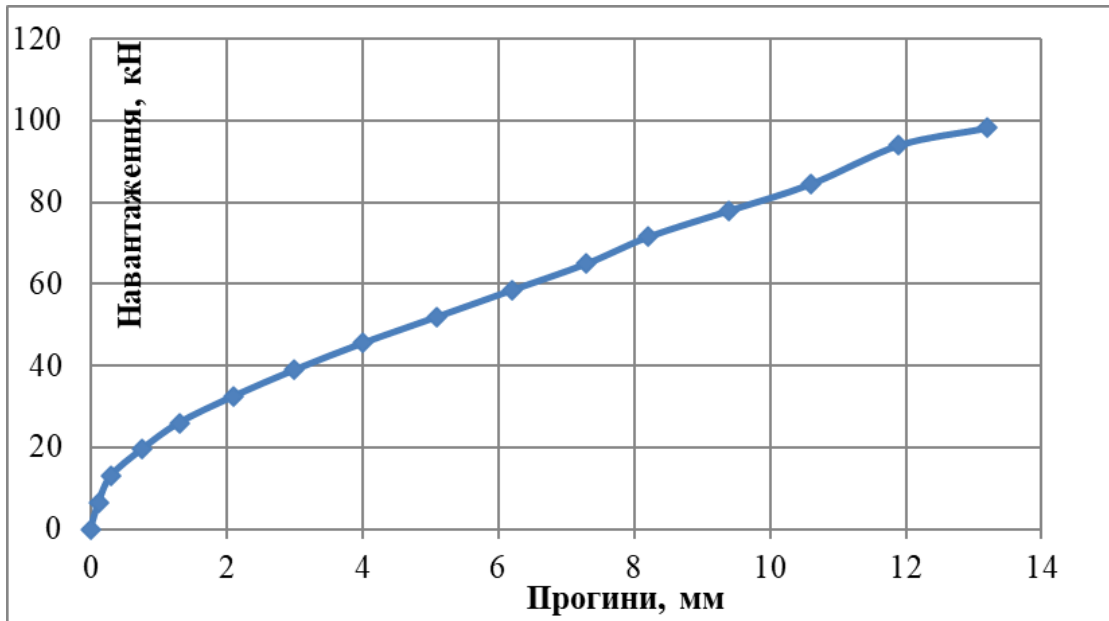


Рис. 3.8. Графік залежності прогинів балки від навантаження

3.1.3. Експериментальна несуча здатність посиленних балок

У табл. 3.2 вказано несучу здатність посиленних балок, зафіксовану у експериментальних дослідженнях.

Таблиця 3.2

Несуча здатність посиленних балок

Марка зразка	Зона пошкодження	Об'єм пошкодження, %	Несуча здатність, кН
ЗБП1	Стиснута	20	80,6
ЗБП2	Стиснута	20	93,6
ЗБП3	Стиснута	40	92,0
ЗБП4	Розтягнута	40	91,0
ЗБП5	Розтягнута	40	92,4
ЗБП6	Розтягнута	40	93,6

Надалі наведені графіки залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження для лівої та правої опорних частин балки, а також для зони чистого згину для усіх випробуваних зразків.

Зразок ЗБП1

Графіки залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження для лівої та правої опорних частин зразка ЗБП1, а також для зони чистого згину — на рис. 3.9-3.11.

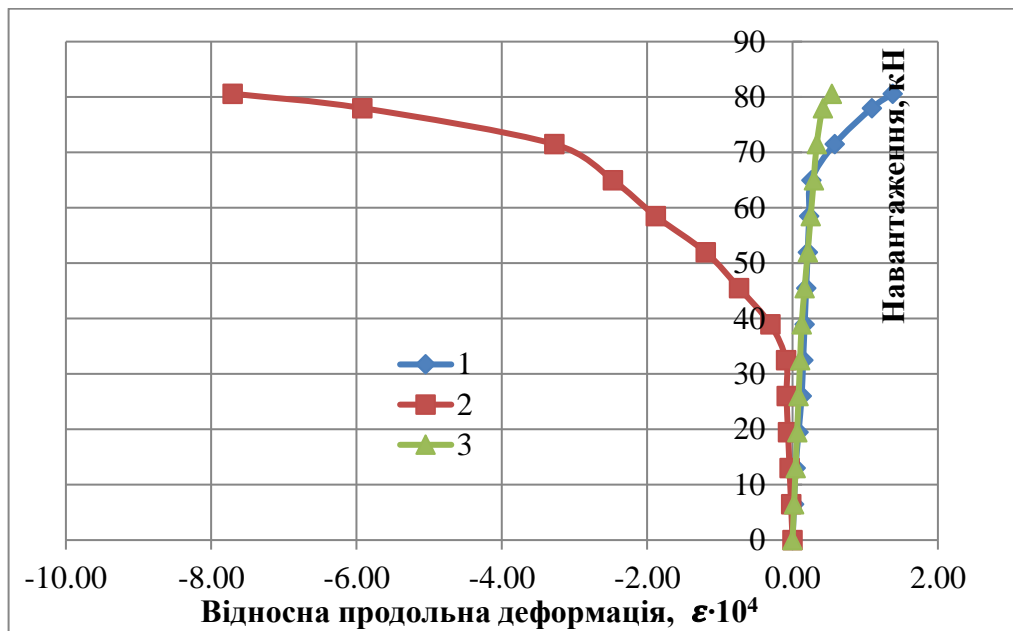


Рис. 3.9. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБП1 для лівої опорної частини «1-2-3»

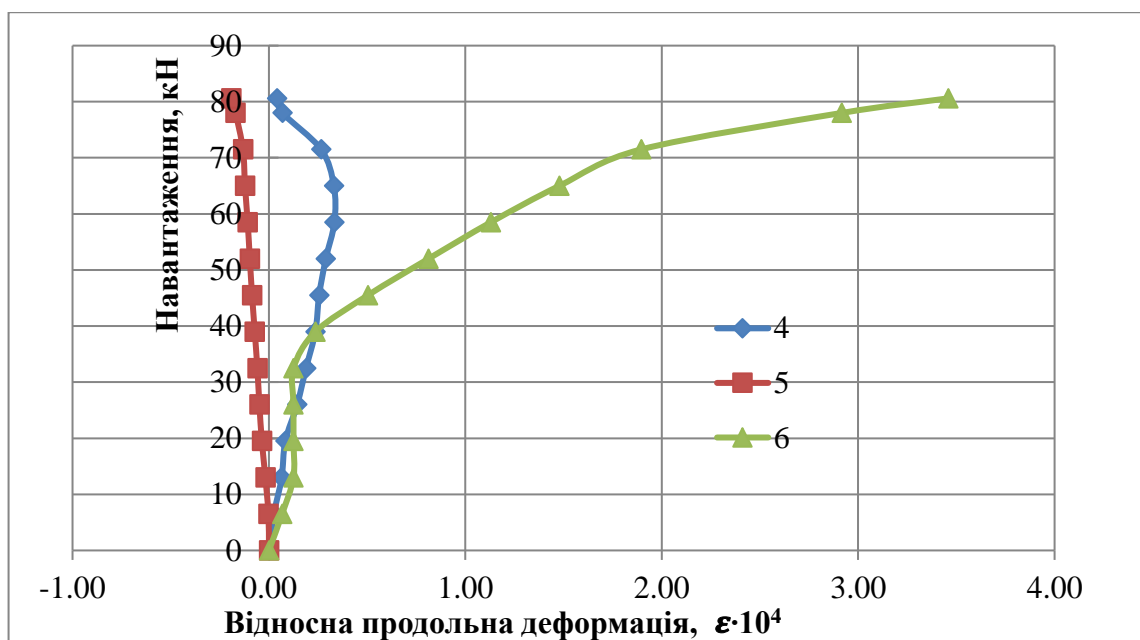


Рис. 3.10. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБП1 для зони чистого згину «4-5-6»

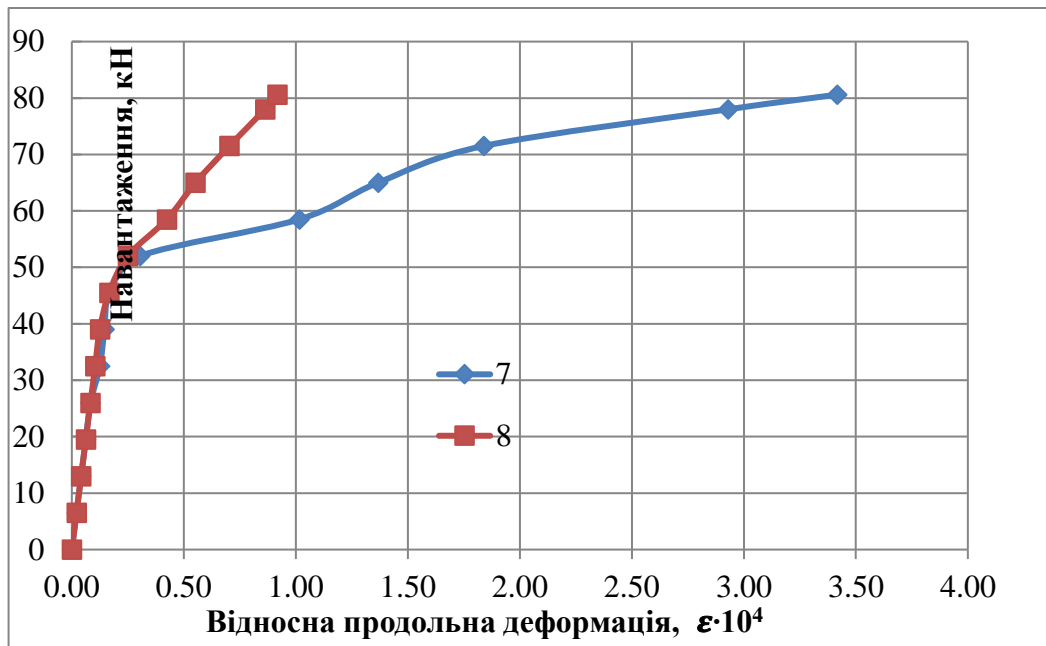


Рис. 3.11. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБП1 для правої опорної частини «7-8»

Графік залежності прогинів зразка ЗБП1 від навантаження наведений на рис. 3.12.

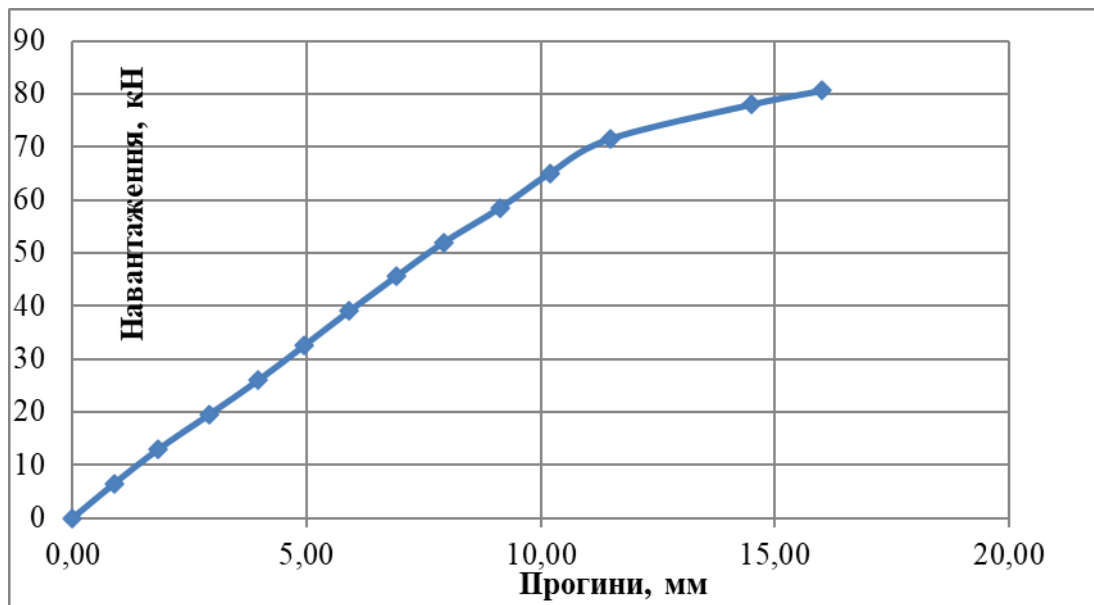


Рис. 3.12. Графік залежності прогинів зразка ЗБП1 від навантаження

Несуча здатність зразка ЗБП1 склала 80,6 кН, або 82,2 % несучої здатності непошкодженої балки.

Зразок ЗБП2

Графіки залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження для лівої та правої опорних частин зразка ЗБП2, а також для зони чистого згину наведені на рис. 3.13-3.15.

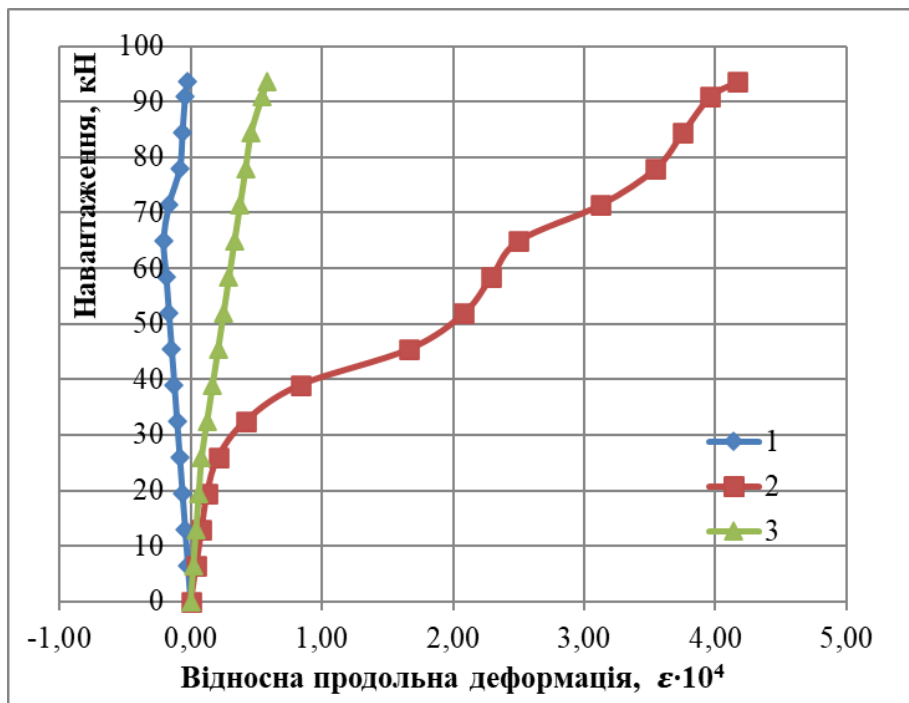


Рис. 3.13. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБП2 для лівої опорної частини балки «1-2-3»

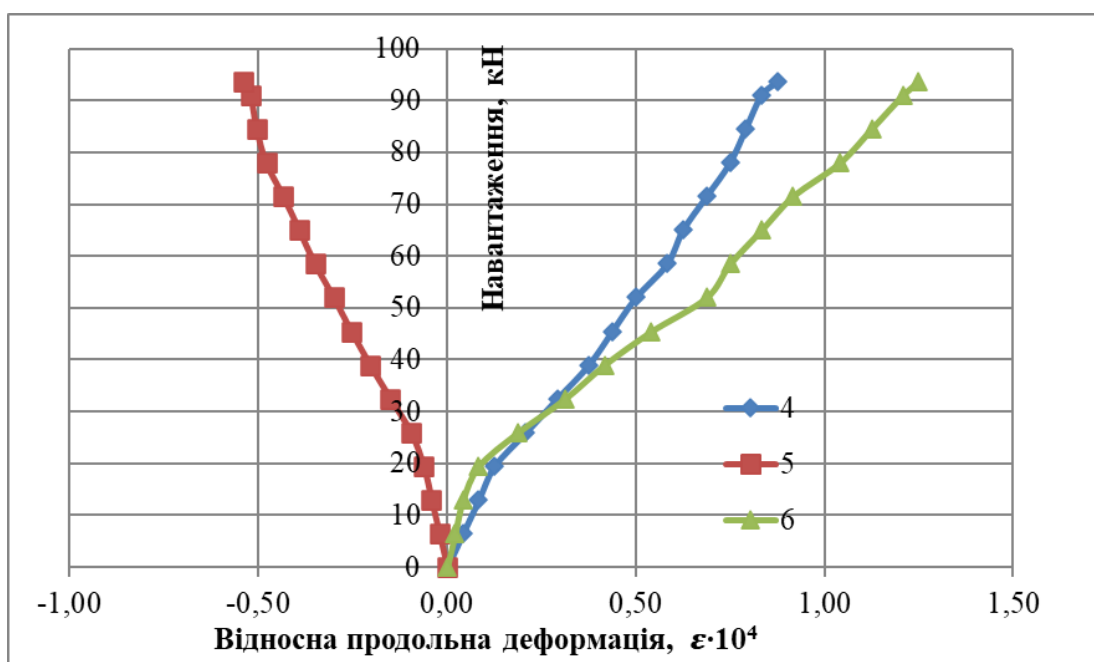


Рис. 3.14. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБП2 для зони чистого згину балки «4-5-6»

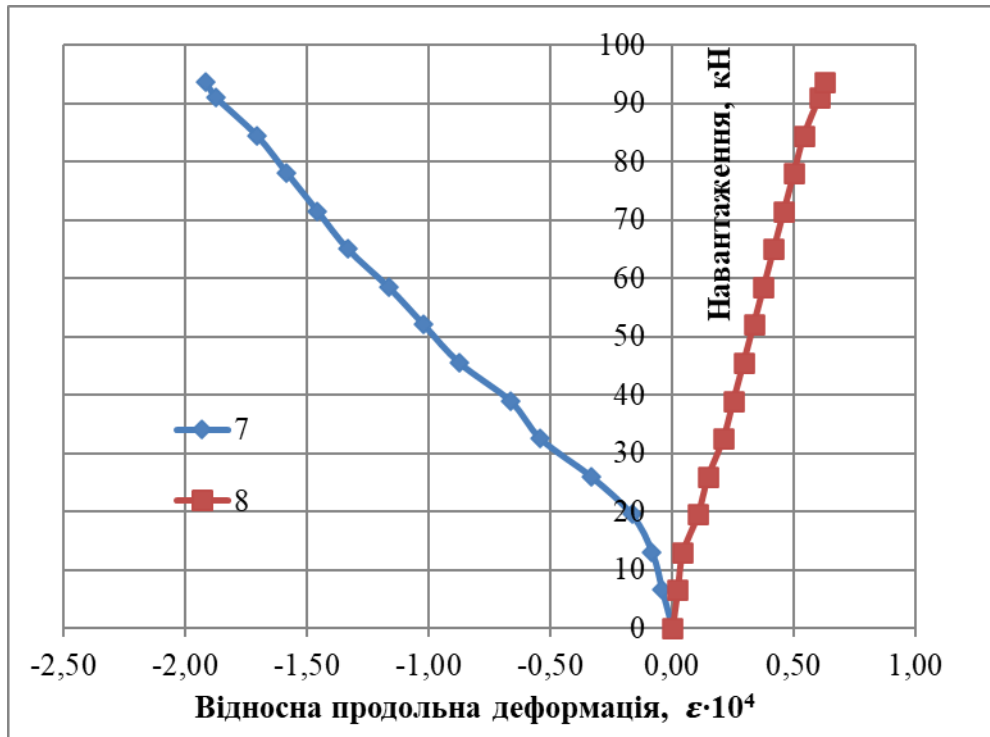


Рис. 3.15. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБП2 для правої опорної частини балки «7-8»

Графік залежності прогинів зразка ЗБП2 від навантаження наведений на рис. 3.16.

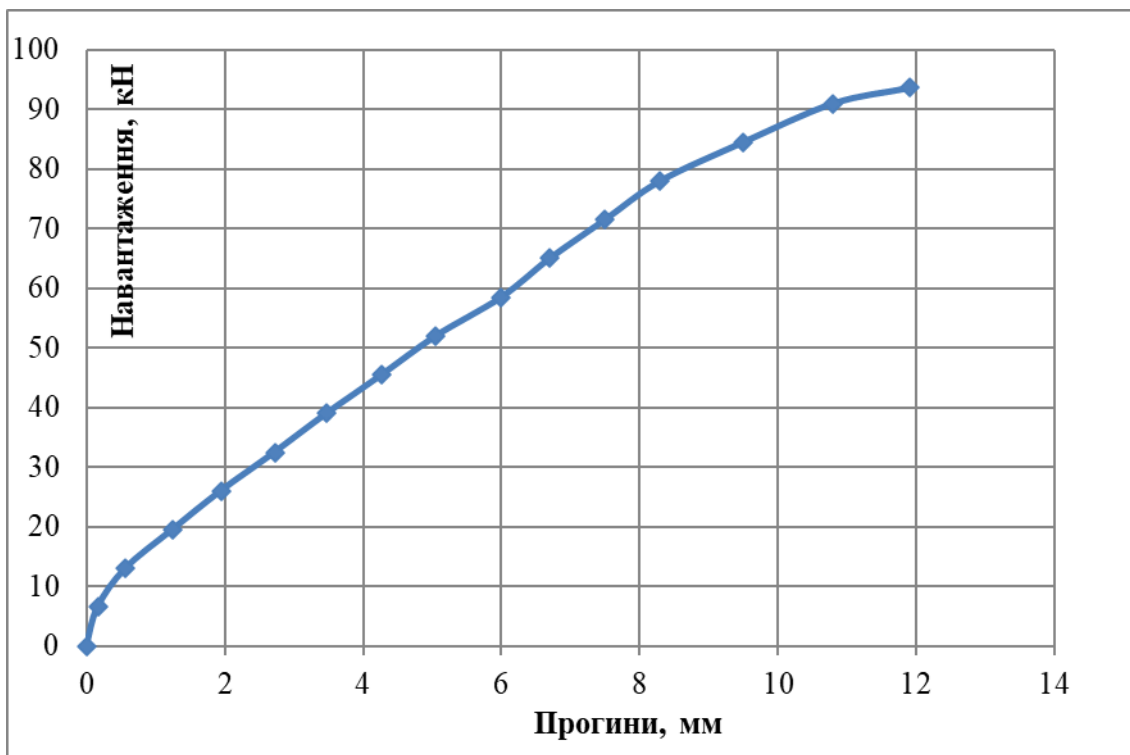


Рис. 3.16. Графік залежності прогинів зразка ЗБП2 від навантаження

Несуча здатність зразка ЗБП2 склала 93,6 кН, або 95,5 % несучої здатності непошкодженої балки.

Зразок ЗБП3

На рис. 3.17 показаний арматурний каркас балки, вкладиш з місцем його розташування та безпосередньо зразок ЗБП3 після його випробувань.



Рис. 3.17. Арматурний каркас, вкладиш та зразок після випробувань

Графіки залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження для лівої та правої опорних частин зразка ЗБП3, а також для зони чистого згину — на рис. 3.18-3.20.

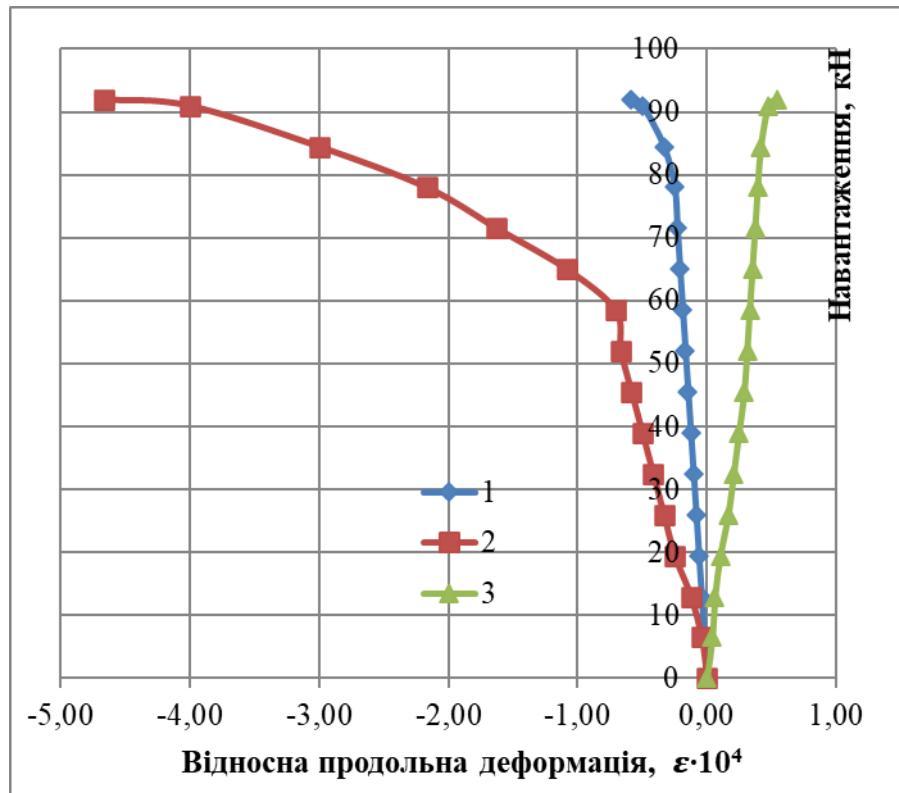


Рис. 3.18. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБП3 для лівої опорної частини балки «1-2-3»

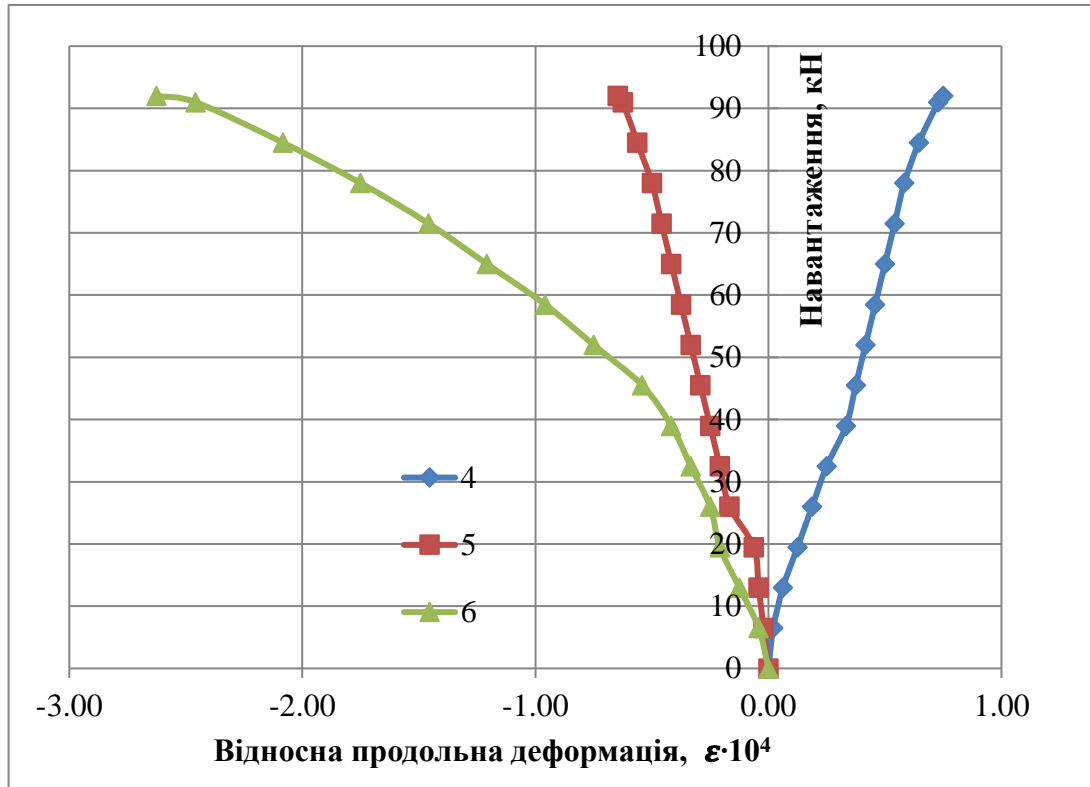


Рис. 3.19. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБПЗ для зони чистого згину балки «4-5-6»

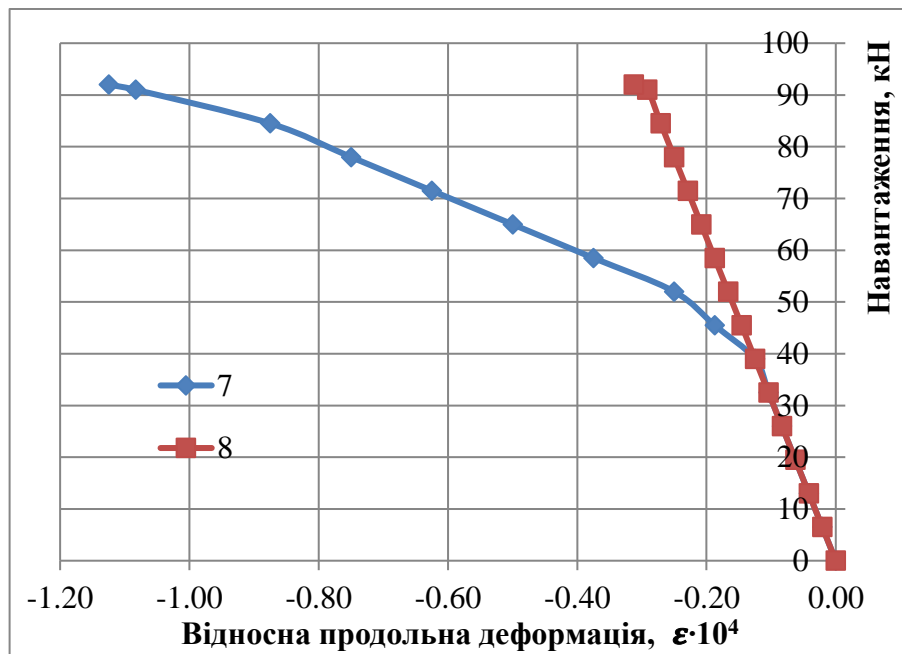


Рис. 3.20. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБПЗ для правої опорної частини балки «7-8»

Графік залежності прогинів зразка ЗБПЗ від навантаження наведений на рис. 3.21.

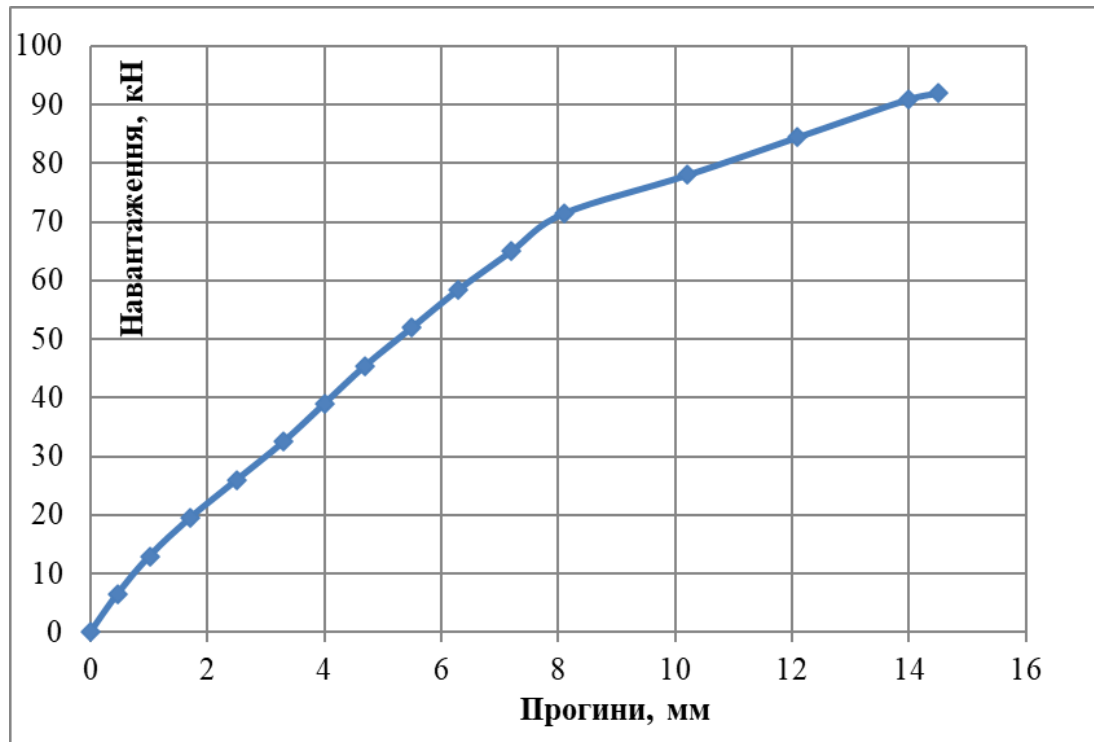


Рис. 3.21. Графік залежності прогинів зразка ЗБПЗ від навантаження

Несуча здатність зразка ЗБПЗ склала 92,0 кН, або 93,9 % несучої здатності непошкодженої балки.

Зразок ЗБП4

Цей зразок, як і два наступні, були пошкоджені у розтягнутій зоні. Зразки ЗБП4 та ЗБП5 належать до II групи зразків; непошкоджена балка з цієї групи має несучу здатність 99,1 кН.

Графіки залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження для лівої та правої опорних частин зразка ЗБП4, а також для зони чистого згину — на рис. 3.22-3.24.

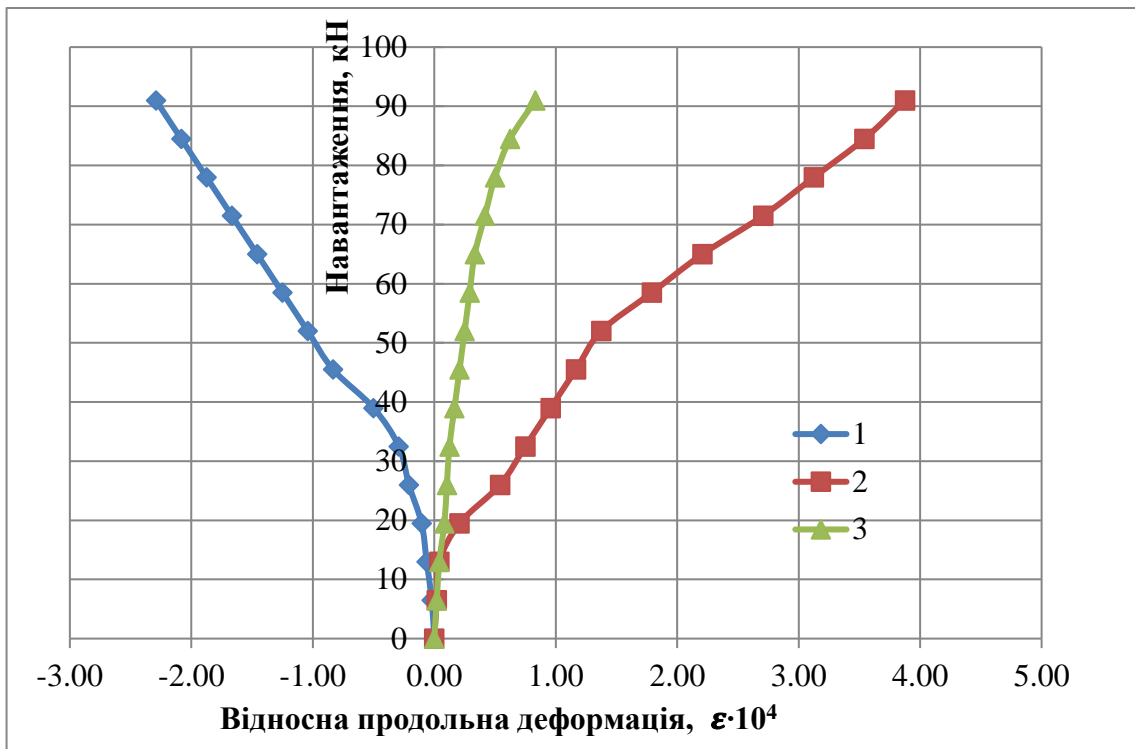


Рис. 3.22. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБП4 для лівої опорної частини балки «1-2-3»

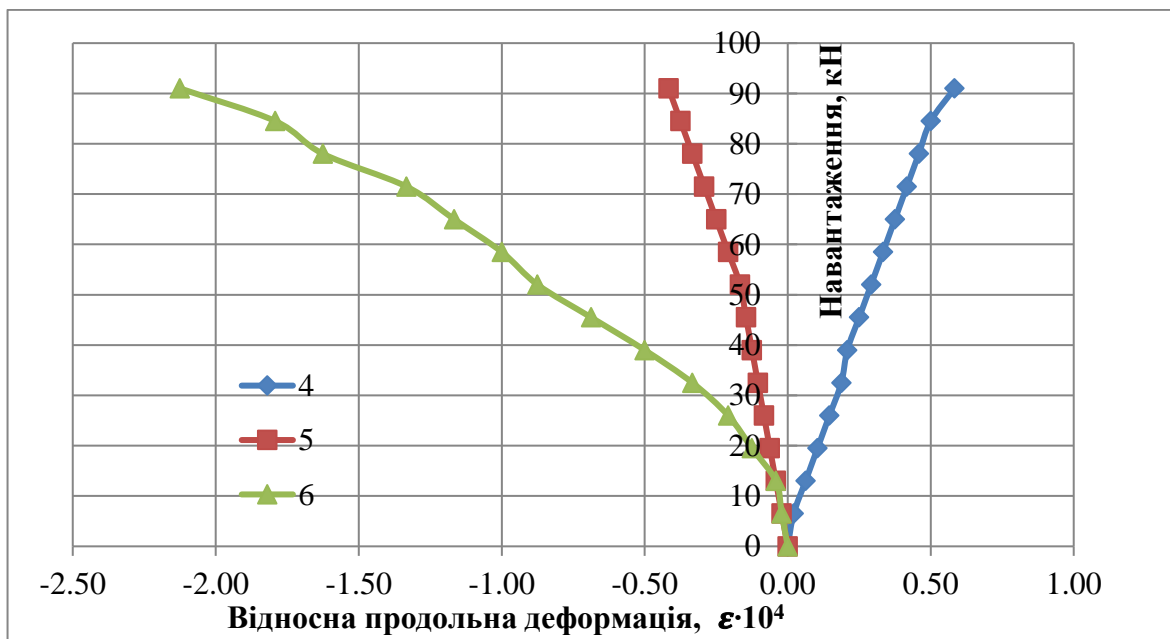


Рис. 3.23. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБП4 для зони чистого згину балки «4-5-6»

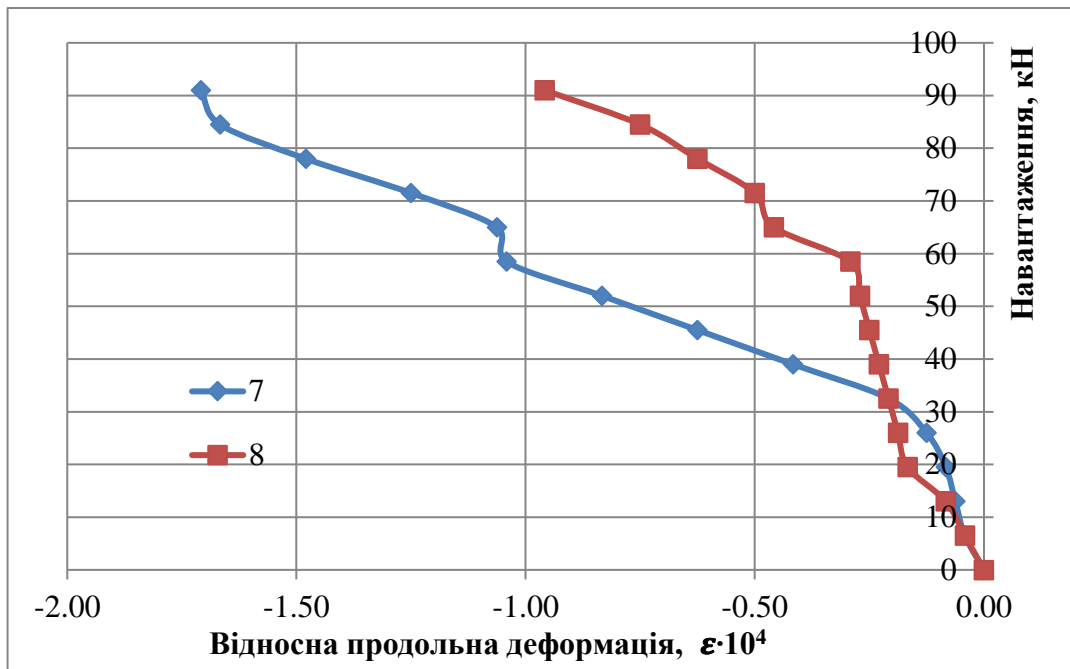


Рис. 3.24. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБП4 для правої опорної частини балки «7-8»

Графік залежності прогинів зразка ЗБП4 від навантаження наведений на рис. 3.25.

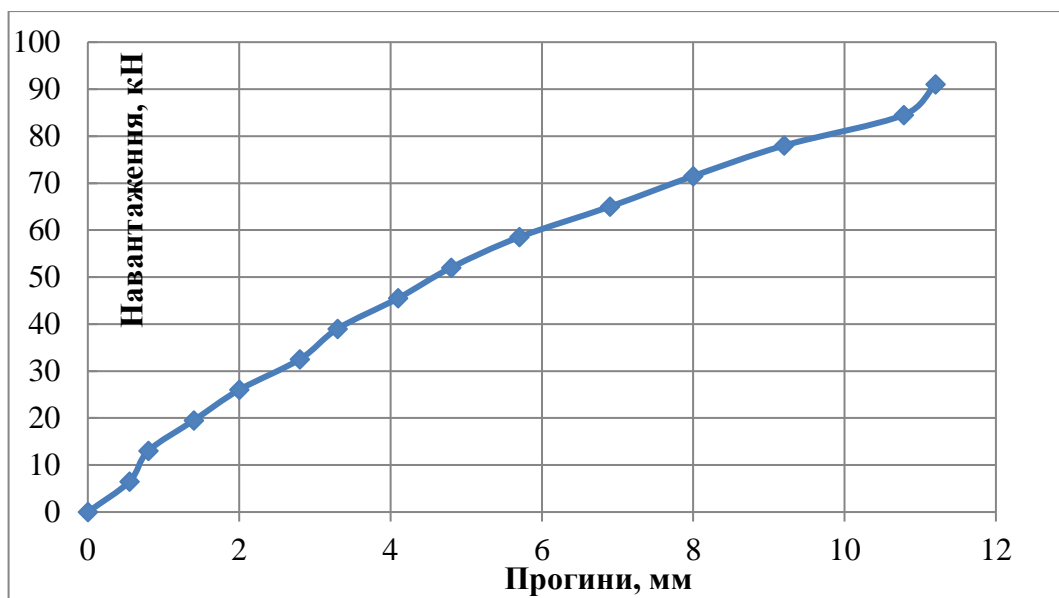


Рис. 3.25. Графік залежності прогинів зразка ЗБП4 від навантаження

Несуча здатність зразка ЗБП4 склала 91,0 кН, або 91,8 % несучої здатності непошкодженої балки.

Зразок ЗБП5

На рис. 3.26 показаний арматурний каркас балки, вкладиш з місцем його розташування та безпосередньо зразок ЗБП5 після його випробувань.

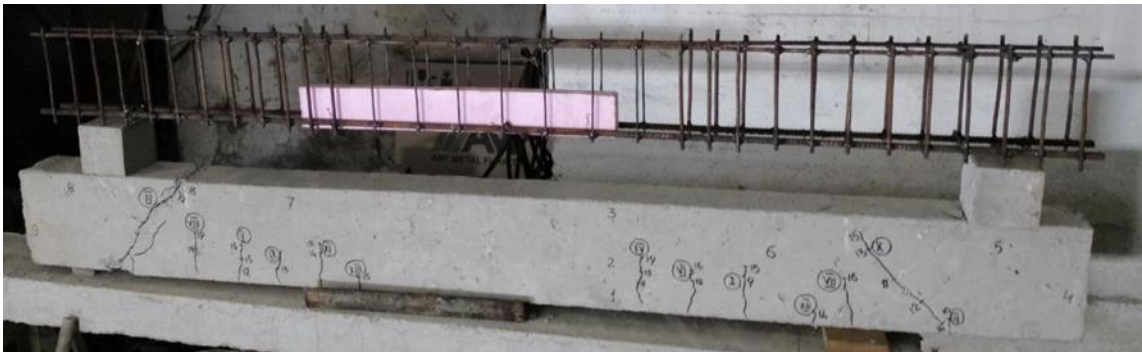


Рис. 3.26. Арматурний каркас, вкладиш та зразок після випробувань

Графіки залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження для лівої та правої опорних частин зразка ЗБП5, а також для зони чистого згину — на рис. 3.27-3.29.

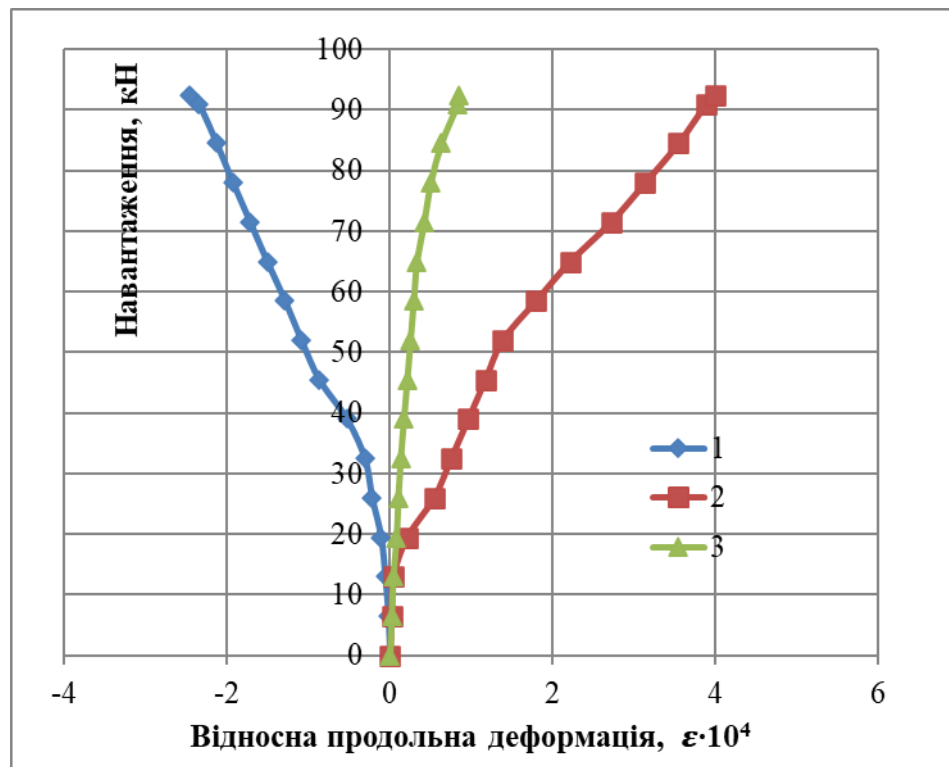


Рис. 3.27. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБП5 для лівої опорної частини балки «1-2-3»

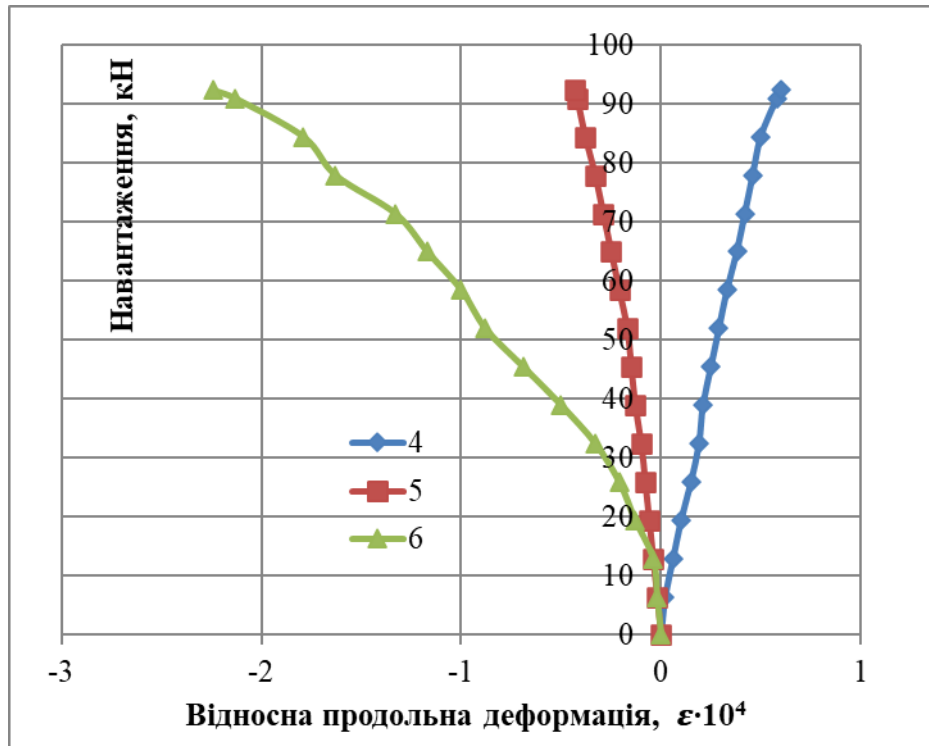


Рис. 3.28. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБП5 для зони чистого згину балки «4-5-6»

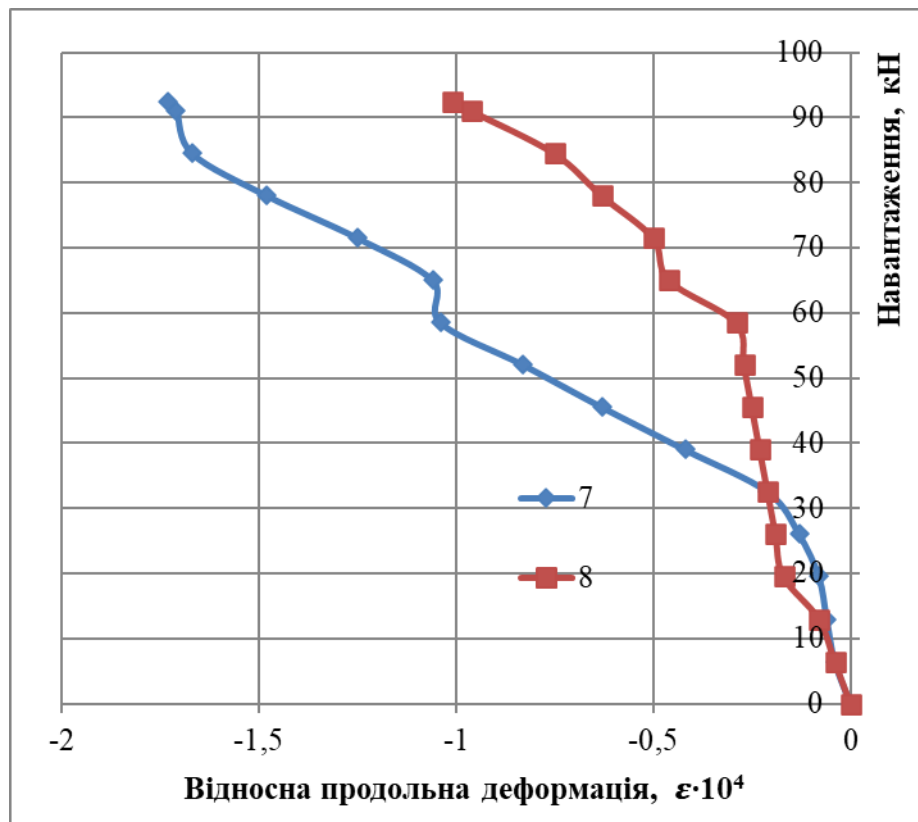


Рис. 3.29. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБП5 для правої опорної частини балки «7-8»

Графік залежності прогинів зразка ЗБП5 від навантаження наведений на рис. 3.30.

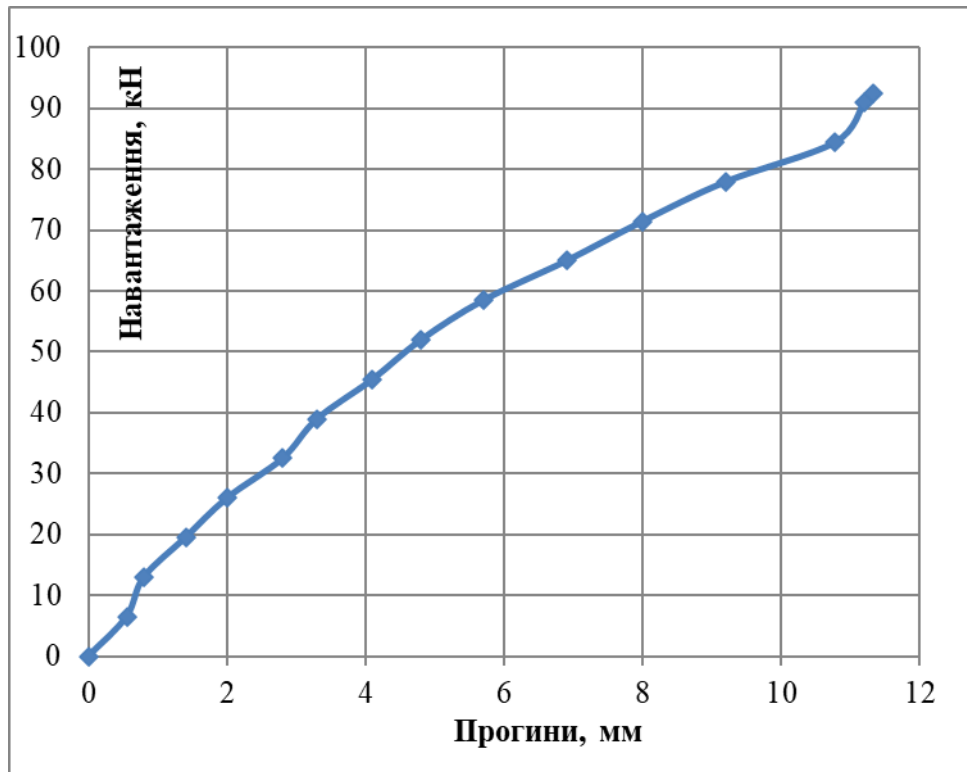


Рис. 3.30. Графік залежності прогинів зразка ЗБП5 від навантаження
Несуча здатність зразка ЗБП5 склала 92,4 кН, або 93,2 % несучої здатності непошкодженої балки.

Зразок ЗБП6

Цей зразок належить до III групи зразків; відповідна непошкоджена балка з цієї групи має несучу здатність 98,4 кН. Зразок має у зоні чистого вигину додаткове підсилення обіймою з кутика 30x30x3.

На рис. 3.31 показаний зразок ЗБП6 після його випробувань.



Рис. 3.31. Зразок ЗБП6 після його випробувань

Графіки залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження для лівої та правої опорних частин зразка ЗБП6, а також для зони чистого згину — на рис. 3.32-3.34.

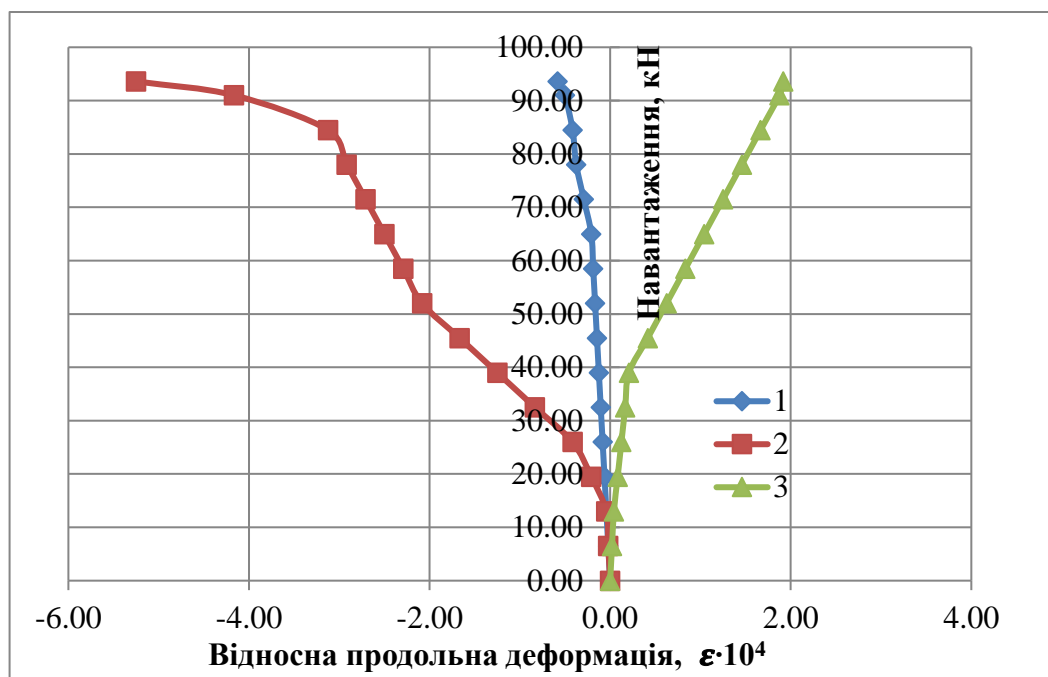


Рис. 3.32. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБП6 для лівої опорної частини балки «1-2-3»

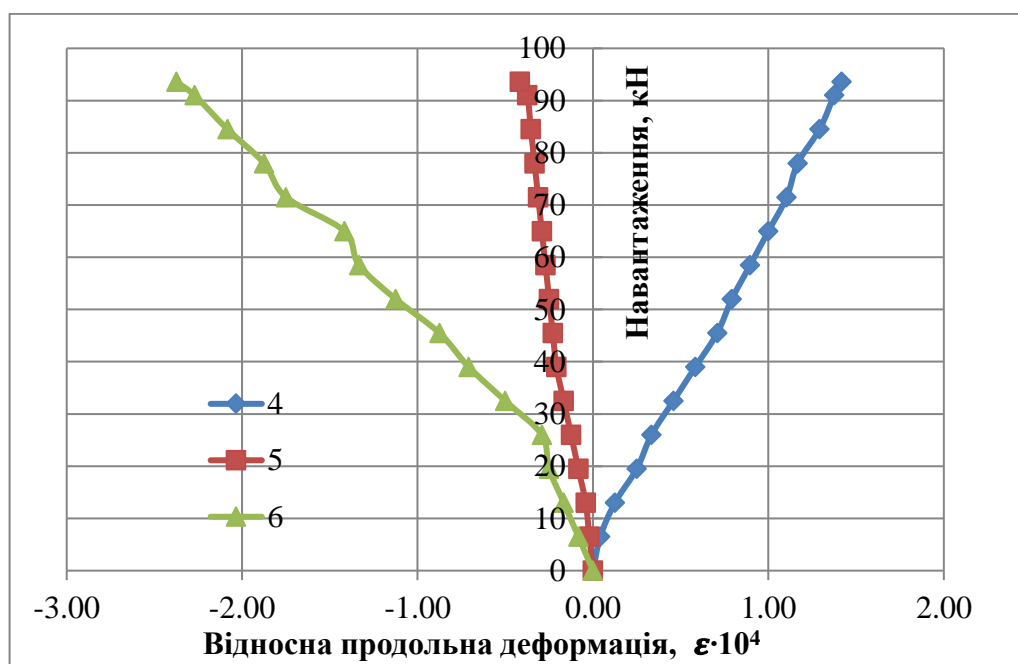


Рис. 3.33. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБП6 для зони чистого згину балки «4-5-6»

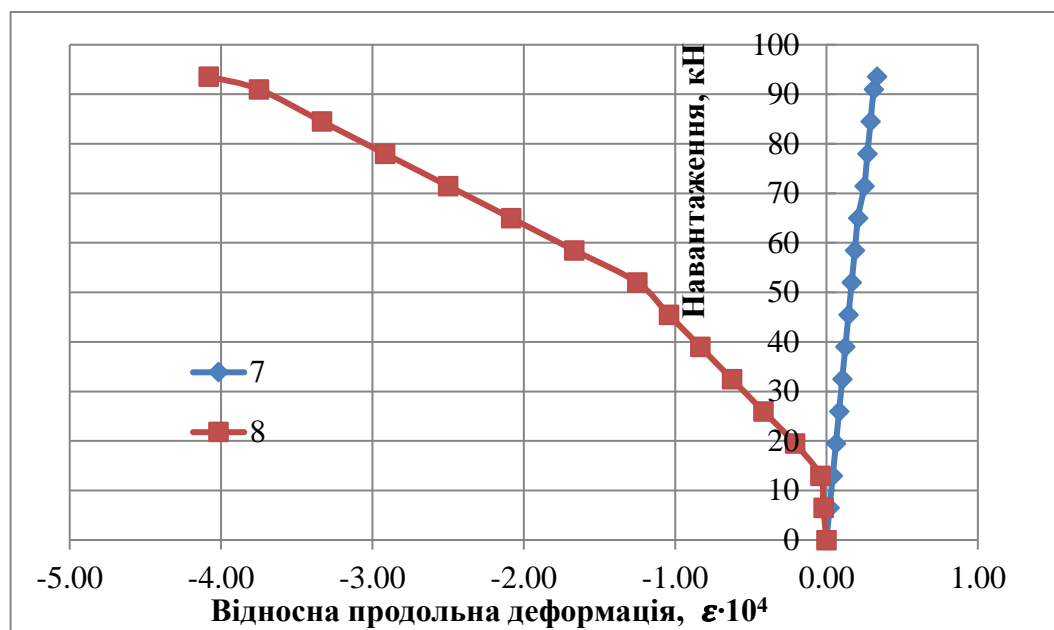


Рис. 3.36. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБП6 для правої опорної частини балки «7-8»

Графік залежності прогинів зразка ЗБП6 від навантаження наведений на рис. 3.37.

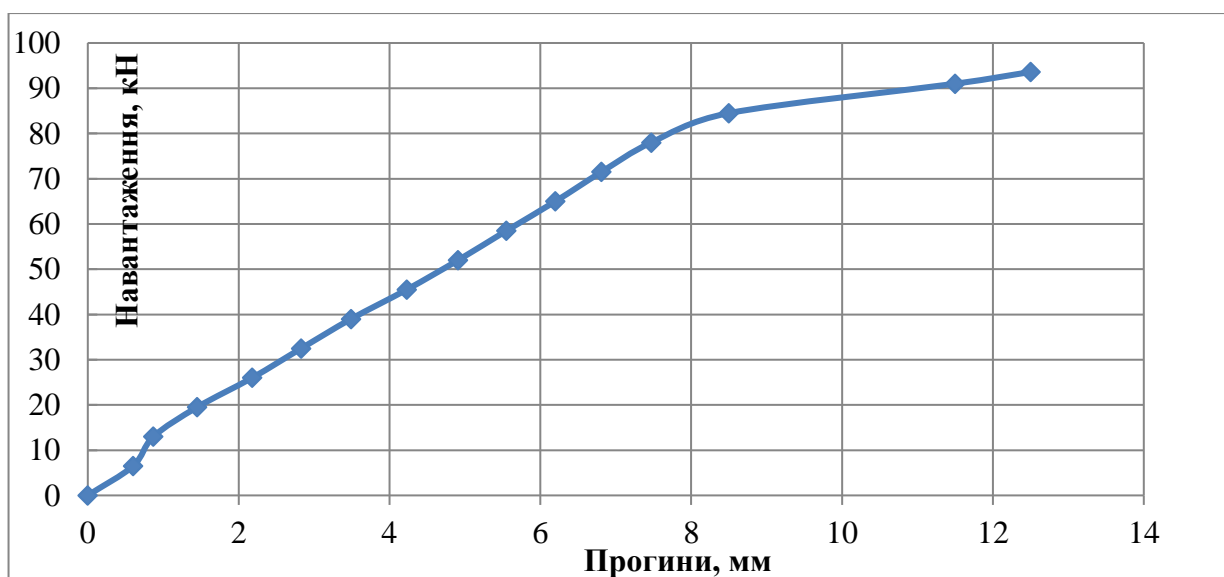


Рис. 3.37. Графік залежності прогинів зразка ЗБП6 від навантаження

Несуча здатність зразка ЗБП6 склала 93,6 кН, або 95,1 % несучої здатності непошкодженої балки.

3.2. Тріщиноутворення та тріщиностійкість

У процесі дослідження тріщиноутворення у непошкодженій балці та у пошкоджених балках, посилених фібробетоном, фіксувалося навантаження, при якому утворилася перша тріщина, загальна кількість тріщин, початкова та кінцева ширина розкриття кожної з них.

Непошкоджена балка

Тріщиноутворення почалося на 5-му етапі навантаження, коли величина навантаження становила 32,5кН, тобто 33,2% несучої здатності пошкодженої балки. При цьому в зоні чистого вигину утворилося 4 тріщини. На шостому етапі з'явилися ще шість тріщини. На 7, 9 та 11 етапах навантаження утворилися ще 9 тріщин. Загалом утворилося 19 тріщин. Максимальна кінцева ширина розкриття тріщин становила 0,4 мм. Загальні показники тріщиноутворення наведені у табл. 3.3.

Таблиця 3.3

Показники тріщиноутворення у непошкодженій балці ЗБІ

Ступінь навантаження	Величина навантаження, кН	Номер тріщини	Остаточна ширина розкриття, мм
1	6,5		
2	13,0		
3	19,5		
4	26,0		
5	32,5	1-4	1, 3 — 0,1; 2 — 0,1; 4 — 0,15
6	39,0	5-11	5,7,9,10 — 0,2; 6, 11 — 0,15
7	45,5	12-14	8, 12, 13, 14 — 0,1
8	52,0		
9	58,5	15-17	15, 16, 17 — 0,15
10	65,0		
11	71,5	18-19	18 — 0,1; 19 — 0,4
12	78,0		
13	84,5		
14	94		
15	98,0		

Руйнування зразку почалося з тріщини 19.

Загальний вигляд тріщин, що утворилися наприкінці випробувань зразку ЗБІ, показаний на рис. 3.38.



Рис. 3.38. Тріщини у непошкодженій балці

Показники тріщиноутворення у непошкоджених балках ЗБП та ЗБШ тут не наводимо, оскільки вони не суттєво відрізняються від тих, що вказані у табл. 3.3.

Підсилені балки

Зразок ЗБП1

Тріщиноутворення почалося на 3-му етапі навантаження, коли величина навантаження становила 19,5кН, тобто 24,2% несучої здатності пошкодженої балки. При цьому в зоні чистого вигину утворилося 6 тріщин. На восьмому етапі з'явилася ще одна тріщина. На 9 етапі навантаження утворилися ще 2 тріщини. Загалом утворилося 13 тріщин. Максимальна кінцева ширина розкриття тріщин становила 2,0 мм. Загальні показники тріщиноутворення наведені у табл. 3.4.

Таблиця 3.4

Показники тріщиноутворення у зразку ЗБП1

Ступінь навантаження	Величина навантаження, кН	Номер тріщини	Остаточна ширина розкриття, мм
1	6,5		
2	13,0		
3	19,5	1-10	1, 2, 9 — 0,2; 3, 4, 6 — 0,7; 5, 7, 8 — 0,05; 10 — 0,7
4	26,0		
5	32,5		
6	39,0		
7	45,5		
8	52,0	11	11 — 0,7
9	58,5	12-13	12 — 2,0; 13 — 1,0
10	65,0		
11	71,5		
12	78,0		
13	80,6		

Руйнування зразку почалося з тріщини 12.

Загальний вигляд тріщин, що утворилися наприкінці випробувань зразку ЗБП1, показаний на рис. 3.39.

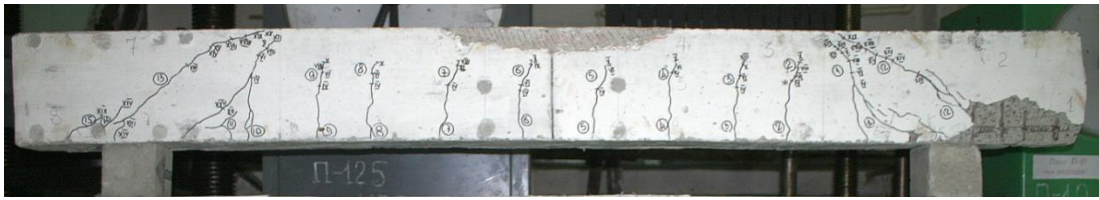


Рис. 3.39. Тріщини у зразку ЗБП1

Зразок ЗБП2

Тріщиноутворення почалося на 5-му етапі навантаження, коли величина навантаження становила 32,5кН, тобто 34,7% несучої здатності пошкодженої балки. При цьому в зоні чистого вигину утворилося 4 тріщини. На п'ятому етапі з'явилися ще три тріщини. На 9, 10 та 12 етапах навантаження утворилися ще 7 тріщин. Загалом утворилося 14 тріщин. Максимальна кінцева ширина розкриття тріщин становила 0,7 мм. Загальні показники тріщиноутворення наведені у табл. 3.5.

Таблиця 3.5

Показники тріщиноутворення у зразку ЗБП2

Ступінь навантаження	Величина навантаження, кН	Номер тріщини	Остаточна ширина розкриття, мм
1	6,5		
2	13,0		
3	19,5		
4	26,0		
5	32,5	1-4	1, 3 — 0,3; 2 — 0,1; 4 — 0,2
6	39,0	5-7	5 — 0,2; 6, 7 — 0,1
7	45,5		
8	52,0		
9	58,5	8-11	8, 9, 11 — 0,1; 10 — 0,05
10	65,0	12-13	12, 13 — 0,1
11	71,5		
12	78	14	14 — 0,7
13	84,5		
14	91		
15	93,6		

Руйнування зразку почалося з тріщини 14.

Загальний вигляд тріщин, що утворилися наприкінці випробувань зразку ЗБП2, показаний на рис. 3.40.

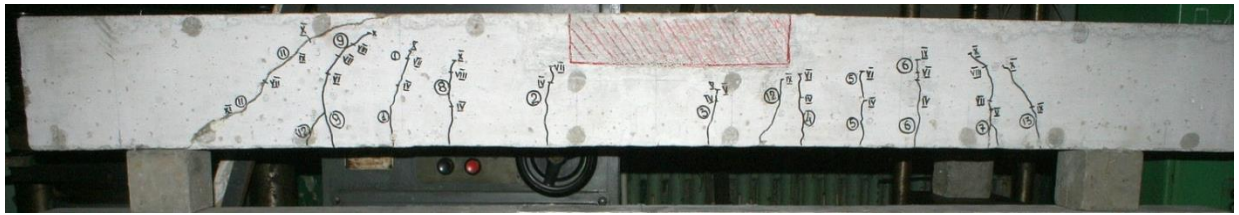


Рис. 3.40. Тріщини у зразку ЗБП2

Зразок ЗБП3

Тріщиноутворення почалося на 4-му етапі навантаження, коли величина навантаження становила 26,0кН, тобто 28,3 % несучої здатності пошкодженої балки. При цьому в зоні чистого вигину утворилося 5 тріщин. На п'ятому етапі з'явилися ще дві тріщини. На 8 та 9 етапах навантаження утворилися ще 4 тріщин. Загалом утворилося 12 тріщин. Максимальна кінцева ширина розкриття тріщин становила 0,6 мм. Загальні показники тріщиноутворення наведені у табл. 3.6.

Таблиця 3.6

Показники тріщиноутворення у зразку ЗБП3

Ступінь навантаження	Величина навантаження, кН	Номер тріщини	Остаточна ширина розкриття, мм
1	6,5		
2	13,0		
3	19,5		
4	26,0	1-6	1 — 0,25; 2, 4 — 0,2; 3,5 — 0,1; 6 — 0,05
5	32,5	7-8	7 — 0,1; 8 — 0,05
6	39,0		
7	45,5		
8	52,0	9-10	9 — 0,2; 10 — 0,15
9	58,5	11-12	11 — 0,6; 12 — 0,25
10	65,0		
11	71,5		
12	78,0		
13	84,5		
14	91,0		
15	92		

Руйнування зразку почалося з тріщини 11.

Загальний вигляд тріщин, що утворилися наприкінці випробувань зразку ЗБПЗ, показаний на рис. 3.41.

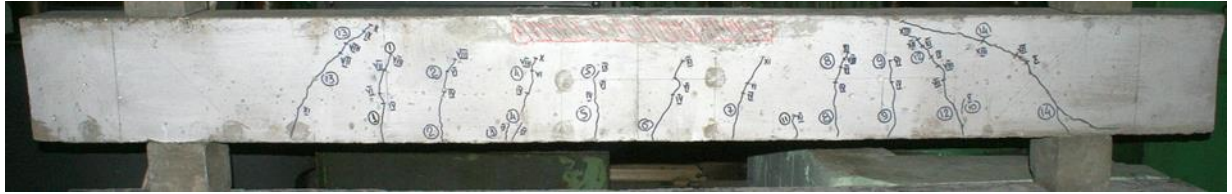


Рис. 3.41. Тріщини у зразку ЗБПЗ

Зразок ЗБП4

Тріщиноутворення почалося на 4-му етапі навантаження, коли величина навантаження становила 26,0кН, тобто 28,6 % несучої здатності пошкодженої балки. На п'ятому етапі з'явилися ще три тріщини. При цьому в зоні чистого вигину утворилося 3 тріщини. Далі процес значно активізувався, на 7, 9, 11, 13 та 14 етапах навантаження утворилися ще 12 тріщин. Загалом утворилося 16 тріщин. Максимальна кінцева ширина розкриття тріщин становила 0,7 мм. Загальні показники тріщиноутворення наведені у табл. 3.7.

Таблиця 3.7

Показники тріщиноутворення у зразку ЗБП4

Ступінь навантаження	Величина навантаження, кН	Номер тріщини	Остаточна ширина розкриття, мм
1	6,5		
2	13,0		
3	19,5		
4	26,0	1	1 — 0,3
5	32,5	2-4	2 — 0,1; 3 — 0,2; 4 — 0,15
6	39,0		
7	45,5	5-8	5, 6 — 0,15; 7 — 0,2
8	52,0		
9	58,5	9-10	9 — 0,1; 10 — 0,05
10	65,0		
11	71,5	11	11 — 0,1
12	78,0		
13	84,5	12-13	12 — 0,25; 13 — 0,7
14	91,0	14-16	14, 15 — 0,05; 16 — 0,1

Руйнування зразку почалося з тріщини 13.

Загальний вигляд тріщин, що утворилися наприкінці випробувань зразку ЗБП4, показаний на рис. 3.42.



Рис. 3.42. Тріщини у зразку ЗБП4

Зразок ЗБП5

Тріщиноутворення почалося на 5-му етапі навантаження, коли величина навантаження становила 32,5кН, тобто 35,2% несучої здатності пошкодженої балки; з'явилася перша тріщина. Ще одна — на другому етапі. На 7-9 етапах навантаження утворилися ще 8 тріщин, а на 11-14 — останні шість. В зоні чистого вигину утворилося 4 тріщини. Загальна кількість — 19 тріщин. Максимальна кінцева ширина розкриття тріщин становила 0,8 мм. Загальні показники тріщиноутворення наведені у табл. 3.8.

Таблиця 3.8

Показники тріщиноутворення у зразку ЗБП5

Ступінь навантаження	Величина навантаження, кН	Номер тріщини	Остаточна ширина розкриття, мм
1	6,5		
2	13,0		
3	19,5		
4	26,0		
5	32,5	1	1 — 0,3
6	39,0	2	2 — 0,1
7	45,5	3, 4	3 — 0,2; 4 — 0,15
8	52,0	5-8	5, 6 — 0,15; 7, 8 — 0,2
9	58,5	9-10	9 — 0,1; 10 — 0,05
10	65,0		
11	71,5	11-12	11 — 0,1; 12 — 0,25
12	78,0	13	13 — 0,8
13	84,5	14-15	14, 15 — 0,1
14	91,0	16	16 — 0,1
15	92,4		

Руйнування зразку почалося з тріщини 13.

Загальний вигляд тріщин, що утворилися наприкінці випробувань зразку ЗБП5, показаний на рис. 3.43.



Рис. 3.43. Тріщини у зразку ЗБП5

Зразок ЗБП6

Тріщиноутворення почалося тільки на 6-му етапі навантаження, коли величина навантаження становила 39,0кН, тобто 41,7% несучої здатності пошкодженої балки. При цьому в зоні чистого вигину утворилося 5 тріщин. На сьомому етапі з'явилися ще 4 тріщини. Остання тріщина утворилася на 12 етапі навантаження. Загалом утворилося 10 тріщин. Максимальна кінцева ширина розкриття тріщин становила 0,7 мм. Загальні показники тріщиноутворення наведені у табл. 3.9.

Таблиця 3.9

Показники тріщиноутворення у зразку ЗБП6

Ступінь навантаження	Величина навантаження, кН	Номер тріщини	Остаточна ширина розкриття, мм
1	6,5		
2	13,0		
3	19,5		
4	26,0		
5	32,5		
6	39,0	1-5	1, 2, 3, 4 — 0,15; 5 — 0,05
7	45,5	6-9	6 — 0,2; 7 — 0,1; 8 — 0,05; 9 — 0,7
8	52,0		
9	58,5		
10	65,0		
11	71,5		
12	78,0	10	10 — 0,3
13	84,5		
14	91,0		
15	93,6		

Руйнування даного зразка відбувалося за тріщиною 9.

Загальний вигляд тріщин, що утворилися наприкінці випробувань зразку ЗБП6, показаний на рис. 3.44.



Рис. 3.44. Тріщини у зразку ЗБП6

3.3. Висновки за розділом

1. Визначена теоретична несуча здатність залізобетонних балок за чотирма різними алгоритмами.

2. Визначена експериментально несуча здатність трьох непошкоджених залізобетонних балок, по одній з кожної із трьох груп, на які були розподілені досліджувані пошкоджені балки. Несуча здатність усіх непошкоджених зразків виявилася майже однаковою.

3. Визначена експериментально несуча здатність шести пошкоджених залізобетонних балок, які були розподілені на три групи. У першій групі пошкоджено стиснуту зону, у другій та третій — розтягнуту. Посилення всіх зразків здійснено фібробетоном, а останній зразок додатково посилений металеву обіймою.

4. Несуча здатність всіх посилених зразків лежить в інтервалі (80,6-93,6) кН. Підсилення обіймою виявилось зайвим, оскільки не призвело до суттєвого збільшення несучої здатності.

5. Руйнування всіх зразків відбувалося за похилими перерізами у приопорних зонах, де спостерігалось найбільш інтенсивне тріщиноутворення. У зонах підсилення фібробетоном тріщини практично відсутні в усіх досліджених зразках.

6. Несуча здатність всіх непошкоджених та посилених фібробетоном зразків, визначена експериментально, значно (майже в два рази) перевищує мінімальну теоретичну несучу здатність.

РОЗДІЛ 4

КОМП'ЮТЕРНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ТА ЧИСЕЛЬНИЙ АНАЛІЗ. ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ

Як вже зазначалося в розділі 1 даної роботи, способи ремонту та посилення залізобетонних конструкцій та, зокрема, залізобетонних балок, дуже різноманітні. У різних країнах, зокрема, й у нашій країні, існує широка нормативна база, яка регламентує практичне застосування цих методів. Але теоретичні методи розрахунку посилень нині розроблено недостатньо. Це пояснюється складністю математичної моделі посилення, незалежно від застосовуваного способу. Сказане повною мірою відноситься до балок, посиленних фібробетоном. З погляду механіки є найбільш логічною математична модель такого посилення у вигляді тіла з включенням. Але на даному етапі розробка цієї моделі викликає певні труднощі – специфіка такого включення, як фібробетон (його макро однорідність та мікро неоднорідність), математичний опис зони контакту включення та балки, їхня спільна робота та ін.

У зв'язку з цим, перевага надається чисельним методам. Насамперед методу скінчених елементів (МСЕ), оскільки це єдиний універсальний метод, на можливість застосування якого не накладається практично жодних обмежень. Цим пояснюється використання МСЕ для чисельного аналізу у всіх сучасних інженерних програмах розрахунку.

Незважаючи на те, що всі програмні комплекси реалізують метод скінчених елементів, процес розв'язання задачі в кожному з них має свої особливості, які незначно, але все ж таки впливають на результат. По-перше, в різних програмах задіяні різні скінчені елементи; по-друге, відрізняються процеси побудови скінчено-елементної сітки и, як наслідок, кількість скінчених елементів при однаковій геометричній моделі конструкції.

Для скінчених елементів різного вигляду задають різні функції форми, використовуючи які, набувають нових значень координат вузлів сітки в локальній системі координат (система координат елемента сітки). Таким

чином, отримують значення зсувів, деформацій, напружень у вузлах елементів сітки, які належить об'єкту, що проектується.

Відомо, що різні сітки дають різну точність одержуваного чисельного рішення. Загалом сформулювати суворі критерії оптимальної скінчено-елементної сітки не вдається. Можна говорити про вибір такої сітки для конкретної конструкції та при конкретній постановці завдання. Сітка дуже чутлива до зміни умов завдання, при незначному їх коригуванні сітка, яка давала незадовільний результат, може виявитися оптимальною, а сітка, на якій був досить точний розрахунок, може призвести до значних помилок.

У зв'язку зі сказаним, доцільно вирішити одну й ту саму задачу в двох або кількох розрахункових програмах.

Для комп'ютерного моделювання пошкоджених балок та визначення їх напружено-деформованого стану після підсилення різними методами в роботі використані три програмних комплекси — SOFiSTiK [144], Autodesk Robot Structural Analysis [145, 146] та ЛПА-САПР [147].

Моделювання та розрахунки виконувалися для п'яти зразків посиленних балок — ЗБП1 – ЗБП5. Оскільки жодна з програм не дає можливості визначити несучу здатність, в усіх розрахунках розглядалося навантаження у вигляді двох зосереджених сил, величиною $F = 40,3 \text{ кН}$ кожна, що відповідає середній несучій здатності непошкоджених балок ЗБІ, ЗБІІ, ЗБІІІ. Сили прикладені на відстанях 60 см від краю балки; опори розташовані на 5 см від краю. Таким чином, зона чистого вигину складала 80 см.

4.1. Моделювання та скінчено-елементний аналіз пошкоджених балок у програмі SOFiSTiK

4.1.1. Функціональні можливості програмного комплексу

SOFiSTiK — це інтегрований програмний комплекс, що використовує метод скінчено-елементного аналізу (МСЕ) будівельних конструкцій будівель, мостів, тунелів та розв'язання задач геотехніки. SOFiSTiK адаптований для будівельних завдань та повністю локалізований для

застосування на території України. Серед особливостей SOFiSTiK широкий спектр можливостей моделювання конструкцій та навантажень, сучасний графічний інтерфейс, адаптований під будівельні завдання, можливість параметризації розрахунків, єдина розрахункова модель «грунт-споруда», велика кількість спеціалізованих модулів, зовнішні інтерфейси (Revit, Femap, IFC, Fides та ін).

ПК SOFiSTiK забезпечує аналіз конструкцій за нормами EuroCode, що відкриває можливості для співпраці з представниками європейських країн.

SOFiSTiK пропонує різні програмні комплекси аналізу різноманітних видів конструкцій методом скінчених елементів на статичні та динамічні навантаження та їх поєднання, засновані на базовому вирішувачі FEA SOFiSTiK ASE.

Управління пакетами SOFiSTiK відбувається за допомогою комплексу SOFiSTiK Structural Desktop (SSD), який забезпечує цілеспрямований підхід до роботи, представляючи різні процедури або певні завдання з бібліотеки. Вихідні дані вводяться за рахунок моделювання спеціальними препроцесорами SOFiPLUS та WinTUBE у середовищі AutoCAD, читання моделей конструкцій з AutoCAD та Autodesk Revit Structure або через таблицний редактор. SOFiSTiK надає також потужний текстовий редактор та мову сценаріїв для керування роботою всіх програм. Редактор TEDDY дозволяє створювати параметричні набори даних будь-якого модуля SOFiSTiK.

Усі модулі-програми можна розділити за призначенням на чотири групи: програми для введення даних і попередньої обробки, програми для проведення розрахунків, програми для конструювання елементів і програми для остаточної обробки даних.

Програми для введення даних і попередньої обробки, у свою чергу, діляться на програми, що працюють в інтерактивному режимі й програми пакетної обробки даних.

4.1.2. Результати розрахунків

При розрахунку залізобетонної балки та розташованого в неї фібробетонного елемента використовувалася пластинчасто-стрижнева модель. Відмінність від стрижневої моделі в тому, що залізобетонна балка виконана із пластинчастих елементів QUAD. Використовувався лінійний тип розрахунку.

Результати розрахунків зведено до табл. 4.1.

Таблиця 4.1

Результати розрахунків у ПК SOFiSTiK

Зразок	Кількість СЕ	Максимальний прогин, мм	Максимальне напруження, МПа	
			XX	YY
ЗБП1	272	4.06	32.80	14.70
ЗБП2	240	4.03	31.00	13.60
ЗБП3	263	3.98	29.77	11.97
ЗБП4	252	4.00	30.66	12.35
ЗБП5	256	3.90	30.53	14.45

На рис. 4.1-4.2 показано геометричну та скінчено-елементну моделі зразка балки ЗБП3, у якої пошкоджено, а потім підсилено фібробетоном стиснуту зону. На рис. 4.3 – 4.6 зображені епюри напружень та прогинів.

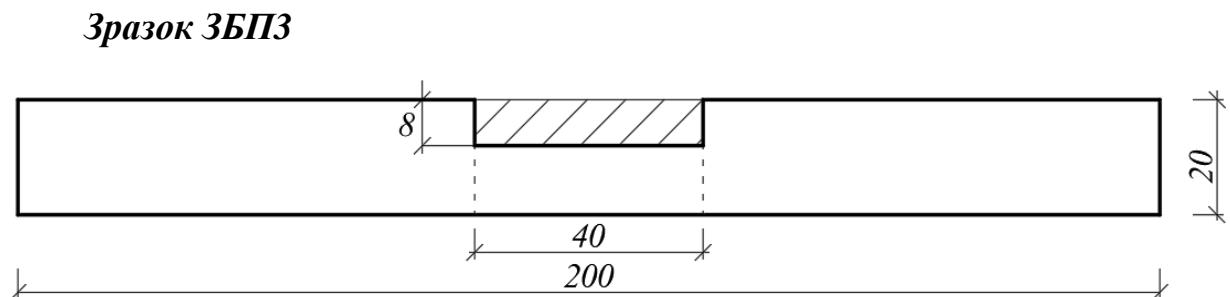


Рис. 4.1. Геометрична схема зразка ЗБП3

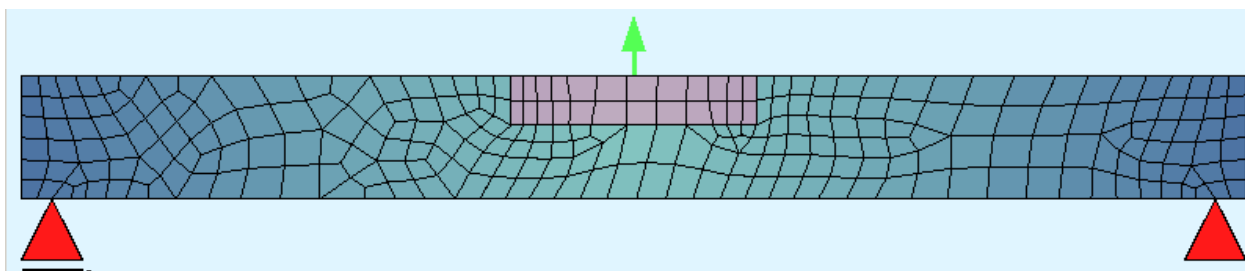


Рис. 4.2. Скінчено-елементна модель зразку ЗБПЗ

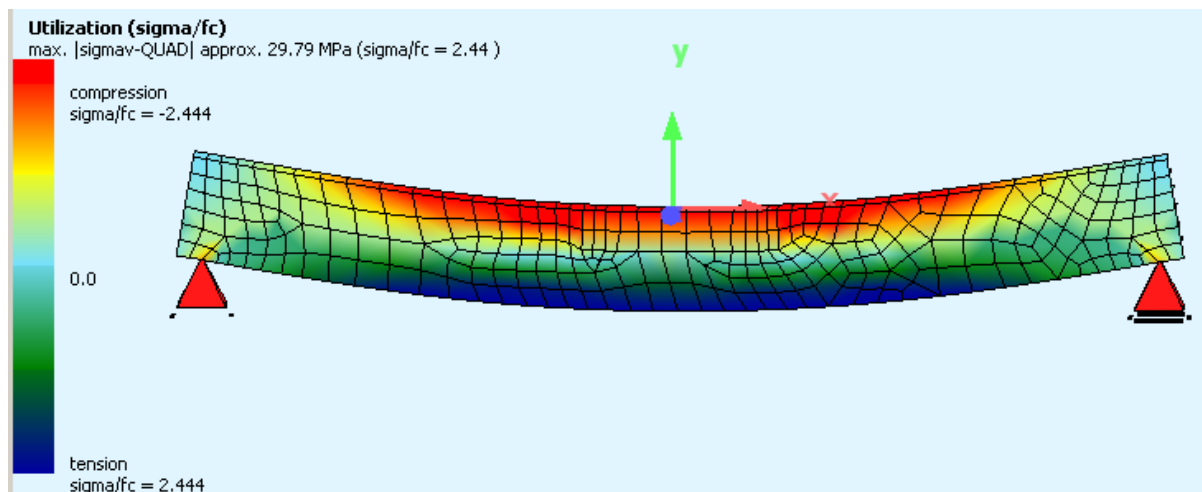


Рис. 4.3. Напруження у зразку ЗБПЗ

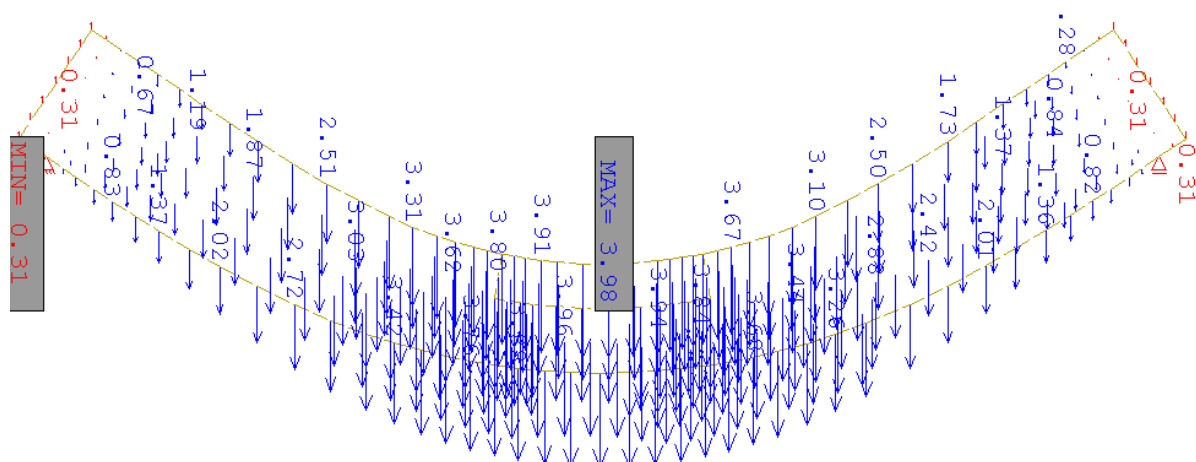


Рис. 4.4. Прогини зразку ЗБПЗ

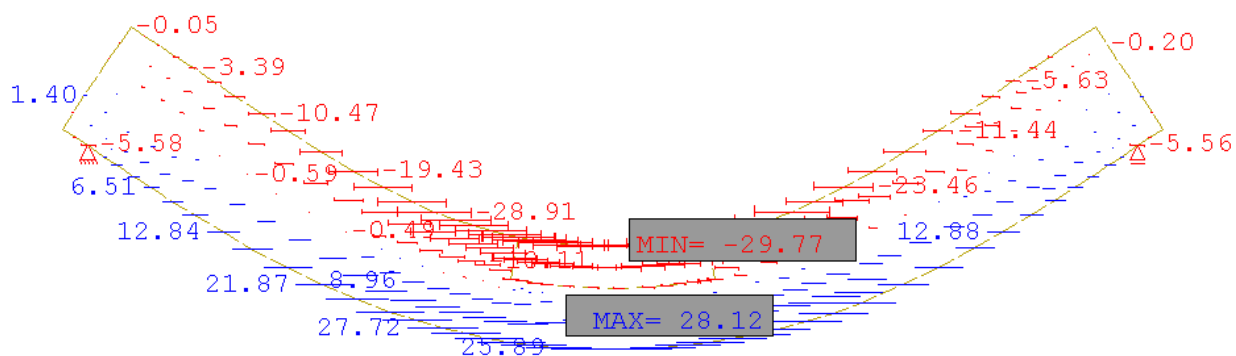


Рис. 4.5. Напруження ХХ у зразку ЗБПЗ

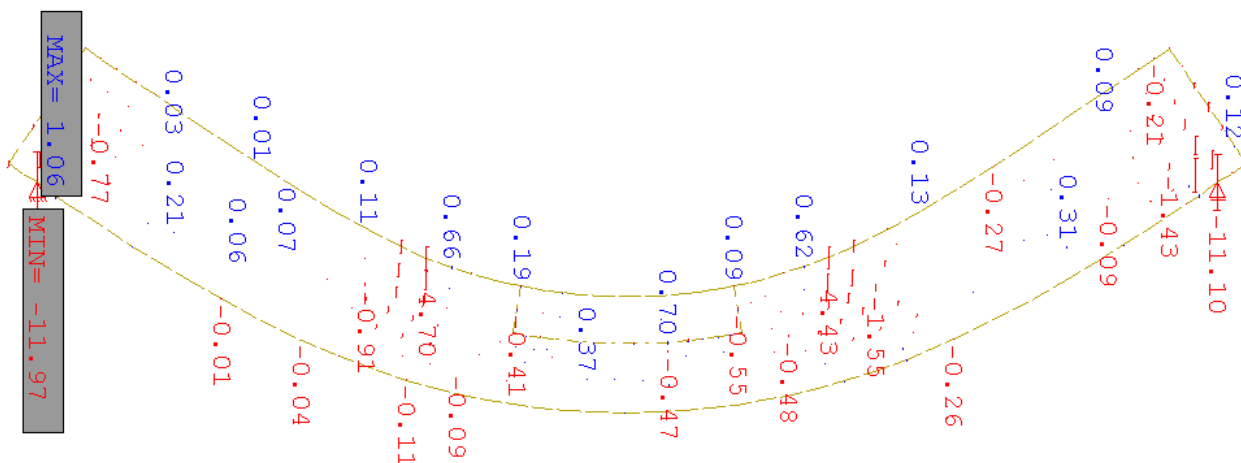


Рис. 4.6. Напруження YY у зразку ЗБП3

На рис. 4.7-4.8 показано геометричну та скінчено-елементну моделі зразка балки ЗБП5, у якої пошкоджено, а потім підсилено фібробетоном розтягнуту зону. На рис. 4.9 – 4.12 зображені епюри напружень та прогинів.

Зразок ЗБП5

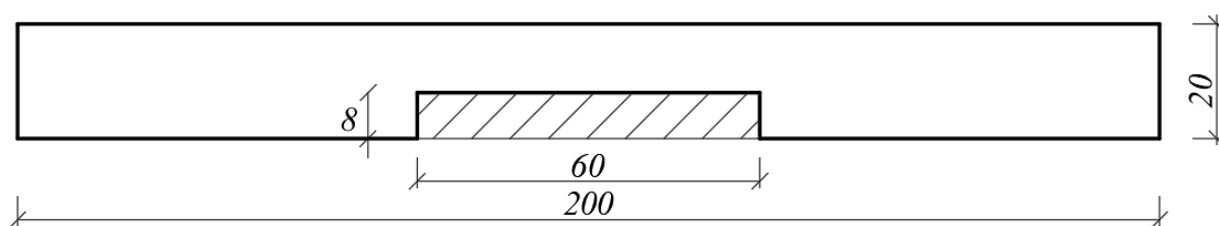


Рис. 4.7. Геометрична схема зразка ЗБП5

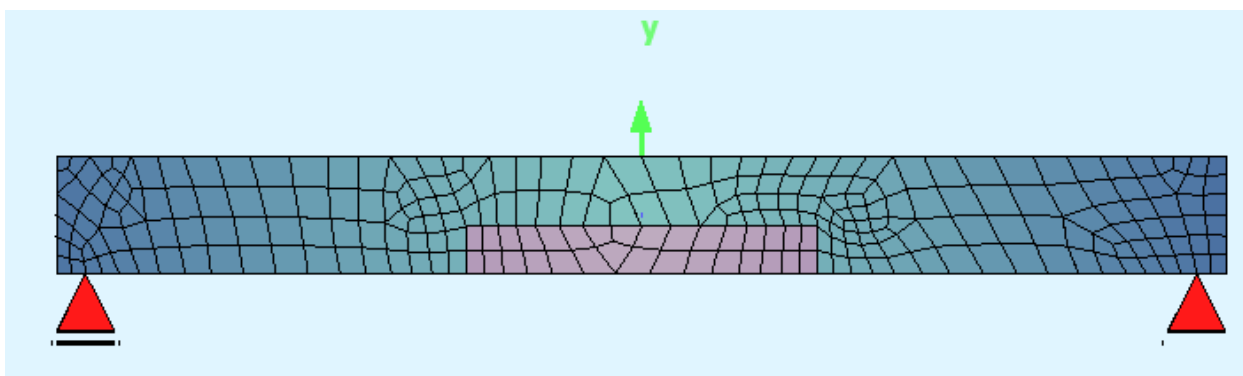


Рис. 4.8. Скінчено-елементна модель зразка ЗБП5

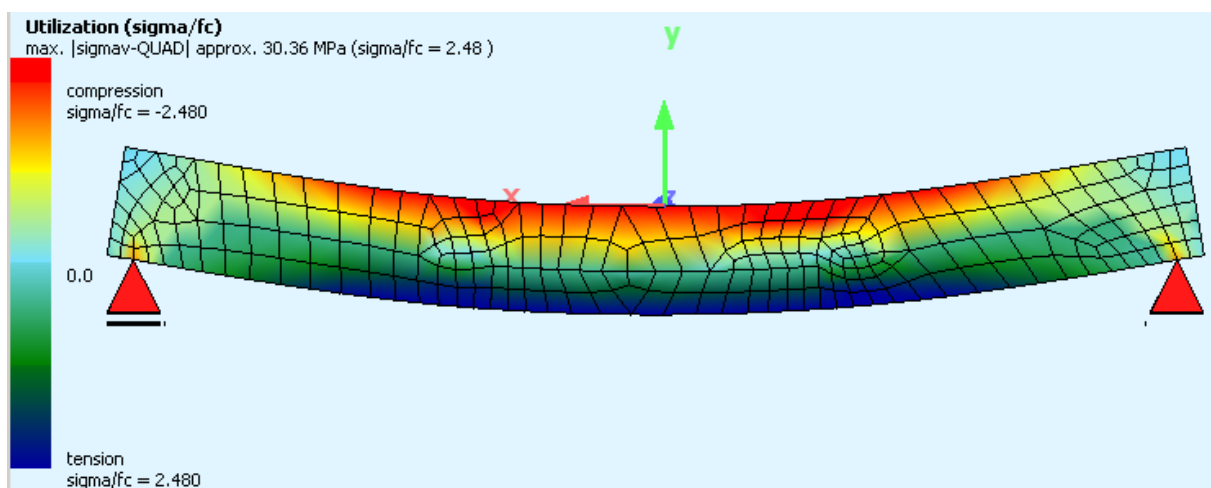


Рис. 4.9. Напруження у зразку ЗБП5

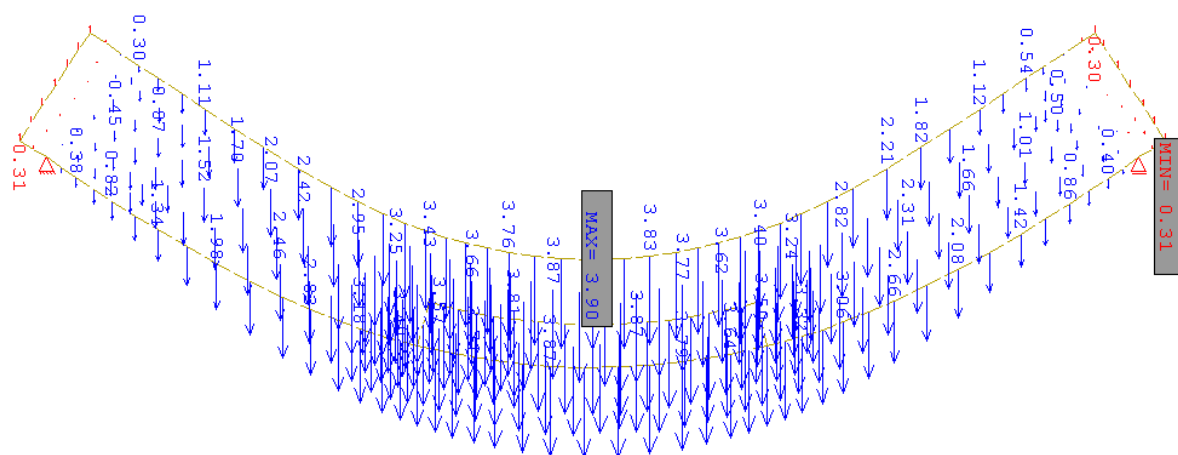


Рис. 4.10. Прогини зразку ЗБП5

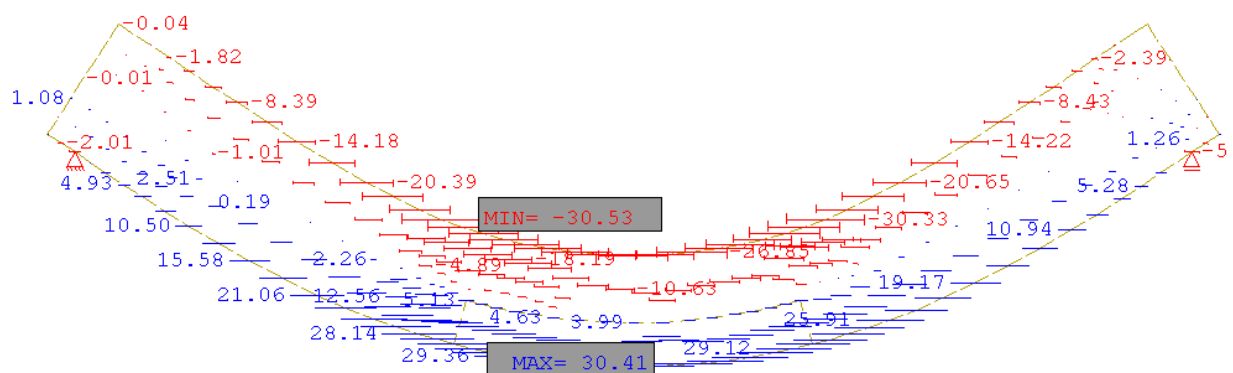


Рис. 4.11. Напруження XX у зразку ЗБП5

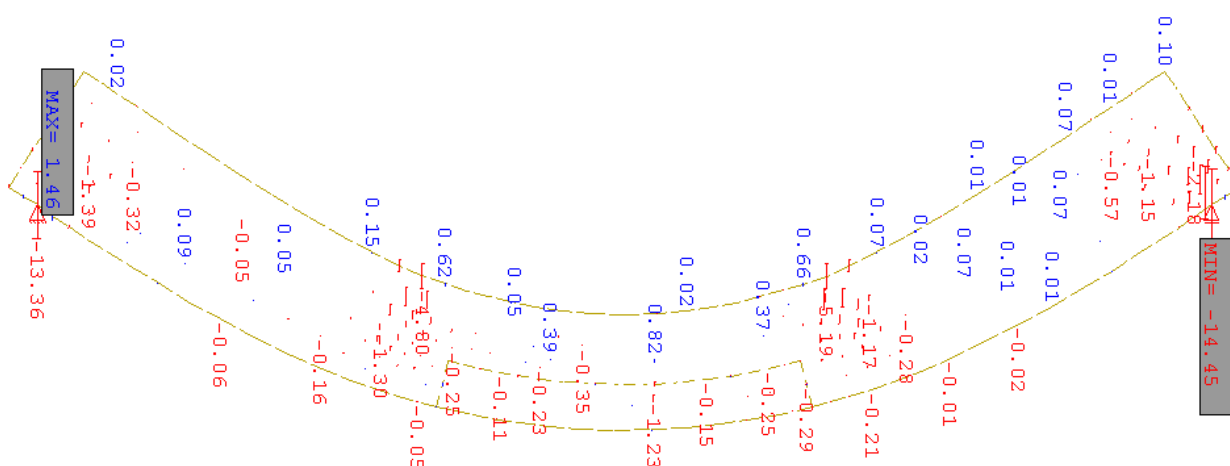


Рис. 4.12. Напруження YY у зразку ЗБП5

Інші результати моделювання та розрахунку пошкоджених балок у програмі SOFiSTiK віднесені до Додатку Б.

4.2. Моделювання та розрахунки у програмі Autodesk Robot Structural Analysis

4.2.1. Основні можливості програми

Autodesk Robot Structural Analysis (Robot або RSA) є комплексною програмою для моделювання, розрахунку та проектування різних видів будівельних конструкцій.

Комплекс RSA запропонований розробниками у вигляді основного та допоміжних програмних продуктів — Robot Structural Analysis Professional та Concrete Building Structures.

Robot Structural Analysis Professional — це основний продукт комплексу у вигляді потужного програмного середовища, що реалізує всі основні види розрахунків для проектування всіляких будівельних конструкцій. У цій програмі об'єднані можливості створення дво- та тривимірної розрахункової схеми, виконання розрахунків, автоматичний підбір розмірів всіх елементів конструкції, підбір елементів з'єднань, формування пояснювальної записки, формування креслень окремих елементів.

Concrete Building Structures (CBS) — це допоміжний продукт комплексу у вигляді полегшеного програмного середовища, що реалізує основні види

розрахунків для проектування промислових та цивільних будівель. З використанням цієї програми можливе проектування монолітних залізобетонних конструкцій, а також ряд конструктивних рішень із збірного залізобетону. В елементах інших матеріалів програма дозволяє отримати лише внутрішні зусилля. Основна перевага цього продукту полягає у можливості швидкого створення тривимірної моделі будівлі зручними та простими у використанні інструментами. При нестачі ресурсів CBS для виконання поставлених завдань проектування може бути продовжено в Robot шляхом автоматичної передачі та перетворення вже готової моделі з одного середовища до іншого. Але CBS має тільки англomовну версію, що стримує його використання у нашій країні.

Програма дозволяє створювати модель конструкції, виконувати статичний розрахунок конструкції, перевіряти одержані результати, здійснювати розрахунки елементів конструкцій за нормами, а також готувати документацію за результатами розрахунку та проектування конструкції.

Основні можливості програмного продукту Robot:

- розрахунки конструкцій: лінійні, нелінійні та динамічні (модальний, спектральний, сейсмічний, інтегрування рівнянь руху, розрахунок граничної рівноваги (push-over), розрахунок P-Delta, пластичний, деформації вигину);
- робота в багатомовному середовищі (незалежний набір з 15 мов інтерфейсу користувача, регіональних налаштувань та звітів за результатами розрахунків); проектування відповідно до вимог понад 50 стандартів;
- рами, пластини та оболонки, а також ефективне моделювання та генерація сіток скінчених елементів (CE) на основі користувальницького графічного інтерфейсу, який дозволяє створити конструкцію будь-якої форми та параметрів та провести розрахунок з урахуванням реальної геометрії конструкції;
- висока якість двостороннього зв'язку з Autodesk Revit, AutoCAD та використання форматів IFC, CIS2 тощо;

- API, що дозволяє користувачеві створювати власні додатки, які взаємодіють з моделюванням конструкцій, процесом розрахунків та отриманням результатів.

RSA дозволяє вибирати тип розрахункової сітки та регулювати її частоту. У полі «доступні методи побудови сітки» можна вибрати один із двох методів: метод Кунса або метод Делано.

Можна вибрати тип скінченного елемента. Можна також визначити коефіцієнт згущення при вибраному методі розбиття області на скінчені елементи. Діалогове вікно дозволяє вибирати параметри сітки об'ємних скінчених елементів: 3-вузлові та 6-вузлові трикутники, 4-вузлові та 8-вузлові прямокутники.

4.2.2. Результати розрахунків

При моделюванні використовувалися два типи скінчених елементів — трикутні елементи з трьома вузлами (Т3), прямокутні елементи з чотирма вузлами (Q4). Розмір елемента задавався 2x2 см, сітка розбивалася автоматично. На рис. 4.13 показана орієнтація глобальної та локальної систем координат.

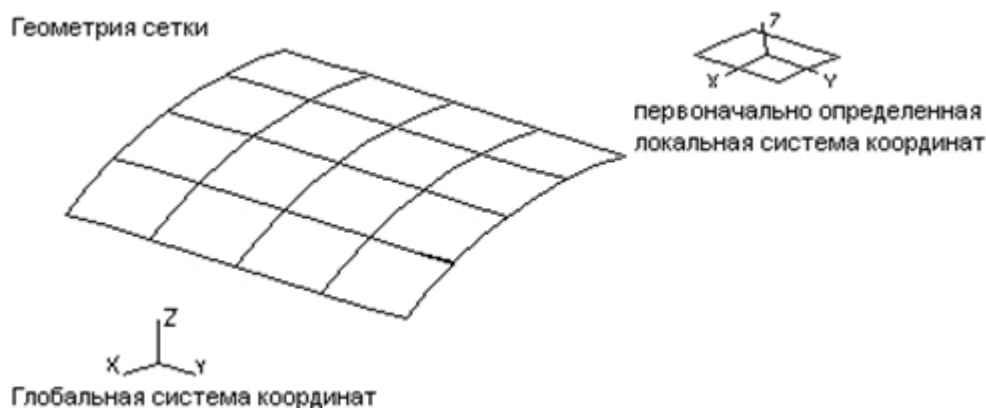


Рис. 4.13. Глобальна та локальна системи координат

На рис. 4.14 показано правило знаків для переміщень, а на рис. 4.15 — правило знаків для зусиль у плоских скінчених елементах.

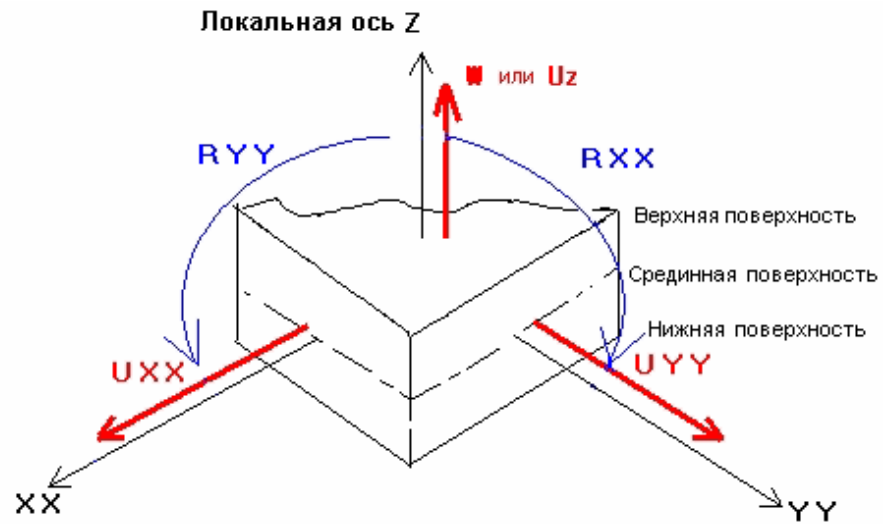


Рис. 4.14. Правило знаків для переміщень

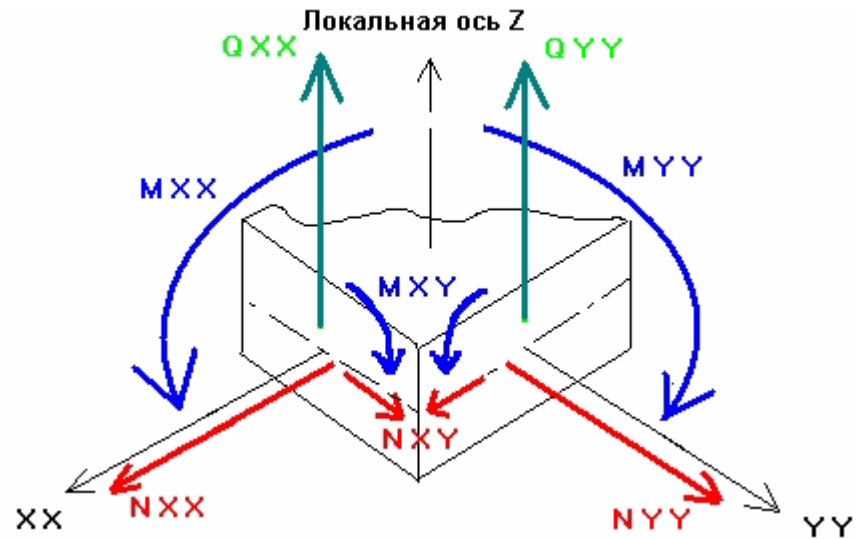


Рис. 4.15. Правило знаків для зусиль

Результати розрахунків зведено до табл. 4.2.

Таблиця 4.2

Результати розрахунків у Robot Structural Analysis Professional

Зразок	Кількість СЕ	Максимальний прогин, мм	Максимальне напруження, МПа	
			XX	YY
ЗБП1	282	4.07	37.66	20.12
ЗБП2	278	4.08	35.26	18.28
ЗБП3	278	4.04	35.27	18.28
ЗБП4	278	4.05	35.30	17.98
ЗБП5	278	3.96	35.20	17.98

На рис. 4.16 показано геометричну модель зразка балки ЗБПЗ, у якій пошкоджено, а потім підсилено фібробетоном стиснуту зону. На рис. 4.17 – 4.19 зображені епюри прогинів та напружень.

Зразок ЗБПЗ

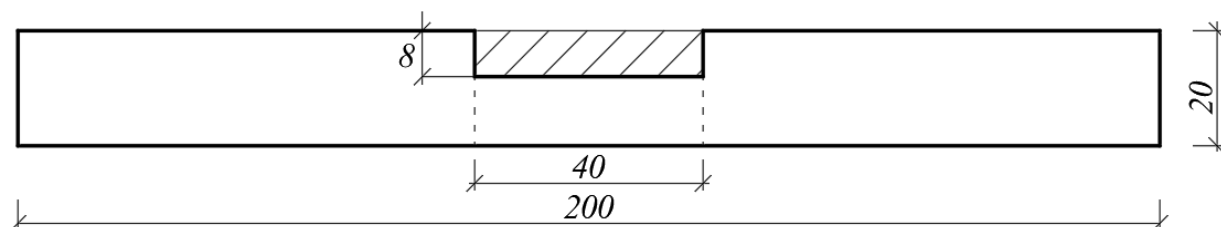


Рис. 4.16. Геометрична модель зразка ЗБПЗ

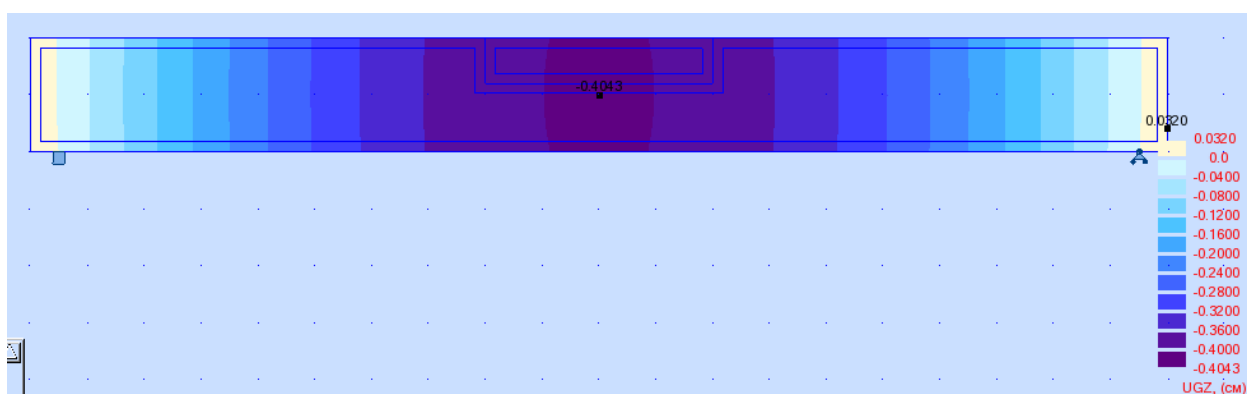


Рис. 4.17. Прогини зразка ЗБПЗ

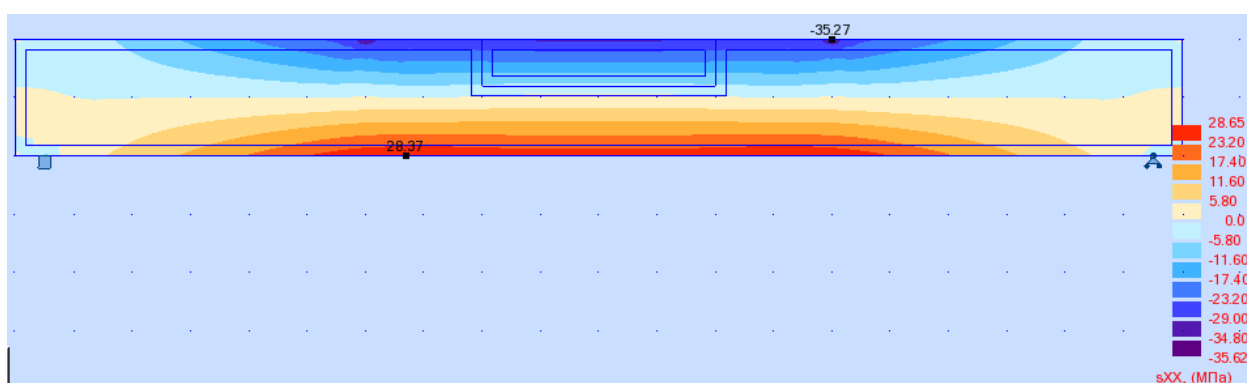
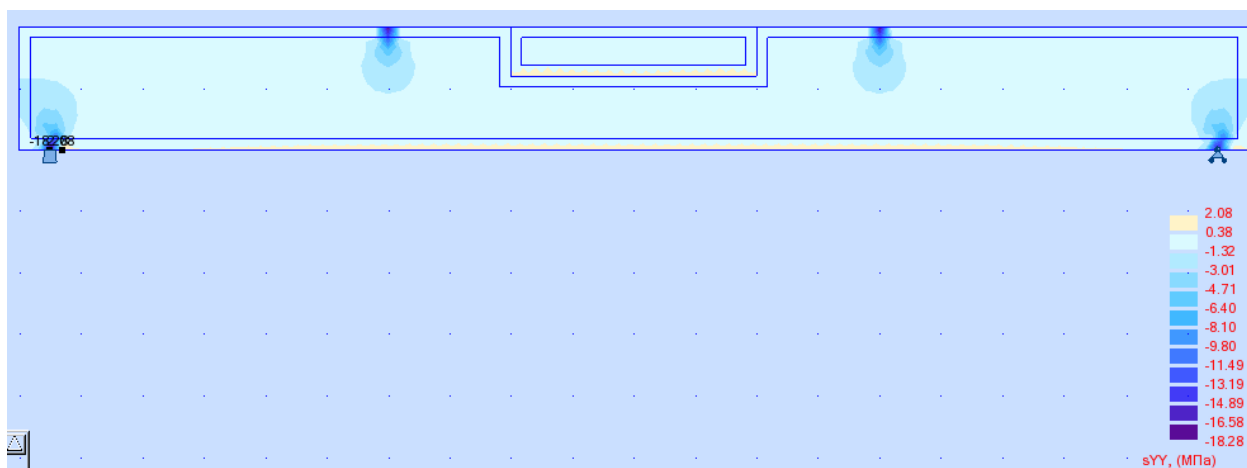


Рис. 4.18. Напруження ХХ у зразку ЗБПЗ

Рис. 4.19. Напруження $Y\bar{Y}$ у зразку ЗБПЗ

На рис. 4.20 показано геометричну модель зразка балки ЗБП5, у якій пошкоджено, а потім підсилено фібробетоном розтягнуту зону. На рис. 4.21 – 4.23 зображені епюри напружень та прогинів.

Зразок ЗБП5

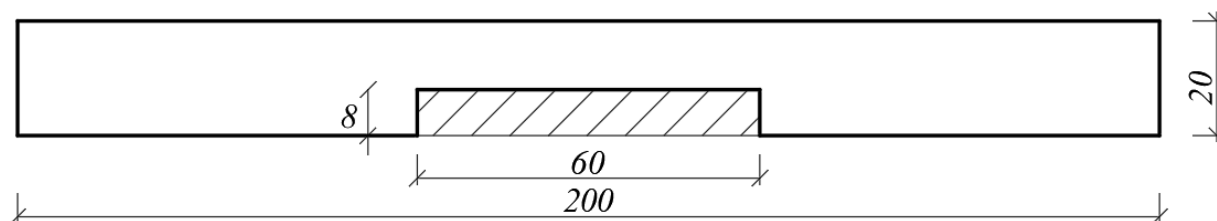


Рис. 4.20. Геометрична модель зразка ЗБП5

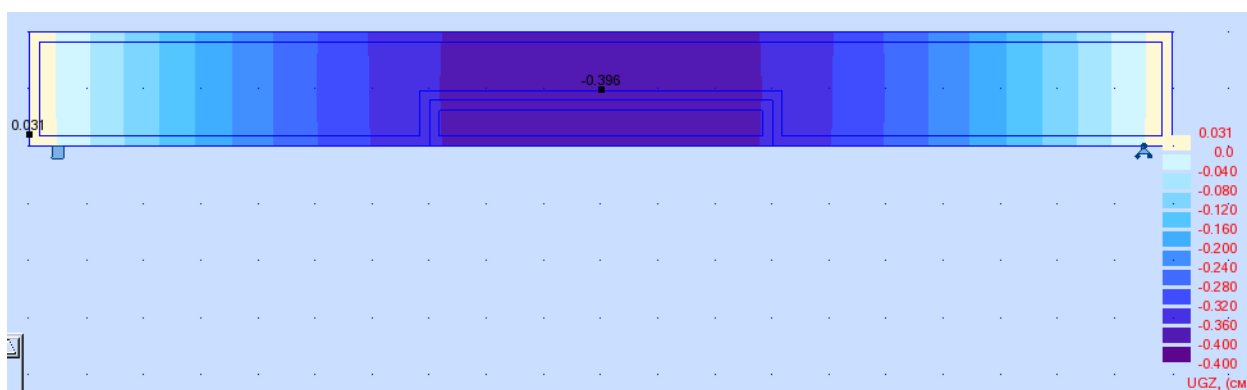


Рис. 4.21. Прогини зразка ЗБП5

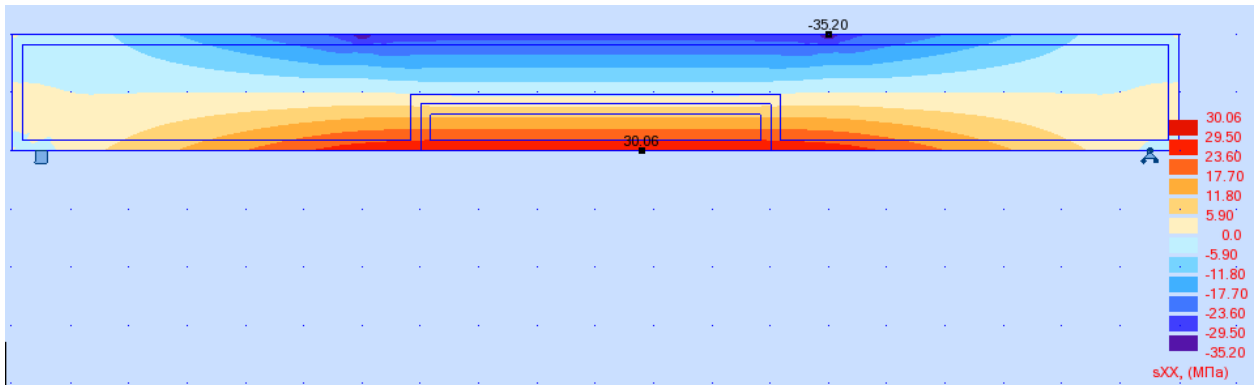


Рис. 4.22. Напруження ХХ у зразку ЗБП5

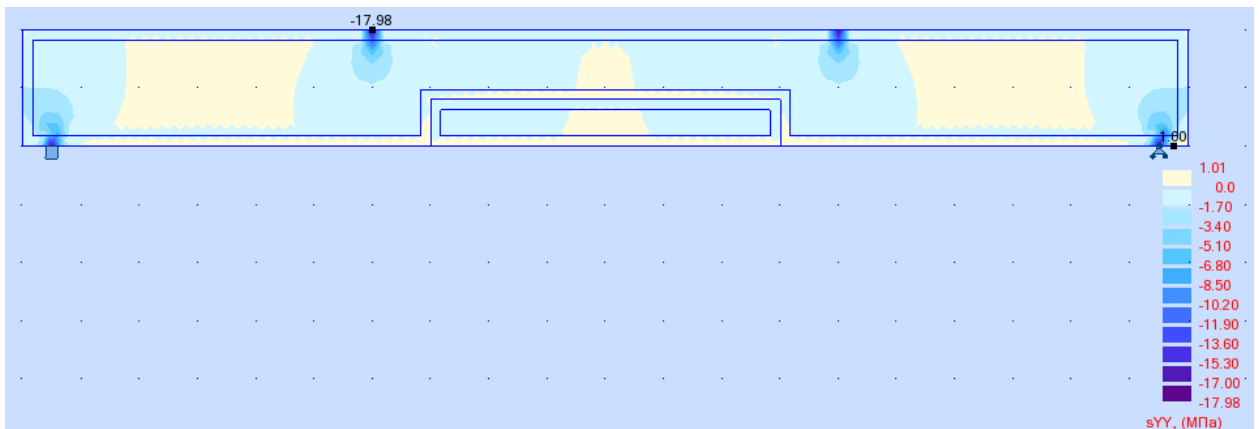


Рис. 4.23. Напруження YY у зразку ЗБП5

Інші результати моделювання та розрахунку пошкоджених балок у програмі Robot Structural Analysis Professional віднесені до Додатку В.

4.3. Моделювання та розрахунки у ПК ЛИРА-САПР

4.3.1. Короткі відомості про можливості програми

ПК ЛИРА-САПР — програмний комплекс для проектування та розрахунку будівельних та машинобудівних конструкцій різного призначення, в якому реалізовано метод скінчених елементів (МСЕ). Можливі розрахунки на статичні та динамічні впливи. Проводиться підбір та перевірка перерізів сталевих конструкцій, армування перерізів залізобетонних та сталезалізобетонних конструкцій. Видаються робочі креслення. Комплекс складається з цілого ряду спеціалізованих систем, які дозволяють моделювати роботу масивів ґрунту, розраховувати мостові споруди, моделювати роботу споруди у процесі монтажу, дослідити

поведінку конструкції під динамічними впливами в часі та багато іншого. Історія програмного комплексу ЛІРА-САПР починається в 1963 році з програм розрахунку просторових стрижневих систем «Експрес» і «Міраж», призначених для розрахунку будівельних конструкцій на електронно-обчислювальних машинах, що використовувалися тоді.

Програма безперервно вдосконалювалася та адаптувалася до нової комп'ютерної техніки та операційних систем.

Сьогодні ПК ЛІРА-САПР реалізує нормативи України, Казахстану, Білорусі та інших країн та дозволяє підібрати чи перевірити перерізи елементів залізобетонних, сталевих та армокам'яних конструкцій.

Крім загального розрахунку моделі об'єкта на всі можливі види статичних навантажень (силових, температурних, деформаційних) та динамічних впливів (вітер з урахуванням пульсації, сейсмічні впливи за різними нормами, гармонійні коливання тощо), ПК ЛІРА-САПР автоматизує низку процесів проектування: визначення розрахункових поєднань навантажень та зусиль, призначення конструктивних елементів, підбір та перевірка перерізів сталевих та залізобетонних конструкцій з формуванням ескізів робочих креслень колон та балок.

ПК ЛІРА-САПР дозволяє досліджувати загальну стійкість моделі, що розраховується, перевірити міцність перерізів елементів за різними теоріями міцності, проводити розрахунки об'єктів з урахуванням фізичної, геометричної, фізико-геометричної та конструктивної нелінійностей, моделювати процес зведення споруди з урахуванням монтажу-демонтажу елементів та властивостей матеріалів.

ПК ЛІРА-САПР складається з кількох взаємозалежних систем, які забезпечують повний цикл — від створення розрахункової моделі до конструювання елементів.

4.3.2. Моделювання та розрахунки пошкоджених балок

При розрахунку залізобетонної балки та розташованого в неї фібробетонного елемента використовувалися типи скінчених елементів №44, №42 – пластини. Розміри СЕ №44 становили 0,01x0,01 м. СЕ №44 бралися у кількості 4022 пластини. Розміри деяких трикутних СЕ №42, що розташовані на межі стику фібробетонного елемента та залізобетонного, становили 0,011x0,01x0,0078 м. СЕ №42 бралися у кількості 29 пластин. Використовувався лінійний тип розрахунку.

Результати розрахунків зведено до табл. 4.3.

Таблиця 4.3

Результати розрахунків У ПК ЛІРА-САПР

Зразок	Кількість СЕ	Максимальний прогин, мм	Максимальне напруження, МПа	
			XX	YY
ЗБП1	4051	4.09	33.22	32.87
ЗБП2	4000	4.06	33.22	23.64
ЗБП3	4000	4.03	33.22	23.65
ЗБП4	4000	4.03	33.23	23.81
ЗБП5	4000	3.94	33.12	24.40

На рис. 4.24, 4.25 показано геометричну та скінчено-елементну моделі зразка балки ЗБП3, у якої пошкоджено, а потім підсилено фібробетоном стиснуту зону. На рис. 4.26 – 4.29 зображені епюри напружень та прогинів.

Зразок ЗБП3

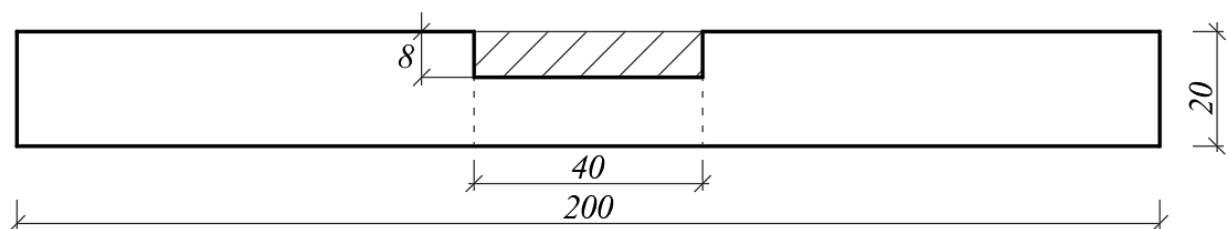


Рис. 4.24. Геометрична модель зразка ЗБП3

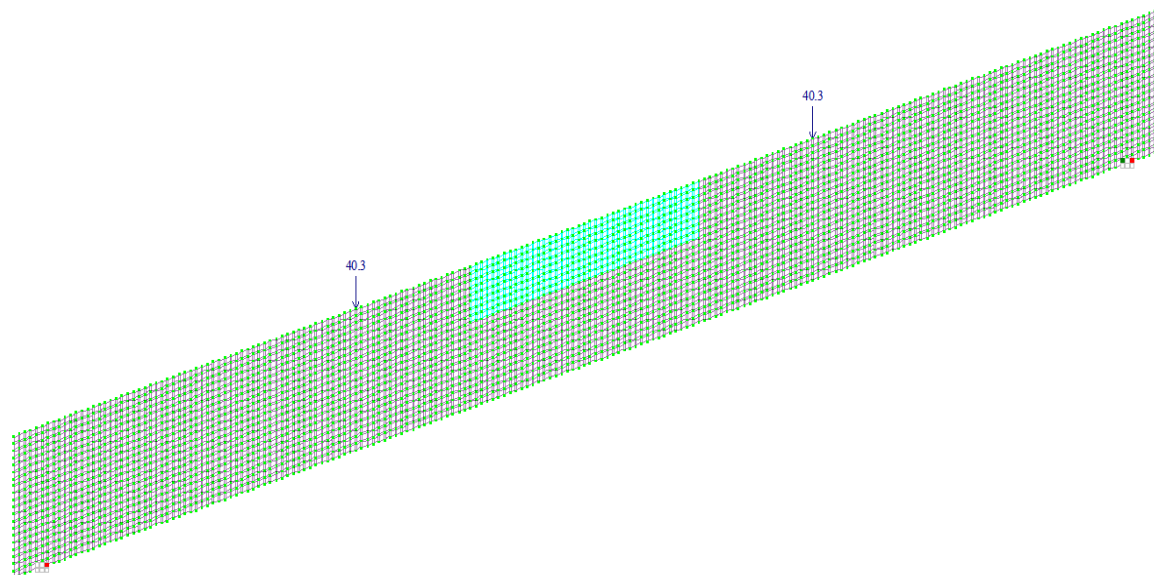


Рис. 4.25. Скінчено-елементна модель зразка ЗБЗ

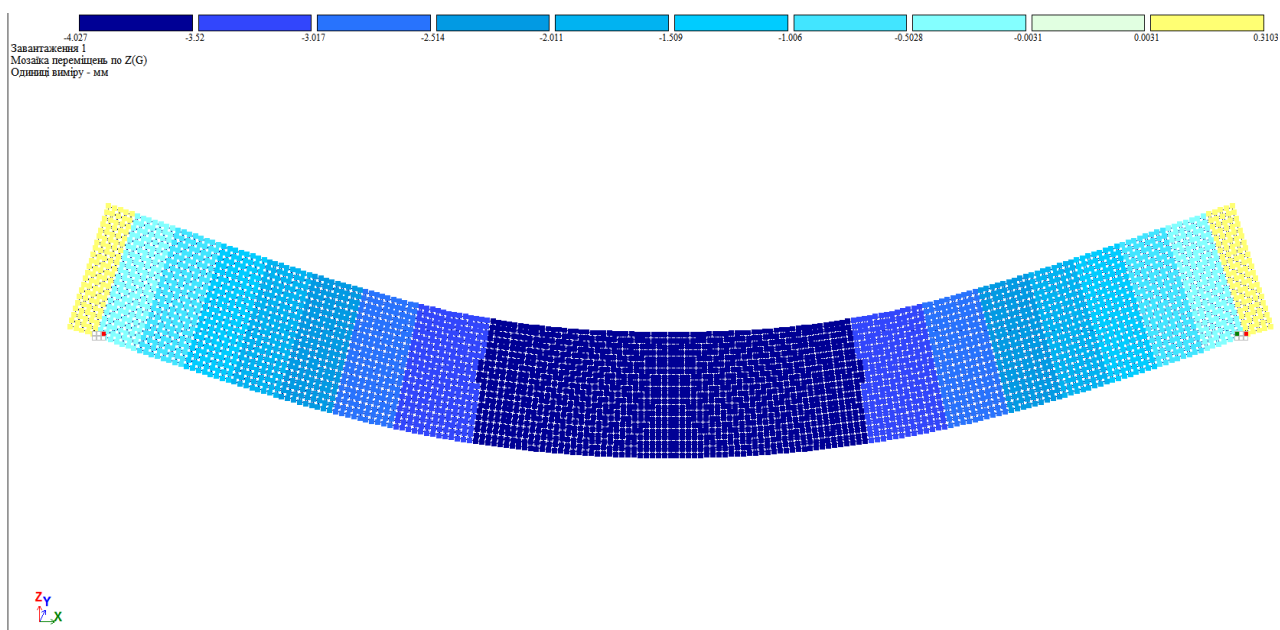


Рис. 4.26. Прогини зразка ЗБЗ

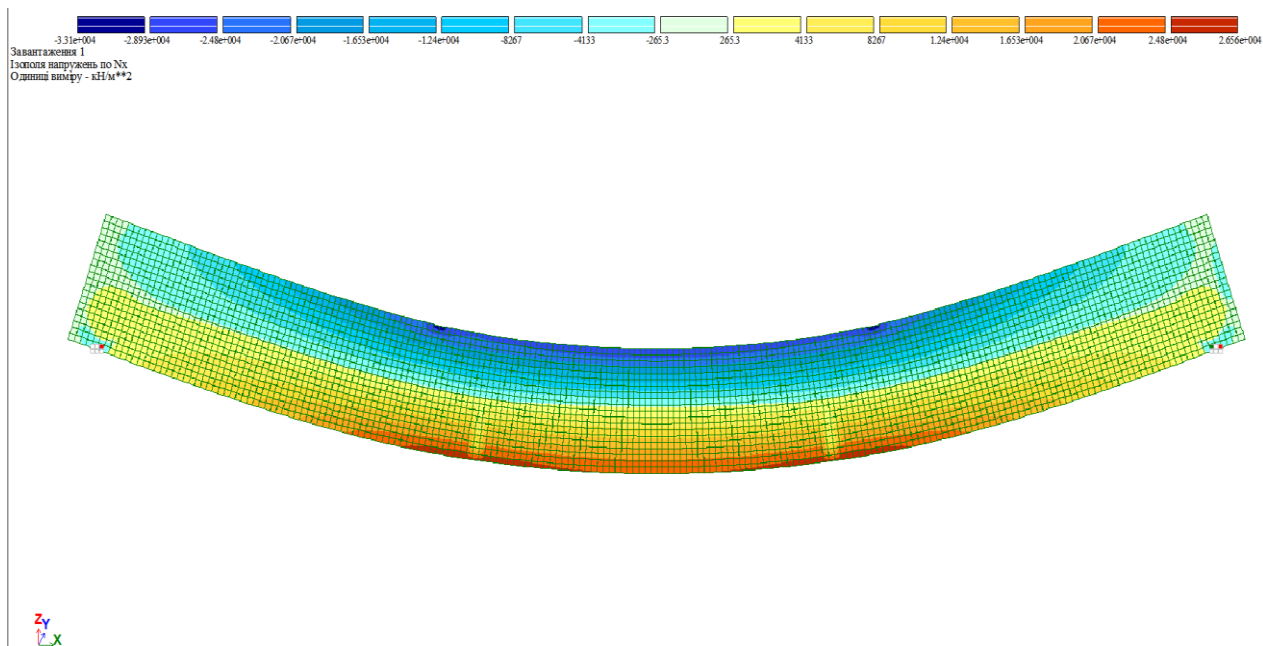


Рис. 4.27. Напруження Nx у зразку ЗБПЗ

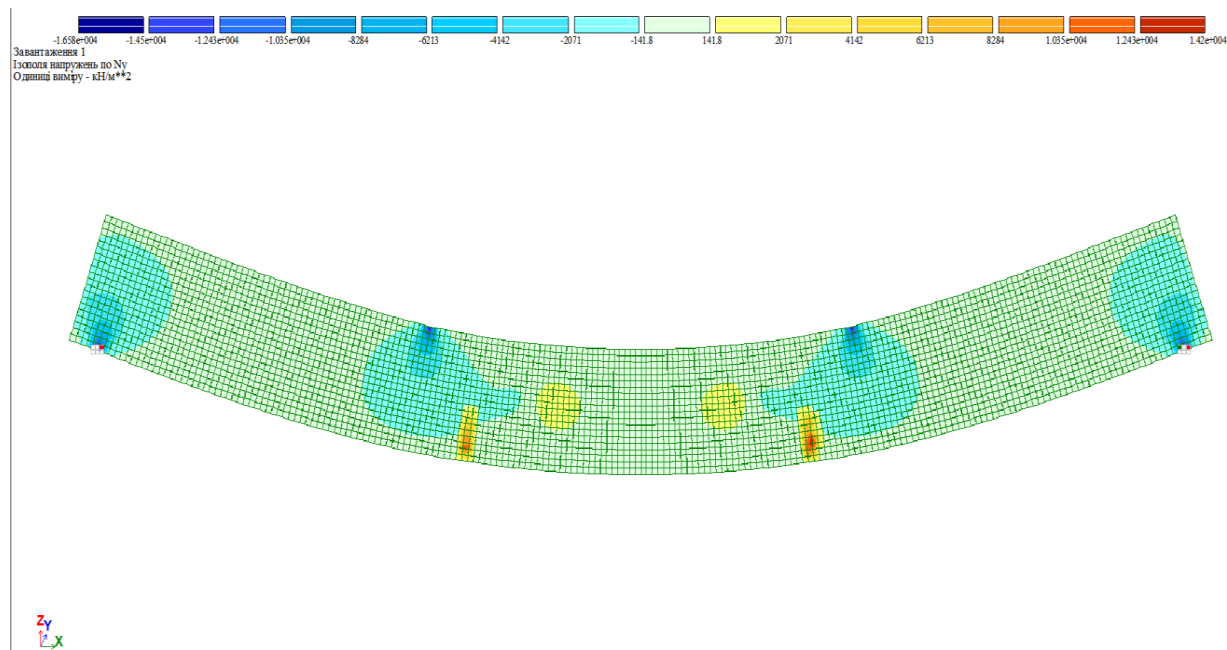
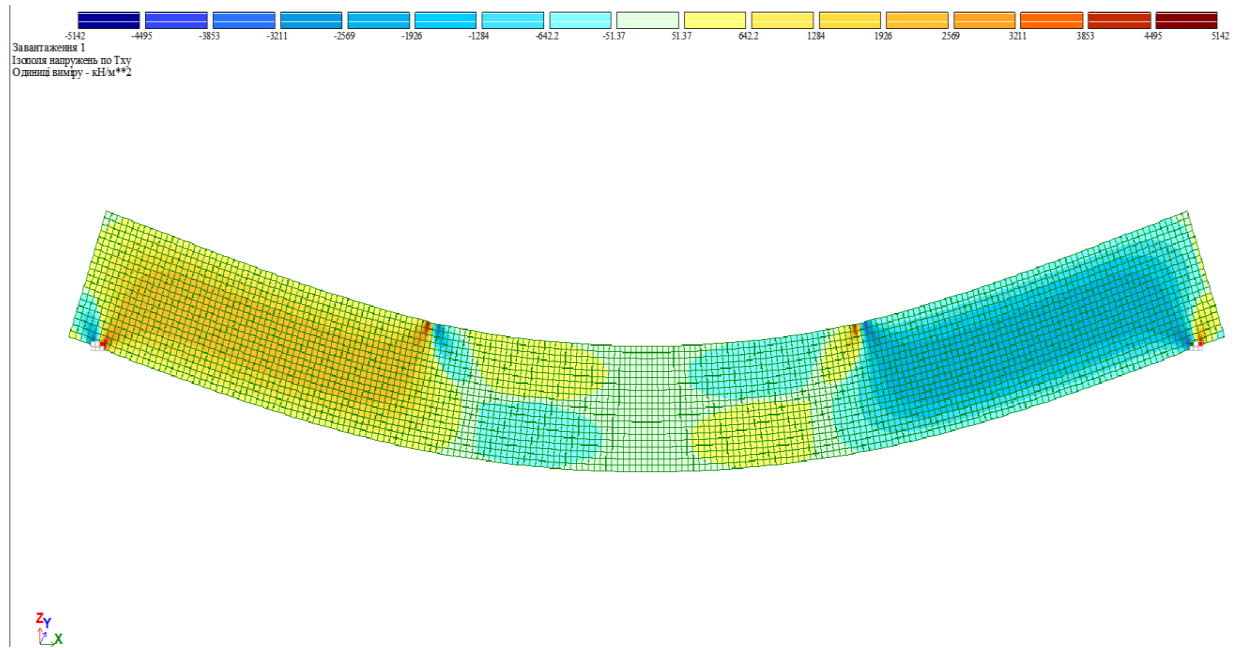


Рис. 4.28. Напруження Ny у зразку ЗБПЗ

Рис. 4.29. Напруження T_{xx} у зразку ЗБПЗ

На рис. 4.30, 4.31 показано геометричну та скінчено-елементну моделі зразка балки ЗБП5, у якій пошкоджено, а потім підсилено фібробетоном розтягнуту зону. На рис. 4.32 – 4.35 зображені епюри напружень та прогинів.

Зразок ЗБП5

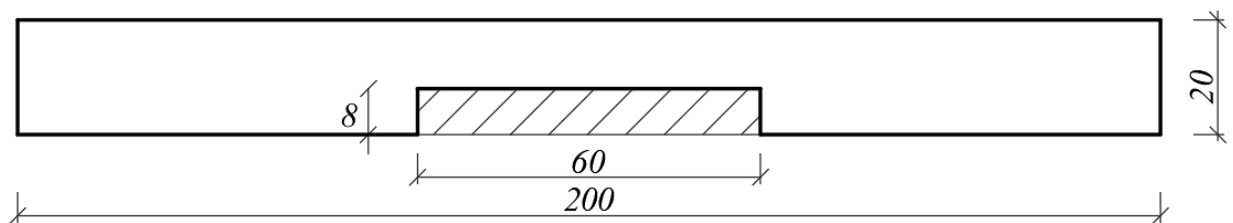


Рис. 4.30. Геометрична модель зразка ЗБП5

При розрахунку залізобетонної балки та розташованого в неї фібробетонного елемента використовувався тип скінченого елемента №44 – пластина. Розмір СЕ №44 становив 0,01x0,01 м. СЕ №44 брався у кількості – 4000 пластини. Використовувався лінійний тип розрахунку. Результати розрахунку приведені у табл. 4.3.

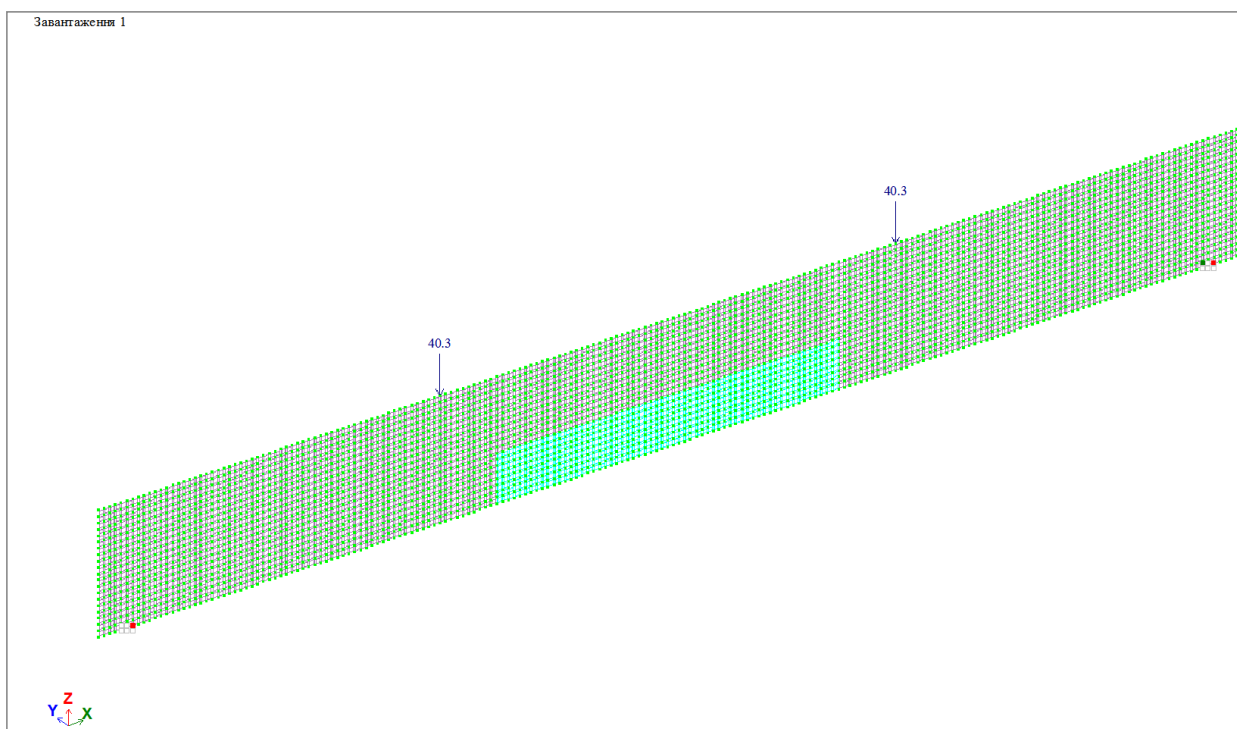


Рис. 4.31. Скінчено-елементна модель зразка ЗБП5

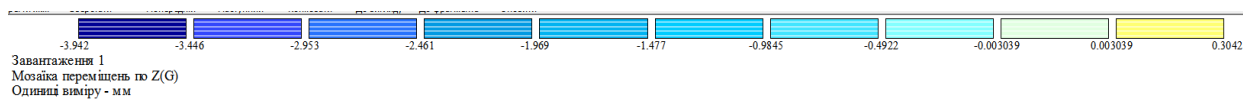
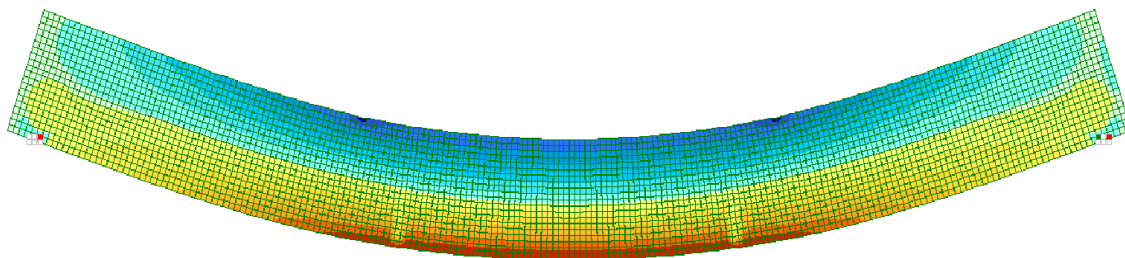
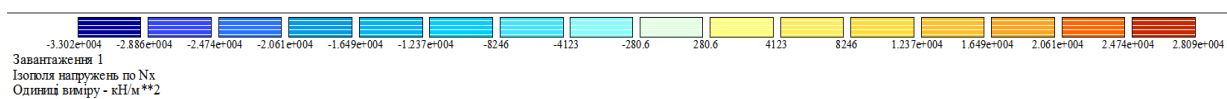
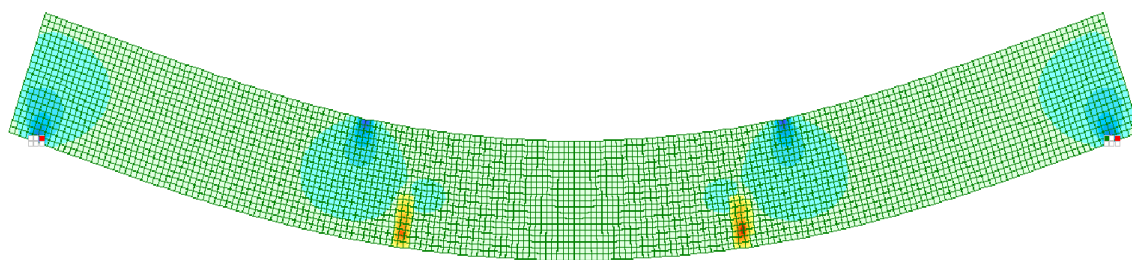
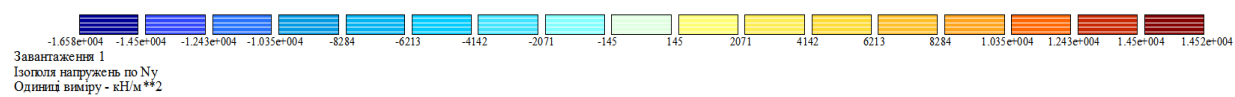


Рис. 4.32. Прогини зразка ЗБП5

Рис. 4.33. Напруження N_x у зразку ЗБП5Рис. 4.34. Напруження N_y у зразку ЗБП5

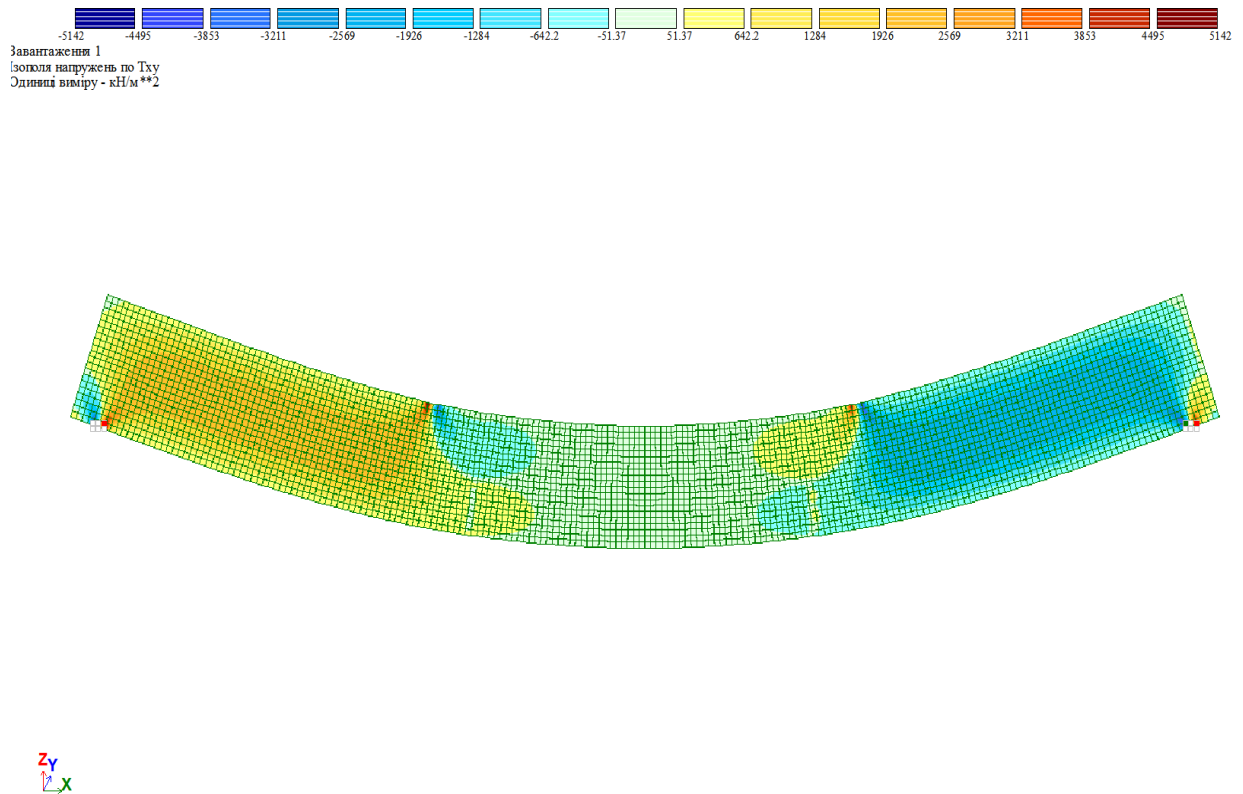


Рис. 4.35. Напруження T_{xy} у зразку ЗБП5

Інші результати моделювання та розрахунку пошкоджених балок у програмі ПК ЛІРА-САПР віднесені до Додатку Г.

4.4. Порівняння результатів експериментальних досліджень та чисельного аналізу

У табл. 4.4 наведені максимальні прогини та напруження, отримані за результатами експериментальних досліджень та скінчено-елементного аналізу у програмах SOFiSTiK та Robot Structural Analysis.

Аналіз табл. 4.4 свідчить про те, що прогини та навантаження, отримані в результаті розрахунків у програмі Robot Structural Analysis дещо вищі за ті ж самі величини, що отримані у SOFiSTiK. Максимальна розбіжність у прогинах спостерігається для зразка ЗБП5 і складає 1,52 %, у напруженнях — для зразка ЗБП3 (15,6 %). Порівняння результатів обчислення максимальних напружень у SOFiSTiK з результатами експериментальних досліджень дає максимальну розбіжність 5,85% (зразок ЗБП3). А найбільша розбіжність виникає у прогинах — тут вона коливається в інтервалі 19,0÷19,2 %.

Таблиця 4.4

Порівняння результатів експерименту та комп'ютерного аналізу

Зразок	Максимальний прогин, мм			Максимальне напруження, МПа		
	SOFiSTiK	Robot	Експеримент	SOFiSTiK	Robot	Експеримент
ЗБП1	4,06	4,07	4,97	32,80	37,66	33,71
ЗБП2	4,03	4,08	4,98	31,00	35,26	32,18
ЗБП3	3,98	4,04	4,84	29,77	35,27	31,62
ЗБП4	4,00	4,05	4,95	30,66	35,30	31,28
ЗБП5	3,90	3,96	4,76	30,53	35,20	31,76

У табл. 4.5 наведені максимальні прогини та напруження, отримані за результатами експериментальних досліджень та скінчено-елементного аналізу у програмі ЛІРА-САПР.

Таблиця 4.5

Порівняння результатів експерименту та комп'ютерного аналізу

Зразок	Максимальний прогин, мм		Максимальне напруження, МПа	
	ЛІРА-САПР	Експеримент	ЛІРА-САПР	Експеримент
ЗБП1	4,09	4,97	33,22	33,71
ЗБП2	4,06	4,98	33,22	32,18
ЗБП3	4,03	4,84	33,22	31,62
ЗБП4	4,03	4,95	33,23	31,28
ЗБП5	3,94	4,76	33,12	31,76

Аналіз табл. 4.5 показує, що максимальна розбіжність у прогинах, отриманих за результатами експериментальних досліджень та скінчено-елементного аналізу у програмі ЛІРА-САПР спостерігається для зразка ЗБП2 і складає 18,5 %, у напруженнях — для зразка ЗБП4 (6,3 %). Порівняння результатів обчислення максимальних напружень у SOFiSTiK з результатами

експериментальних досліджень дає максимальну розбіжність 5,85% (зразок ЗБПЗ). А найбільша розбіжність виникає у прогинах — тут вона коливається в інтервалі $19,0 \div 19,2$ %.

Якщо ж порівнювати між собою результати скінчено-елементного аналізу у трьох програмах, то максимальні напруження у ПК ЛПА-САПР для всіх зразків знаходяться приблизно посередині відповідних значень, отриманих у SOFiSTiK (мінімальні значення) та Robot Structural Analysis (максимальні значення), а максимальна розбіжність в напруженнях у двох останніх програмах не перевищує 15,6 %.

Що стосується максимальних прогинів, то їх значення майже однакові в усіх трьох програмах.

4.5. Висновки за розділом

1. Теоретичні методи розрахунку посилень нині розроблено недостатньо. Це пояснюється складністю математичної моделі посилення, незалежно від застосовуваного способу. У зв'язку з цим, перевага надається чисельним методам. Насамперед методу скінчених елементів.

2. Незважаючи на те, що всі програмні комплекси реалізують метод скінчених елементів, процес розв'язання задачі в кожному з них має свої особливості, які незначно, але все ж таки впливають на результат.

3. Максимальна розбіжність у прогинах, отриманих за результатами експериментальних досліджень та скінчено-елементного аналізу у програмі ЛПА-САПР складає 18,5 %, у напруженнях — 6,3 %.

4. Порівняння результатів обчислення максимальних напружень у програмі SOFiSTiK з результатами експериментальних досліджень зразків пошкоджених балок дає максимальну розбіжність 5,85%. Найбільша розбіжність виникає у прогинах — $(19,0 \div 19,2)$ %.

5. Порівняння між собою результатів скінчено-елементного аналізу у трьох програмах показує, що максимальні напруження у ПК ЛПА-САПР для всіх зразків знаходяться приблизно посередині відповідних значень,

отриманих у SOFiSTiK (мінімальні значення) та Robot Structural Analysis (максимальні значення), а максимальна розбіжність в напруженнях у двох останніх програмах не перевищує 15,6 %.

6. Значення максимальних прогинів, обчислені у трьох програмах, майже однакові.

РОЗДІЛ 5

ПІДСИЛЕННЯ ПОШКОДЖЕНИХ БАЛОК З ПІДВИЩЕНИМ АРМУВАННЯМ

5.1. Загальні передумови додаткових випробувань та їх зміст

Аналіз результатів підсилення пошкоджених балок, наведений у попередніх розділах, показав ефективність застосованих способів посилення. Але руйнування усіх шести випробуваних зразків проходило за похилими перерізами у приопорній зоні. Тріщиноутворення в області підсилення майже не спостерігалось, що робило неможливим відслідкувати характер руйнування балки безпосередньо у підсиленій зоні. У зв'язку з цим було прийняте рішення провести додаткові випробування пошкоджених балок, але з підвищеним їхнім армуванням стрижневою арматурою.

На рис. 5.1 зображений каркас балки з додатковим армуванням.



Рис. 5.1. Додаткове армування

Від того каркасу, яким здійснювалося армування в усіх попередніх випробуваннях (розділ 2, рис. 2.8) він відрізняється наступним. У зоні прольоту зрізу все поперечне армування виконано стрижнями А240 Ø6 мм з кроком 44 мм (у попередніх випробуваннях це були стрижні А240 Ø4 мм з кроком 87,5 мм). Крім того, у першій серії випробувань ці стрижні були з'єднані з поздовжньою арматурою в'язальним дротом, а в новій серії з'єднані зварюванням.

Усі інші умови залишилися незмінними. Тобто, при виготовленні бетонної суміші використовували цемент марки М400 (виробництва ТОВ «Одеський цементний завод»), пісок з кар'єру у Вознесенському районі (модуль крупності піску становить 2,5; наявність глинистих, мулистих часток складає 1%) та щебінь гранітний (фракція 5-10 мм).

Досліджувані три зразки пошкоджених балок з оновленим армуванням: з пошкодженням 40 % перерізу у стиснутій зоні (зразок ЗБППК1 — залізобетонна балка пошкоджена з посиленням каркасом); з пошкодженням 40 % перерізу у розтягнутій зоні (зразок ЗБППК2). Обидва ці зразка були посилені у зоні пошкодження тільки фібробетоном. Третій зразок (ЗБППК3) також мав пошкодження 40 % перерізу у розтягнутій зоні, крім того, тут була розірвана поздовжня арматура та прилеглі до неї хомути. При ремонті пошкодження поздовжню арматуру з'єднали зварюванням таким же стрижнем А400Ø12 мм, але хомути не відновлювали, а використовували комбіноване посилення — фібробетоном та додатково сталеву обоймою з кутика 30x30x3 мм (рис. 5.2).

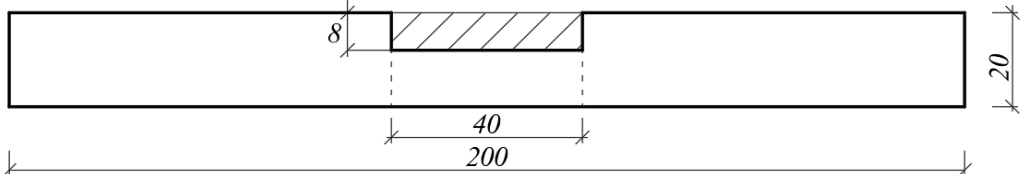
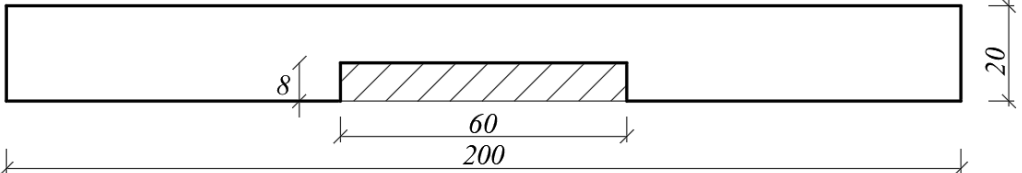
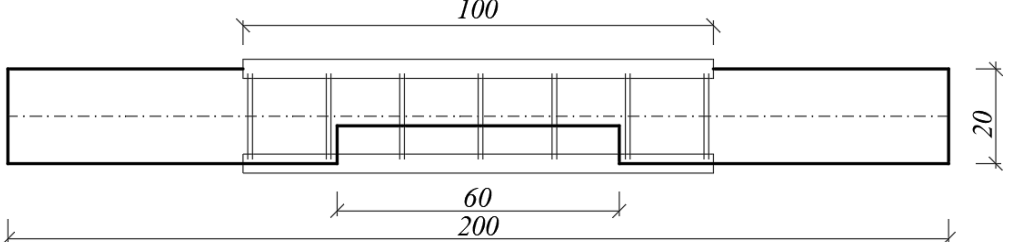
Марка зразка	Схема пошкодження
ЗБППК1	
ЗБППК2	
ЗБППК3	

Рис. 5.2. Досліджувані зразки пошкоджених балок

Зразки з відповідним пошкодженням виготовлялися одночасно, і додатково додавалася непошкоджена балка. Крім того, виготовлялися призми та куби з метою визначення фізико-механічних властивостей матеріалу цих зразків. Для виготовлення зразків матеріалу при замішуванні бетонної маси рівномірно додавалася фібра, загальний обсяг якої становив 2% обсягу

виробу. Випробування проводилися на призмах та кубах, розмірами 100×100×400 мм та 100×100×100 мм відповідно, витриманих 28 діб. Призми та куби зроблено відповідно до нормативних документів [137, 138]. Виготовлено 2 комплекти призм (ПБ1, ПБ2, ..., ПБ6) та кубиків (КБ1, КБ2, ..., КБ6) із звичайного бетону (з розмірами великого заповнювача до 10 мм) класу С20/25 та з анкерною сталевією фіброю (призми ПФБ1, ПФБ2, ..., ПФБ6 та куби КФБ1, КФБ2, ..., КФБ6). Таким чином, кожний комплект складався із шести зразків.

Випробування та визначення фізико-механічних властивостей цих зразків в кожній групі було здійснено за одну добу до початку випробування балок. Результати випробувань кубиків з бетону та фібробетону наведені у табл. 5.1, а результати випробувань призм — у табл. 5.2. Аналіз отриманих даних свідчить, що кубикова та призмове міцність незначно відрізняється від значень, отриманих у попередніх дослідженнях зразків, а чисельне значення міцності відповідає стандартному класу бетону на стиск С20/25.

Таблиця 5.1

Кубики з бетону та фібробетону

Зразок з бетону	Границя міцності, МПа		Зразок з фібробетону	Границя міцності, МПа	
	Зразку	Середня		Зразку	Середня
КБ1	30,6	30,6	КФБ1	35,6	35,5
КБ2	30,8		КФБ2	35,5	
КБ3	30,8		КФБ3	35,5	
КБ4	30,5		КФБ4	35,5	
КБ5	30,4		КФБ5	35,5	
КБ6	30,5		КФБ6	35,4	

Обробка експериментальних даних дозволила встановити середню кубикову та призмове міцність на стиск. Для бетону: $f_{cm,cube} = 30,6 \text{ МПа}$; $f_{cm,prism} = 23,75 \text{ МПа}$. Для фібробетону: $f_{cm,cube} = 35,5 \text{ МПа}$; $f_{cm,prism} = 27,4 \text{ МПа}$.

Таблиця 5.2

Призми з бетону та фібробетону

Зразок з бетону	Границя міцності, МПа		Зразок з фібробетону	Границя міцності, МПа	
	Зразку	Середня		Зразку	Середня
ПБ1	23,7	23,75	ПФБ1	27,4	27,4
ПБ2	23,8		ПФБ2	27,3	
ПБ3	23,8		ПФБ3	27,5	
ПБ4	23,9		ПФБ4	27,7	
ПБ5	24,0		ПФБ5	27,3	
ПБ6	23,4		ПФБ6	27,2	

Зрозуміло, що за результатами експериментальних досліджень призм можна побудувати діаграму деформування бетону, характер зміни відносних лінійних деформацій фібробетону, а також графіки, що відображують порівняння характеру деформування бетону та фібробетону, але ж вони не будуть суттєво відрізнятися від тих, що показані у другому розділі роботи. Тобто, можемо стверджувати, що фізико-механічні властивості матеріалів на всіх етапах виконаних досліджень будуть однаковими.

5.2. Експериментальна несуча здатність та тріщиноутворення непошкодженої балки

На рис. 5.3 показано схему випробувального стенду. Умови проведення досліджень, що тут описуються, залишилися такими ж, як у попередніх випробуваннях. Плоско-поперечний вигин випробовуваної балки створюється за допомогою гідравлічного домкрата і металевої балки двотаврової траверсою, що передає на балку дві рівні зосереджені сили. Навантаження, що створюється, контролюється зразковим динамометром системи Токаря і кільцевим динамометром, що виконує роль опори. Навантаження прикладали ступенями по 0,05 від руйнуючого, величину

якого визначили в ході попередніх навантажень. У процесі випробувань фіксувалося навантаження, що передається на балку, прогини та деформації. В якості критерію руйнування непошкоджених залізобетонних балок було прийнято подальшу неможливість сприймати навантаження або значні деформації бетону та арматури або надмірну ширину розкриття тріщини.

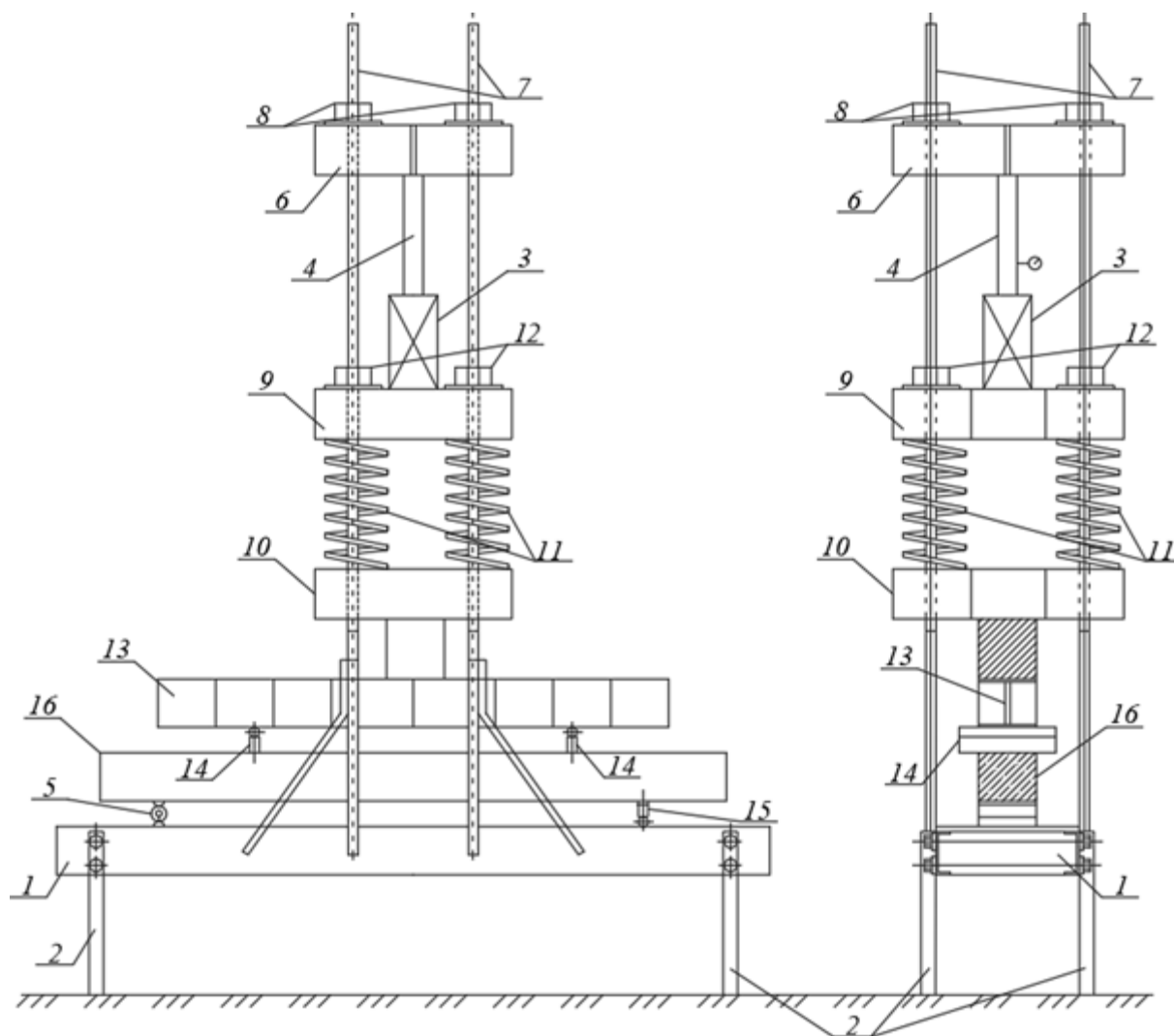


Рис. 5.3. Схема силової установки

Тут позначено: 1 — станина установки; 2 — опорні куточки; 3 — домкрат гідравлічний; 4 — зразковий динамометр; 5 — кільцевий динамометр; 6 — траверса; 7 — стрижні передавальні; 8 — гайки, що фіксують опорну траверсу; 9 — верхня пружна траверса; 10 — нижня пружна траверса; 11 — пружини; 12 — гайки, що фіксують пружну траверсу; 13 — поздовжня траверса; 14 — силові опори; 15 — шарнірна опора; 16 — зразок.

На рис. 5.4-5.6 наведені графіки залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження для лівої та правої опорних частин непошкодженої балки, а також для зони її чистого згину. Тут і далі цифрами 1, 2, ..., 8 позначені вимірювачі прогинів.

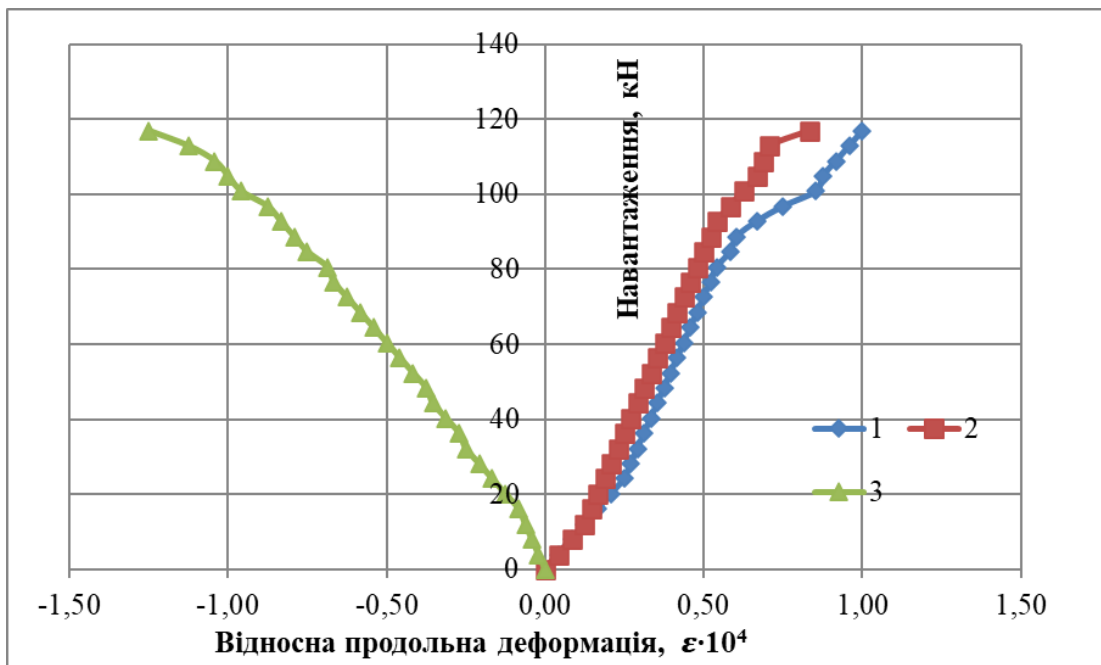


Рис. 5.4. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження для лівої опорної частини балки «1-2-3»

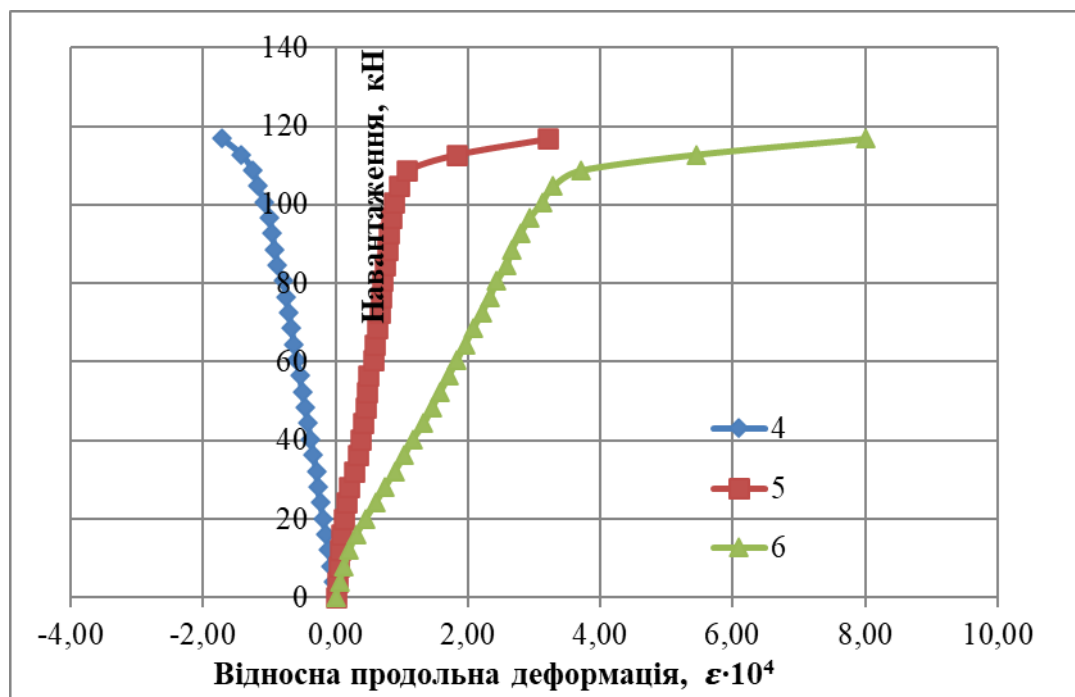


Рис. 5.5. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження для зони чистого згину балки «4-5-6»

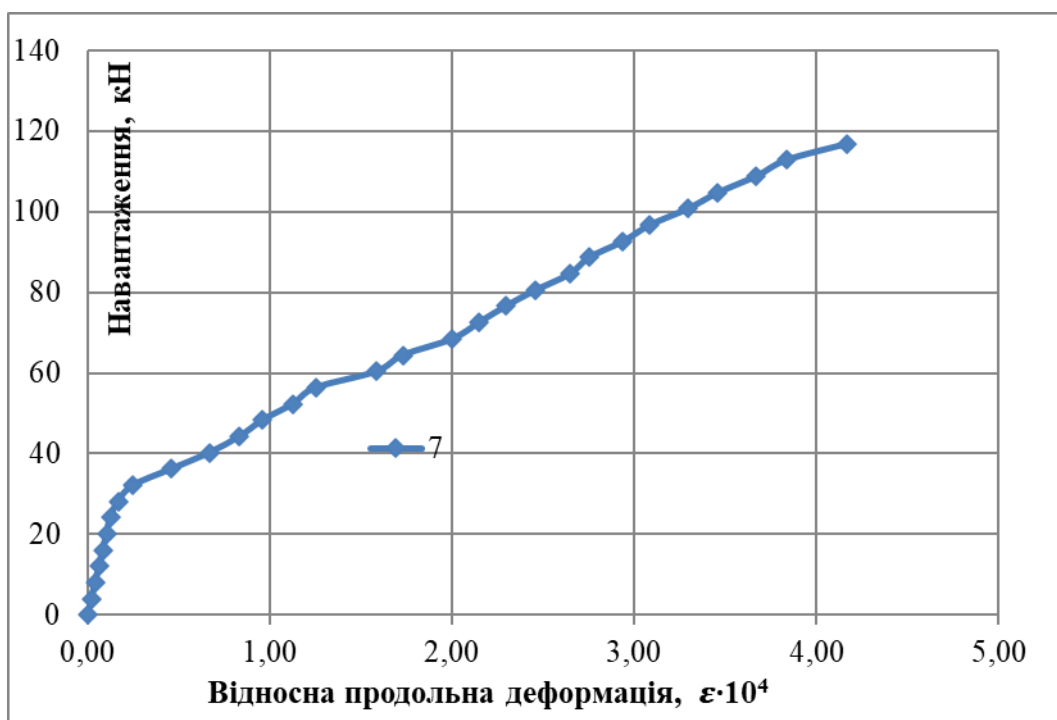


Рис. 5.6. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження для правої опорної частини балки

Графік залежності прогинів непошкодженої балки від навантаження наведений на рис. 5.7.

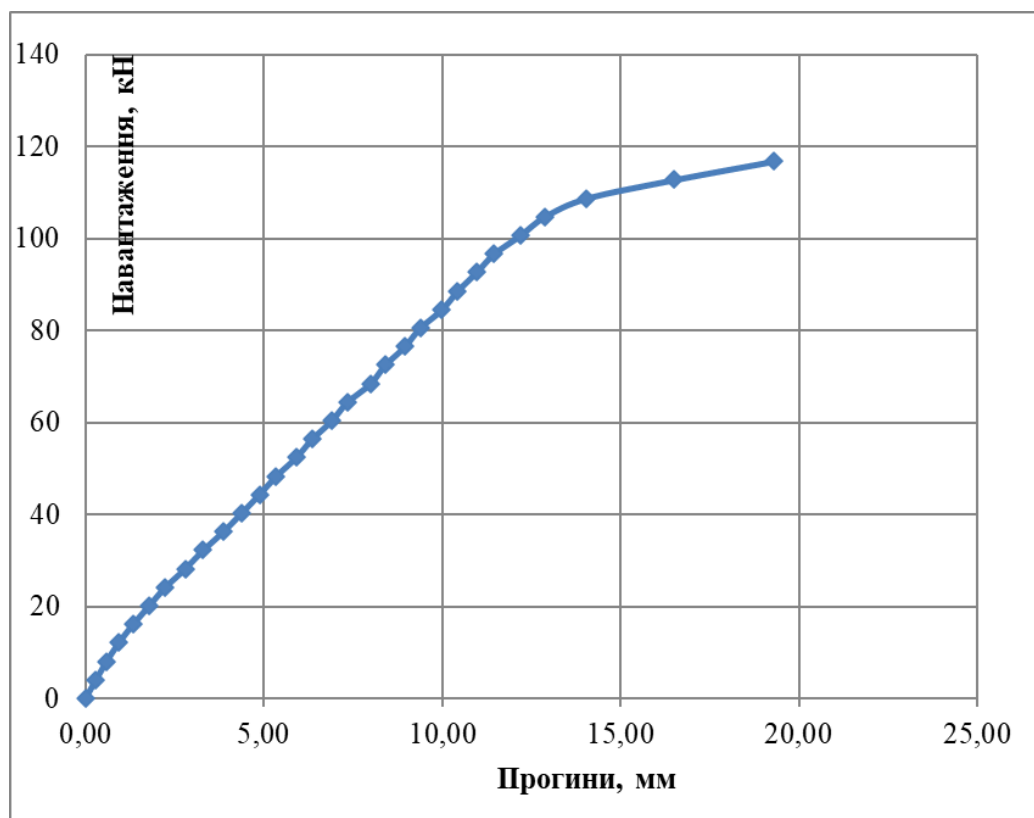


Рис. 5.7. Графік залежності прогинів балки від навантаження

Несуча здатність балки склала 116,87 кН.

Загальні показники тріщиноутворення наведені у табл. 5.3.

Таблиця 5.3

Показники тріщиноутворення у непошкодженій балці

Ступінь навантаження	Величина навантаження, кН	Номер тріщини	Остаточна ширина розкриття, мм
1	0		
2	4,03		
3	8,06		
4	12,09		
5	16,12		
6	20,15		
7	24,18	1-5	1, 2, 3, 4 — 0,1; 5 — 0,4
8	28,21		
9	32,24	6-9	6, 8 — 0,1; 7 — 0,15; 9 — 0,5
10	36,27		
11	40,3	10-13	10, 11 — 0,05; 12 — 0,1; 13 — 0,15
12	44,33		
13	48,36		
14	52,39		
15	56,42	14-19	14, 17 — 0,1; 15, 16, 19 — 0,2; 18 — 0,05
16	60,45		
17	64,48	20	20 — 0,1
18	68,51		
19	72,54	21	21 — 0,5
20	76,57		
21	80,6	22-23	22 — 0,05; 23 — 0,1
22	84,63		
23	88,66		
24	92,69		
25	96,72		
26	100,75		
27	104,78		
28	108,81		
29	112,84		
30	116,87	24-26	24, 25, 26 — 0,1

Тріщиноутворення почалося на 7-му етапі навантаження, коли величина навантаження становила 24,18кН, тобто 20,7% несучої здатності балки. При цьому в зоні чистого вигину утворилося 5 тріщин. На шостому етапі з'явилися ще шість тріщини. На 9 та 11 етапах навантаження утворилися ще по 4 тріщини. Загалом утворилося 26 тріщин. Максимальна кінцева ширина розкриття тріщин становила 0,5 мм. Руйнування зразку почалося з тріщини 9.

Загальний вигляд тріщин, що утворилися наприкінці випробувань непошкодженої балки, показаний на рис. 5.8.



Рис. 5.8. Тріщини у непошкодженій балці

5.3. Експериментальна несуча здатність та тріщиноутворення посилених балок

У табл. 5.4 вказано несучу здатність посилених балок, зафіксовану у експериментальних дослідженнях.

Надалі наведені графіки залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження для лівої та правої опорних частин балки, а також для зони чистого згину для усіх трьох випробуваних зразків.

Таблиця 5.4

Несуча здатність посиленних балок

Марка зразка	Зона пошкодження	Об'єм пошкодження, %	Несуча здатність, кН
ЗБППК1	Стиснута	20	120,90
ЗБППК2	Розтягнута	40	120,90
ЗБППК3	Розтягнута	40	103,17

Зразок ЗБППК1

Графіки залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження для лівої та правої опорних частин зразка ЗБП1, та для зони чистого згину — на рис. 5.9-5.11.

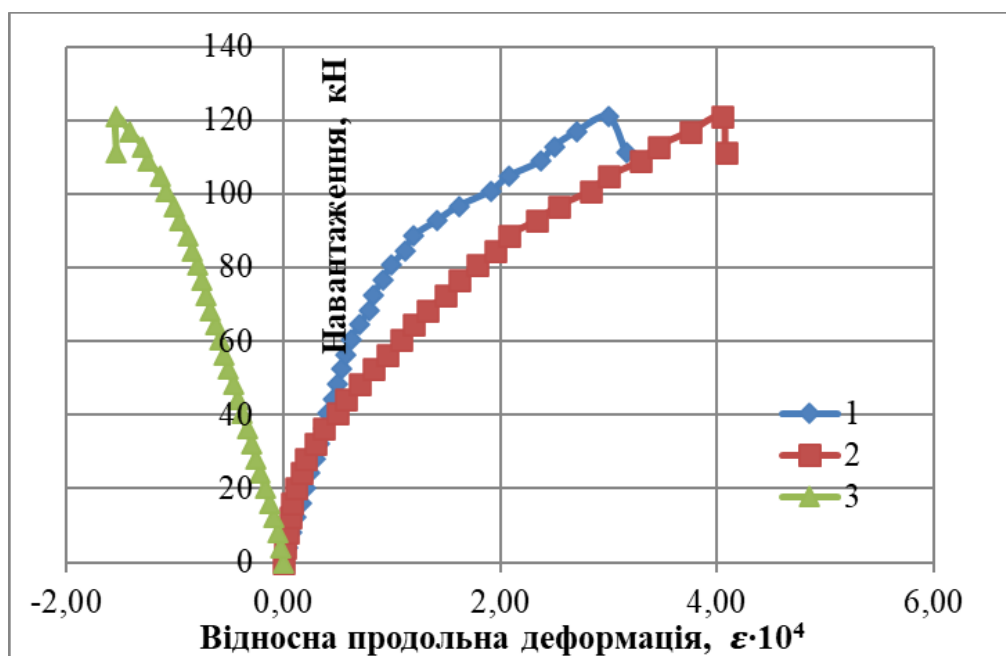


Рис. 5.9. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБППК1 для лівої опорної частини «1-2-3»

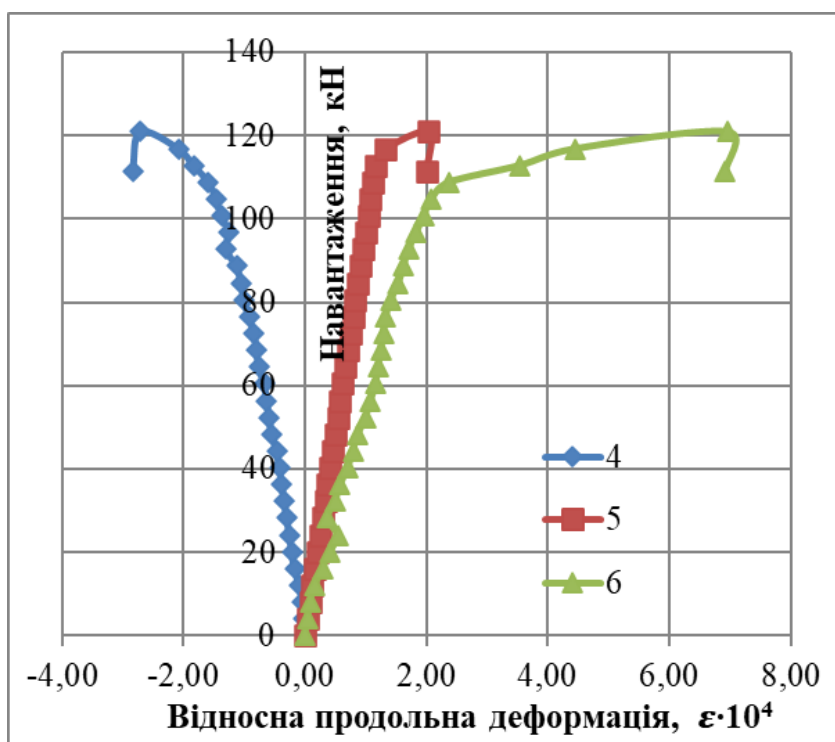


Рис. 5.10. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБПК1 для зони чистого згину «4-5-6»

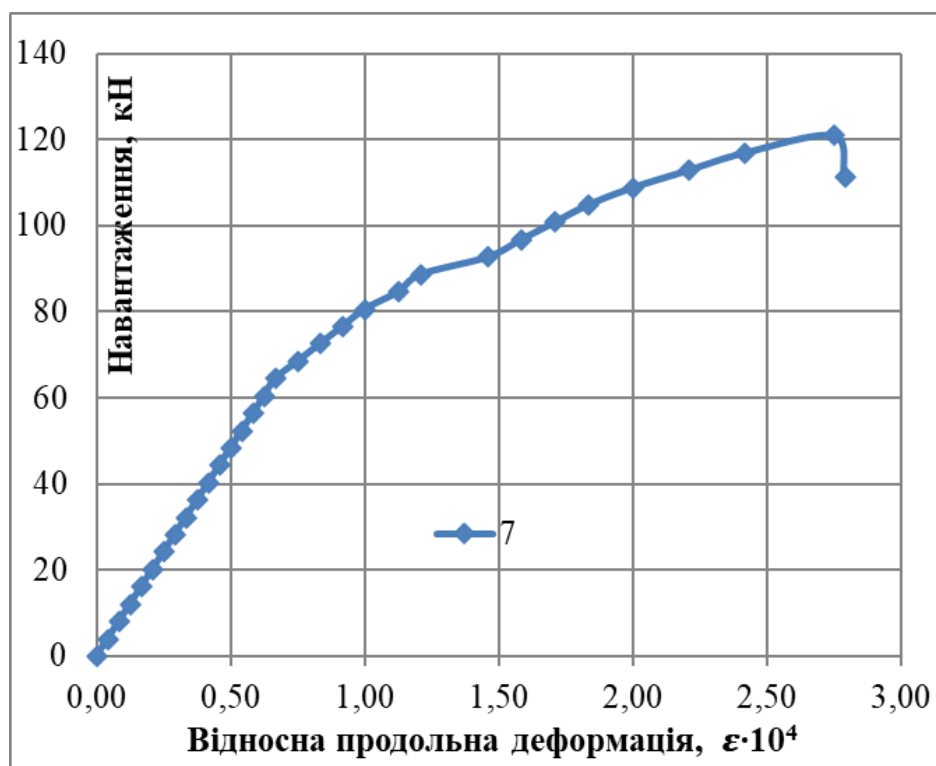


Рис. 5.11. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБПК1 для правої опорної частини

Графік залежності прогинів зразка ЗБППК1 від навантаження наведений на рис. 5.12.

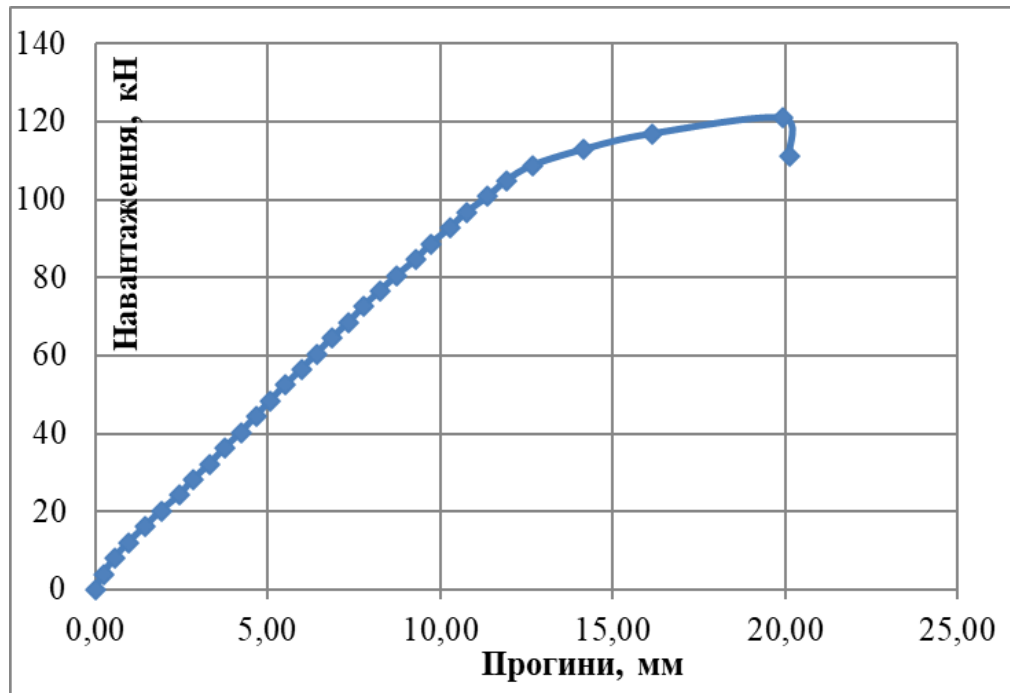


Рис. 5.12. Графік залежності прогинів зразка ЗБППК1 від навантаження

Несуча здатність зразка ЗБППК1 склала 120,9 кН, або 103,45 % несучої здатності непошкодженої балки.

Тріщиноутворення почалося на 5-му етапі навантаження, коли величина навантаження становила 16,12 кН, тобто 13,33 % несучої здатності балки. При цьому в зоні чистого вигину утворилося 3 тріщини. На цьому етапі з'явилися ще шість тріщини. На 10 - 25 етапах навантаження утворилися ще 10 тріщин. Нарешті, на 26 етапі з'явилася остання тріщина, за якою й сталося руйнування. Загалом утворилося 20 тріщин. Максимальна кінцева ширина розкриття тріщин становила 0,4 мм. Руйнування зразку почалося з тріщини 20.

Варто відмітити, що з усіх проведених випробувань це був перший випадок, коли несуча здатність посиленої балки перевищила на 3,45 % несучу здатність непошкодженої балки.

Загальний вигляд тріщин, що утворилися наприкінці випробувань балки ЗБППК1, показаний на рис. 5.13 (верхній зразок).

Загальні показники тріщиноутворення наведені у табл. 5.5.

Таблиця 5.5

Показники тріщиноутворення у зразку ЗБППК1

Ступінь навантаження	Величина навантаження, <i>кН</i>	Номер тріщини	Остаточна ширина розкриття, <i>мм</i>
1	0		
2	4,03		
3	8,06		
4	12,09		
5	16,12	1-3	1, 3 — 0,1; 2 — 0,05
6	20,15		
7	24,18	4-9	4, 6, 7 — 0,02; 5, 8, 9 — 0,15
8	28,21	10	10 — 0,02
9	32,24		
10	36,27		
11	40,3	11-12	11 — 0,05; 12 — 0,01
12	44,33		
13	48,36	13	13 — 0,04
14	52,39		
15	56,42		
16	60,45		
17	64,48	14-15	14 — 0,1; 15 — 0,05
18	68,51		
19	72,54		
20	76,57		
21	80,6	16-17	16 — 0,05; 17 — 0,15
22	84,63		
23	88,66		
24	92,69		
25	96,72	18-19	18, 19 — 0,05
26	100,75		
27	104,78		
28	108,81		
29	112,84		
30	116,87		
31	120,9	20	20 — 0,4
32	111,23		

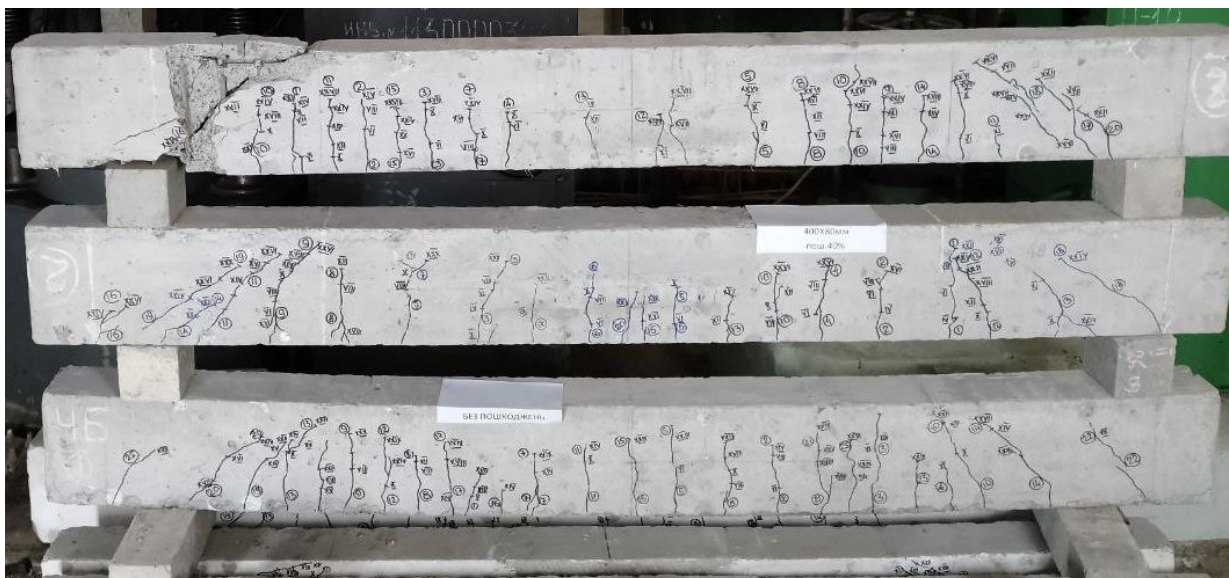


Рис. 5.13. Тріщиноутворення у посилених зразках ЗБПК1- ЗБПК3

Зразок ЗБПК2

Графіки залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження для лівої та правої опорних частин зразка ЗБПК2, а також для зони чистого згину наведені на рис. 5.14-5.16.

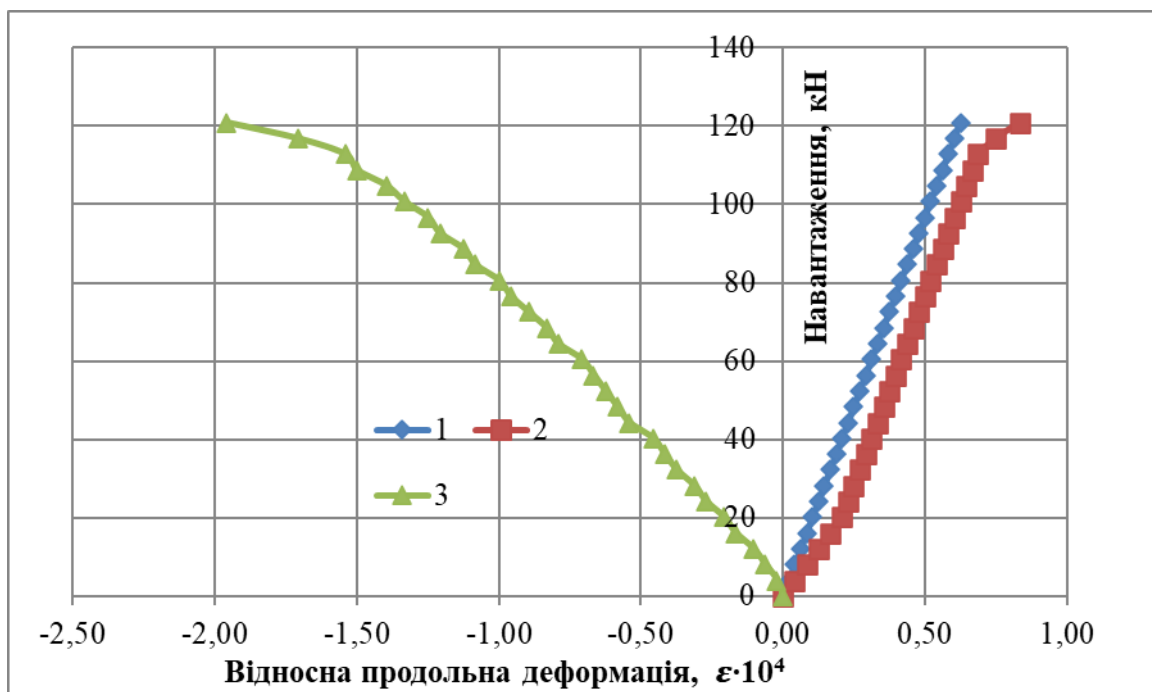


Рис. 5.14. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБПК2 для лівої опорної частини балки «1-2-3»

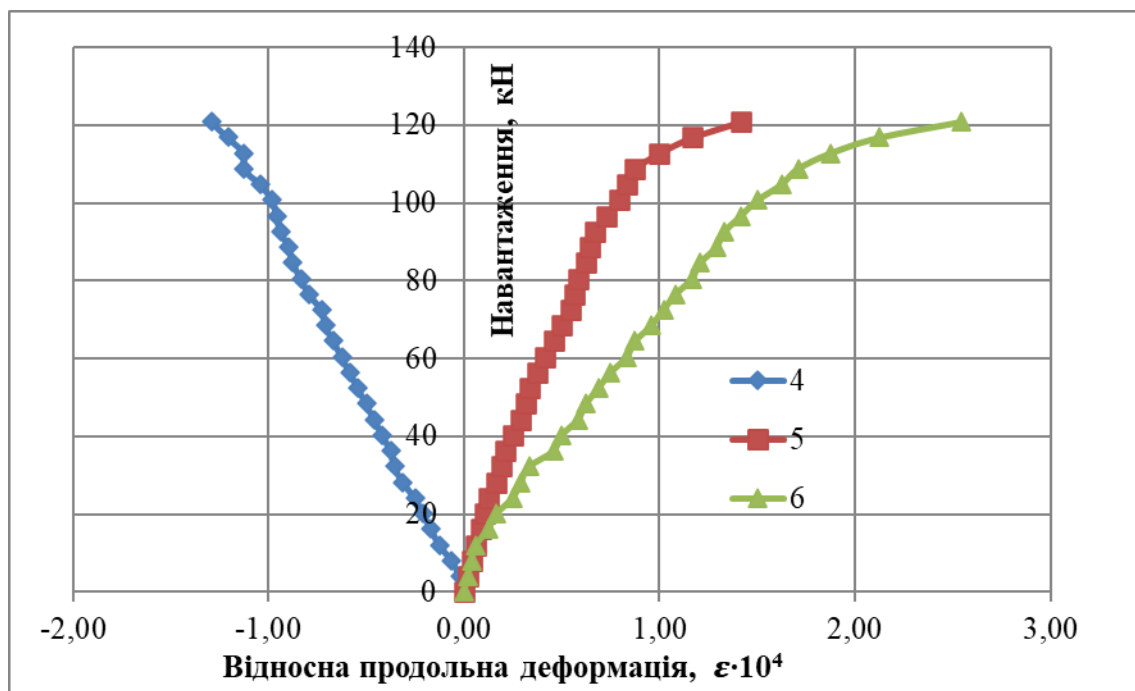


Рис. 5.15. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБППК2 для зони чистого згину балки «4-5-6»

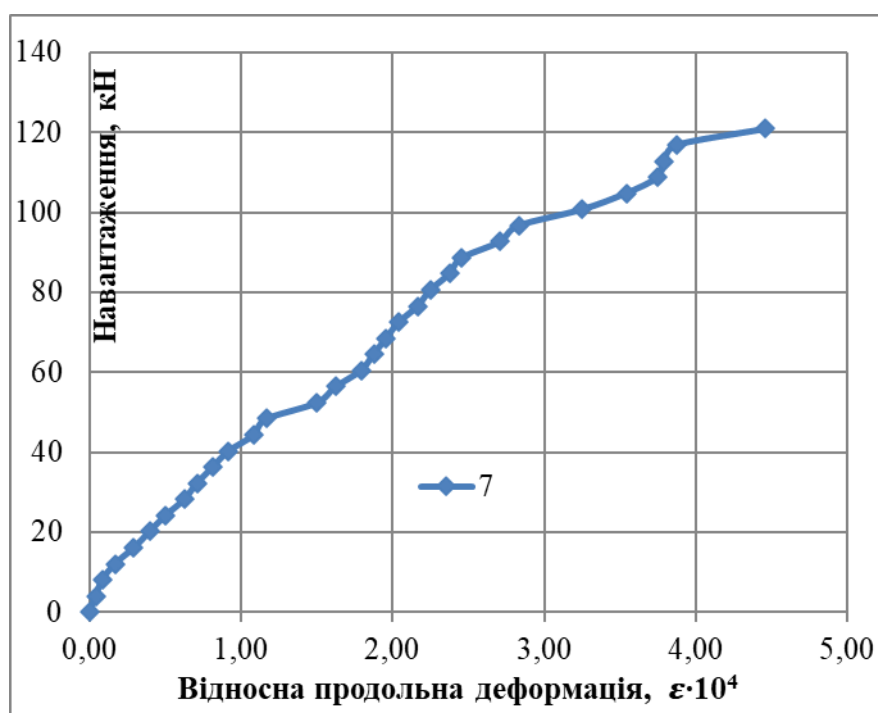


Рис. 5.16. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБППК2 для правої опорної частини балки
Графік залежності прогинів зразка ЗБППК2 від навантаження наведений на рис. 5.17.

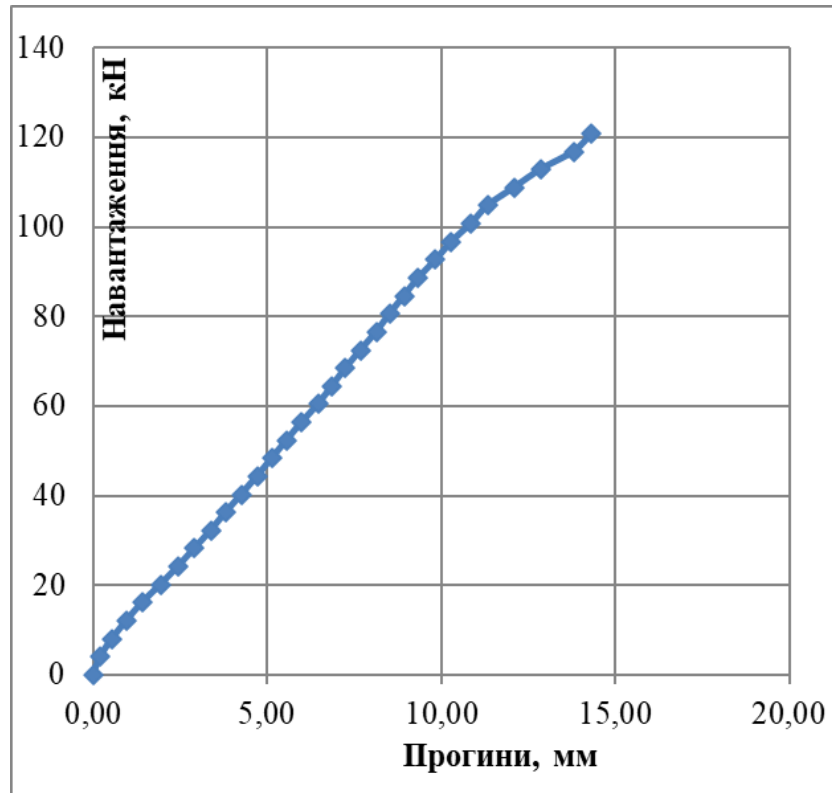


Рис. 5.17. Графік залежності прогинів зразка ЗБППК2 від навантаження

Несуча здатність зразка ЗБППК2 склала 120,9 кН, або 103,45 % несучої здатності непошкодженої балки.

Тріщиноутворення почалося на 7-му етапі навантаження, коли величина навантаження становила 16,12 кН, тобто 20,0 % несучої здатності балки. При цьому утворилося 6 тріщин, з яких 3 тріщини — в зоні чистого вигину. На дев'ятому етапі з'явилися ще три тріщини. На 11 - 25 етапах навантаження утворилися ще 13 тріщин. Загалом утворилося 22 тріщини. Максимальна кінцева ширина розкриття тріщин становила 0,7 мм. Руйнування зразку почалося з тріщини 10.

Відмітимо, що й в цьому випадку, несуча здатність посиленої балки перевищила на 3,45 % несучу здатність непошкодженої балки.

Загальний вигляд тріщин, що утворилися наприкінці випробувань балки ЗБППК2, показаний на рис. 5.13 (середній зразок).

Загальні показники тріщиноутворення наведені у табл. 5.6.

Таблиця 5.6

Показники тріщиноутворення у зразку ЗБППК2

Ступінь навантаження	Величина навантаження, <i>кН</i>	Номер тріщини	Остаточна ширина розкриття, <i>мм</i>
1	0		
2	4,03		
3	8,06		
4	12,09		
5	16,12		
6	20,15		
7	24,18	1-6	1, 2, 4 — 0,1; 3 — 0,15; 6 — 0,05; 5 — 0,2
8	28,21		
9	32,24	7-9	7, 8, 9 — 0,01
10	36,27		
11	40,3	10	10 — 0,7
12	44,33		
13	48,36	11-13	11 — 0,1; 12, 13 — 0,15
14	52,39		
15	56,42	14	14 — 0,05
16	60,45		
17	64,48		
18	68,51	15-16	15 — 0,1; 16 — 0,05
19	72,54	17-19	17 — 0,1; 18, 19 — 0,15
20	76,57		
21	80,6		
22	84,63		
23	88,66	20-21	20 — 0,05; 21 — 0,1
24	92,69		
25	96,72	22	22 — 0,1
26	100,75		
27	104,8		
28	108,8		
29	112,84		
30	116,87		
31	120,9		

Зразок ЗБПКЗ

Графіки залежності відносної деформації від навантаження для опорних частин зразка ЗБПКЗ та для зони чистого згину - на рис. 5.18-5.20.

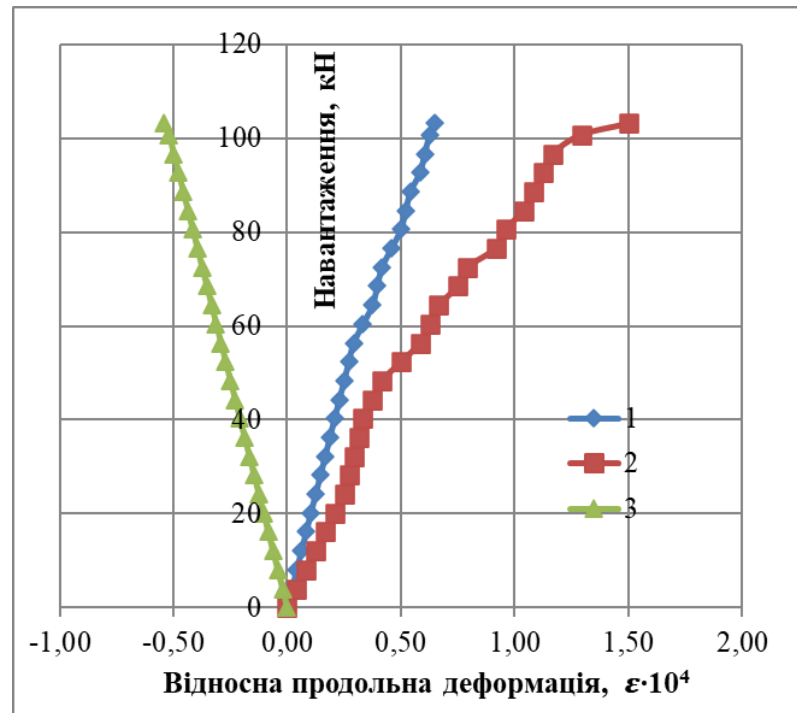


Рис. 5.18. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБПКЗ для лівої опорної частини балки «1-2-3»

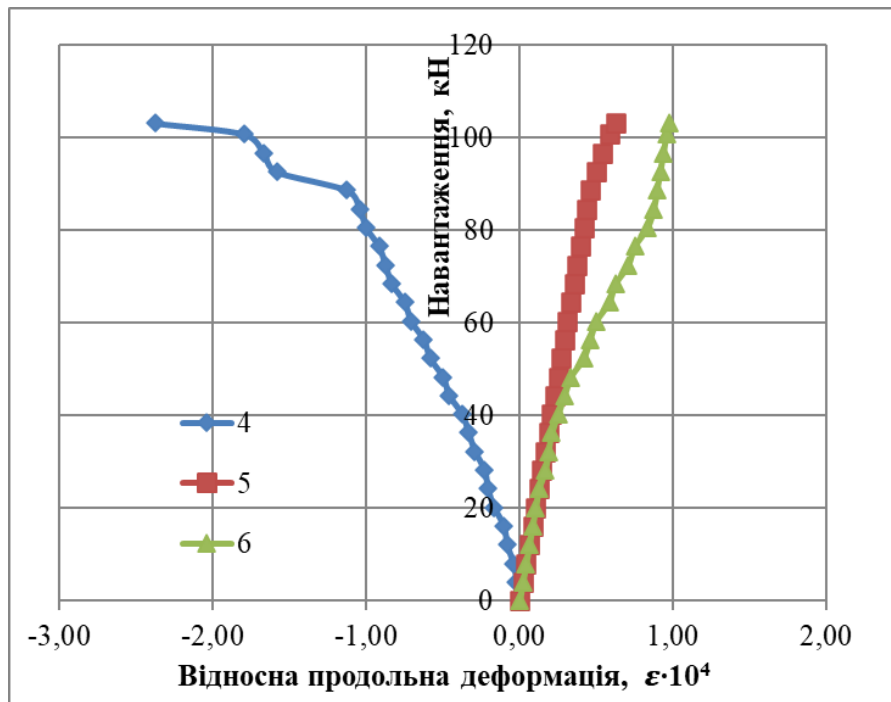


Рис. 5.19. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБПКЗ для зони чистого згину балки «4-5-6»

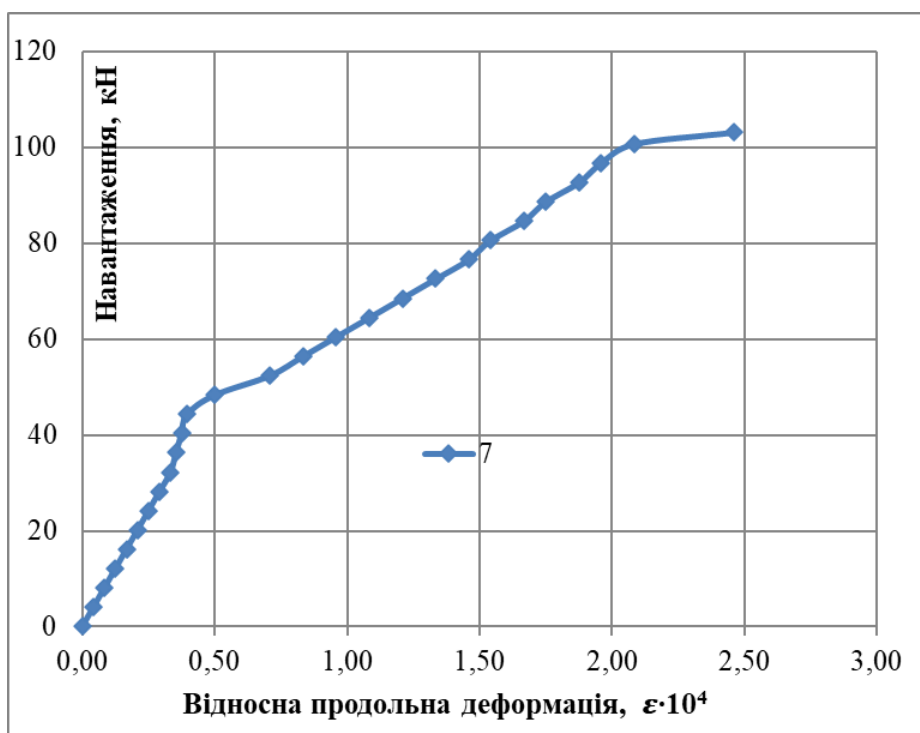


Рис. 5.20. Графік залежності відносної поздовжньої деформації від навантаження зразка ЗБППКЗ для правої опорної частини балки
Графік залежності прогинів зразка ЗБППКЗ від навантаження наведений на рис. 5.21.

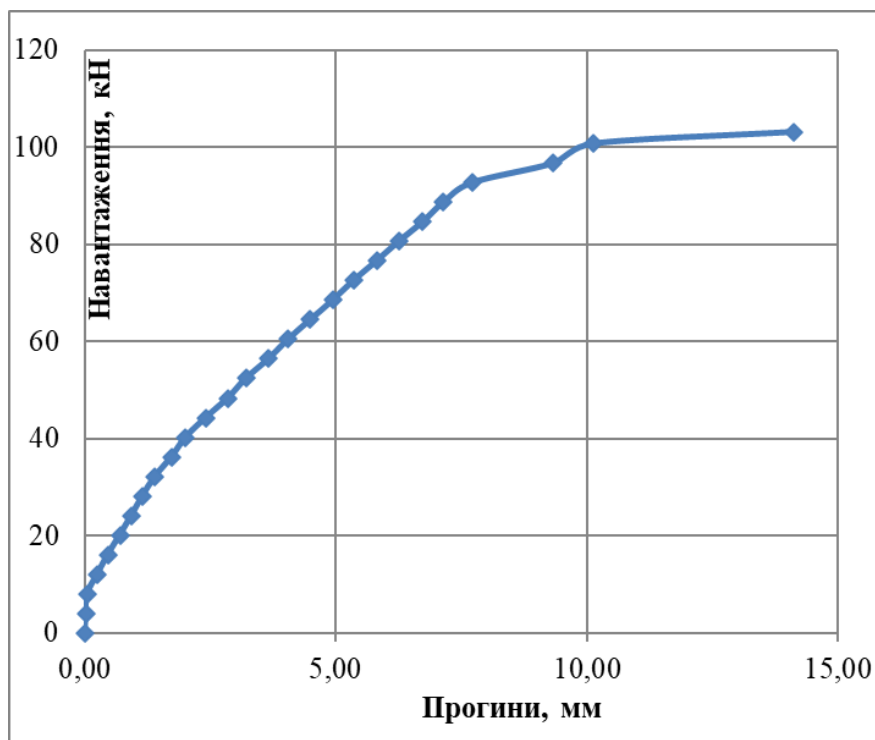


Рис. 5.21. Графік залежності прогинів зразка ЗБППКЗ від навантаження

Несуча здатність зразка ЗБПКЗ склала 103,17 кН, або 88,28 % несучої здатності непошкодженої балки.

Загальні показники тріщиноутворення наведені у табл. 5.7.

Таблиця 5.7

Показники тріщиноутворення у зразку ЗБПКЗ

Ступінь навантаження	Величина навантаження, кН	Номер тріщини	Остаточна ширина розкриття, мм
1	0		
2	4,03		
3	8,06		
4	12,09		
5	16,12		
6	20,15		
7	24,18		
8	28,21		
9	32,24	1-4	1, 3, 4 — 0,02; 2 — 0,25
10	36,27		
11	40,3	5-6	5, 6 — 0,05
12	44,33		
13	48,36	7-11	7, 9, 10 — 0,01; 8, 11 — 0,05
14	52,39		
15	56,42	12	12 — 0,05
16	60,45		
17	64,48	13-16	13 — 0,1; 14 — 0,4; 15, 16 — 0,2
18	68,51		
19	72,54	17-19	17, 18, 19 — 0,02
20	76,57		
21	80,6	20	20 — 0,15
22	84,63		
23	88,66	21	21 — 0,1
24	92,69		
25	96,72	22	22 — 0,15
26	100,75		
27	103,17		

Тріщиноутворення почалося на 9-му етапі навантаження, коли величина навантаження становила 32,24 кН, тобто 31,25 % несучої здатності балки. При цьому утворилося 4 тріщини, усі 4 тріщини — в зоні чистого вигину. На одинадцятому етапі з'явилися ще дві тріщини. На 13 - 25 етапах навантаження утворилися ще 16 тріщин. Загалом утворилося 22 тріщини. Максимальна кінцева ширина розкриття тріщин становила 0,4 мм. Руйнування зразку почалося з тріщини 14.

Загальний вигляд тріщин, що утворилися наприкінці випробувань балки ЗБППКЗ, показаний на рис. 5.13 (нижній зразок).

5.4. Висновки за розділом

1. Руйнування усіх випробуваних зразків балок зі звичайним арматурним каркасом проходить за похилими перерізами у приопорній зоні. Тріщиноутворення в області підсилення майже не спостерігається, що робить неможливим відслідкувати характер руйнування балки безпосередньо у підсиленій зоні.

2. Руйнування випробуваних зразків балок з посиленням арматурним каркасом проходить, як за похилими, так і за нормальними перерізами. Тріщиноутворення спостерігається, як в області підсилення, так і у приопорних зонах.

3. Несуча здатність непошкодженої балки з посиленням арматурним каркасом виявилася на 20 % вищою за несучу здатність непошкодженої балки зі звичайним арматурним каркасом.

4. Несуча здатність двох посиленних зразків з трьох випробуваних перевищила на 3,45 % несучу здатність непошкодженої балки, що не спостерігалось при армуванні балок звичайним арматурним каркасом.

5. Несуча здатність при одночасному пошкодженні бетону та поздовжньої арматури істотно знижується навіть після посилення зони пошкодження фібробетоном.

6. При одночасному пошкодженні бетону та поздовжньої арматури влаштування металевої обойми, як доповнення до посилення фіброю, стає доцільним.

ВИСНОВКИ ПО РОБОТІ

Запропоновано методику посилення балкових елементів, пошкоджених під час бойових дій, з використанням фібробетону та доведено її ефективність шляхом проведення експериментальних, теоретичних та комп'ютерних досліджень.

1. Нормативна база з методів підсилення конструкцій в Україні не враховує той досвід у напрямку підсилення конструкцій, який був накопичений останніми роками і пов'язаний із застосуванням нових матеріалів, композитів з армованого волокном полімеру. А в багатьох країнах відповідні нормативні документи вже з'явилися. Досліджень, що присвячені посиленню пошкоджених балок фібробетоном, у нашій країні та інших країнах дуже мало, але є величезний інтерес до цієї проблеми.

2. Для досягнення поставленої мети дослідження розроблено спеціальний стенд, конструкція якого за допомогою гідравлічного домкрата і металевої траверси передає на балку дві рівні зосереджені сили, що створює плоско-поперечний вигин навантаження випробовуваної балки.

3. Виконано планування експерименту, програмою якого передбачено дослідження серії балок із різним характером ушкоджень. Варіювалася зона пошкодження (розтягнута та стиснута), геометрія зони пошкодження та спосіб посилення. Виготовлена серія з дев'яти моделей залізобетонних балок з ушкодженнями.

4. Проведені випробування тестових кубиків і призм для контролю міцності бетону і фібробетону та інших їх характеристик. Встановлено, що чисельне значення міцності відповідає стандартному класу бетону на стиск С20/25. Проведено випробування дев'яти пошкоджених балок з різним характером ушкоджень, посиленних фібробетоном.

5. Виконане комп'ютерне моделювання і чисельний аналіз пошкоджених балок методом скінчених елементів.

6. Порівняння результатів обчислення максимальних напружень у програмі SOFiSTiK з результатами експериментальних досліджень зразків

пошкоджених балок дає максимальну розбіжність 5,85%. Найбільша розбіжність виникає у прогинах — $(19,0 \div 19,2)$ %. Максимальна розбіжність у прогинах, отриманих за результатами експериментальних досліджень та скінчено-елементного аналізу у програмі ЛІРА-САПР складає 18,5 %, у напруженнях — 6,3 %. Порівняння між собою результатів скінчено-елементного аналізу у трьох програмах показує, що максимальні напруження у ПК ЛІРА-САПР для всіх зразків знаходяться приблизно посередині відповідних значень, отриманих у SOFiSTiK (мінімальні значення) та Robot Structural Analysis (максимальні значення), а максимальна розбіжність в напруженнях у двох останніх програмах не перевищує 15,6 %.

7. Руйнування випробуваних зразків балок з посиленням арматурним каркасом проходить, як за похилими, так і за нормальними перерізами. Тріщиноутворення спостерігається, як в області підсилення, так і у приопорних зонах. Несуча здатність непошкодженої балки з посиленням арматурним каркасом виявилася на 20 % вищою за несучу здатність непошкодженої балки зі звичайним арматурним каркасом. Несуча здатність двох посилених зразків з трьох випробуваних перевищила на 3,45 % несучу здатність непошкодженої балки, що не спостерігалось при армуванні балок звичайним арматурним каркасом.

7. Результати досліджень впроваджені в практику будівництва та в навчальний процес.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.2.6–98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: затв. наказом Мінрегіонбуду України від 24.12.2009 № 680. *Київ: Мінрегіонбуд України*. 2011. 71 с.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011–06–01]. ДП "УкрНДНЦ", 2011. 118 с. (Інформація та документація).
3. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. [Чинний від 2007–01–01]. УкрНДПроектстальконструкція, 2006. 15 с. (Інформація та документація).
4. ДСТУ Б В.2.6-67:2008. Конструкції будинків і споруд. Балки кроквяні і підкроквяні залізобетонні. Технічні умови. [Чинний від 2010–01–01]. ДП "УкрНДНЦ", 2009. 24 с. (Інформація та документація).
5. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування: затв. наказом від 10.06.2014 № 167. *Київ: Мінрегіон України*, 2014. 199 с.
6. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010 (EN 1993-1-1:2005, IDT). Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. [Чинний від 2013–07–01]. УкрНДПроектстальконструкція, 2009. 154 с. (Інформація та документація).
7. ДСТУ Б В.2.6-148:2010. Конструкції будинків і споруд. Балки перекриттів дерев'яні. Технічні умови. [Чинний від 2011–10–01]. ТОВ НТК "Будстандарт", 2011. 20 с. (Інформація та документація).
8. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 (EN 1992-1-1:2004, IDT). Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. [Чинний від 2013–07–01]. ДП "УкрНДНЦ", 2010. 312 с. (Інформація та документація).
9. ACI 318 – 11. Building Code Requirements for Structural Concrete. *ACI Committee 318*, 2011. 503 p.
10. ACI 318 – 08. Building Code Requirements for Structural Concrete. *ACI Committee 318*, 2007. 465 p.

11. ДСТУ Б В.3.1-2:2016. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд. [Чинний від 2017–04–01]. ДП "УкрНДНЦ", 2017. 72 с. (Інформація та документація).
12. ДБН В.3.1-1-2002 Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд. [Дата скасування дії 2017–04–01]. Київ: НДІБВ, 2003. 82 с.
13. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. [Чинний від 2017–04–01]. ДП «УкрНДНЦ», 2017. 45 с. (Інформація та документація).
14. ДБН А.2.1-1-2008. Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Інженерні вишукування для будівництва: затв. наказом від 05.02.2018 № 56. Київ: Мінрегіонбуд України, 2008. 72 с.
15. ДСТУ ХХХ:202_. Ремонт, підсилення, відновлення будівельних конструкцій. [Проект, перша редакція]. ДП «УкрНДНЦ», 202_. 48 с. (Інформація та документація).
16. Барашиков А. Я., Журавський О. Д, Цибульник І. О. Експериментальні дослідження міцності та тріщиностійкості плит, підсилених сталевібробетоном. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2001. Вип. 6. С. 255–258.
17. Барашиков А. Я., Колякова В. М., Блалі Э. М. Прогибы железобетонных балок после усиления растяжкой зоны различными материалами. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2005. Вип. 13. С. 340–345.
18. Блалі Є. М. Сравнение эффективности методов усиления железобетонных изгибаемых элементов: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Киев, 2005. 135 с .
19. Бліхарський, З. Я. Реконструкція та підсилення будівельних споруд : навчальний посібник. Львів : Видавництво Львівської політехніки, 2008. 108 с.

20. Борисюк О. П., Зятюк Ю. Ю. Методика експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених у стиснутій і розтягнутій зоні. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2013. Вип. 27. С. 27–33.
21. Борисюк О. П., Конончук О. П. Напружено-деформований стан нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів, підсилених вуглепластиками за дії малоциклового навантаження: монографія. Рівне: НУВГП, 2014. 136 с.
22. Борисюк О. П., Зятюк Ю. Ю. Напружено-деформований стан залізобетонних балок підсилених під навантаженням сталевібробетоном і композитами при дії малоциклових навантажень. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2016. Вип. 33. С. 298–303.
23. Боярчук Б. А. Міцність, тріщиностійкість та деформативність залізобетонних конструкцій при різних способах підсилення розтягнутої зони: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Луцьк, 2003. 157 с.
24. Валовой М. О. Технологія підсилення балок та вплив повторного навантаження на тріщиностійкість та деформативність. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2012. Вип. 23. С. 456–462.
25. Дубіжанський Д. І. Міцність та деформативність залізобетонних балок, посилені залізобетонною обіймою під навантаженням: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Львів, 2013. 183 с.
26. Задорожнікова І. В. Експериментальні дослідження тріщиностійкості та прогинів балок підсилених у стиснутій зоні. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2007. Вип. 15. С. 364–369.
27. Задорожнікова І. В. Підсилення стиснутої зони, як засіб відновлення експлуатаційних якостей залізобетонних згинальних елементів: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Луцьк, 2006. 140 с.
28. Зятюк Ю. Ю. Результати експериментальних досліджень залізобетонних балок підсилених в стиснутій та розтягнутій зонах. *Містобудування та територіальне планування*. 2016. Вип. 61 С. 216–222.

29. Зятюк Ю. Ю. Робота залізобетонних балок підсилених у стиснутій та розтягнутій зонах при дії малоциклових навантажень. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. 2016. Вип. 5. С. 215–223.
30. Мельник І. В., Добрянський Р. З., Давидовський Н. Б. Експериментальні дослідження міцності, жорсткості і тріщиностійкості залізобетонних балок, підсилених вуглепластиками при різних рівнях попереднього навантаження. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2011. Вип. 22. С. 814–821.
31. Мельник І. В., Добрянський Р. З., Мурин А. Я. Міцність і деформативність залізобетонних балок підсилених конструкційними композитами при різних умовах попереднього завантаження. *Будівельні конструкції*. 2005. Вип. 56. С. 121–129.
32. Мельник І. В., Мурин А. Я., Канафоцький Р. І., Приставський Т. В. Ширина розкриття нормальних тріщин залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою. *Теорія і практика будівництва*. 2010. № 662. С. 308–315.
33. Попруга Д. В., Валовой О. І., Валовой М. О. Новітні технології підсилення згинальних залізобетонних елементів промислових будівель. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2012. Вип. 23. С. 502–509.
34. Потієнко Л. В. Експериментальні дослідження прогинів непідсилених і підсилених залізобетонних балок. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2010. Вип. 20. С. 500–505.
35. Римар Я. В. Міцність та деформативність залізобетонних балок, підсилених під навантаженням нарощуванням арматури: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Львів, 2010. 20 с.
36. Салех А. К. Прочность и деформативность усиленных железобетонных элементов: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Киев, 1994. 19 с.
37. Семенюк С. Д., Болошенко Ю. Г. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой

- зони, при действии малоцикловых нагружений. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2012. Вип. 23. С. 523–532.
38. Krantovska, O., Petrov, M., Ksonshkevych, L., Synii, S., Sunak, O. Improved engineering method for calculating the strength of the supporting areas of reinforced concrete elements. *7th International Scientific Conference "Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings"*. 2018. Vol. 230. P. 1–9.
39. Сунак О. П., Маліков В. В., Боярчук Б. А. Міцнісні характеристики дослідних залізобетонних балок, підсилених різними способами. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2005. Вип. 13. С. 367–371.
40. Сунак О. П., Боярчук Б. А. Напружено-деформований стан підсилених залізобетонних балок при короткочасному навантаженні. *Міжвузівський збірник «Наукові нотатки»*. 2002. Вип. 11. С. 260–267.
41. Бурчєня С. П., Фамуляк Ю. Є. Порівняння несучої здатності та деформативності комплексних легкобетонних елементів, посилені та не посилені композитною арматурою. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2018. Вип. 36. С. 349–355.
42. Климбуш М. Д. Дослідження залізобетонних балок з багаторядною арматурою, підсилених композитними матеріалами. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2001. Вип. 7. С. 252–260.
43. Климбуш М. Д., Кваша В. Г. Дослідження витривалості залізобетонних балок зі зварною каркасною арматурою, підсилених наклеєними вуглепластиками. *Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій*. 2007. Вип. 7. С. 621–632.
44. Климбуш М. Д. Міцність, витривалість та деформативність залізобетонних згинальних елементів, підсилених наклеєними композитними стрічками: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Київ, 2010. 259 с.
45. Климбуш М. Д., Кваша В. Г., Мельник І. В. Реконструкція залізобетонного автодорожнього моста з підсиленням балок приклеєними

вуглепластиками. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2003. Вип. 10. С. 267–275.

46. Климпуш М. Д., Кваша В. Г. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2007. Вип. 15. С. 270–276.

47. Перлова О. М. Несуча здатність, жорсткість та деформативність залізобетонних елементів із змішаним армуванням: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Київ, 2008. 241 с.

48. Смолянінов М. Ю. Підвищення міцності й тріщиностійкості залізобетонних елементів, підсилених акриловим полімеррозчином, при дії короткочасних статичних і багаторазово повторних навантажень: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Харків, 2007. 23 с.

49. Войцехівський О. В., Приндюк Т. І. Відпрацювання найбільш ефективної схеми відновлення залізобетонних балок сучасними ремонтними сумішами. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2004. Вип. 11. С. 357 - 361.

50. Семенюк С. Д., Болошенко Ю. Г. Экспериментальные исследования работы усиленных железобетонных балок при малоцикловом нагружении. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2011. Вип. 22. С. 841–850.

51. Гнідець Б. Г. Реконструкція і підсилення мостів зі зміною статичної схеми і регулюванням зусиль. *Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій*. 2000. Вип. 4. С. 569–576.

52. Weidner S., Mrzigod A., Bechman R., Sobek W. Graue Emissionen im Bauwesen—Bestandsaufnahme und Optimierungsstrategien. *Beton-Und Stahlbetonbau*. 2021. Vol. 116. P. 969–977.

53. Meier U. Strengthening of structures using carbon fibre/epoxy composites. *Constr. Build. Mater.* 1995. Vol. 9. P. 341–351.

54. Chajes M. J., Thomson T. A., Januszka T. F., Finch W. W. Flexural strengthening of concrete beams using externally bonded composite materials. *Constr. Build. Mater.* 1994. Vol. 8. P. 191–201.
55. M'Bazaa I., Missihoun M., Labossiere, P. Strengthening of Reinforced Concrete Beams with CFRP Sheets. *Proceedings of the Fiber Composites in Infrastructure.* 1996. P. 746–759.
56. Bakis C. E., Bank L. C., Brown V., Cosenza E., Davalos J. F., Lesko, J. J., Machida A., Rizkalla S. H., Triantafillou, T. C. Fiber-Reinforced Polymer Composites for Construction. State-of-the-Art Review. *Journal of Composites for Construction.* 2002. Vol. 6. P. 73–87.
57. Mostofinejad D., Shameli S.M. Externally bonded reinforcement in grooves (EBRIG) technique to postpone debonding of FRP sheets in strengthened concrete beams. *Constr. Build. Mater.* 2013. Vol. 38. P. 751–758.
58. Andrä H.P., Maier M. Post-Strengthening of RC Structures with Externally Bonded Prestressed CFRP Strips. *In Proceedings of the 16th IABSE Congress.* 2000. P. 18–21, 1507–1514.
59. Derkowski W. The First National Application of Pre-Tensioned Composite Strips to Strengthen the Hall Structure. *Czas. Tech.* 2007. Vol. 4. P. 265–270.
60. Zdanowicz Ł., Seręga S., Tekieli M., Kwiecień A. Polymer Flexible Joint as a Repair Method of Concrete Elements: Flexural Testing and Numerical Analysis. *Materials.* 2020. Vol. 13. P. 5732.
61. Lye H.L., Mohammed B.S., Liew M., Wahab M., Al-Fakih A. Bond behaviour of CFRP-strengthened ECC using Response Surface Methodology (RSM). *Case Stud. Constr. Mater.* 2019. Vol. 12(e00327) P. 1–16.
62. Rahim N. I., Mohammed B. S., Al-Fakih A., Wahab M. M. A., Liew M. S., Anwar A., Amran Y. H. M. Strengthening the Structural Behavior of Web Openings in RC Deep Beam Using CFRP. *Materials.* 2020. Vol. 13. P. 2804.
63. Müller E., Schmidt A., Schumann A., May S., Curbach M. Biegeverstärkung mit Carbonbeton. *Beton-und Stahlbetonbau.* 2020. Vol. 115. P.758–767.

64. Schumann A., May S., Hoinka J. Paradigmenwechsel im Bauwesen–Gerade richtig oder schon zu spat? Nachhaltiges Bauen im Bestand mit Carbonbeton. *Ernst & Sohn Special, Nachhaltiges Bauen*. 2021. P. 13–15.
65. Brückner A., Ortlepp R., Curbach M. Anchoring of shear strengthening for T-beams made of textile reinforced concrete (TRC). *Mater. Struct.* 2007. Vol. 41. P. 407–418.
66. Weiland S., Ortlepp R., Brückner A., Curbach M. Strengthening of RC-Structures with Textile Reinforced Concrete (TRC). *Thin Fiber Text. Reinf. Cem. Syst.* 2007. Vol. 244. P. 157–172.
67. Triantafillou T. Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites. *ACI Struct. J.* 1998. Vol. 95. P. 107–115.
68. Bergmann S., May S., Hegger J., Curbach M. Shear strengthening of reinforced concrete T-beams using carbon reinforced concrete. *Chic. ACI*. 2020. Vol. 345. P.169–184.
69. Bergmann S., May S. Shear Strengthening of RC T-Beams with CRC. In Proceedings of the Tagungsband der 12. *Carbon- und Textilbetontage*. 2020. P. 38–41.
70. Escrig C., Gil L., Bernat-Maso E., Puigvert F. Experimental and analytical study of reinforced concrete beams shear strengthened with different types of textile-reinforced mortar. *Constr. Build. Mater.* 2015. Vol. 83. P. 248–260.
71. Schumann A., Schöffel J., May S., Schladit, F., Curbach M. Ressourceneinsparung mit Carbonbeton–Am Beispiel der Verstärkung der Hyparschale in Magdeburg. In *Nachhaltigkeit, Ressourceneffizienz und Klimaschutz, Konstruktive Lösungen für das Planen und Bauen–Aktueller Stand der Technik*. 2021. P. 282–286.
72. Jesse F., Curbach M. Verstärken mit Carbonbeton. In *BetonKalender 2010–Brücken, Betonbau im Wasser*. 2010. P. 457–565.
73. Curbach M., May S., Müller E., Schumann A., Schütze E., Wagner J. Verstärken mit Carbonbeton. In *Beton-Kalender 2022–Nachhaltigkeit, Digitalisierung, Instandhaltung*. 2021. P. 761–804.

74. Riegelmann P., May S., Schumann A. Das Potential von Carbonbeton für den Brückenbestand-das ist heute schon möglich! *In Tagungsband zum 30. Dresdner Brückenbausymposium* (Ergänzungsband 2021). 2021. P. 79–90.
75. Erhard E., Weiland S., Lorenz E., Schladitz F., Beckmann B., Curbach M. Anwendungsbeispiele für Textilbetonverstärkung: Instandsetzung und Verstärkung bestehender Tragwerke mit Textilbeton. *Beton-und Stahlbetonbau*. 2015. Vol. 110. P. 74–82.
76. Rempel S., Erhard E., Schmidt H.-G., Will N. Die Sanierung des Mariendomes in Neuviges mit carbonbewehrtem Spritzmörtel. *Beton-Und Stahlbetonbau*. 2018. Vol. 113. P. 543–550.
77. Weiland S., Schladitz F., Schütze E., Timmers R., Curbach M. Rissinstandsetzung eines Zuckersilos. *Bautechnik*, 2013. Vol. 90. P. 498–504.
78. Schladitz F., Schumann A., Ma, S., Curbach M. Carbonbetonbau im Brückenbau. *Zeitschrift des Vereins der Straßenbau-und Verkehrsingenieure im Freistaat Sachsen e. V.* 2020. P. 34–37.
79. Steinbock O., Giese N.-J., Curbach M. Probelastung einer mit Carbonbeton verstärkten Plattenbrücke. *In Tagungsband zum 11. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen*. 2021. P. 118–129.
80. Adam V., Bielak J., Will N., Hegger D.J. Experimentelle Untersuchungen zur Verstärkung von Brückenfahrbahnplatten mit Textilbeton. *Beton-und Stahlbetonbau*. 2020. Vol. 115. P. 952–961.
81. Hentschel M., Schumann A., Ulric, H., Jentzsch S. Sanierung der Hyparschale Magdeburg. *Bautechnik*. 2018. Vol. 96. P. 25–30.
82. Riegelmann P., Schumann A., May S., Bochmann J., Garibaldi, M.P., Curbach M. Müther's shell structures in Germany - A solution to avoid demolition. *Proc. Inst. Civ. Eng.* 2020. Vol. 174. P. 124–132.
83. Schumann A., Hentschel M., Zobel R., Curbach M. Strengthening of the Hypar Shell in Magdeburg with Carbon Reinforced Concrete-Design and Calculations. *In Proceedings of the IASS Annual Symposium 2019—Structural Membranes*. 2019. P. 855–862.

84. Карпюк І., Глібоцький Р., Карпюк В., Целікова А., Костюк А. Порівняльний аналіз несучої здатності еталонних та пошкоджених бетонних балок з базальтопластиковою арматурою, підсилених вуглепластиковим полотном. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2022. Вип. 41. С. 290–297.
85. Nabil F.G., Sayed G.A., Soliman A.K., Saleh K. R. Strengthening Reinforced Concrete Beams Using Fiber Reinforced Polymer (FRP) Laminates. *Aci Structural Journal*. September. 1999. Vol. 188. Issue 8. P.865–875
86. Saribiyik A., Abodan B., Talha B.M. Experimental study on shear strengthening of RC beams with basalt FRP strips using different wrapping methods. *Engineering Science and Technology*. 2021. Vol. 24. Issue 1. P. 192–204.
87. Radaikin Oleg, Sharafutdinov Linar. Reinforced concrete beams strengthened with steel fiber concrete. *IOP Conference Series Materials Science and Engineering*. 2020. Vol. 890. Issue 1. 012045. P. 1–11.
88. Xiuling Li, Jianan Qi, Yi Bao. Flexural behavior of fire-damaged concrete beams repaired with strain-hardening cementitious composite. *Engineering Structures*. 2022. Vol. 26.1 Issue 5. 114305.
89. Mohammed Elghazy, Ahmed El Refai, Usama A Ebead, Antonio Nanni. Fatigue and Monotonic Behaviors of Corrosion-Damaged Reinforced Concrete Beams Strengthened with FRCM Composites. *Journal of Composites for Construction*. 2018. Vol. 22. Issue 5.
90. Abdul Saboor Karzad. Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Fiber Reinforced Polymer: MSc. Ottawa, 2020. 159 p.
91. Ning Zhuang, Honghan Dong, Da Chen, Yeming Ma. Experimental Study of Aged and Seriously Damaged RC Beams Strengthened Using CFRP Composites. *Advances in Materials Science and Engineering*. 2018 Vol. 2018. P. 1–9.
92. Md Ashraful Alam, Ali Sami Abdul Jabbar, Zamin Jumaat, Kamal Nasharuddin Mustapha. Effective Method of Repairing RC Beam Using Externally Bonded Steel Plate. *Applied Mechanics and Materials*. 2014. Vol. 567. P. 399-404.

93. Ali Jahami, Yehya Temsah, Jamal Khatib. The efficiency of using CFRP as a strengthening technique for reinforced concrete beams subjected to blast loading. *International Journal of Advanced Structural Engineering*. 2019. Vol. 11. P. 411–420.
94. Hayder Alghazali, John Joseph Myers. Behavior of Full-Scale Damaged Beams Repaired Using a Steel Reinforced Polymer (SRP) Technique. *International Concrete Abstracts Portal*. 2019. Vol. 133. P. 122–135.
95. Fatih Altun, Mehmet M. Köse, Canan Yilmaz, Kamuran Arı. Experimental investigation of reinforced concrete beams with and without steel fiber under explosive loading. *Indian Journal of Engineering and Materials Sciences*. 2008. Vol. 14. Issue 6. P. 419–426.
96. Wagner J, Würgau C, Schumann A, Schütze E, Ehlig D, Nietner L, Curbach M. Strengthening of Reinforced Concrete Structures with Carbon Reinforced Concrete - Possibilities and Challenges. *CivilEng*. 2022. Vol. 3(2). P. 400–426.
97. Siddika A., Mamun M. A., Alyousef, R., Amran Y.H.M. Strengthening of reinforced concrete beams by using fiber-reinforced polymer composites: A review. *Journal of Building Engineering*. 2019. Vol. 25. Article 100798. P. 1–35.
98. Altoubat Salah, Karzad Abdul, Maalej M. Strengthening of Damaged Reinforced Concrete Beams Using Externally Bonded Fiber Reinforced Polymer. *The 13th International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures*. 2018. Vol. 327. P. 28.1–28.12.
99. Martinola Giovanni, Meda Alberto, Plizzari Giovanni, Rinaldi Zila. Strengthening and repair of RC beams with fiber reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites*. 2010. Vol. 32. Issue 9. P. 731–739.
100. Al-khreisat A, Abdel-Jaber M, Ashteyat A. Shear Strengthening and Repairing of Reinforced Concrete Deep Beams Damaged by Heat Using NSM–CFRP Ropes. *Fibers*. 2023. Vol. 11(4). P. 1–35.
101. Kulendren S., Fernando C., Gamage P. Strengthening of Damaged Out of Plane Curved Reinforced Concrete Beam Using Carbon Fiber Reinforced Polymer. *Moratuwa Engineering Research Conference (MERCon)*. 2020. P. 25–29.

102. Gaber M. R., Al-Baghdadi H. A. Response of Damaged Reinforced Concrete Beams Strengthened with NSM CFRP Strips. *Key Engineering Materials*. 2020. Vol. 857. P. 3–9.
103. Alasmari, H. Rehabilitation of overload-damaged reinforced concrete columns using ultra-high-performance fiber-reinforced concrete. *Open Engineering*. 2023. Vol. 13(1). P. 1–8.
104. Rafea F., Hassan, Ammar Fawz Latief. Repairing and strengthening techniques of RC beams: a review. *IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci.* 2023. P. 1–12.
105. Mallela Bramarambika Devi, Brahma Chari, Varshith, Siva Kishore. Study on flexural strengthening of reinforced blended cement concrete beams using CFRP sheets. *AIP Conf.* 2023. Vol. 2759.
106. Maras M. M., Kantarci F. Structural behavior of RC beams strengthened using fiber-reinforced polymer U-jackets. *Structural Concrete*. 2023. Vol. 24. P. 2384–2401.
107. Osman, B. Shear Strengthening of Reinforced Concrete (RC) with FRP Sheets Using Different Guidelines. *World Journal of Engineering and Technology*. 2023. Vol. 11. P. 281–292.
108. Jirawattanasomkul T., Likitlersuang S., Wuttiwannasak N., Ueda T., Zhang D., Shono M. Structural behaviour of pre-damaged reinforced concrete beams strengthened with natural fibre reinforced polymer composites. *Composite Structures*. 2020. Vol. 244. P. 1–9.
109. Haroon M., Moon J. S., Kim C. Performance of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymer Strips. *Materials*. 2021. Vol. 14. P. 1–22.
110. ACI 440.2R-08. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. *ACI Committee 440*, 2008. 76 p.
111. ACI 440.1R-15 Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars. *ACI Committee 318*, 2015. 83 p.

112. Савин, Г. Н. Распределение напряжений около отверстий. Киев : Наукова думка, 1968. 887 с.
113. Гузь А. Н., Немиш Ю.Н. Метод возмущения формы границы в механике сплошных сред. Киев : Выща школа, 1989. 352 с.
114. Сулим Г. Т. Основи математичної теорії термопружної рівноваги деформівних твердих тіл з тонкими включеннями. Львів : Дослід.-вид. центр НТШ, 2007. 716 с.
115. Orynyak I. V., Radchenko S. A. Analytical and numerical solution for an elastic pipe bend at in-plane bending with consideration for the end effect. *Int. J. So lids Struct*, 2007.Vol. 44. P. 1488–1510.
116. Дмитрах І. М. Фізико-хімічна механіка руйнування тіл з тріщинами: досягнення та перспективи. *Фіз.-хім. мех. мат.* 2010. Т. 46, № 2. С. 31–41.
117. Механика композитных материалов и элементов конструкций: в 3 т. / А.Н. Гузь. и др. ; под общ. ред. А.Н. Гузя. Киев, 1982-1983.
118. Механика композитов: в 12 т. / А.Н. Гузь. и др. ; под ред. А.Н. Гузя. Киев, 1993-2003.
119. Копань В. С. Композиційні матеріали: навч. посіб. Київ : Пульсари, 2004. 196 с.
120. Мэттьюз Ф., Ролингс Р. Композитные материалы. Механика и технология. Москва: Техносфера, 2004. 408 с.
121. Лазовский, Д. Н. Теория расчета и конструирование усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений: диссертация ... д-ра техн. наук : 05.23.01 / Белорусская государственная политехническая академия, Полоцкий государственный университет. Минск, 1998. 32-38 с.
122. Д. Н. Лазовский. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений. Новополоцк: ПГУ, 1998. 280с.
123. Лазовский Д. Н., Кремнева Е. Г.. Реконструкция сборного железобетонного перекрытия. *Вестник Полоцкого государственного*

университета. Серия В, Прикладные науки: научн{ {о-теоретический журнал. 2005. №3. С. 172–177.

124. Основы работы в ANSYS 17 / Федорова Н.Н., Вальгер С.А., Данилов М.Н., Захарова Ю.В. Москва: ДМК Пресс, 2013. 210 с.

125. Лазарева Д.В., Сорока М.М., Шиляев О.С. Прийоми роботи з ПК ANSYS при розв'язанні задач механіки. Під редакцією М.Г. Сур'янінова: монографія. Одеса, 2020. 432 с.

126. Сидоров В. Н., Вершинин В. В. Метод конечных элементов в расчете сооружений. Теория, алгоритм, примеры расчетов в программном комплексе SIMULIA Abaqus: учебное пособие. Москва, 2012. 288 с.

127. Рычков С. П. Моделирование конструкций в среде Femap with NX Nastran. Москва : ДМК Пресс, 2013. 784 с.

128. Darmansyah Tjitradi, Eliatun Eliatun, Taufik Syahril. 3D ANSYS Numerical Modeling of Reinforced Concrete Beam Behavior under Different Collapsed Mechanisms. *International Journal of Mechanics and Applications*. 2017. Vol. 7, №. 1. P. 14-23.

129. Pazdan M. FEM modelling of the static behaviour of reinforced concrete beams considering the nonlinear behaviour of the concrete. *Studia Geotechnica et Mechanica*. 2021. Vol. 43, №. 3. P. 206-223.

130. Rami A. Hawileh, Maha A. Assad, Jamal A. Abdalla, M. Z. Naser (2019). Finite element modeling of reinforced concrete beams externally strengthened in flexure with side-bonded FRP laminates. *Computers and Concrete*. 2024. Vol.33. P. 163-173.

131. Радайкин О.В., Шарафутдинов Л.А. К оценке прочности, жесткости и трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов, усиленных сталефибробетонной «Рубашкой», на основе компьютерного моделирования в ПК «ANSYS». *Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета*. 2013. Вып. 1, №39. P. 111-120.

132. Карпенко Н. И., Соколов Б. С., Радайкин О. В. К совершенствованию диаграмм деформирования бетона для определения момента

трещинообразования и разрушающего момента в изгибаемых железобетонных элементах. *Строительство и реконструкция*. 2012. № 2. С. 10–16.

133. Карпенко Н. И., Соколов Б. С., Радайкин О. В. Анализ и совершенствование криволинейных диаграмм деформирования бетона для расчета железобетонных конструкций по деформационной модели. *Промышленное и гражданское строительство*. 2013. № 1. С. 25–27.

134. Vasudevan G., Kothandaraman S., Azhagarsamy S. Study on non-linear flexural behavior of reinforced concrete beams using ANSYS by discrete reinforcement modeling. *Strenght of materials. Puducherry*. 2013. P. 149–162.

135. Tiberti G., Minelli F., Plizzari G. Reinforcement optimization of fiber reinforced concrete linings for conventional tunnels. *Composites*. 2014. P. 199–207.

136. Tiberti G., Minelli F., Plizzari G. Cracking behavior in reinforced concrete members with steel fibers: A comprehensive experimental study. *Cement and concrete research*. 2015. P. 24–34.

137. ДСТУ Б В.2.7-214:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. [Чинний від 2010-09-01]. Київ, 2010. 43 с. (Державний стандарт України)

138. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила та правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, ІДТ): [Чинний від 2013-07-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. 311 с. (Національний стандарт України).

139. Бікс Ю. С. Аналітичне визначення несучої здатності залізобетонної балки за різними залежностями "напруження–деформації". *Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві*. 2015. № 1. С.25-32.

140. Будівельні конструкції : навч. посіб. / Клименко Є.В. та ін. Київ, 2012. 426 с.

141. Быков, А. А., & Тонков, И. Л. Расчет железобетонных балок прямоугольного сечения с симметричным армированием на чистый изгиб. *Construction and Geotechnics*. 2010. №1. С. 95-100.
142. А.Ф. Яременко, А.В. Ковров, Т.А. Синюкина. О практическом способе определения жесткости железобетонных балок. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2005. №20. С. 389–394.
143. Яременко О.Ф., Ю.О. Школа. Несуча здатність та деформативність стержневих залізобетонних елементів в складному напруженому стані. Одеса: Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2010. 136 с.
144. Кухтин В. Н., Булаев И. В., Баранов И. С. Применение расчётного комплекса SOFiSTiK для расчёта мостовых конструкций: учебное пособие. Москва : МАДИ, 2013. 136 с.
145. Сухоруков В. В. Autodesk Robot Structural Analysis Professional. Проектно-вычислительный комплекс: справочно-учебное пособие. Москва: АСВ, 2009. 128 с.
146. Яшанов А.П. Учебное пособие по программе Autodesk Robot Structural Analysis Professional. Базовый курс: учебное пособие. Санкт-Петербург : ООО «ПСС», 2010. 100 с.
147. Водопьянов Р.Ю., Титов В.П., Артаманова А.Е.. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2015. Руководство пользователя. Обучающие примеры / под ред. академика РААСН А.С. Городецкого. Москва : электронное издание, 2015. 460 с.

ДОДАТКИ

ДОДАТОК А

**СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ ТА
ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ**

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

Статті у наукових фахових виданнях України

1. Сур'янінов М.Г., Неутов С.П., Єсванджия В.Ю. Несуча здатність балки, пошкодженої під час бойових дій, посиленої з використанням фібробетону. *Просторовий розвиток. Будівництво та цивільна інженерія*. 2023. Вип. 5. С. 212-222.

2. Сур'янінов М.Г., Чучмай О.М., Єсванджия В.Ю. Експериментальні дослідження підсилення балки, пошкодженої в розтягнутій зоні. *Просторовий розвиток. Будівництво та цивільна інженерія*. 2023. Вип. 6. С. 239-250.

3. Neutov S.P., Yesvandzhyia V.Yu. Experimental studies of a damaged beam reinforced with fiber concrete. *Сучасне будівництво та архітектура*. 2023. Вип. 6. С. 62-68.

4. Сур'янінов М.Г., Чучмай О.М., Єсванджия В.Ю. Експериментальні дослідження підсилення балки, пошкодженої в розтягнутій зоні. *Просторовий розвиток. Будівництво та цивільна інженерія*. 2023. Вип. 6. С. 239-250.

5. Neutov S.P., Yesvandzhyia V.Yu. Experimental studies of a damaged beam reinforced with fiber concrete. *Сучасне будівництво та архітектура*. 2023. Вип. 6. С. 62-68.

6. Сур'янінов М.Г., Єсванджия В.Ю. Несуча здатність, деформативність та тріщиностійкість пошкодженої балки, підсиленої фібробетоном у стиснутій зоні. *Містобудування та територіальне планування*. 2024. Вип. 61. С. 21-30.

7. Сур'янінов М.Г., Єсванджия В.Ю. Комп'ютерне моделювання та чисельний аналіз пошкоджених балок, підсилених фібробетоном.

Просторовий розвиток. Будівництво та цивільна інженерія. 2024. Вип. 1. С. 212-222.

Наукові праці які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

8. Сур'янінов М.Г., Клименко О.М., Єсванджия В.Ю., Шимченко П.В. Міцність сталевібробетону з фіброю різного типу. *Органічні і мінеральні в'язучі та дорожні бетони на їх основі: матеріали міжнародної науково-технічної конференції. Харків: ХНАДУ, 2022. С. 152-155.*

9. Балдук Г.П., Єсванджия В.Ю. Міцність сталевібробетону з фіброю різного типу. Тези доповідей 79-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії. Одеса: ОДАБА, 2023. С. 21.

10. Сур'янінов В.М., Єсванджия В.Ю. Випробування фівробетонних зразків-«вісімок», армованих фіброю різного типу, на розтягнення. *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд: тези доп. V міжнар. конф. Одеса: ОДАБА, 2023. С. 107-109.*

11. M. Surianinov, S. Neutov, D. Kirichenko, O. Chuchmai, V. Yesvandzhyia. Experimental and computer studies of damaged beams reinforced using steel fiber concrete. International Exhibition «Research in building engineering - EXCO-24 ». Spain : Polytechnic University of Valencia. 2024. P. 200-201.

Відомості про результати апробації дисертації

-79-а науково-технічна конференція професорсько-викладацького складу академії (Одеса, 18 травня 2023 р., – очна участь);

-5-а Міжнародна науково-технічна конференція "Експлуатація та реконструкція будівель і споруд" (Одеса, 21–23 вересня 2023 р., – очна участь);

-Міжнародна науково-технічна конференція «Органічні і мінеральні в'язучі та дорожні бетони на їх основі» (Харків, 8–9 листопада 2022 р., – очна участь);

-International itinerant exhibition research in building engineering «EXCO`2024» (Валенсія, 29 лютого 2024 р.).

ДОДАТОК Б

**МОДЕЛЮВАННЯ ТА СКІНЧЕНО-ЕЛЕМЕНТНИЙ АНАЛІЗ
ПОШКОДЖЕНИХ БАЛОК У ПРОГРАМІ SOFiSTiK**

При розрахунку залізобетонної балки та розташованого в неї фібробетонного елемента використовувалася пластинчасто-стрижнева модель. Відмінність від стрижневої моделі в тому, що залізобетонна балка виконана із пластинчастих елементів QUAD. Використовувався лінійний тип розрахунку. Результати розрахунків зведено до табл. А.1.

Таблиця А.1

Результати розрахунків у ПК SOFiSTiK

Зразок	Кількість СЕ	Максимальний прогин, мм	Максимальне напруження, МПа	
			XX	YY
ЗБП1	272	4.06	32.80	14.70
ЗБП2	240	4.03	31.00	13.60
ЗБП3	263	3.98	29.77	11.97
ЗБП4	252	4.00	30.66	12.35
ЗБП5	256	3.90	30.53	14.45

Зразок ЗБП1

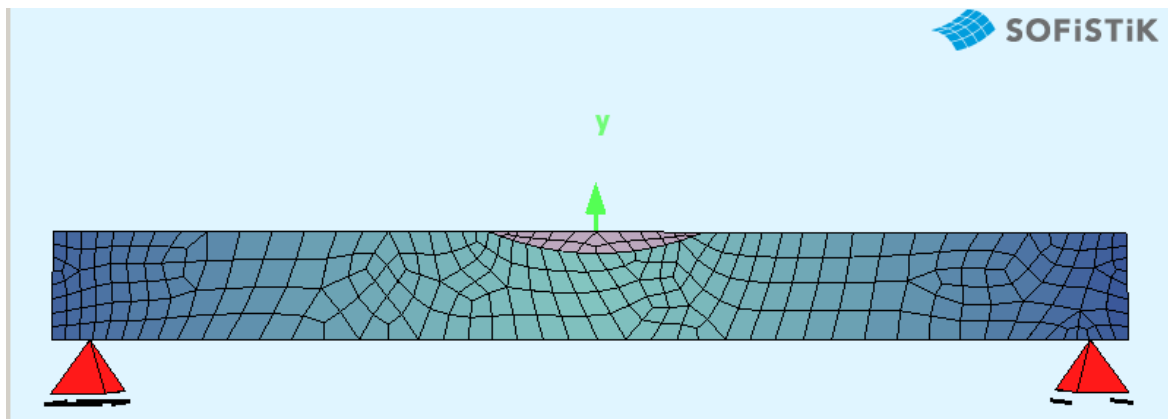
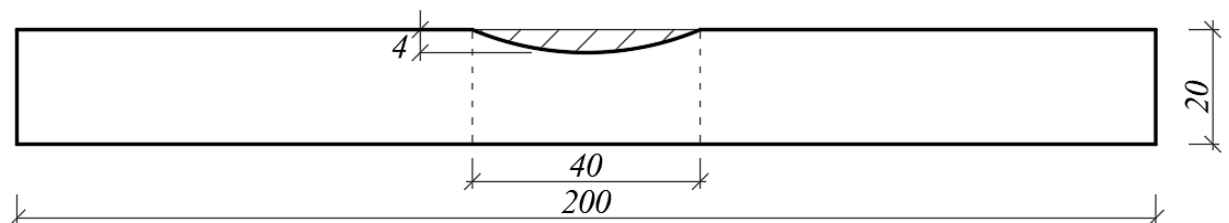


Рис. А.1. Загальний вигляд балки

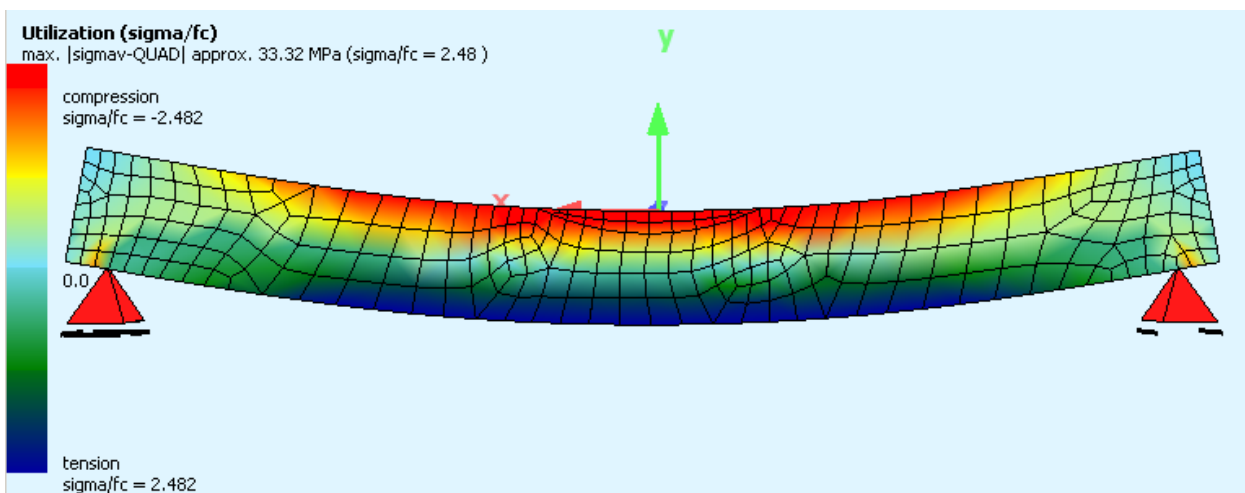


Рис. А.2. Напруження в балці

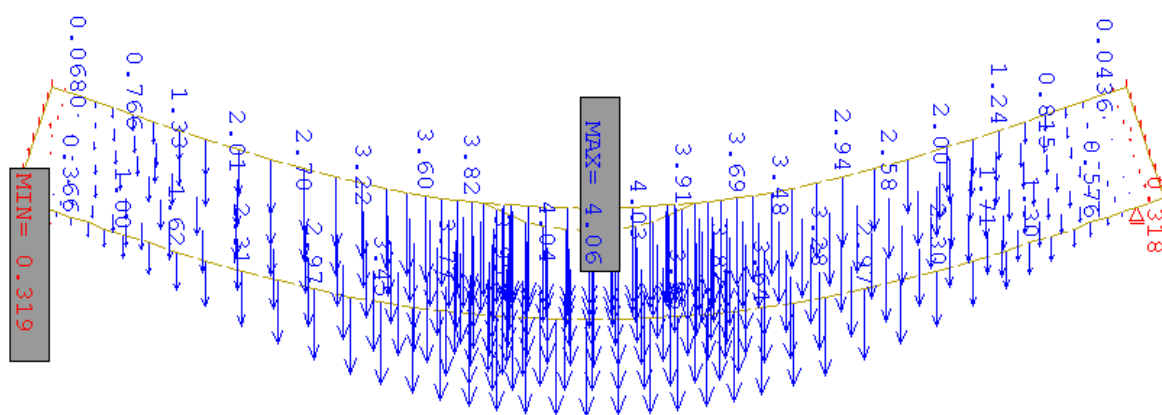


Рис. А.3. Вертикальні переміщення в балці, мм

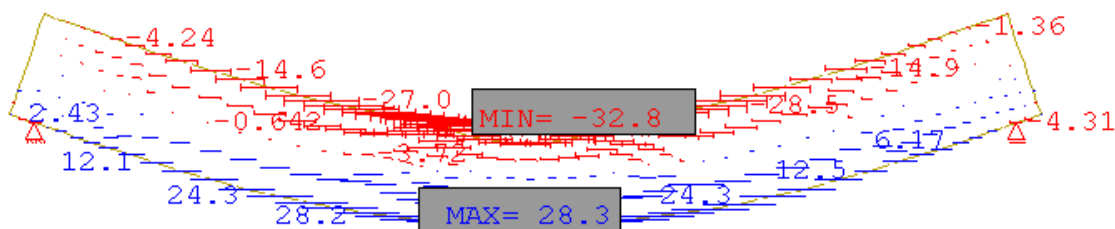


Рис. А.4. Напруження XX, МПа

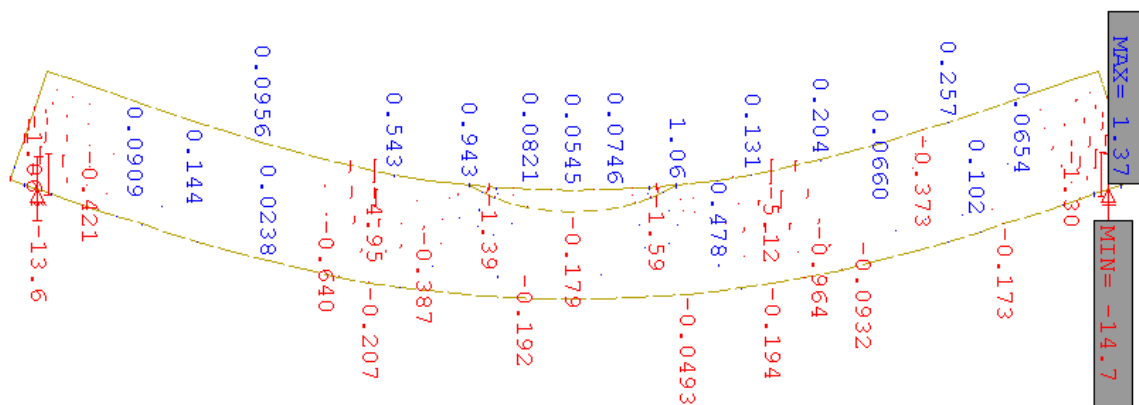


Рис. А.5. Напруження YY, МПа

Зразок ЗБП2

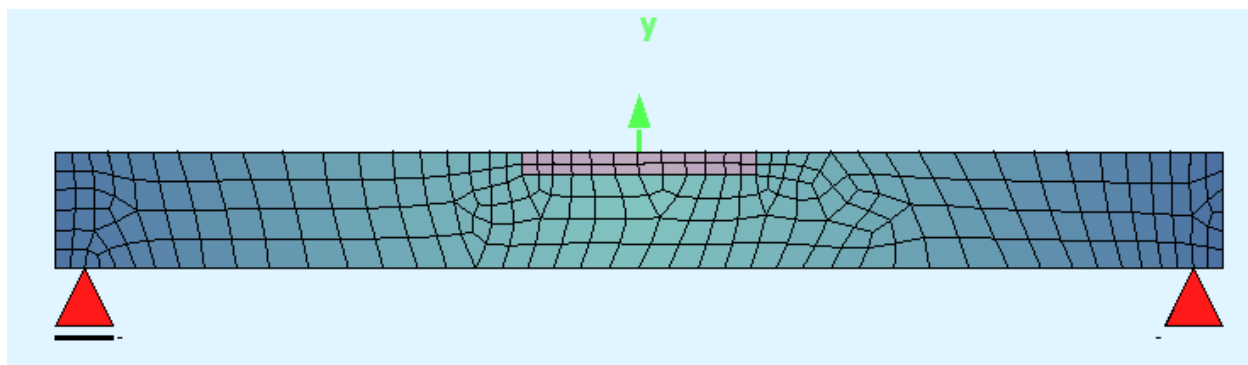
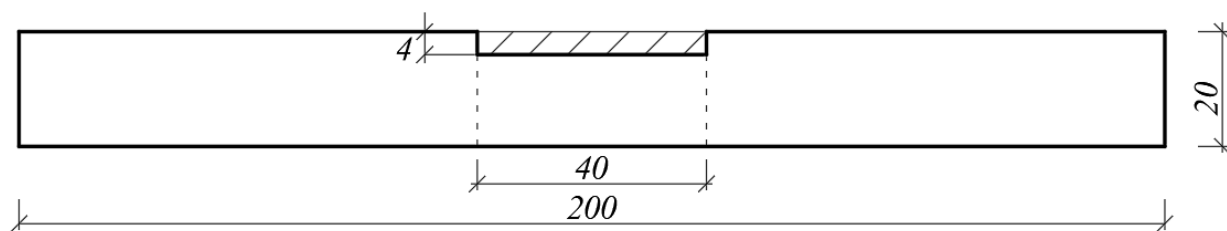


Рис. А.6. Загальний вигляд

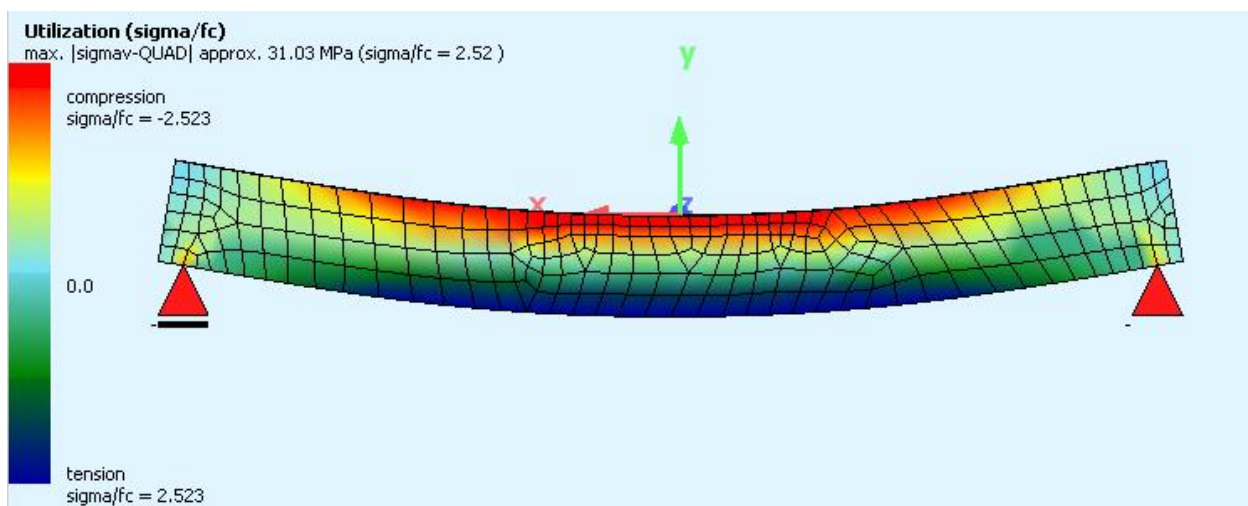


Рис. А.7. Напруження в балці

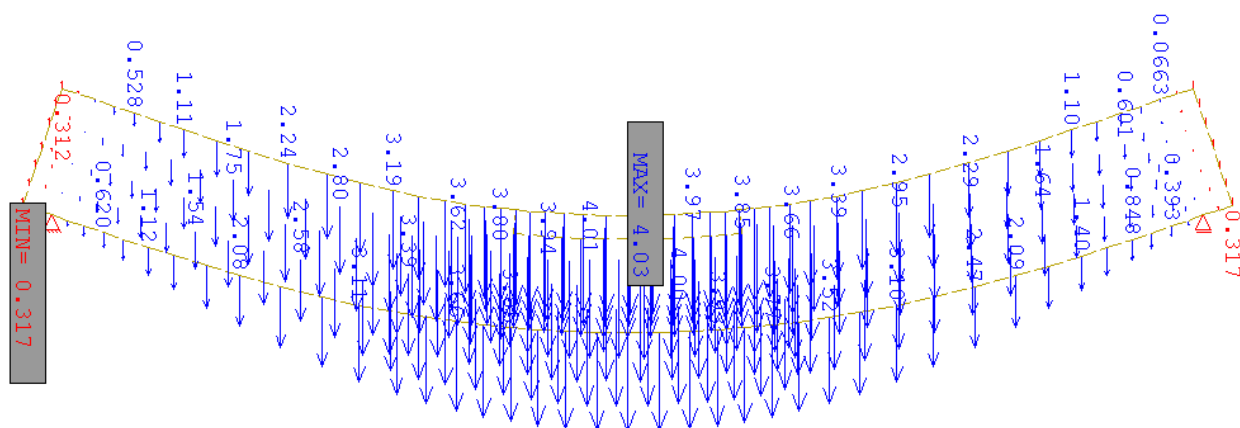


Рис. А.8. Вертикальні переміщення в балці, мм

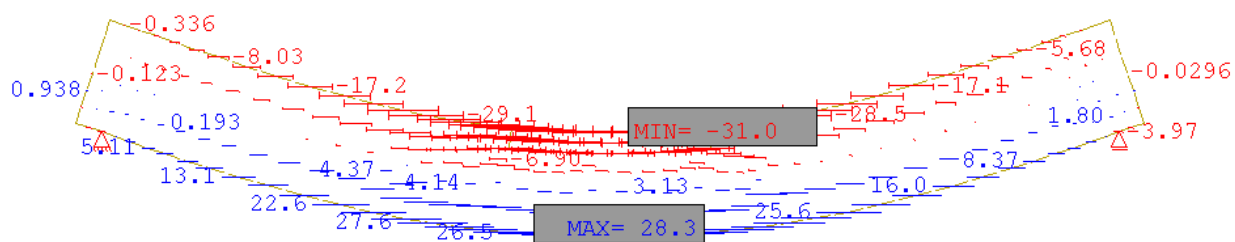


Рис. А.9. Напруження ХХ, МПа

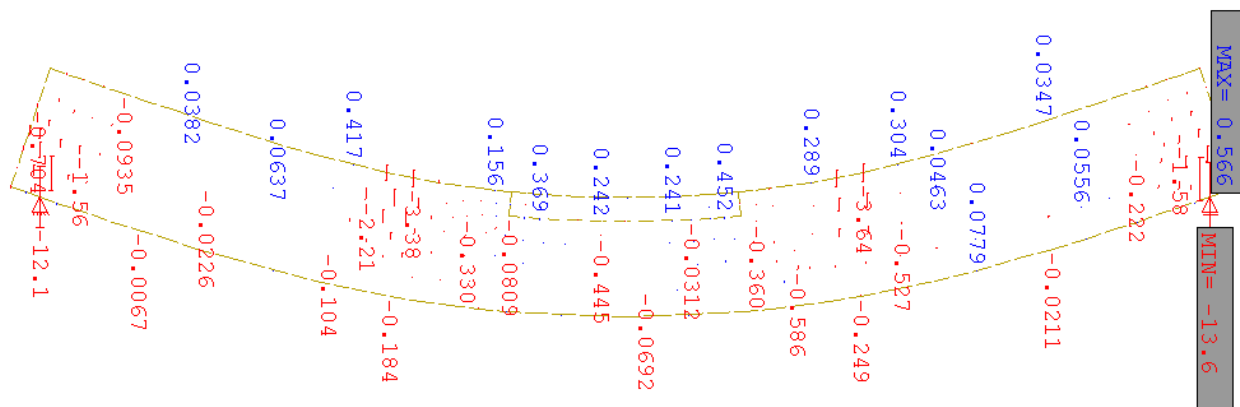


Рис. А.10. Напруження YY, МПа

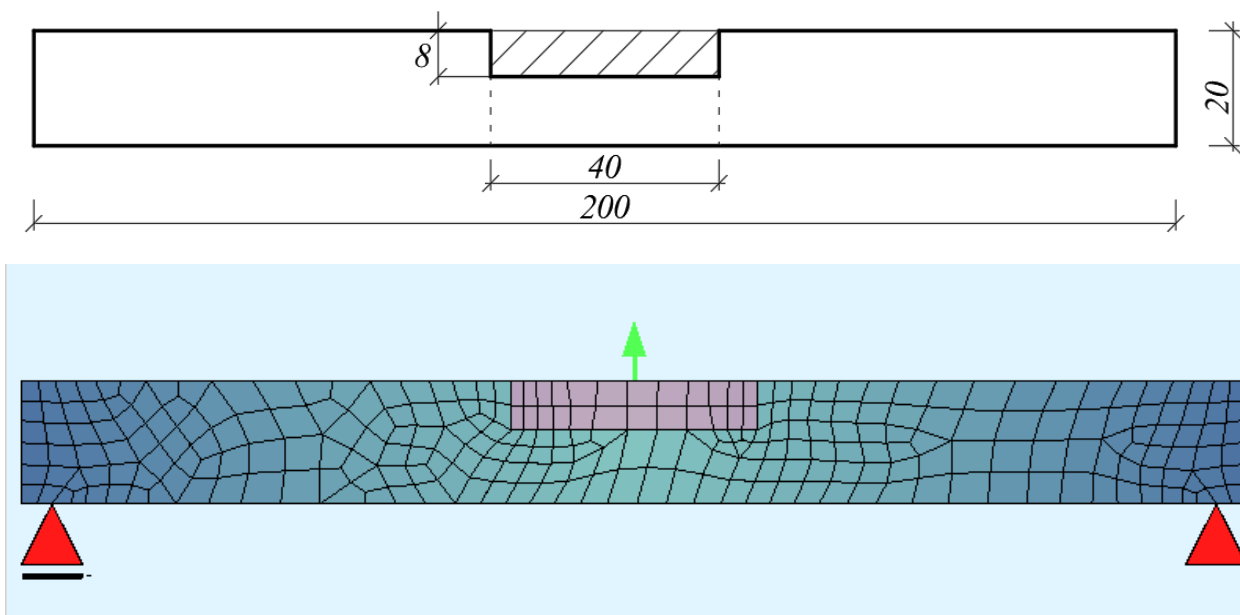
Зразок ЗБПЗ

Рис. А.11. Загальний вигляд

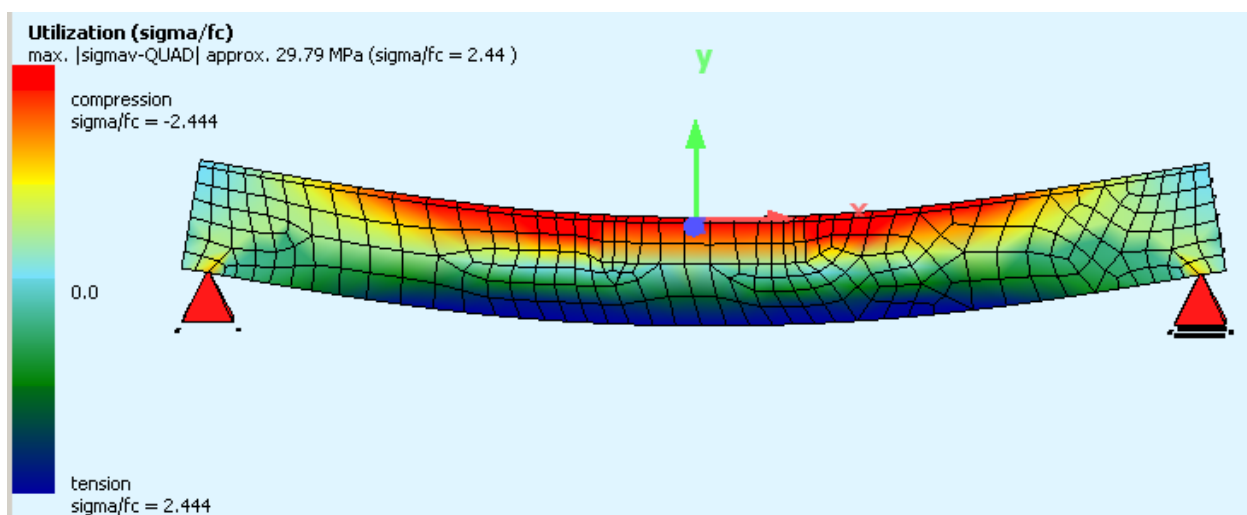


Рис. А.12. Напруження в балці

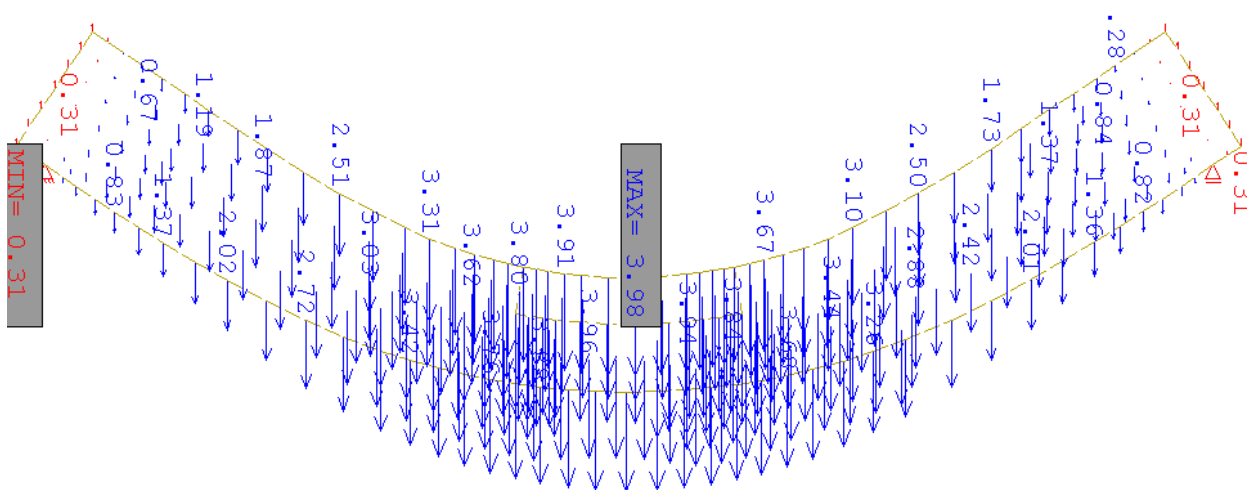


Рис. А.13. Вертикальні переміщення в балці, мм

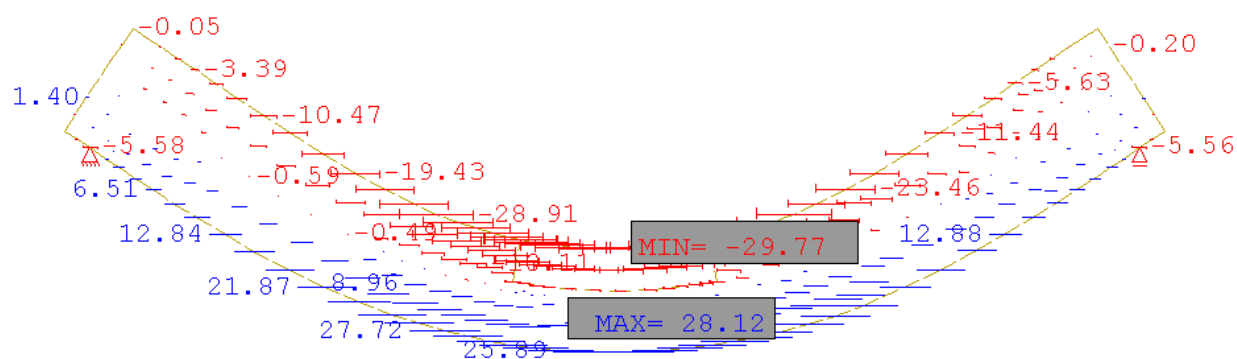
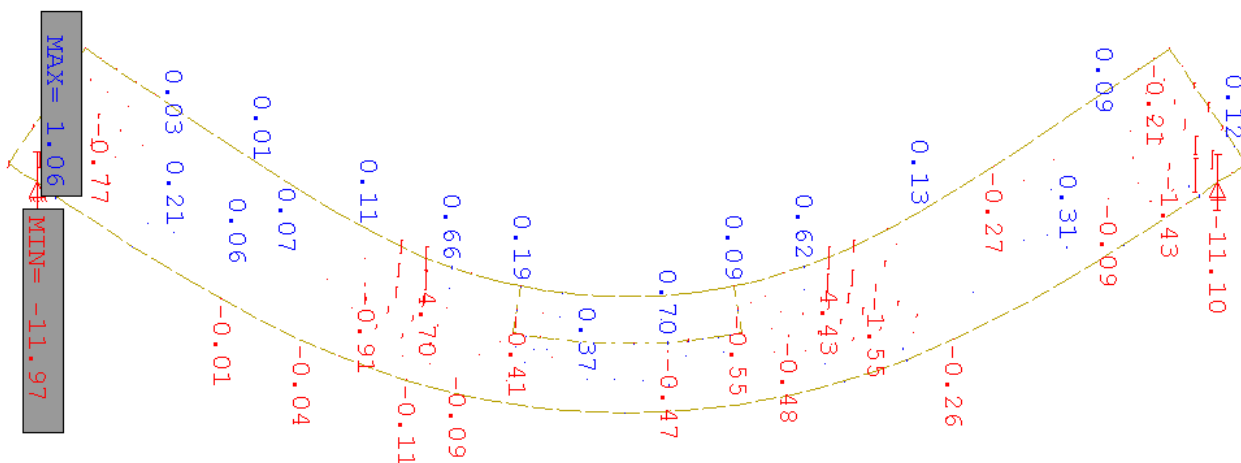


Рис. А.14. Напруження XX, МПа

Рис. А.15. Напруження σ_{yy} , МПа

Зразок ЗБП4

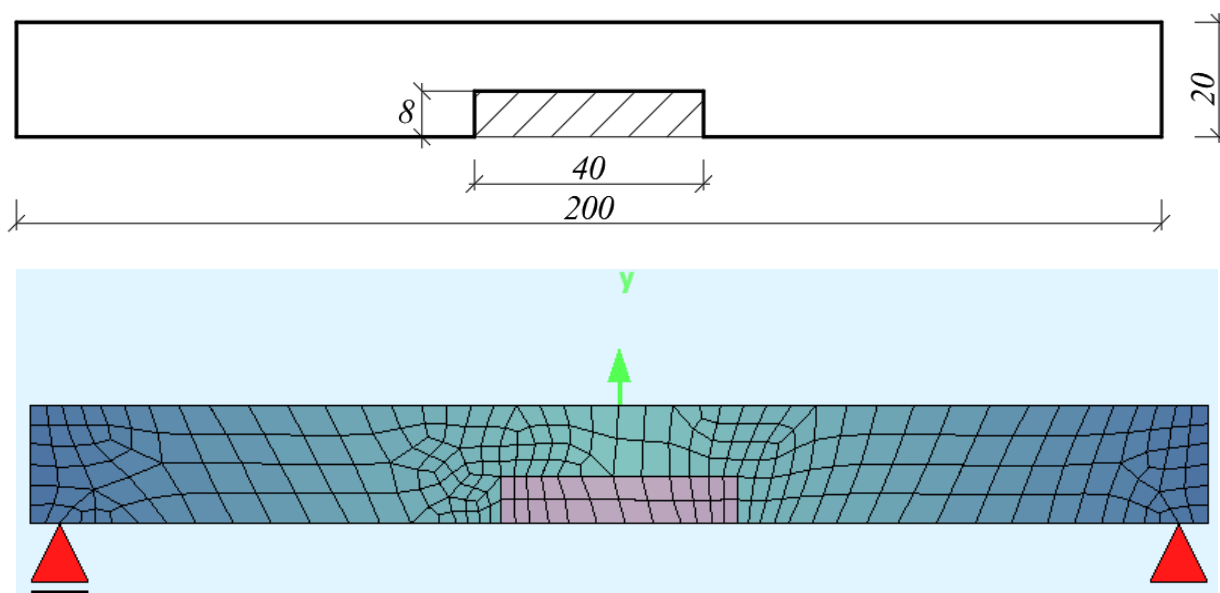


Рис. А.16. Загальний вигляд

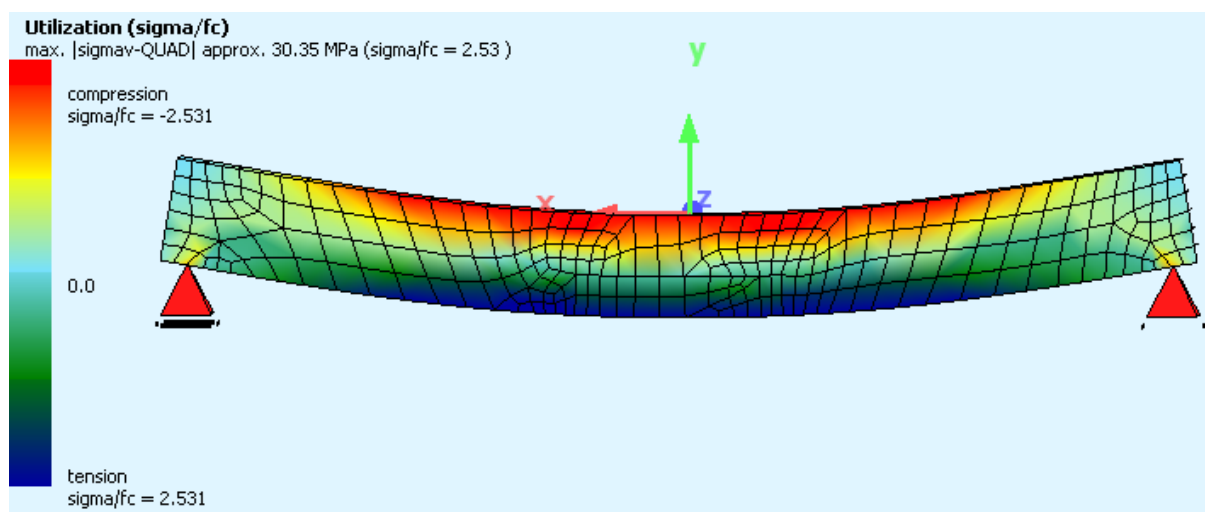


Рис. А.17. Напруження в балці

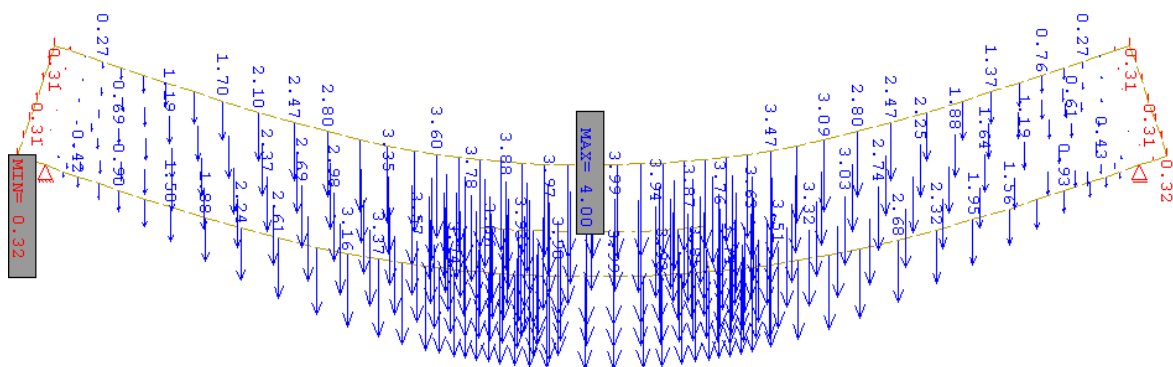


Рис. А.18. Вертикальні переміщення в балці, мм

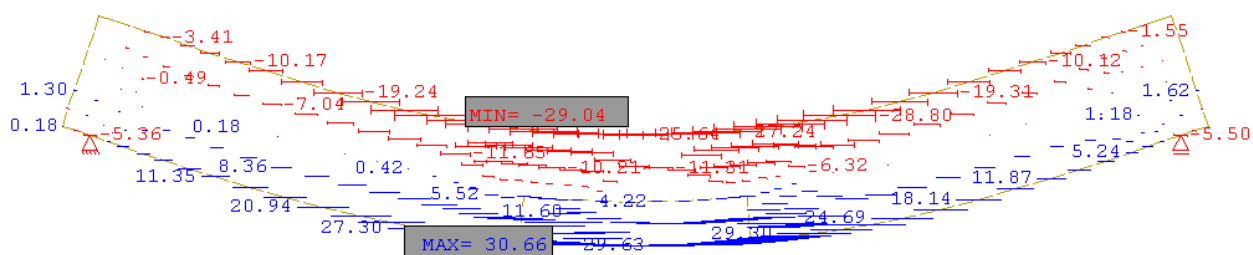


Рис. А.19. Напруження XX, МПа

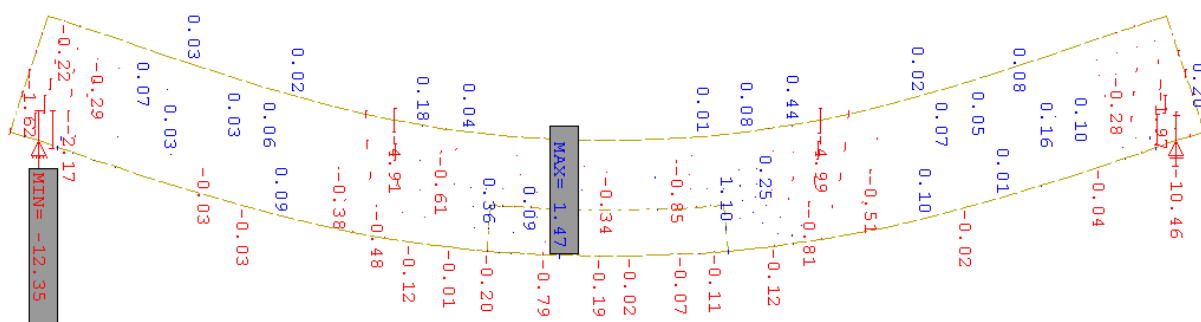


Рис. А.20. Напруження YY, МПа

Зразок ЗБП5

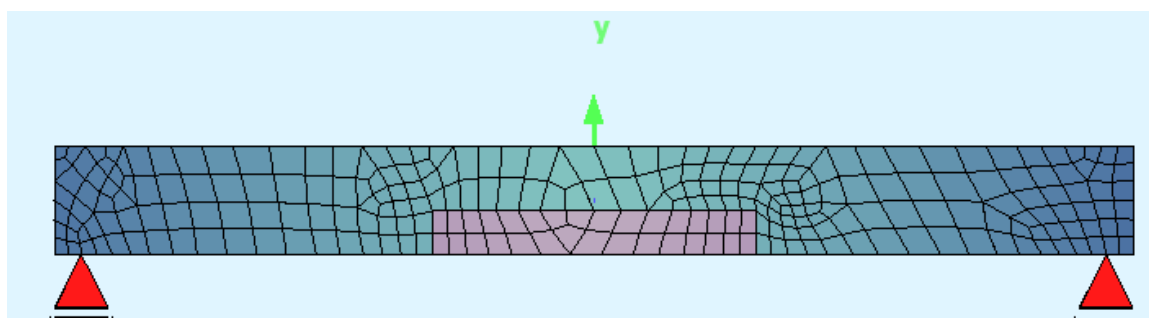
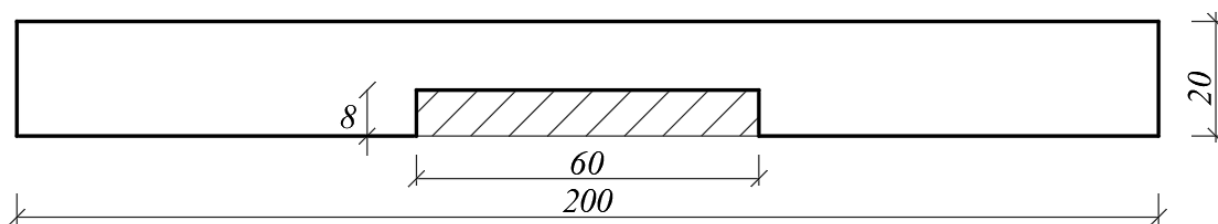


Рис. А.21. Загальний вигляд

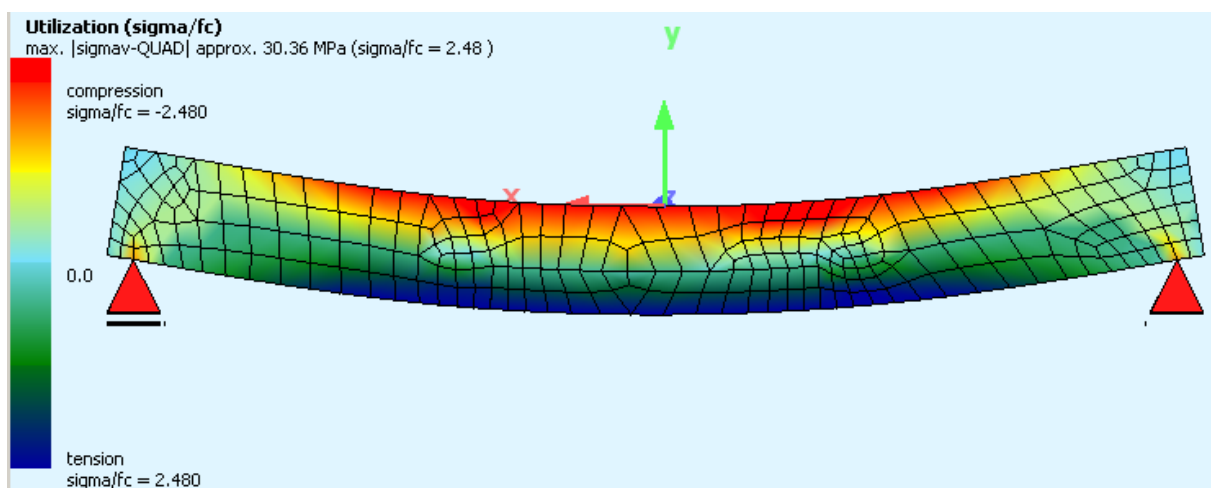


Рис. А.22. Напруження в балці

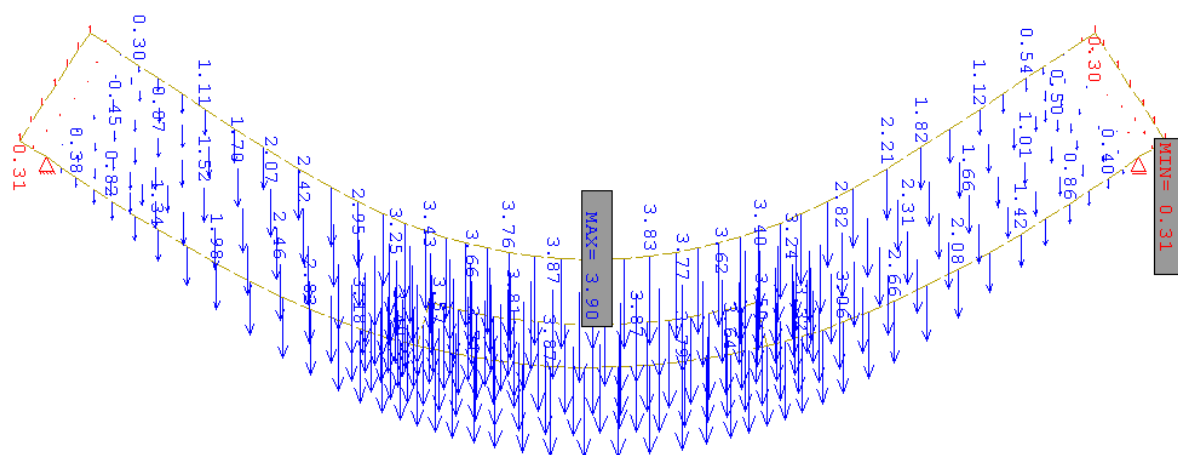


Рис. А.23. Вертикальні переміщення в балці, мм

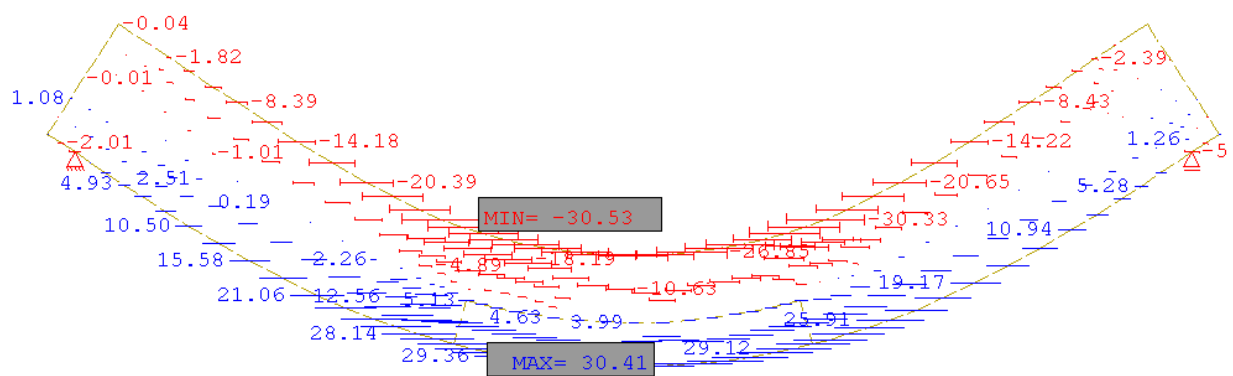


Рис. А.24. Напруження XX, МПа

МОДЕЛЮВАННЯ ТА РОЗРАХУНКИ У ПРОГРАМІ AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

При моделюванні використовувалися два типи скінчених елементів — трикутні елементи з трьома вузлами (Т3), прямокутні елементи з чотирма вузлами (Q4). Розмір елемента задавався 2x2 см, сітка розбивалася автоматично. На рис. Б.1 показана орієнтація глобальної та локальної систем координат.

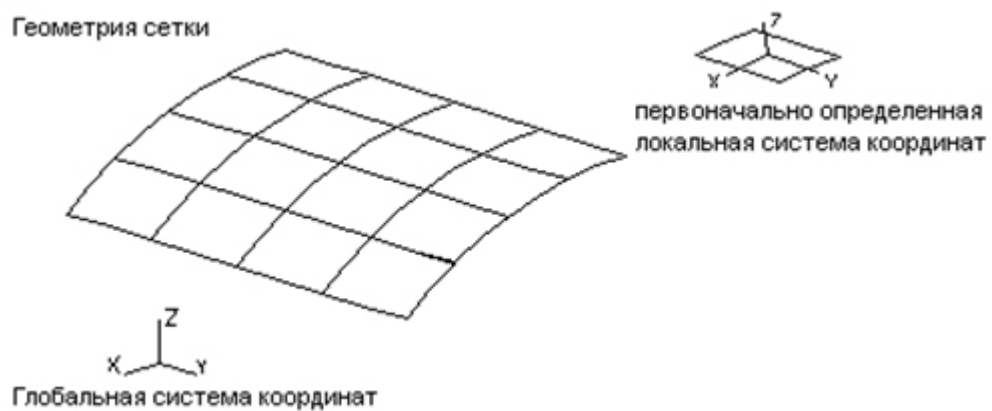


Рис. Б.1. Глобальна та локальна системи координат

На рис. Б.2 показано правило знаків для переміщень, а на рис. Б.3 — правило знаків для зусиль у плоских скінчених елементах.

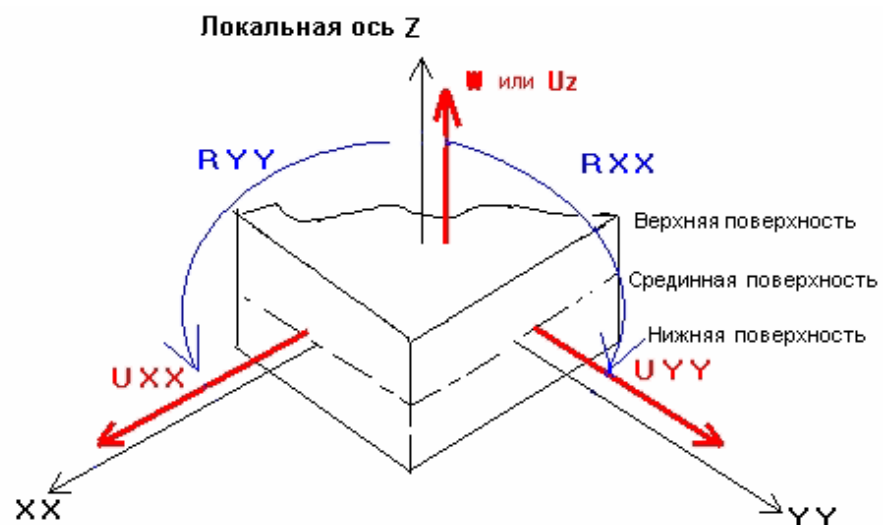


Рис. Б.2. Правило знаків для переміщень

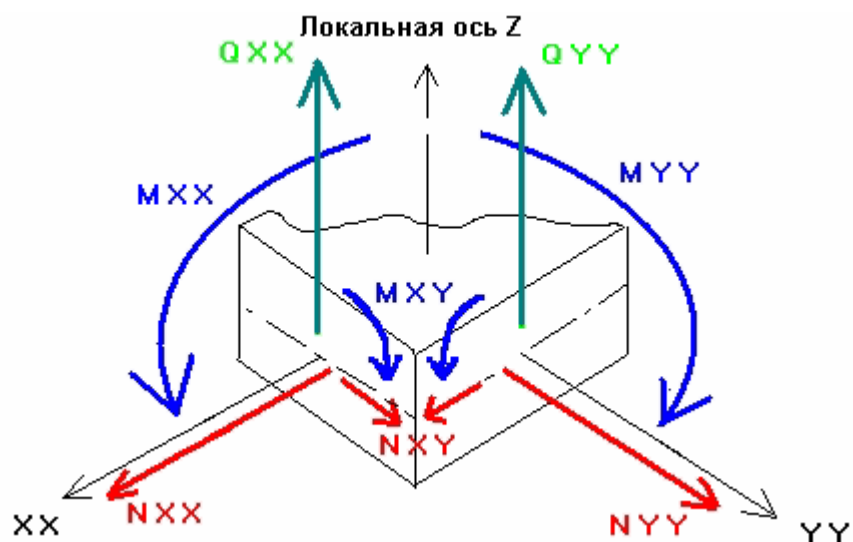


Рис. Б.3. Правило знаків для зусиль

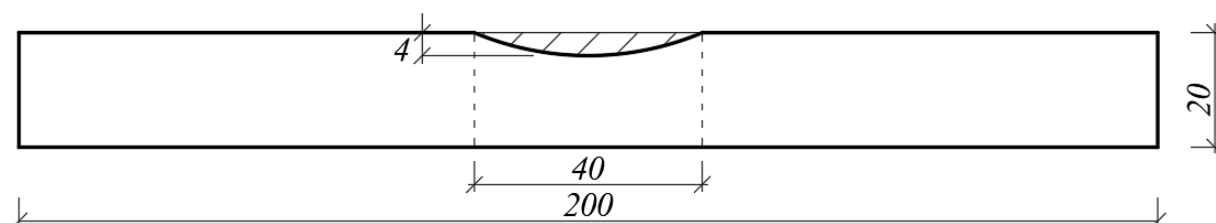
Результати розрахунків зведено до табл. Б.1.

Таблиця Б.1

Результати розрахунків у Robot Structural Analysis Professional

Зразок	Кількість СЕ	Максимальний прогин, мм	Максимальне напруження, МПа	
			XX	YY
ЗБП1	282	4.07	37.66	20.12
ЗБП2	278	4.08	35.26	18.28
ЗБП3	278	4.04	35.27	18.28
ЗБП4	278	4.05	35.30	17.98
ЗБП5	278	3.96	35.20	17.98

Зразок ЗБП1



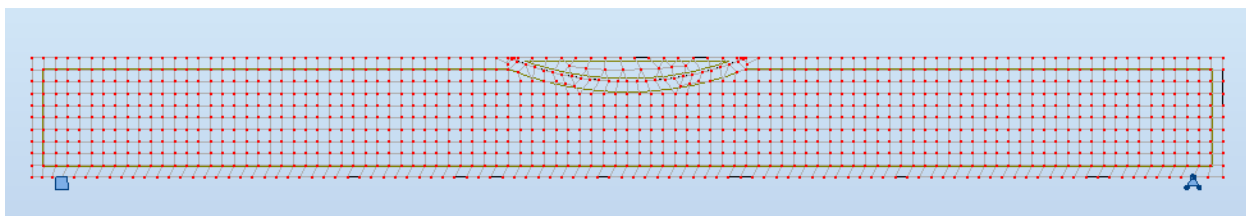


Рис. Б.4. Загальний вигляд балки

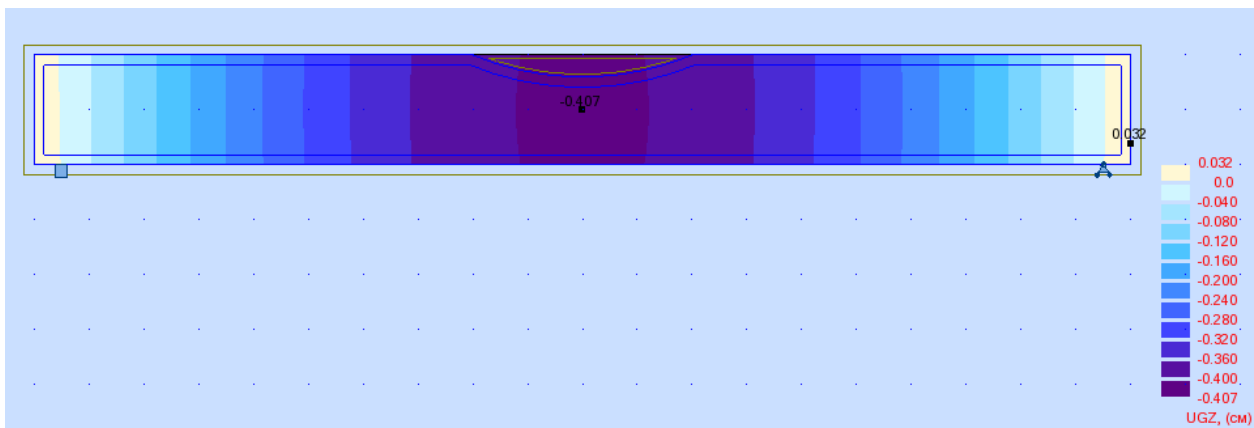


Рис. Б.5. Вертикальні переміщення в балці, см

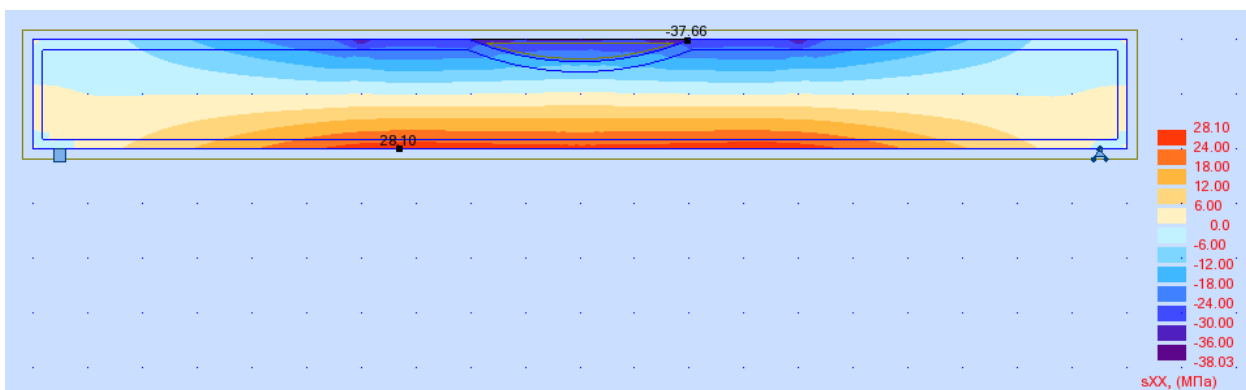


Рис. Б.6. Напруження ХХ, МПа

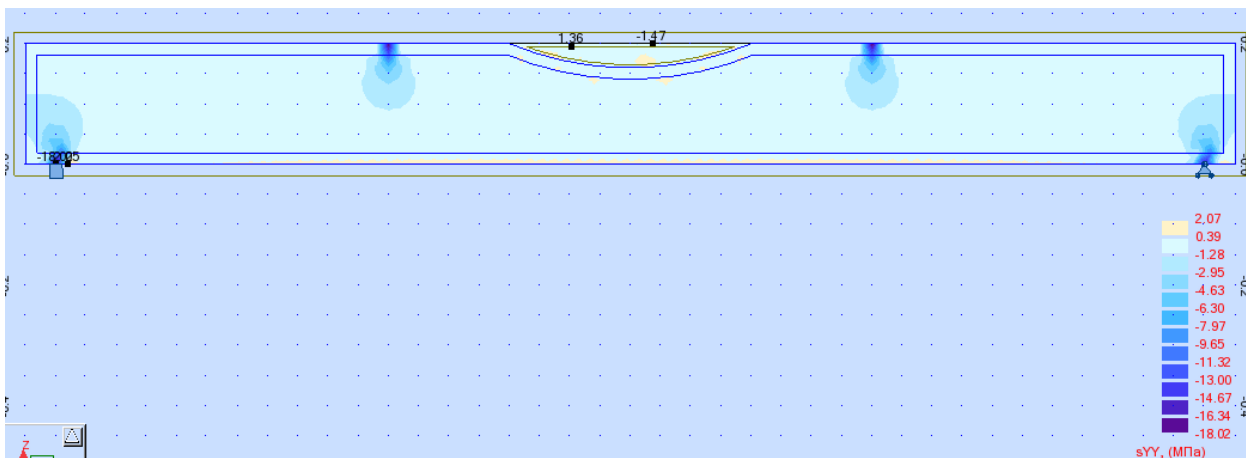


Рис. Б.7. Напруження YY, МПа

Зразок ЗБП2

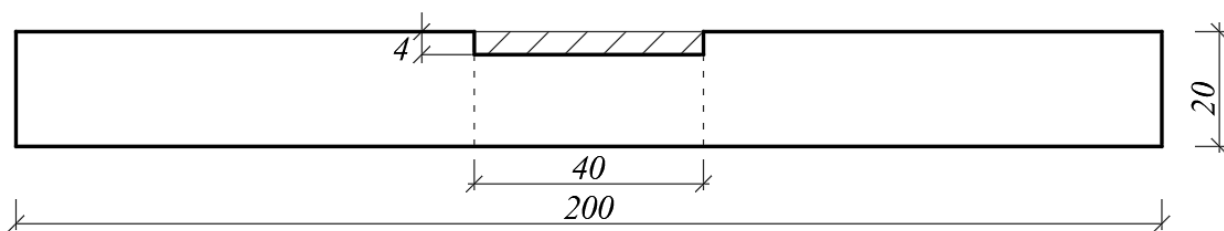


Рис. Б.8. Загальний вигляд балки

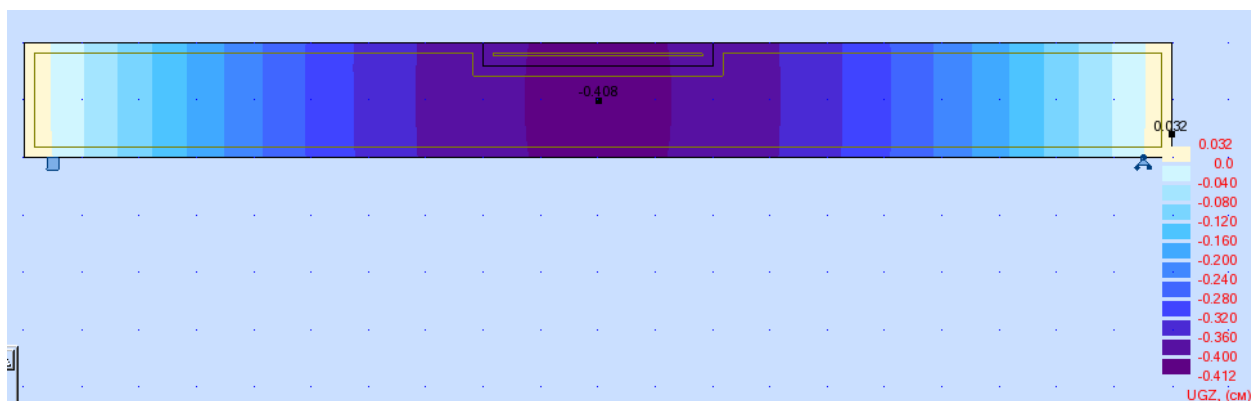


Рис. Б.9. Вертикальні переміщення в балці, см

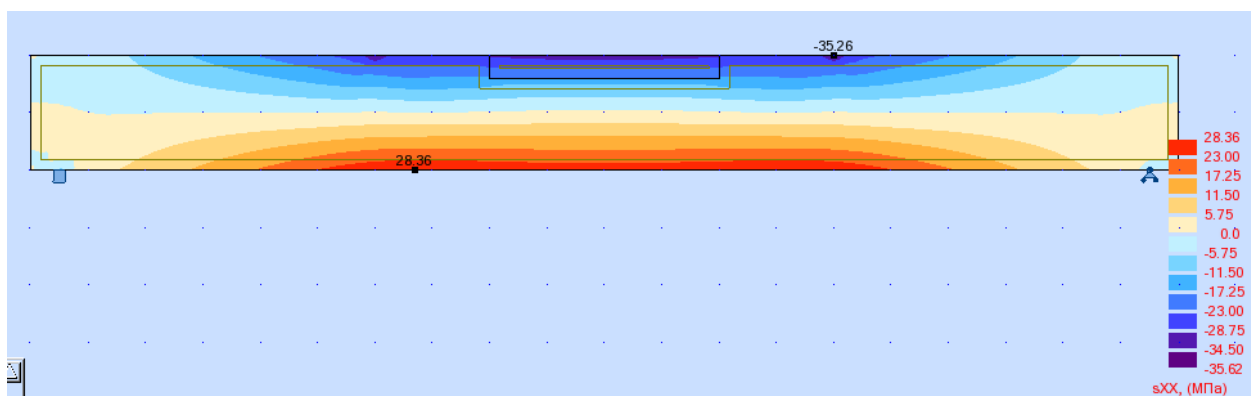


Рис. Б.10. Напруження ХХ, МПа

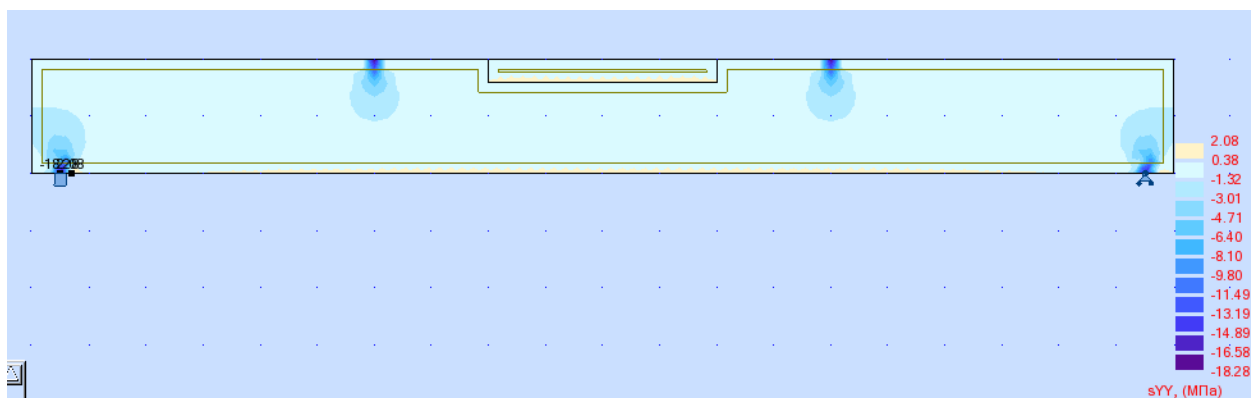


Рис. Б.11. Напруження YY, МПа

Зразок ЗБПЗ

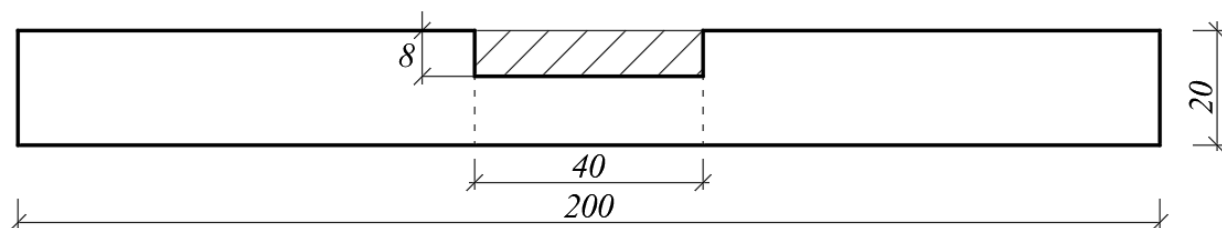


Рис. Б.12. Загальний вигляд балки

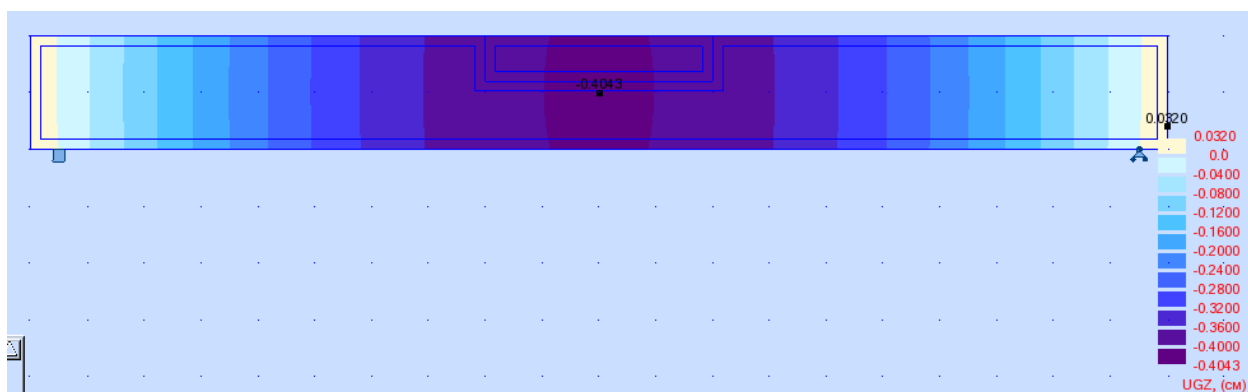


Рис. Б.13. Вертикальні переміщення в балці, см

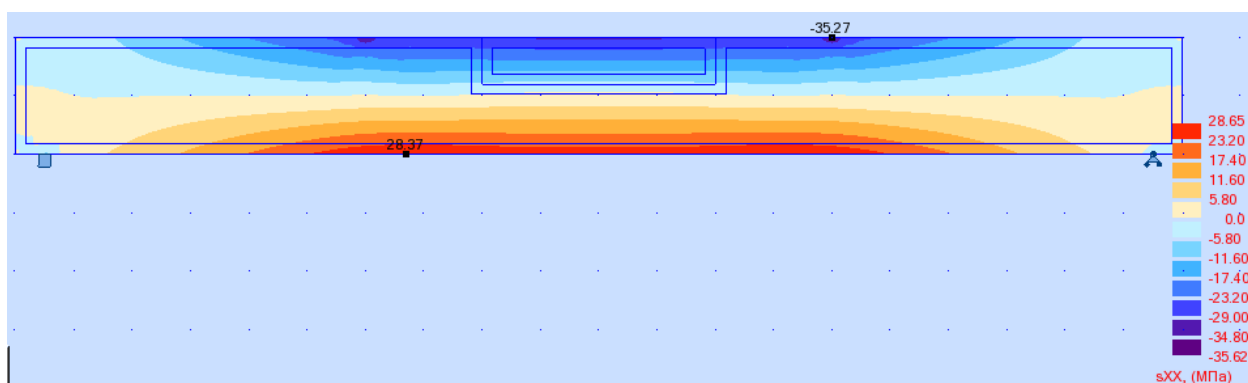


Рис. Б.14. Напруження ХХ, МПа

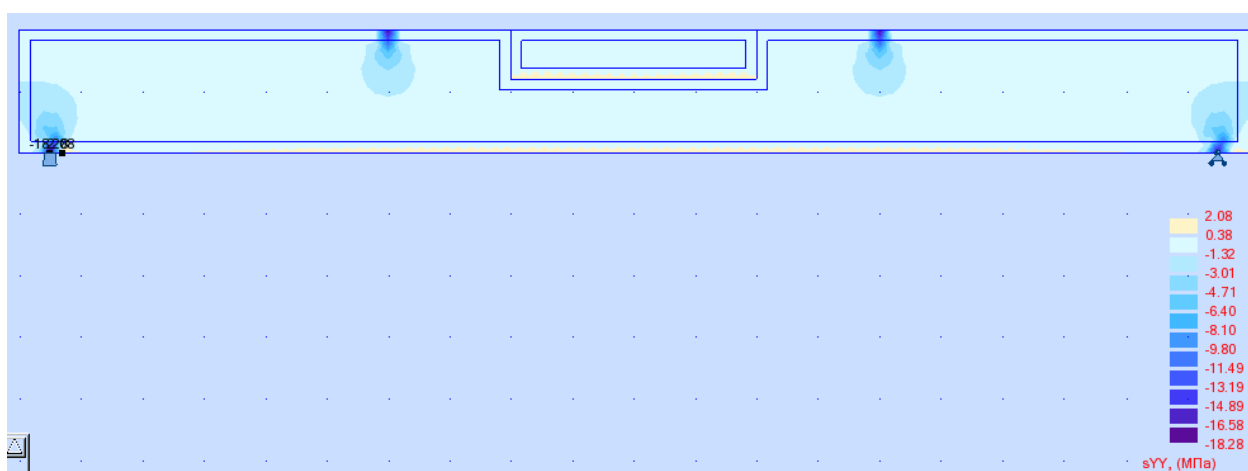


Рис. Б.15. Напруження YY, МПа

Зразок ЗБП4

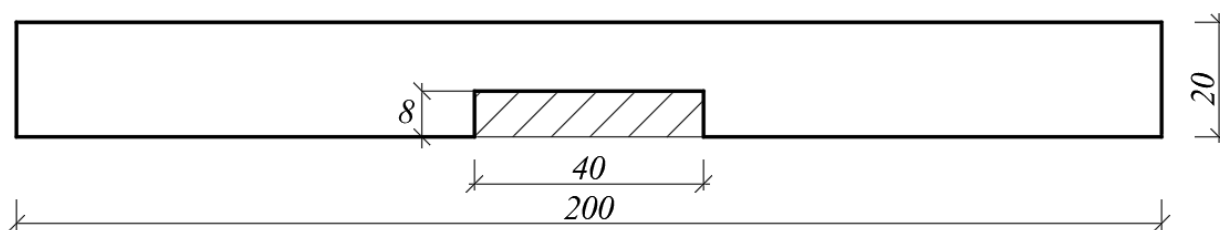


Рис. Б.16. Загальний вигляд балки

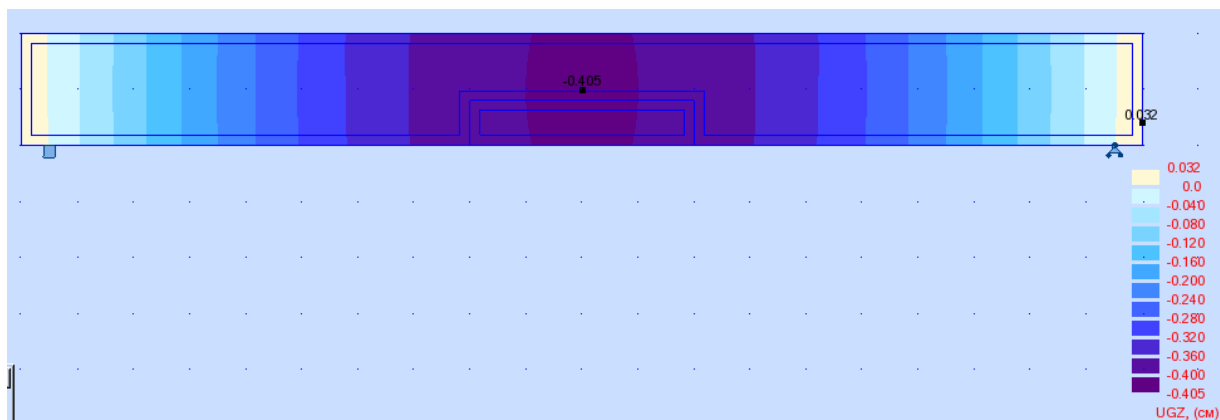


Рис. Б.17. Вертикальні переміщення в балці, см

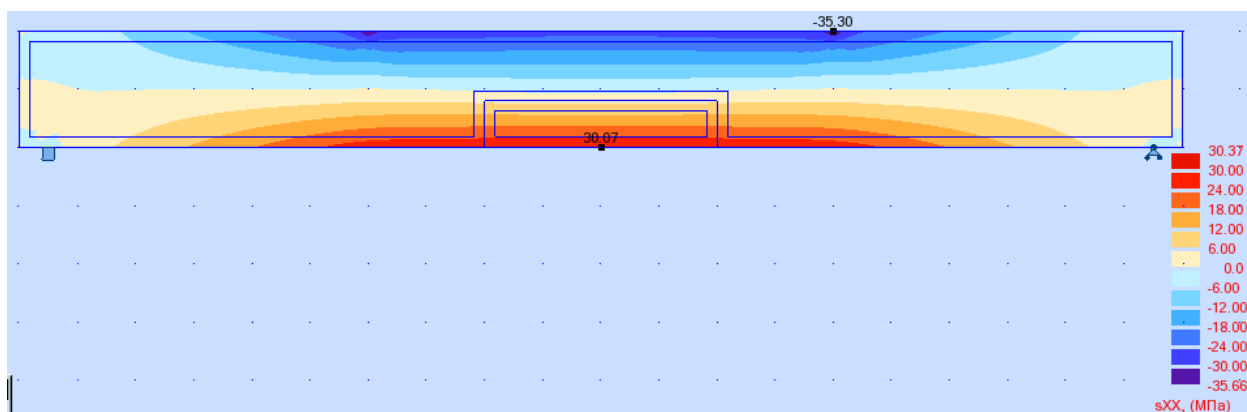


Рис. Б.18. Напруження ХХ, МПа

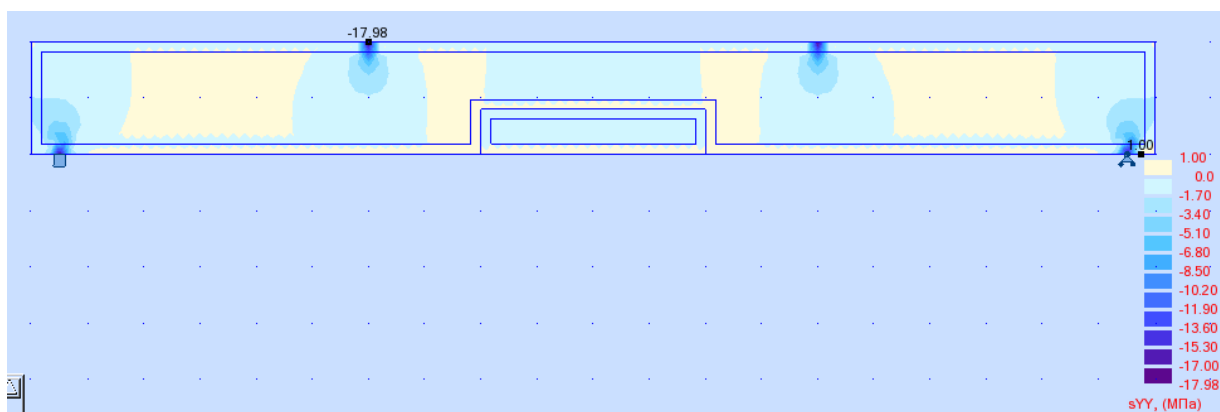


Рис. Б.19. Напруження YY, МПа

Зразок ЗБП5

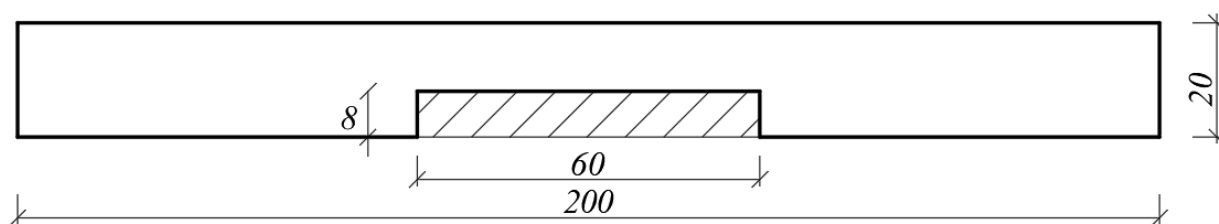


Рис. Б.20. Загальний вигляд балки

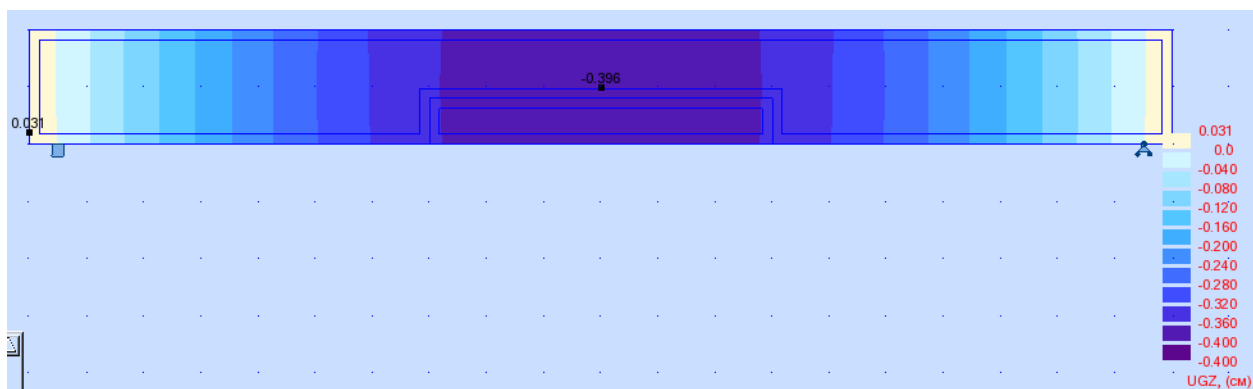


Рис. Б.21. Вертикальні переміщення в балці, см

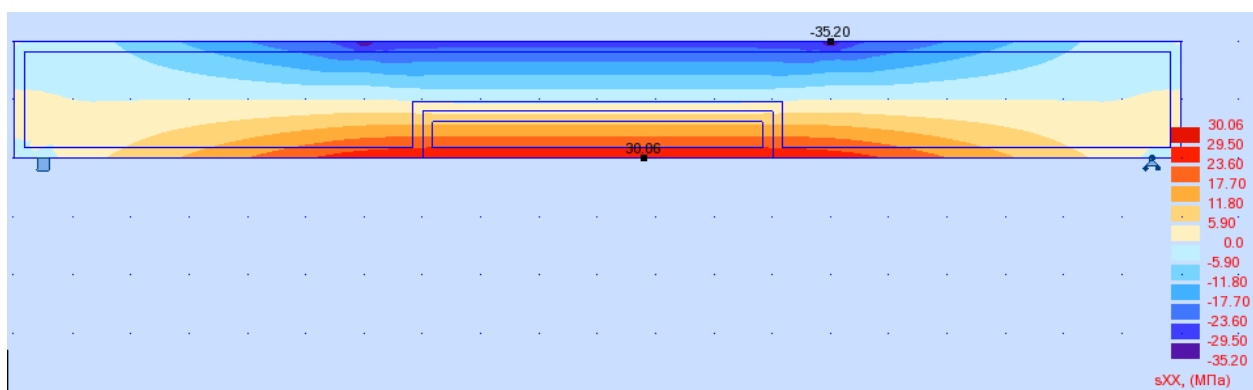


Рис. Б.22. Напруження ХХ, МПа

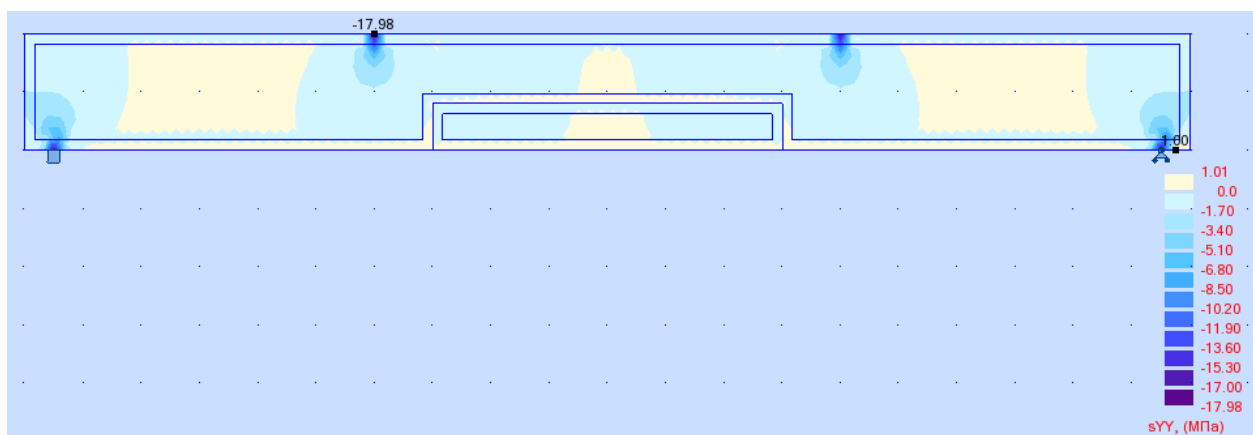


Рис. Б.23. Напруження YY, МПа

ДОДАТОК Г

МОДЕЛЮВАННЯ ТА РОЗРАХУНКИ У ПК ЛІРА-САПР

При розрахунку залізобетонної балки та розташованого в неї фібробетонного елемента використовувалися типи скінчених елементів №44, №42 – пластини. Розміри СЕ №44 становили 0,01x0,01 м. СЕ №44 бралися у кількості – 4022 пластини. Розміри деяких трикутних СЕ №42, що розташовані на межі стику фібробетонного елемента та залізобетонного, становили 0,011x0,01x0,0078 м. СЕ №42 бралися у кількості 29 пластин. Використовувався лінійний тип розрахунку.

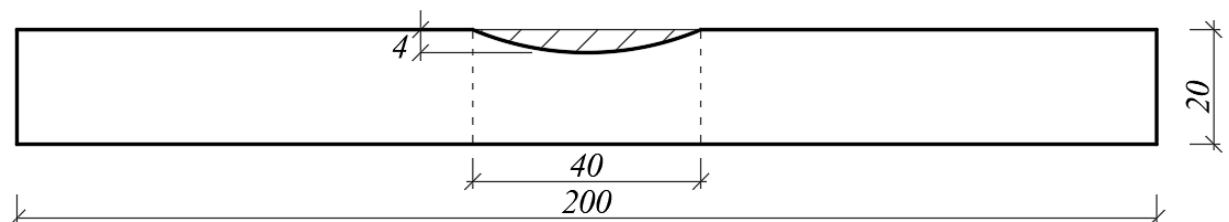
Результати розрахунків зведено до табл. В.1.

Таблиця В.1

Результати розрахунків у ПК ЛІРА-САПР

Зразок	Кількість СЕ	Максимальний прогин, мм	Максимальне напруження, МПа	
			XX	YY
ЗБП1	4051	4.09	33.22	32.87
ЗБП2	4000	4.06	33.22	23.64
ЗБП3	4000	4.03	33.22	23.65
ЗБП4	4000	4.03	33.23	23.81
ЗБП5	4000	3.94	33.12	24.40

Зразок ЗБП1



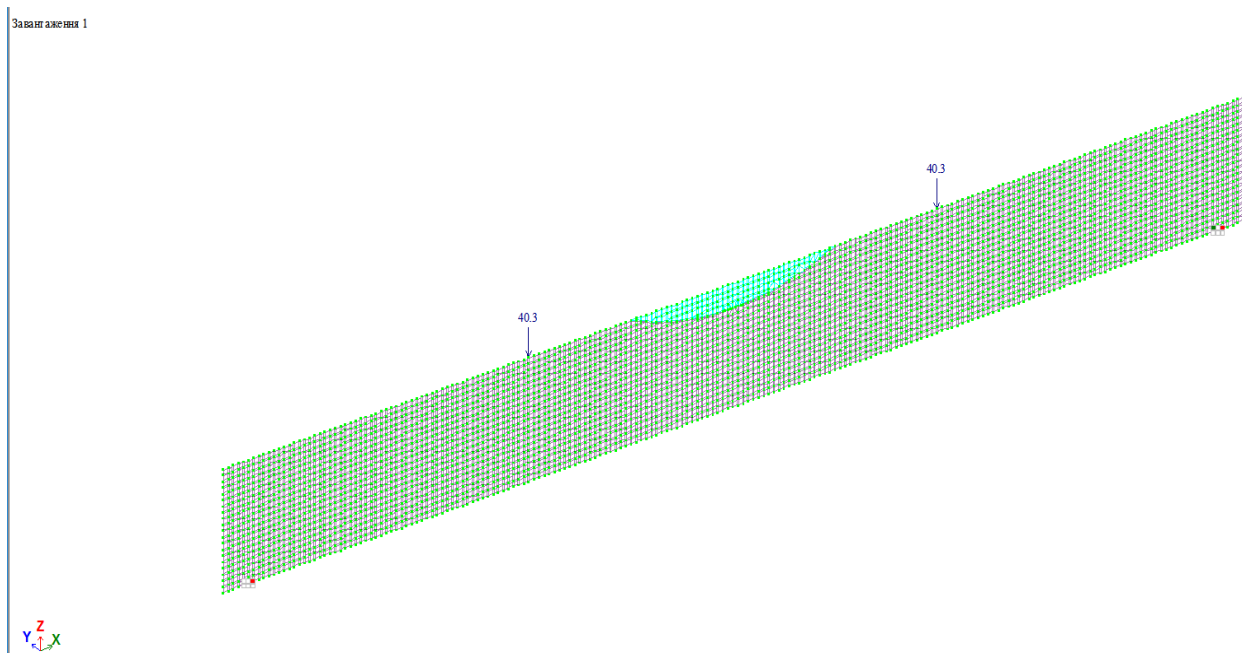


Рис. В.1. Загальний вигляд балки

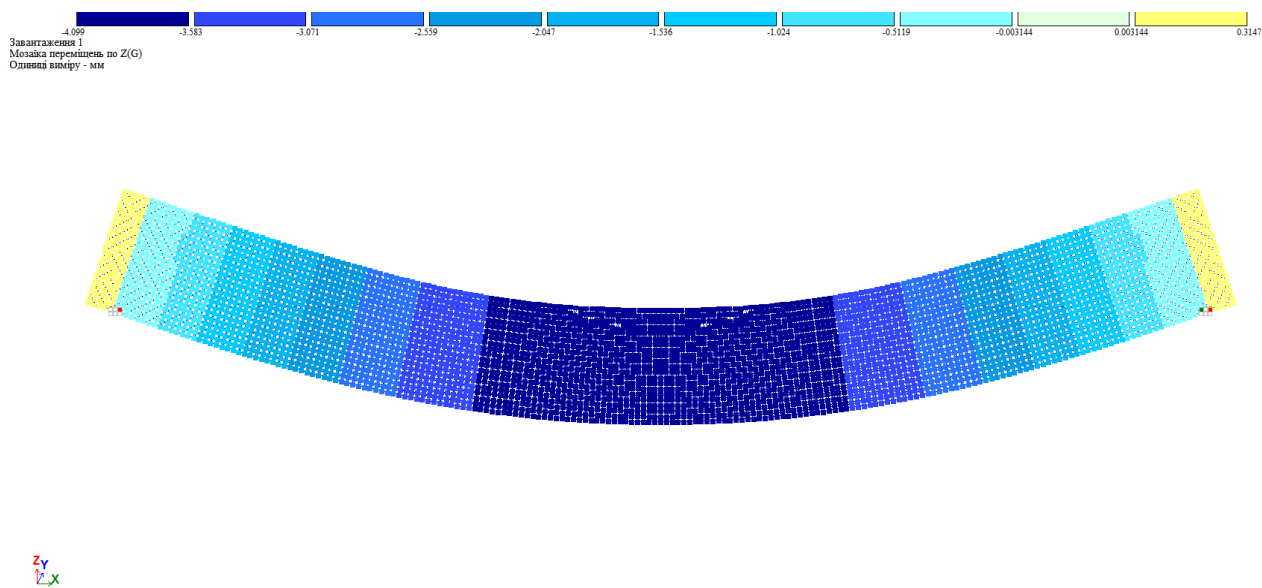
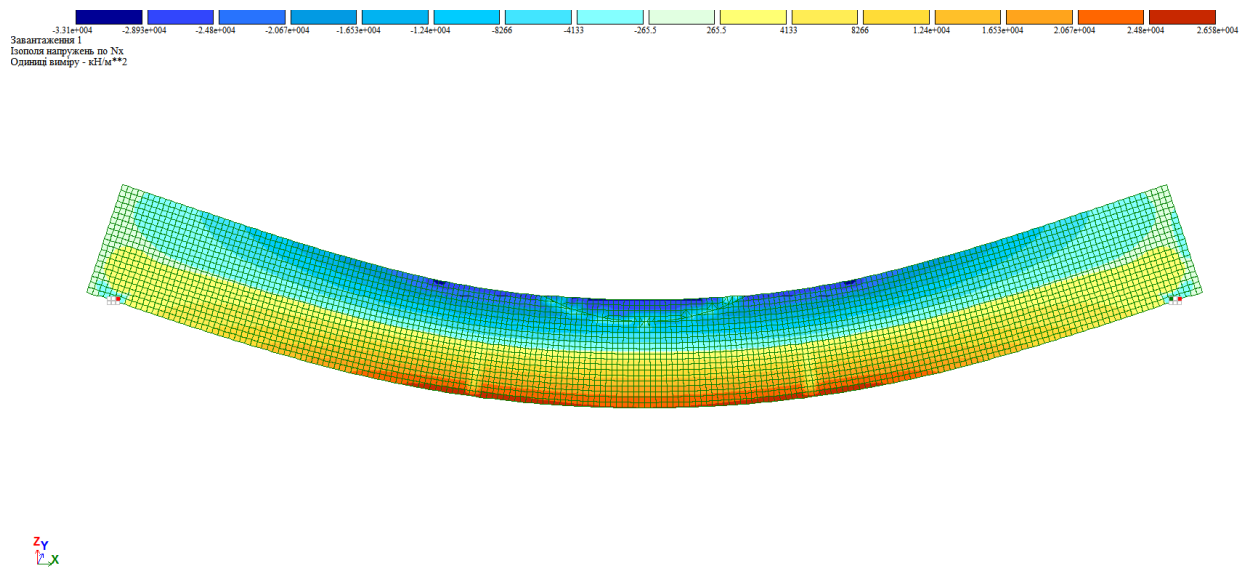
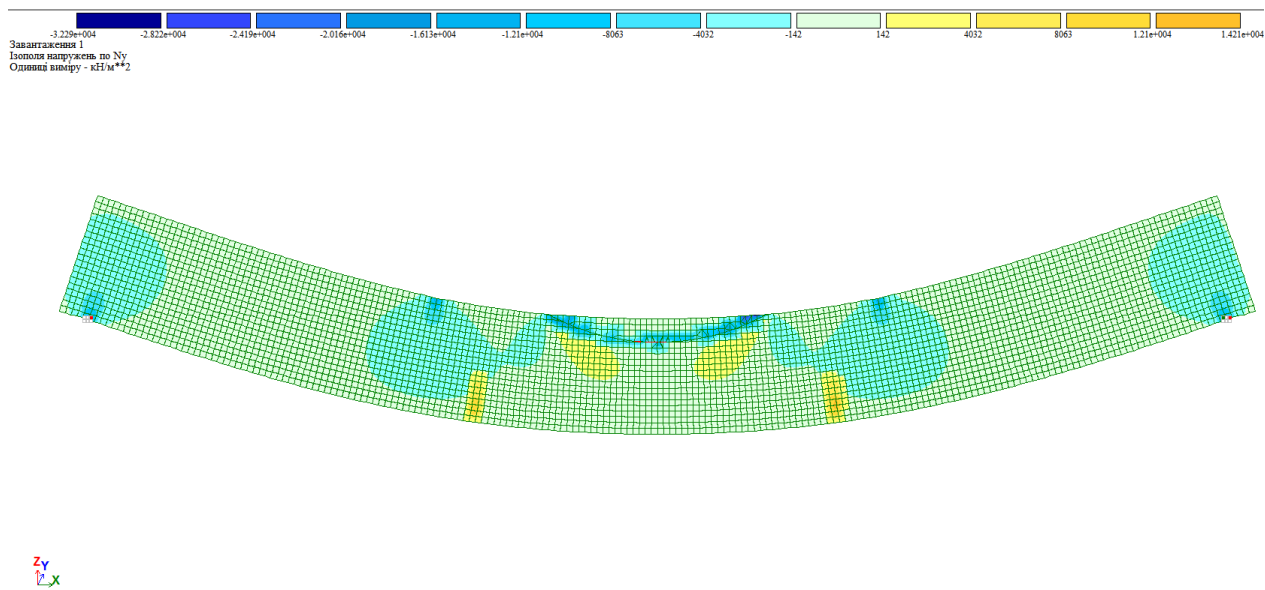


Рис. В.2. Переміщення за віссю Z, мм

Рис. В.3. Напруження N_x , кН/м²Рис. В.4. Напруження N_y , кН/м²

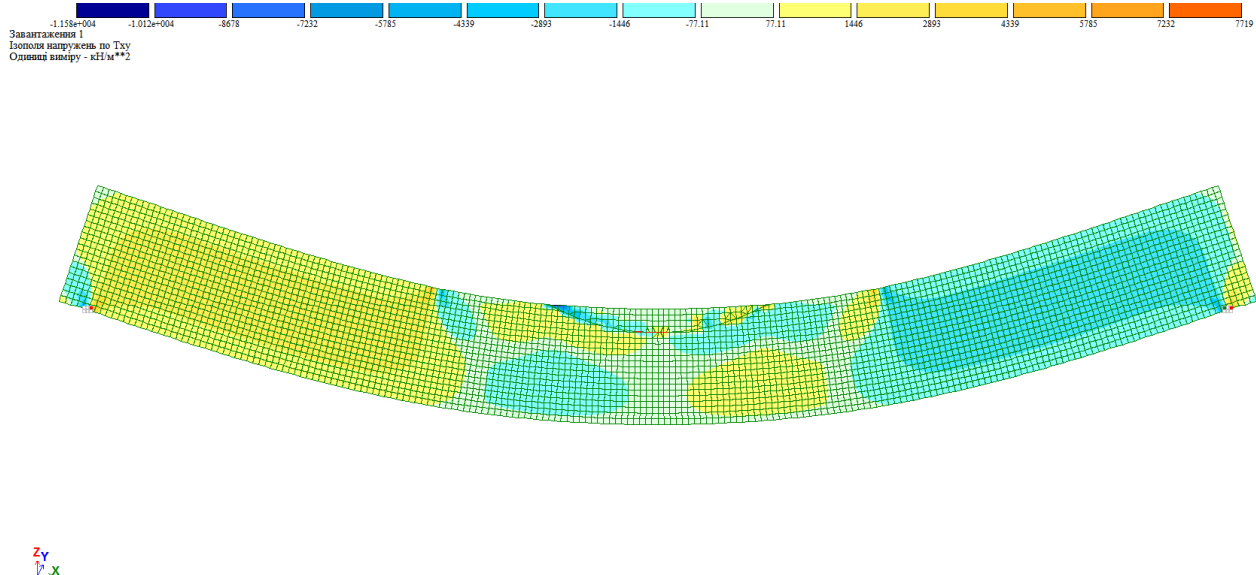
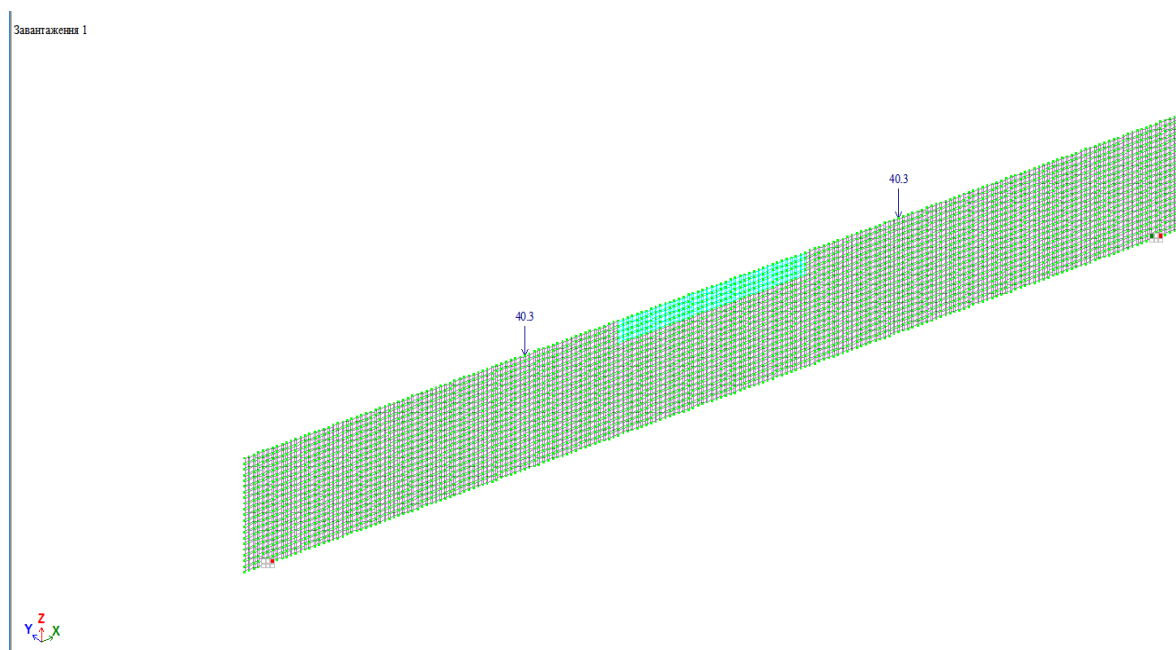
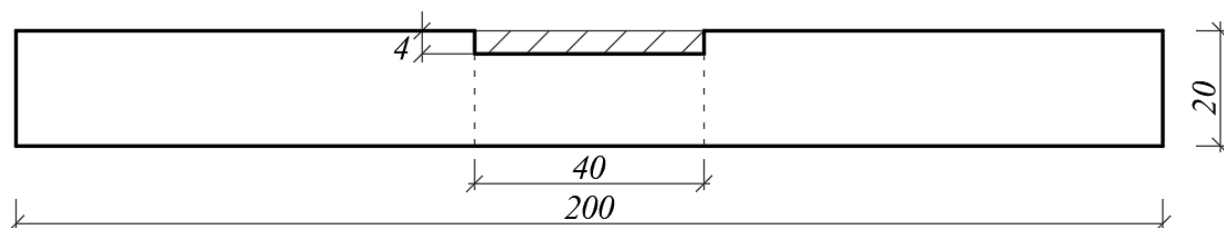
Рис. В.5. Напруження Txy, кН/м²**Зразок ЗБП2**

Рис. В.6. Загальний вигляд балки

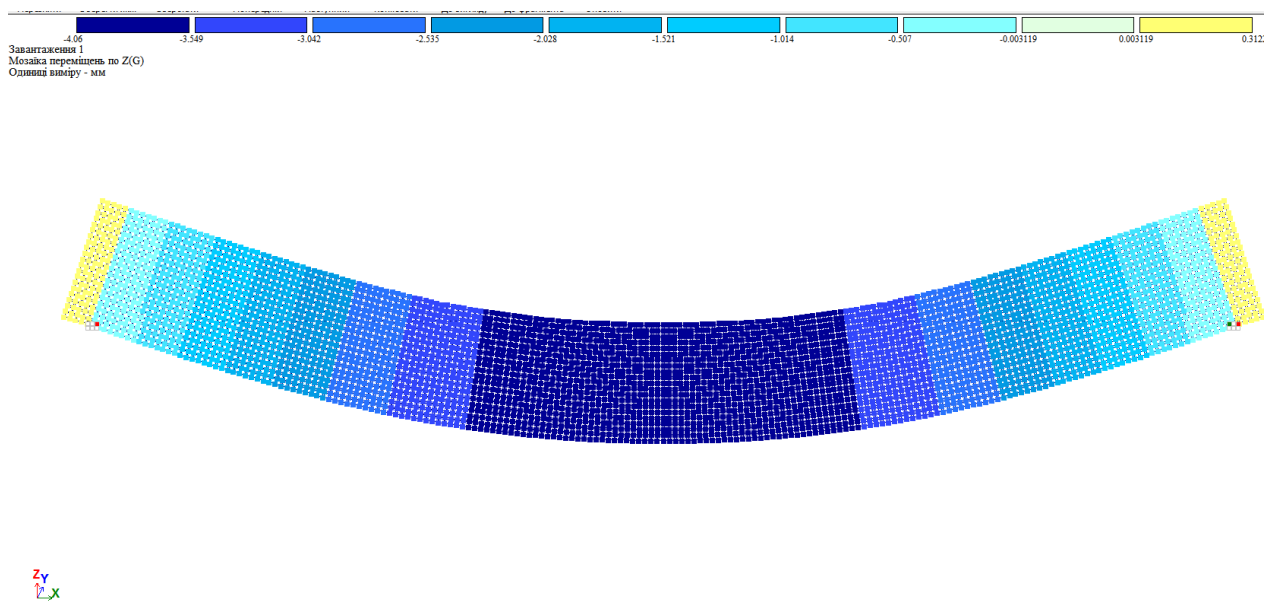
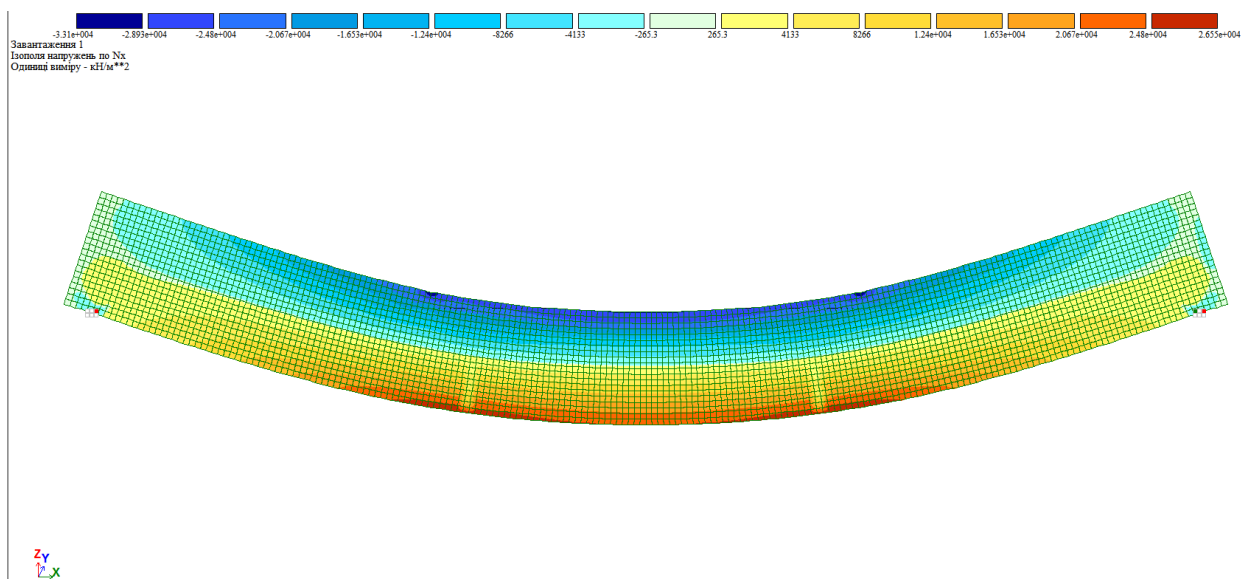
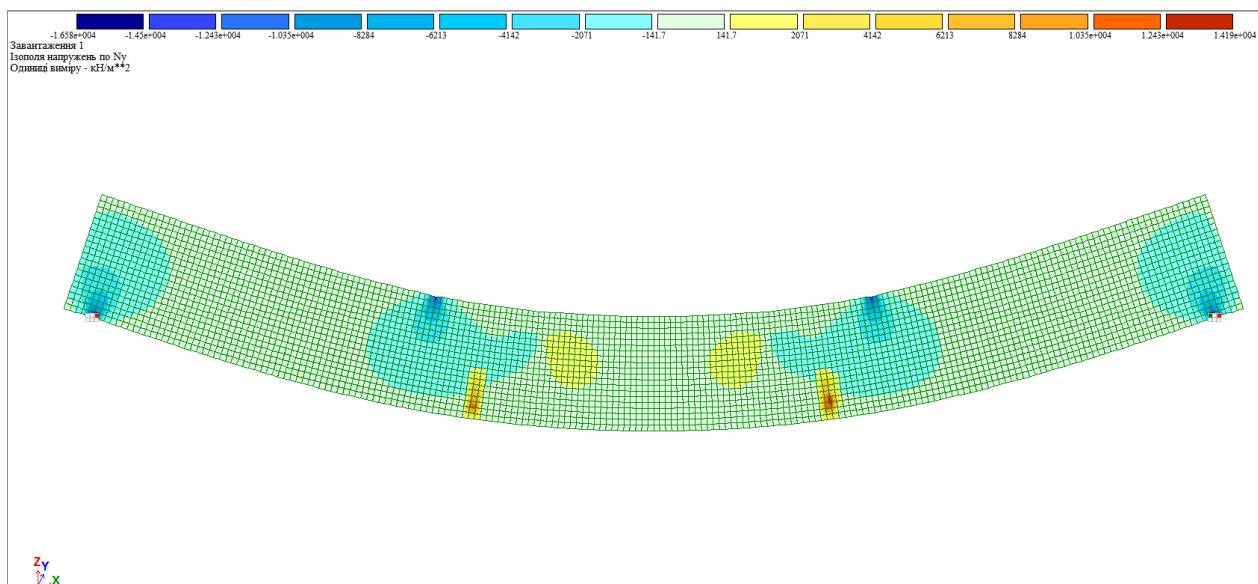
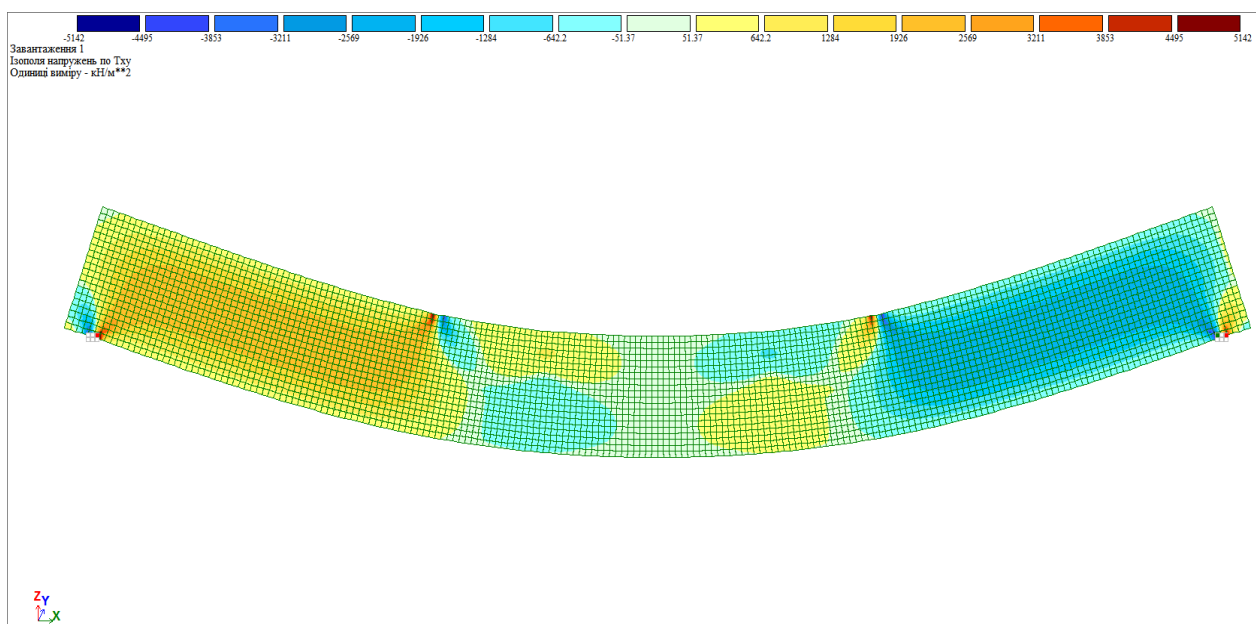
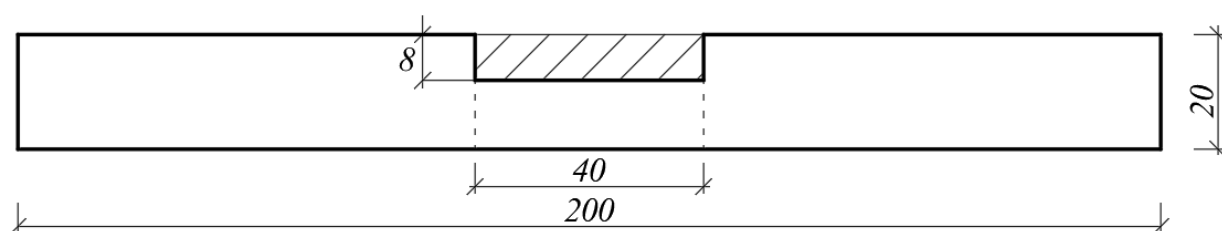


Рис. В.7. Переміщення за віссю Z, мм

Рис. В.8. Напруження Nx, кН/м²

Рис. В.9. Напруження N_y , кН/м²Рис. В.10. Напруження T_{xy} , кН/м²**Зразок ЗБПЗ**

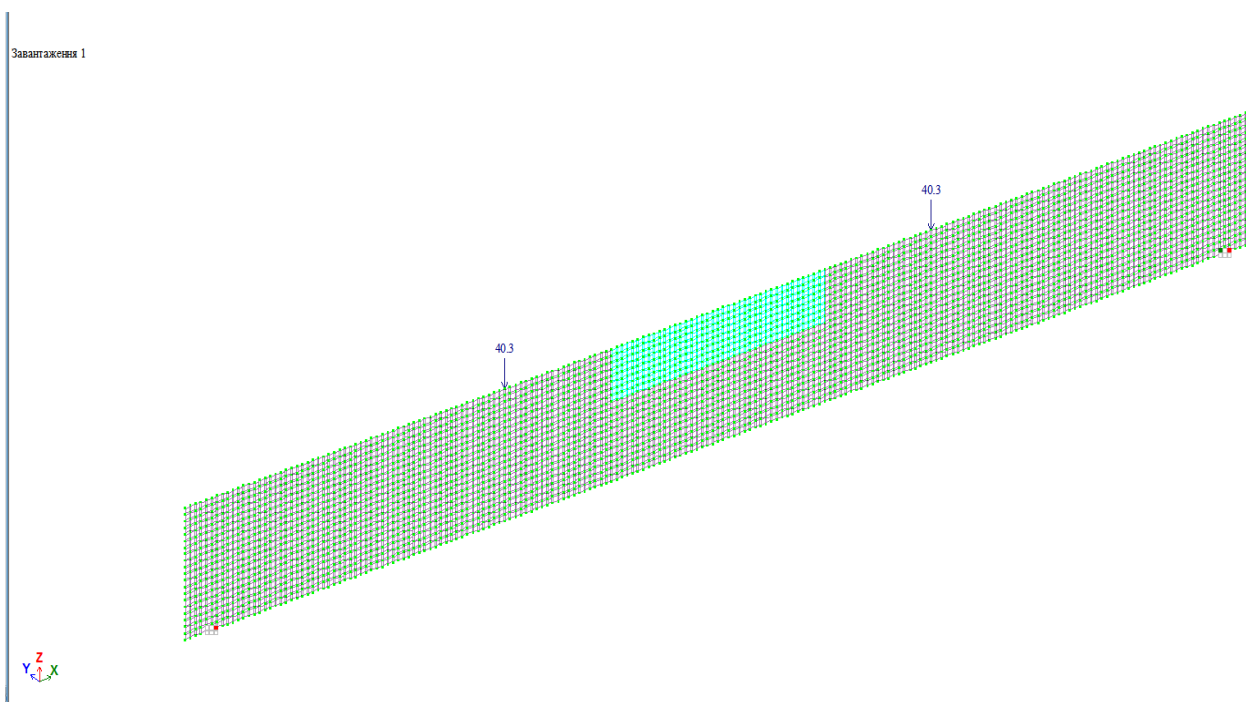


Рис. В.11. Загальний вигляд балки

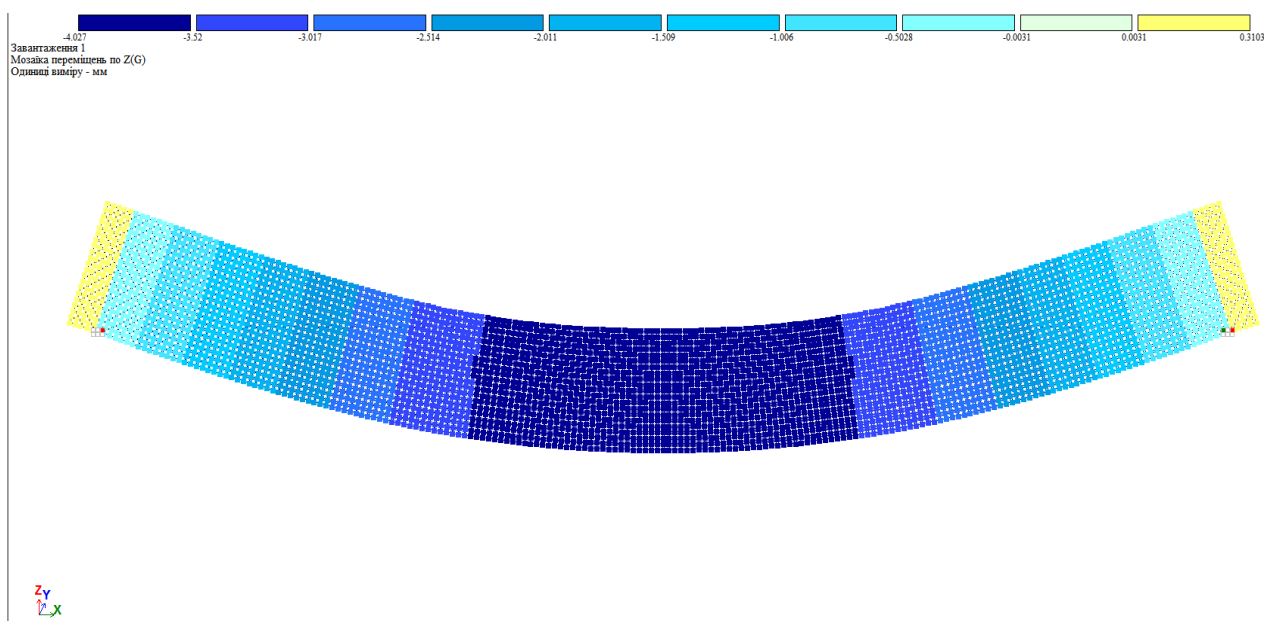
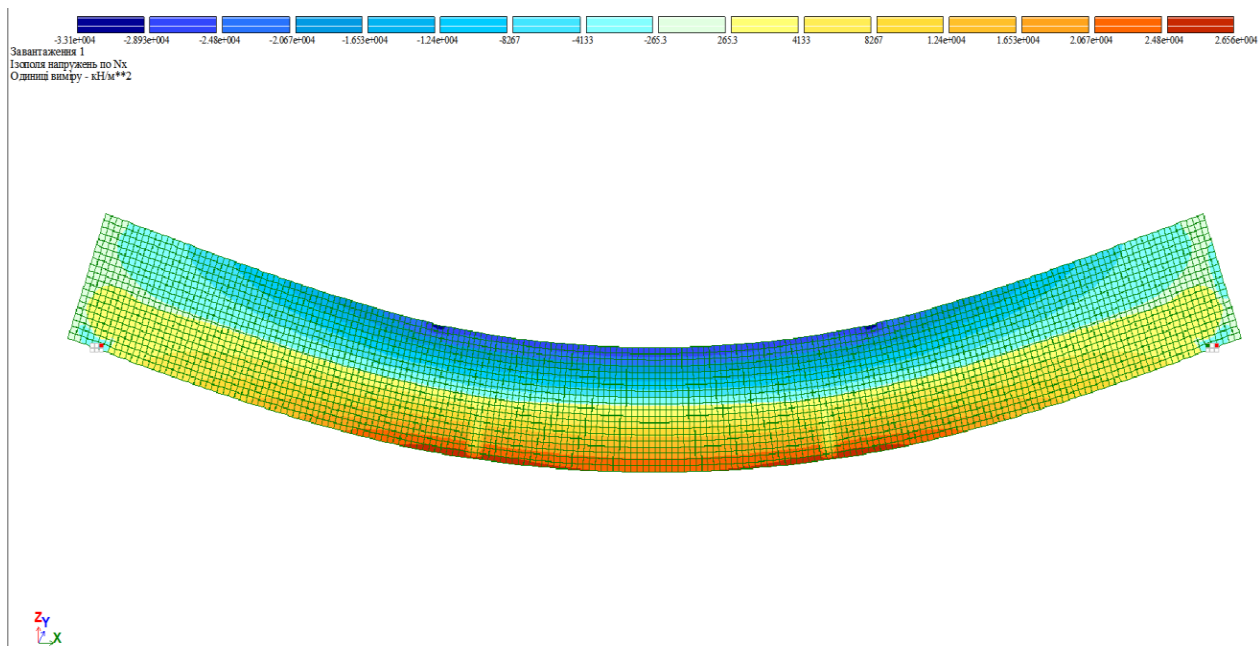
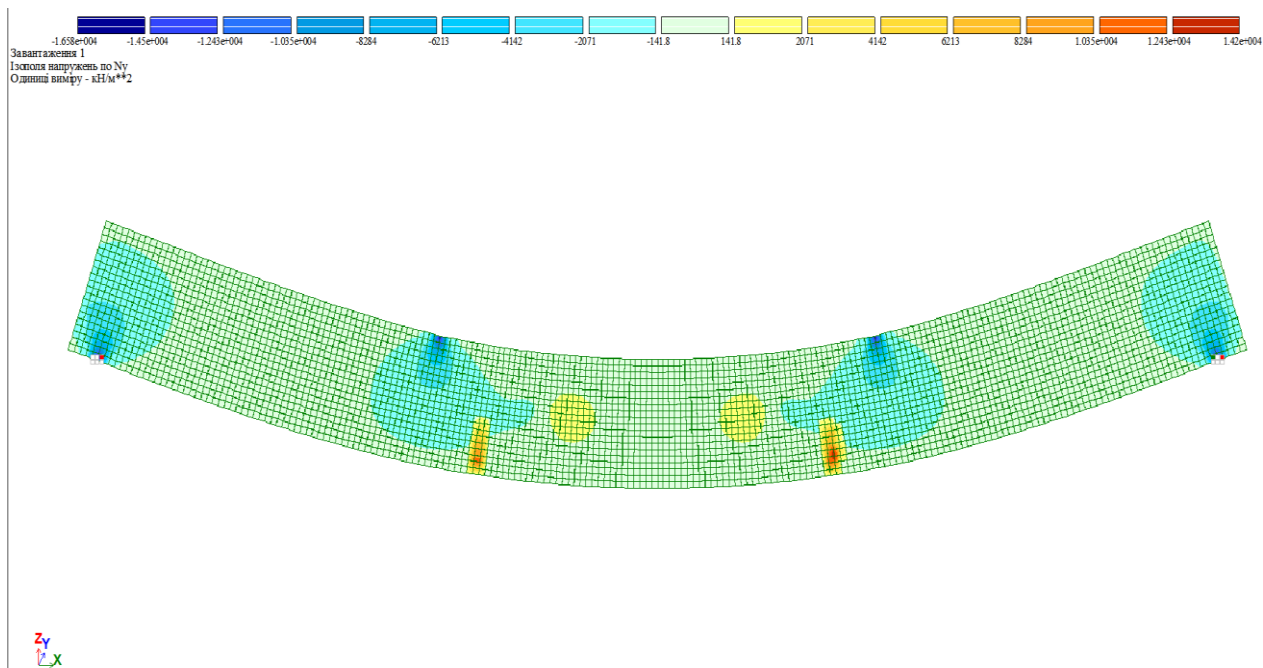
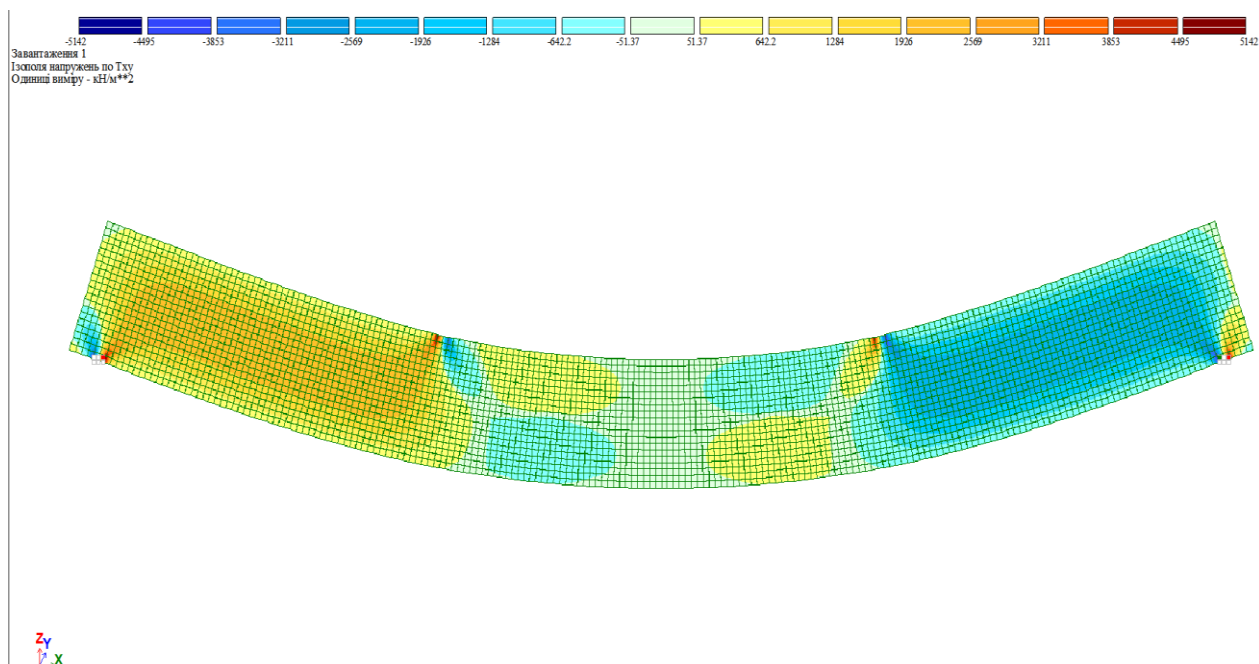
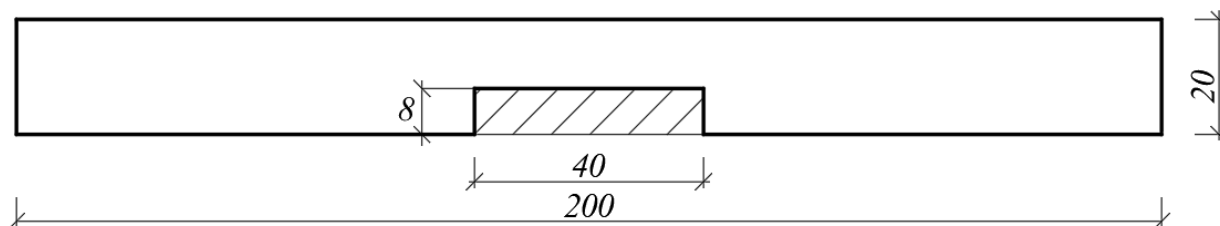


Рис. В.12. Переміщення за віссю Z, мм

Рис. В.13. Напруження N_x , кН/м²Рис. В.14. Напруження N_y , кН/м²

Рис. В.15. Напруження Txy, кН/м²**Зразок ЗБП4**

Завантаження 1

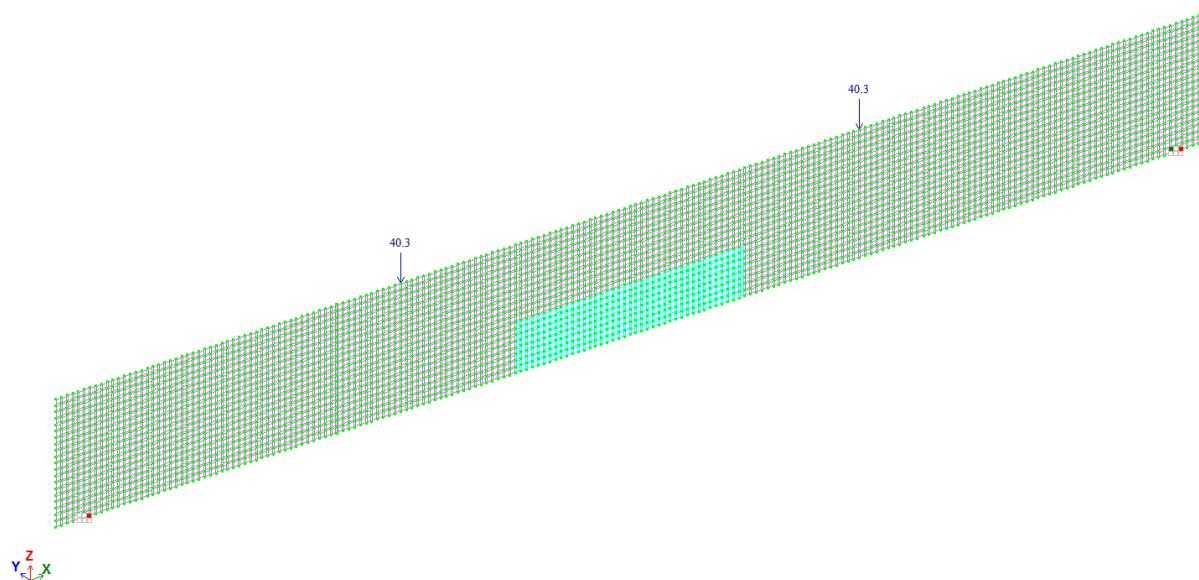


Рис. В.16. Загальний вигляд балки

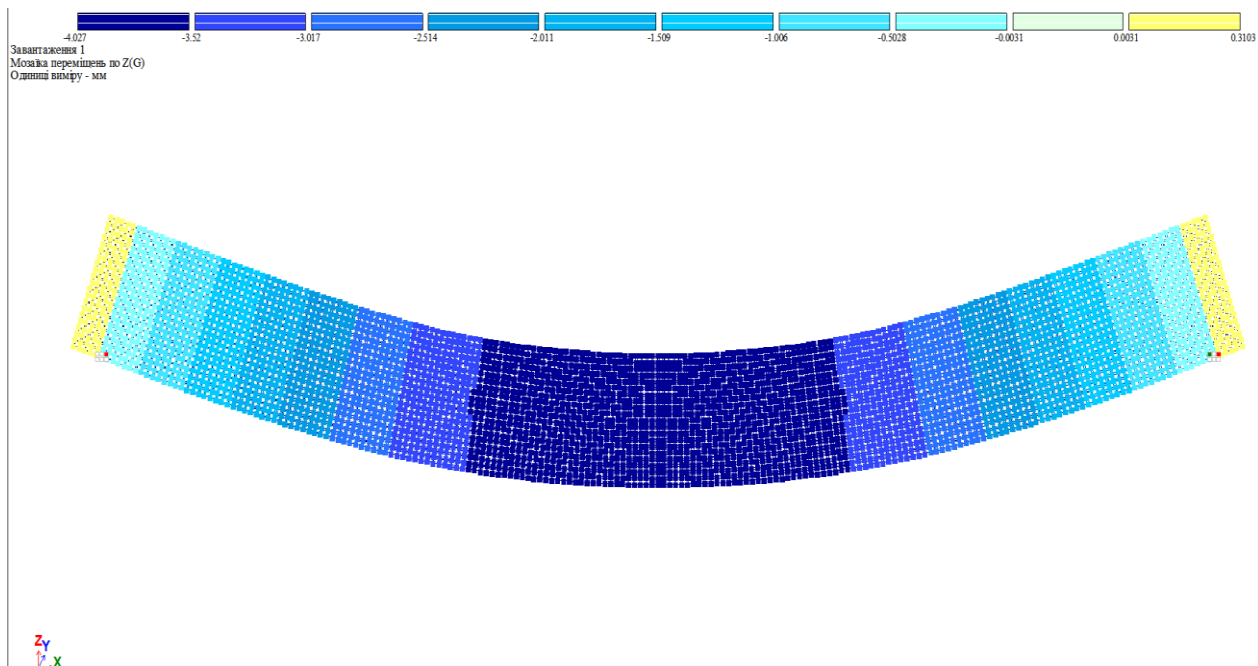
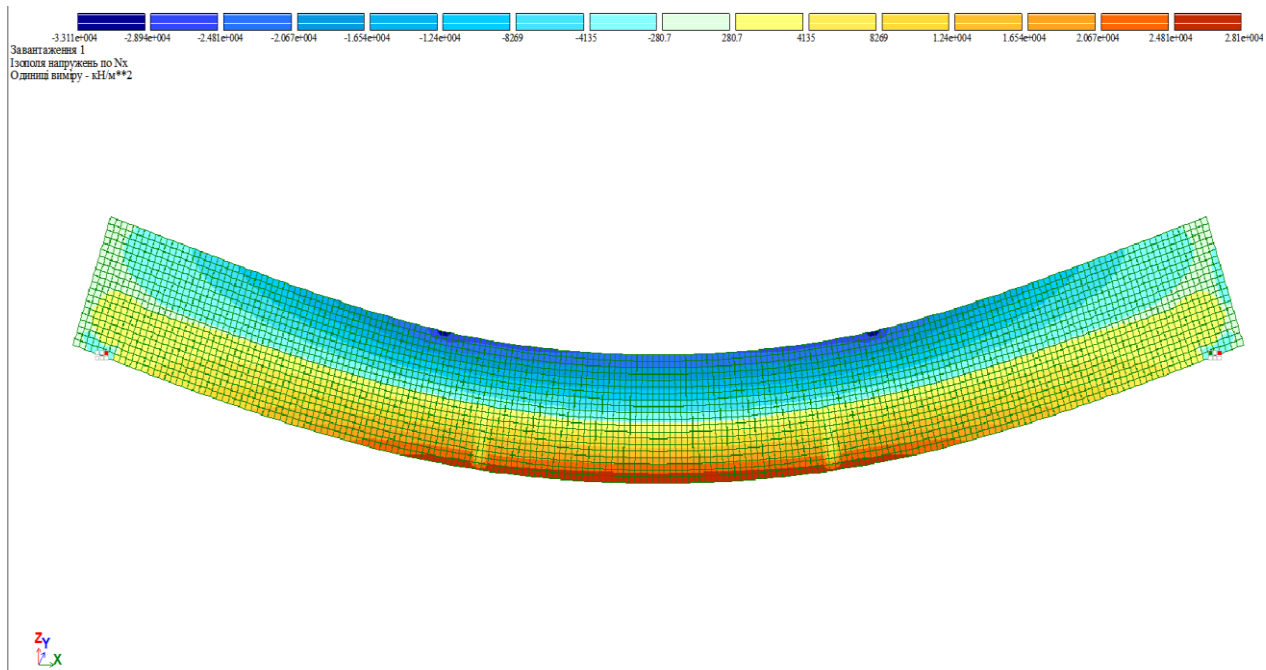
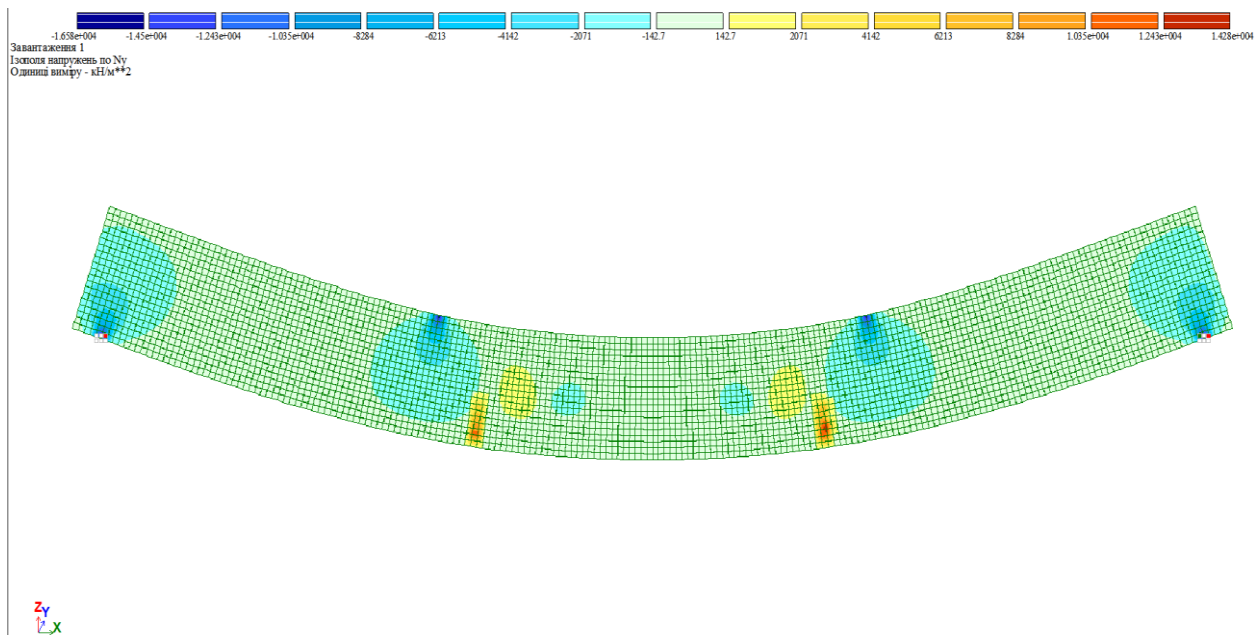
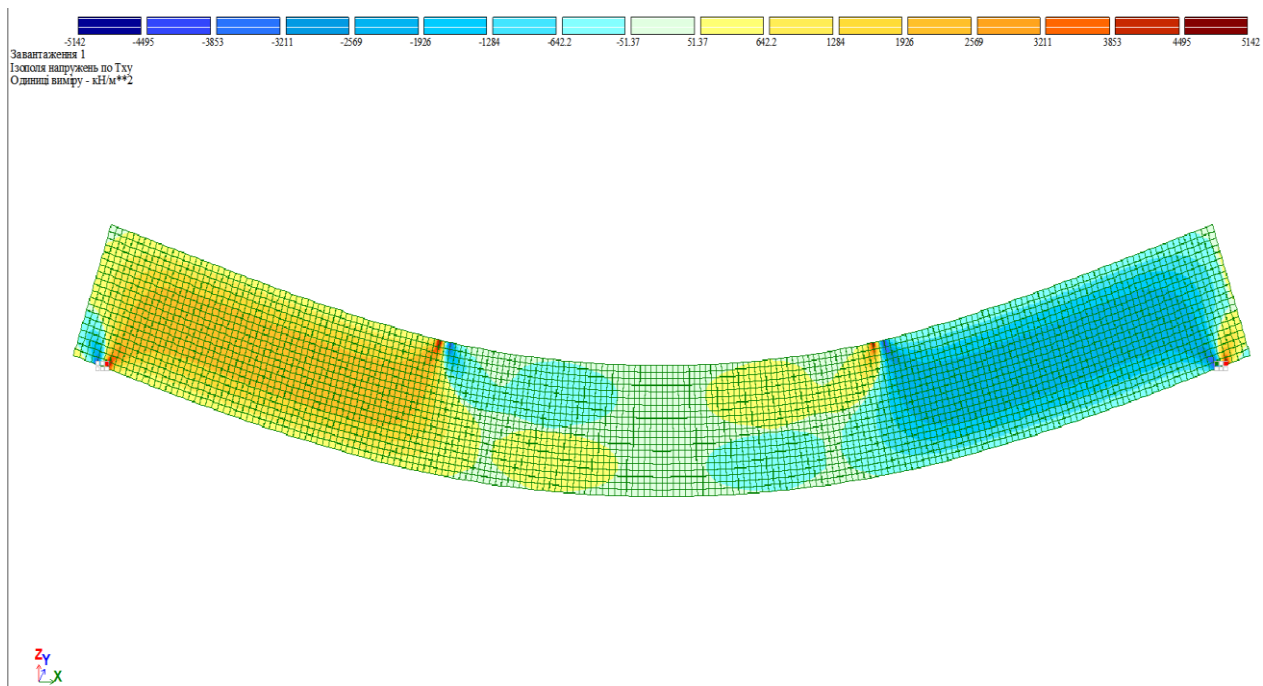
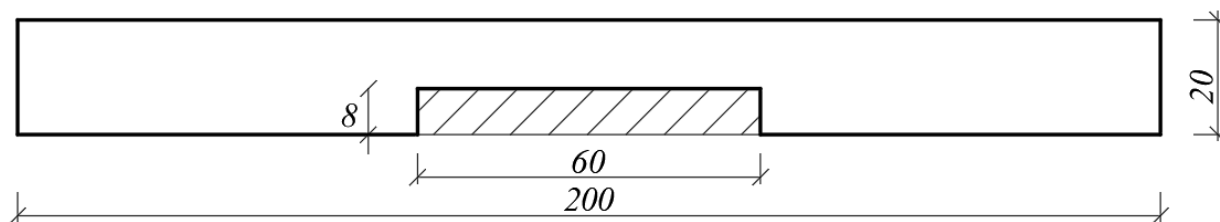


Рис. В.17. Переміщення за віссю Z, мм

Рис. В.18. Напруження N_x , кН/м²

Рис. В.19. Напруження N_y , кН/м^2 Рис. В.20. Напруження T_{xy} , кН/м^2 **Зразок ЗБП5**

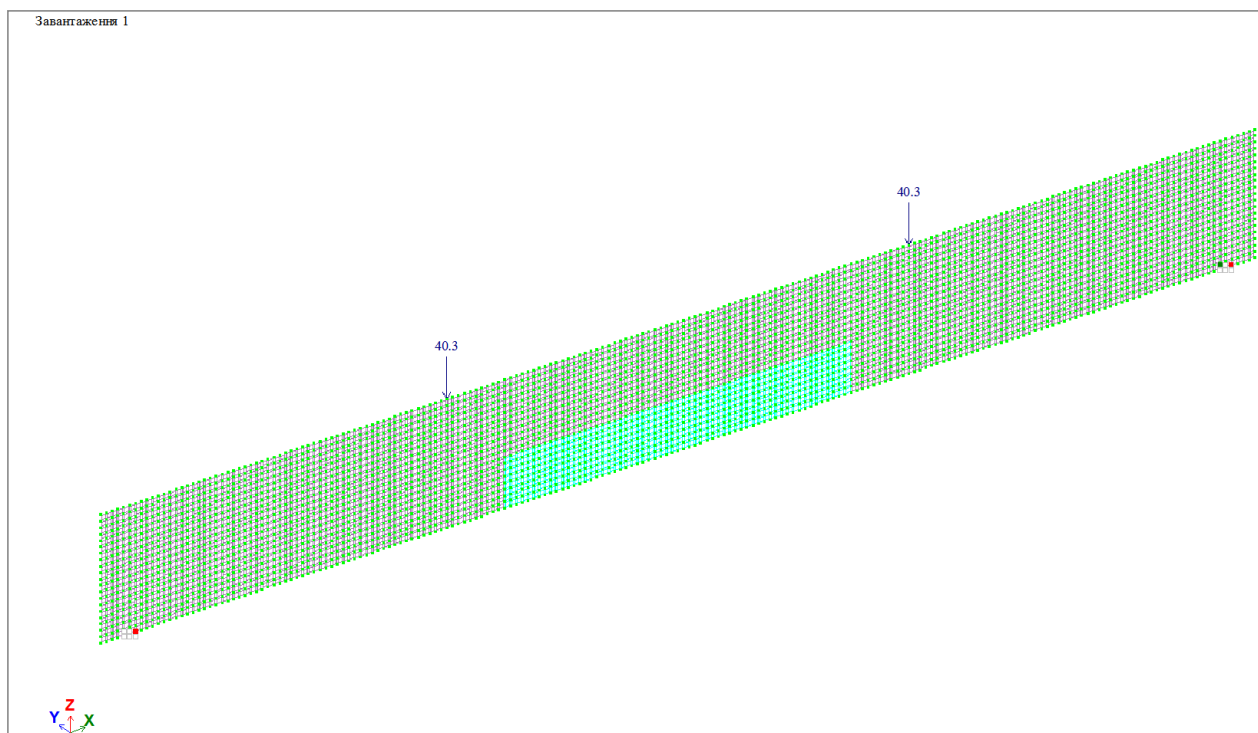


Рис. В.21. Загальний вигляд балки

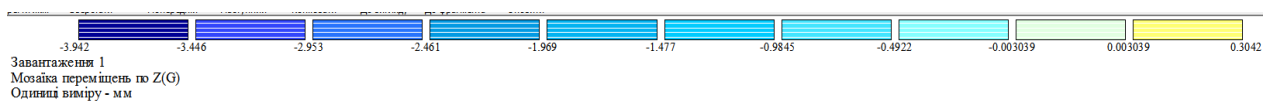
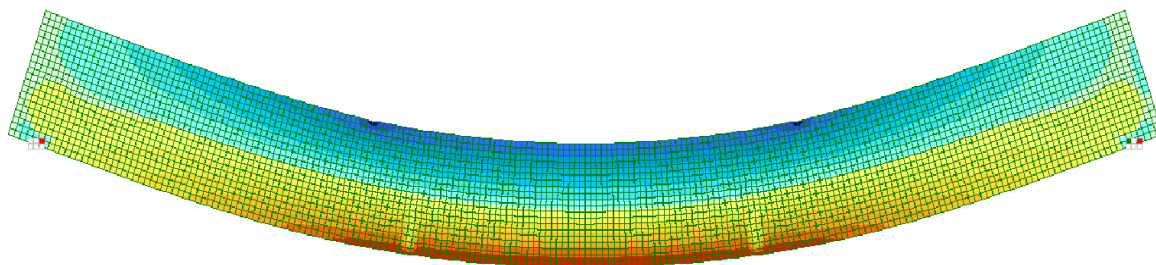
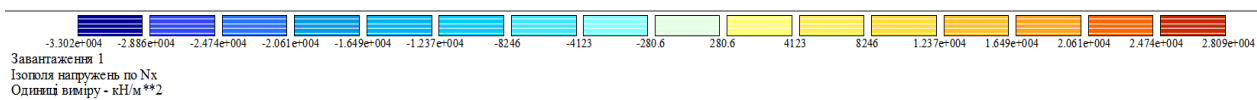
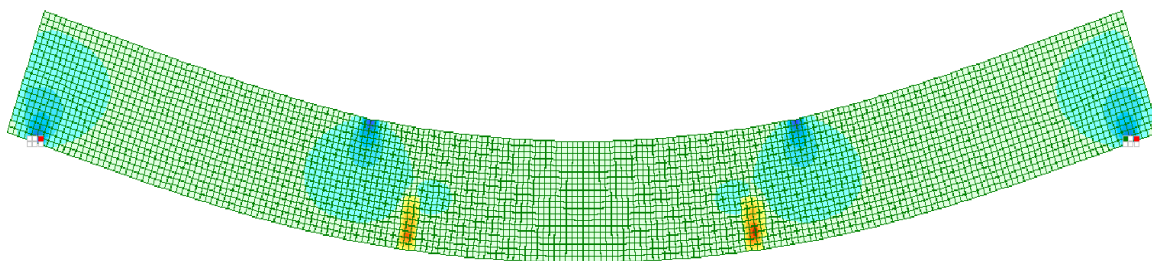
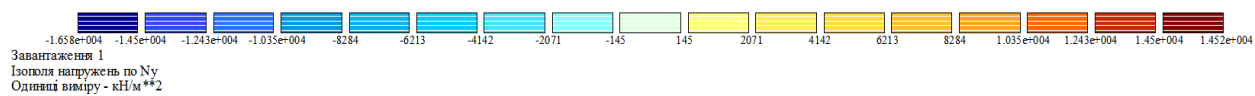


Рис. В.22. Переміщення за віссю Z, мм

Рис. В.23. Напруження N_x , кН/м²Рис. В.24. Напруження N_y , кН/м²

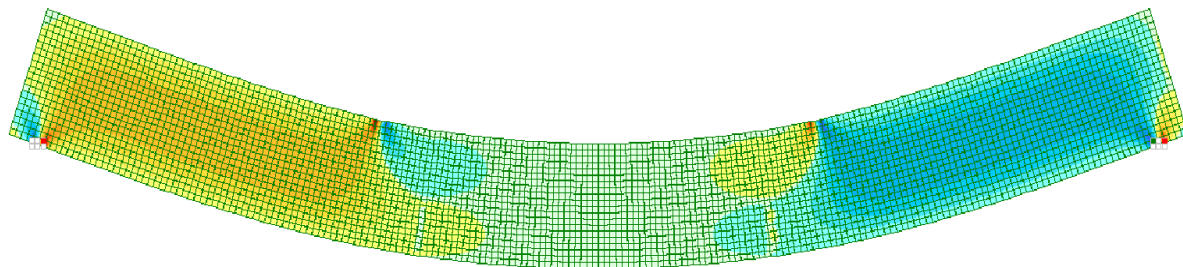
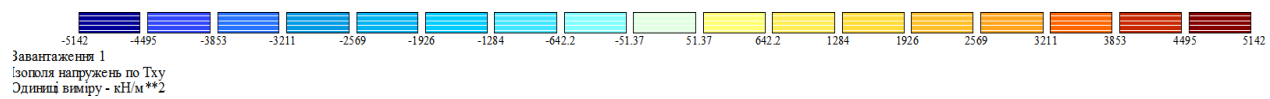


Рис. В.25. Напруження Txy, кН/м²



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

вул. Дідріхсона, 4, м. Одеса, 65052, тел./факс: (048) 723-69-04, тел. (048) 723-43-53,
e-mail: list@odaba.edu.ua, веб-сайт: www.odaba.edu.ua, код ЄДРПОУ 02071033

27.03.2024 № 08-13-376

На № _____

від _____

Г

Г

Довідка

про впровадження результатів наукових досліджень

Результати досліджень за дисертаційною роботою здобувача Одеської державної академії будівництва та архітектури Єсванджия Вахтанга Юрійовича «Посилення балкових елементів, пошкоджених під час бойових дій, з використанням фібробетону» у вигляді методів посилення балок, алгоритмів і програм впроваджені у навчальний процес Одеської державної академії будівництва та архітектури при проведенні лекційних та практичних занять для бакалаврів з дисциплін «Будівельні конструкції», «Інформаційні системи та технології будівельного проектування», «Пакети прикладних програм» та «Будівельна механіка».

Проректор з науково-педагогічної роботи



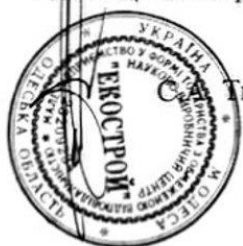
Ірина АЖАМАН

АКТ

про впровадження результатів наукових досліджень

Ми, що підписалися нижче: від НВЦ «Екострой» головний інженер Тихонюк С.А., та від Одеської державної академії будівництва та архітектури проректор з науково-педагогічної роботи, д.т.н., проф. Кровяков С.О., склали даний акт про те, що у 2023-2024рр. в конструкторську практику НВЦ «Екострой» впровадженні методи моделювання, розрахунку та експериментальних досліджень несучої здатності, деформативності та тріщиностійкості пошкоджених залізобетонних балкових елементів, підсилених сталевібробетоном, розроблені в дисертації на здобуття наукового ступеня доктора філософії Єсванджия Вахтанга Юрійовича на тему: «Посилення балкових елементів, пошкоджених під час бойових дій, з використанням фібробетону». Вищеназвані методи моделювання, розрахунку та експериментальних досліджень використовувалися при виконанні конструктивних та перевірних розрахунків при проектуванні нових та реконструкції діючих об'єктів, в тому числі постраждалих внаслідок бойових дій.

Від НВЦ «Екострой»



Тихонюк

Від ОДАБА

С.О. Кровяков