

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

*Кваліфікаційна наукова праця
на правах рукопису*

ГЛІБОЦЬКИЙ РОМАН ВОЛОДИМИРОВИЧ

УДК 624.011.9 : 624.072.2

ДИСЕРТАЦІЯ

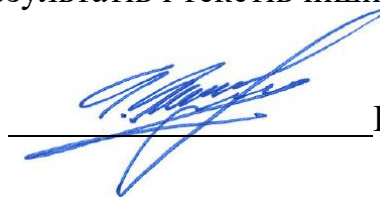
**НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ПОШКОДЖЕНИХ БАЗАЛЬТОБЕТОННИХ
БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ ВУГЛЕПЛАСТИКОВИМ ПОЛОТНОМ**

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Галузь знань 19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття ступеня доктора філософії

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


_____ Р. В. Глібоцький

Науковий керівник:

Клименко Євгеній Володимирович,
доктор технічних наук, професор

АНОТАЦІЯ

Глібоцький Р. В. Несуча здатність пошкоджених базальтобетонних балок, підсилених вуглепластиковим полотном.

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 впливу ступенево зростаючого знакопостійного малоциклового навантаження на несучу здатність, тріщиностійкість та деформативність пошкоджених прогінних базальтопластикових елементів, підсилених вуглепластиковим полотном.

У **вступі** роботи 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 і планами.

У **першому розділі** дисертації представлений огляд стану та концепції розвитку методів підсилення та розрахунку будівельних конструкцій. Розглянуто експериментальні дослідження підсилених елементів. З наведеного огляду існуючих публікацій було зроблено висновок, що питання несучої здатності та деформативності залізобетонних елементів, підсилених композитним зовнішнім армуванням, вивчено недостатньо. Були встановлені нерозглянуті та нереалізовані питання та завдання впливу тривалого навантаження та роботи розтягнутої зони бетону, вплив історії навантаження конструкції до її підсилення, оцінки напружено-деформованого стану контактної зони «композит-бетон», експериментальних досліджень щодо впливу появи вертикальних тріщин на відшарування елементів підсилення. Положення та висновки, отримані в ході аналізу подібних експериментів, слабо застосовні для розробки теорії розрахунку елементів, що згинаються, для яких питання оцінювання зчеплення матеріалів є головним. Було

зазначено, що ряд авторів досліджень отримували різні результати, незважаючи на застосування подібних матеріалів і методик.

Запропоновані напрями подальшої розробки теми. Обґрунтовано актуальність завдання акумулювання експериментальних даних, необхідних для вдосконалення методики розрахунку підсилення бетонних елементів зовнішнім армуванням.

У *другому розділі* роботи наведені обґрунтування та передумови вибору дослідних факторів, план експериментальних досліджень та детальний опис методики проведення випробувань дослідних зразків-балок.

Для досягнення поставленої мети попередньо реалізовано дві серії лабораторних дослідів з однопрогінними балками, армованими Basalt Fiber Reinforced Polymer (BFRP), за дії статичного малоциклового повторного навантаження високих рівнів згідно держбюджетних тем 0108U000559, 0121U114597 з використанням ротатабельного плану-експерименту Бокса-Бенкіна В3. У цих перших двох серіях у якості дослідних обрані наступні фактори (конструктивні чинники), які змінювалися на трьох рівнях: відносний прольот зрізу, клас бетону за міцністю та коефіцієнт поперечного армування. У першій серії дослідів непошкоджені балки були випробувані на дію ступенево зростаючого одноразового статичного, а у другій – малоциклового повторного навантаження.

Пошкоджені після випробувань бетонні балки з BFRP були підсилені знизу у розтягнутій зоні на всю їхню довжину (1575 мм) і ширину ($b=100$ мм) та на приопорних ділянках у вигляді замкнутих сорочок довжиною, відповідно, 150, 300 і 450 мм вуглепластиковим полотном Sika®Wrap® - 230C, приклеєного двокомпонентною смолою Sikadur – 300 за встановленою технологією з попередньою підготовкою поверхні дослідних зразків-балок і використанням дрібнозернистих ремонтних сумішей для зароблення вибоїн, каверн і надмірно розкритих тріщин.

Після повної полімеризації двокомпонентної смоли раніше пошкоджені, а потім підсилені вуглепластиком бетонні балки з

базальтопластиковою арматурою, повторно були випробувані на дію ступенево зростаючого знакопостійного малоциклового поперечного навантаження до руйнування. Кількість повторних навантажень на даному ступеню, як правило, не перевищувала 10 і зростала до тих пір, поки не наступала стабілізація деформацій у бетоні, елементах підсилення та балках в цілому. На завершальному етапі випробувань за нестабілізованих деформацій підсилених балок знімали з них вимірювальні прилади і доводили їх до руйнування.

Руйнування дослідних підсилених базальтобетонних балок з великими ($a/d=3$) і середніми ($a/d=2$) прольотами зрізу відповідало напружено-деформованому стану майже збалансованого нормального поперечного перерізу, який характеризувався досягненням у зовнішньому вуглепластиковому шарі підсилення ФАП-CFRP (фібро формованого пластику) граничних деформацій і напружень розриву, а у стиснутій зоні бетону – закритичних (на низхідній ділянці діаграми « $\sigma_c - \epsilon_c$ ») деформацій і напружень. Зазначене руйнування дослідних балок з великими і середніми прольотами зрізу починалося з розриву зовнішньої арматури ФАП- CFRP вуглецевим волокном і супроводжувалося різким підвищенням напружень у розтягнутій базальтопластиковій арматурі BFRP, розтріскуванням та розшаруванням захисного шару бетону і надмірним неконтрольованим збільшенням прогинів.

Руйнування балок з малими ($a/d=1$) прольотами зрізу супроводжувалося подальшим розкриттям раніше утворених похилих тріщин і розривом замкнутих вуглепластикових сорочок на бічних гранях їхніх приопорних ділянок та різким збільшенням прогинів, зумовлених, насамперед, деформаціями взаємного зсуву окремих частин дослідних зразків.

Детально розглянуто основні можливості програмного комплексу ЛІРА-САПР. Представлено перелік програм, які взаємодіють з цим комплексом. Також досліджено основні теорії та критерії міцності та стійкості, які застосовуються. У бібліотеці програмного комплексу доступний список

кінцевих елементів (КЕ), які використовуються для моделювання будівель, споруд та основ.

Третій розділ дисертації присвячений аналізу основних експериментальних даних. Він зокрема фокусується на аналізі впливу малоциклового знакозмінного навантаження та конструктивних аспектів на несучу спроможність нормальних та похилих перерізів дослідних зразків-балок. Детально в ньому розглядаються деформація та ширина розкриття нормальних і похилих тріщин, максимальна довжина проєкції небезпечної похилої тріщини на поздовжню вісь дослідних елементів, а також середня відстань між нормальними і похилими тріщинами, відносні деформації стиснутого бетону і розтягнутої арматури та величини прогинів дослідних зразків-балок. На підставі цих експериментальних даних було виведено адекватні експериментально-статистичні залежності основних параметрів працездатності дослідних елементів. Ці залежності дозволяють об'єктивно оцінити вплив дослідних чинників на основні параметри несучої здатності за першою (ULS) і другою (SLS) групами граничних станів як зокрема, так і у взаємодії одного з одним. Дані про деформування, утворення тріщини та руйнування дослідних зразків-балок разом з вказаними залежностями утворюють вихідні дані для фізичних і розрахункових моделей зазначених елементів.

Доведено, що характер деформацій бетону, розтягнутої базальтопластикової арматури і зовнішнього фіброармованого вуглепластика відповідав гіпотезі плоских перерізів (Бернуллі). У балках з великими ($a/h_0 = 3$) і середніми ($a/h_0 = 2$) прольотами зрізу нормальні перерізи в зонах "чистого згину" виявилися майже збалансованими і їхнє руйнування відбувалося при одночасному досягненні закритичних деформацій у бетоні стиснутої зони та у фіброармованому вуглепластику підсилення.

Крім того, показано, що разом з підвищенням несучої здатності, в середньому, на 36% підсилених вуглепластиковим полотном пошкоджених силовими тріщинами дослідних зразків-балок їхні прогини збільшувалися на

13 % при експлуатаційному рівні (η_1) і на 17% - перед руйнуванням (η_2). При цьому, середні прогини при η_1 досягають $l_0/140$, а при $\eta_2 - l_0/95$.

Додатково, проведено нелінійні скінчено-елементні розрахунки напруженого стану дослідних базальтобетонних балок у програмному комплексі ЛІРА-САПР версії 2021 року. Для імітації пошкоджених балок використано скінченні елементи №236 - фізично нелінійні універсальні восьмивузлові просторові ізопараметричні КЕ, призначені для аналізу міцності континуальних об'єктів та масивних просторових конструкцій з урахуванням фізичної нелінійності матеріалів.

Профіль балок був змодельований у формі прямокутного бруса з висотою 200 мм та шириною 100 мм. Використано реальні діаграми деформації матеріалів. Це дозволило чисельно відтворити результати експериментів, визначити найбільш вірогідні сценарії руйнування дослідних зразків (балок) та зробити достовірний прогноз їх несучої здатності.

В **четвертому розділі** дисертаційної роботи запропоновано методика розрахунку (коефіцієнт варіації $v=5.6$ %), що дозволяє адекватно визначити несучу здатність прогінних бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою (FRP) як без їх підсилення та без пошкоджень, так і підсиленних ФАП-CFRP елементів, що досягли граничного стану (ULS) у вигляді руйнування окремих приопорних ділянок, надмірних силових тріщин, прогинів, вибоїн, сколів тощо. Розрахунок внутрішніх зусиль в системі «пошкоджена конструкція – зовнішня арматура підсилення ФАП-FRP» в середній частині прольоту (зоні «чистого згину») допускається виконувати на основі гіпотези плоских перерізів.

Підсилення нормальних перерізів згинальних елементів рекомендується проєктувати у випадках досягнення характеристичних напружень у розтягнутій стержневій FRP (текучості у сталевій) арматурі з наступним розривом зовнішньої арматури ФАП-FRP без і з руйнуванням стиснутої зони бетону.

У розділі наведено перевірку несучої здатності похилих перерізів конструкцій після розрахунку підсилення матеріалами ФАП-FRP нормальних перерізів. Перевірка несучої здатності похилих перерізів конструкцій проводиться: за похилою стиснутою смугою між похилими тріщинами у тонких високих стінках або в елементах з невеликими прольотами зрізу ($a/d \leq 1$); на дію поперечної сили за похилою тріщиною; на дію згинального моменту за похилою тріщиною.

Також визначається несуча здатність зруйнованих або доведених до граничного стану (ULS) приопорних ділянок балкових конструкцій, підсилені матеріалами ФАП-FRP, на дію згинального моменту за критичною похилою тріщиною.

Ключові слова: деформативність, базальтобетонні балки, вуглепластикове полотно, зовнішній фібропластик, граничні стани, малоциклове ступенево зростаюче навантаження, згинальний момент, поперечна сила, комп'ютерне моделювання.

ABSTRACT

Hlibotslkyi R. V. Load-bearing Capacity of Damaged, basalt-plastic Concrete Beams Reinforced with Carbon Fiber.

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 influence of a stepwise growing sign-constant low-cycle load on the bearing capacity, crack resistance and deformability of damaged deflection basalt plastic elements reinforced with a carbon fiber web.

The **introduction** of the work provides a rationale for choosing a research topic, formulates the goals and objectives of research, the scientific novelty and practical significance of the work, presents its general characteristics and connection with scientific programs and plans.

The **first section** of the dissertation provides an overview of the state and concept of the development of methods for strengthening and calculating building structures. Experimental studies of reinforced elements are considered. From the above review of existing publications, it was concluded that the issue of bearing capacity and deformability of reinforced concrete elements reinforced by composite external reinforcement has not been studied enough. Unaddressed and unrealized issues and tasks of the influence of long-term load and operation of the stretched zone of concrete, the influence of the history of the load of the structure before its reinforcement, the assessment of the stress-strain state of the contact zone "composite-concrete," experimental studies on the effect of the appearance of vertical cracks on the delamination of reinforcement elements were established. The positions and conclusions obtained during the analysis of such experiments are poorly applicable for the development of the theory of calculating bending elements, for which the question of evaluating the adhesion of materials is the

main one. It was noted that a number of study authors received different results, despite the use of similar materials and methods.

Suggested directions for further development of the topic. The relevance of the task of accumulating experimental data required for improving the methodology for calculating the reinforcement of concrete elements by external reinforcement has been substantiated.

In the **second section** of the work, the justification and prerequisites for the selection of experimental factors, the plan of experimental studies and a detailed description of the methodology for testing prototype beam samples are given.

To achieve this goal, two series of laboratory experiments with single-prong beams reinforced with Basalt Fiber Reinforced Polymer (BFRP) were previously implemented for the actions of static low-cycle re-loading of high levels according to the state budget themes of the 0108U000559, 0121U114597 using the rotatable plan-experiment Box-Behnken design 3 factors. In these first two series, the following factors (design factors) were chosen as experimental, which changed at three levels: the relative shear span, the concrete strength class and the transverse reinforcement coefficient. In the first series of experiments, undamaged beams were tested for the effect of a stepwise increasing single static, and in the second - a low-cycle repeated load.

The concrete beams with BFRP, damaged after testing, were reinforced at the bottom in the stretched zone along their entire length (1575mm) and width ($b=100\text{mm}$) and on the supporting areas in the form of closed strips with the lengths of 150, 300 and 450 mm carbon fiber web, respectively Sika®Wrap® - 230C, bonded with two-component mastic gum Sikadur – 300 according to the established technology with preliminary surface preparation of the prototypes-beams and the use of fine-grained repair mixtures for filling the grooves, caverns and excessively open cracks.

After complete polymerization of the two-component resin, previously damaged and then reinforced with carbon fiber concrete beams with basalt-plastic reinforcement were repeatedly tested for the effect of a stepwise growing sign-

constant low-cycle transverse load before destruction. The number of repeated loads at this stage, as a rule, did not exceed 10 and increased until the stabilization of deformations in concrete, reinforcement elements and beams as a whole occurred. At the final stage of testing, with unstabilized deformations of reinforced beams, measuring instruments were removed from them and brought to destruction.

The destruction of the experimental reinforced basalt concrete beams with large ($a/d=3$) and central ($a/d=2$) shear spans corresponded to the stress-strain state of almost balanced normal cross section, that was characterized by limit deformations and tensile stresses in the external fiber-reinforced plastic (CFRP), and in the compressed zone of concrete – supercritical (in the descending section of the diagram « $\sigma_c - \varepsilon_c$ ») deformations and stresses. This destruction of test beams with large and middle spans of the cut began with the rupture of the outer reinforcement of the CFRP with carbon fiber and was accompanied by a sharp increase in stresses in the stretched basalt-plastic reinforcement of the BFRP, cracking and delamination of the protective layer of concrete and excessive uncontrolled increase in deflections.

The destruction of the beams with small ($a/d \leq 1$) shear spans was accompanied by further opening of previously formed inclined cracks and rupturing of closed carbon fiber stripes on the side faces of their support areas with different deflection increases due to the shearing deformations of separate parts of prototype beams interconnected by longitudinal and transverse rods BFRP.

The main capabilities of the LIRA-CAD software complex are considered in detail. A list of programs that interact with this complex is presented. The main theories and criteria of strength and stability that apply are also investigated. In the library of the software complex, a list of finite elements (FE) is available, which are used to simulate buildings, structures and foundations.

The **third section** of the dissertation is devoted to the analysis of the main experimental data. In particular, it focuses on the analysis of the influence of low-cycle sign-shift load and structural aspects on the bearing capacity of normal and

inclined sections of prototype beams. Such issues as the deformation and width of opening of normal and inclined cracks, the maximum length of the projection of a dangerous inclined crack on the longitudinal axis of test elements, as well as the average distance between normal and inclined cracks, the relative deformations of compressed concrete and stretched reinforcement and the deflections of test samples-beams are considered in detail. Based on these experimental data, adequate experimental and statistical dependencies of the main parameters of the performance of experimental elements were derived. These dependencies allow us to objectively assess the influence of experimental factors on the basic parameters of the bearing capacity according to the first (ULS) and second (SLS) groups of limit states, both in particular and in the interaction of one with another. Data on deformation, crack formation and destruction of test samples-beams together with specified dependencies form initial data for physical and design models of specified elements.

It is proved that the nature of deformations of concrete, stretched basaltoplastic reinforcement and external fibro-reinforced carbon plastic corresponded to the hypothesis of flat sections (Bernoulli). In beams with large ($a/h_0 = 3$) and medium ($a/h_0 = 2$) cut spans, the normal sections in the "clean bend" zones turned out to be almost balanced and their destruction occurred while simultaneously achieving closed deformations in the concrete of the compressed zone and in the fibro-reinforced carbon fiber reinforcement.

In addition, it was shown that, together with an increase in load-bearing capacity, on average, by 36%, damaged by power cracks of prototypes-beams reinforced with carbon-plastic cloth, their deflections increased by 13% at the operational level (η_1) and by 17% before destruction (η_2). At the same time, average deflections at η_1 reach $l_0/140$, and at $\eta_2 - l_0/95$.

Additionally, nonlinear finite-element calculations of the stress state of experimental basalt concrete beams in the LIRA-CAD software complex version 2021 were carried out. To simulate damaged beams, finite elements No. 236 were

used - physically nonlinear universal eight-node spatial isoparametric FEs, designed to analyze the strength of continuous objects and massive spatial structures taking into account the physical nonlinearity of materials.

The profile of the beams was modeled in the form of a rectangular bar with a height of 200 mm and a width of 100 mm. Real deformation diagrams of materials were used. This made it possible to numerically reproduce the results of experiments, to determine the most probable scenarios of destruction of prototypes (beams) and to make a reliable forecast of their bearing capacity.

In the **fourth section** of the dissertation, a technique is proposed calculation method provides for the adequate determination of bearing capacity (variation coefficient $\nu=5.6\%$) of girder concrete constructions with non-metallic composite reinforcement (FRP) both without reinforcement and damage, and reinforced CFRP elements that have reached the limit state (ULS) in the form of destruction of individual support areas, excessive cracks, deflections, depressions, chippons, etc. The calculation of internal forces in the system “damaged structure – external reinforcement FRP” in the central part of the span (zone of “pure bending”) is allowed to be carried out on the basis of the plane-sections hypothesis.

Reinforcement of normal sections of bending elements is recommended to be designed in the cases of characteristic stresses in stretched bar FRP (steel yielding) reinforcement with subsequent rupture of external reinforcement FRP without and with the destruction of concrete compressed zone.

The section shows the check of bearing capacity of inclined sections of structures after calculation of reinforcement of normal sections by FRP materials. Checking the bearing capacity of inclined sections of structures is carried out: by an inclined compressed strip between inclined cracks in thin high walls or in elements with small spans of the cut ($a/d \leq 1$); on the effect of transverse force on the inclined crack; on the action of bending moment along the inclined crack.

The bearing capacity of the destroyed or brought to the limit state (ULS) of the near-support sections of the beam structures reinforced with FRP materials for

the effect of the bending moment along the critical inclined crack is also determined.

Keywords: deformability, basalt concrete beams, carbon fiber web, external fibroplastic, limit states, low-cycle stepwise increasing load, bending moment, transverse force, computer simulation.

Список публікацій здобувача за темою дисертації

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

Статті у наукових фахових виданнях України

1. Карпюк І.А., Клименко Є.В., Карпюк В.М., Целікова А.С., Худобич А.О, Глібоцький Р.В. Сумісна робота сталевोї і базальтової пластикової арматури з бетоном у складі балкових конструкцій. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини*. 2021. Одеса, вип. С. 37-47. <https://doi.org/10.31650/2707-3068-2021-25-37-47>
2. Карпюк І.А., Глібоцький Р.В., Карпюк В.М., Костюк А.І., Целікова А.С. 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. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i41.033>
3. Karpiuk I.A., Karpiuk V.M., Klymenko Ye.V., Hlibotskyi R.V. Carbon footprint of a concrete transport structure - a deep tunnel. *Modern construction and architecture*. 2022. Вип.2.С.27-36. <https://doi.org/10.31650/2786-6696-2022-2-27-36>
4. Карпюк І.А., Карпюк В.М., Костюк А.І., Глібоцький Р.В., Постернак О.О. Несуча здатність доведених до граничного стану (ULS) пошкоджених бетонних балок з CFRP, підсилених фіброармованими пластиками (CFRP). *Центральноукраїнський науковий вісник. Технічні науки*. 2022, Вип. 6(37), ч.ІІ. С.127-141. [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.6\(37\).2.127-141](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.6(37).2.127-141)
5. Карпюк І.А., Карпюк В.М., Костюк А.І., Глібоцький Р.В., Постернак О.О. Деформативність та тріщиностійкість пошкоджених балок з базальтопластиковою арматурою, підсилених вуглепластиковим полотном. *Центральноукраїнський науковий вісник. Технічні науки*. 2023. Вип. 7(38), part I. С.56-76. [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2023.7\(38\).1.56-76](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2023.7(38).1.56-76)

6. Klymenko Ye.V., Hlibotskyi R.V. Modeling of stress-strain state and strength of damaged concrete beams reinforced with carbon fiber fabric in pc "LIRA-SAPR". *Modern construction and architecture*. 2024. №7. P.73-82. <https://doi.org/10.31650/2786-6696-2024-7-73-82>

Статті у наукових періодичних виданнях інших держав

7. Karpiuk I.A., Karpiuk V.M., Hlibotskyi R.V., Posternak O.O. Load-Bearing Capacity of Damaged Concrete Beams with Basalt Plastic Fittings, Reinforced with External Fiber-Reinforced Plastics. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2022. Vol. 290. P.124-135. https://doi.org/10.1007/978-3-031-14141-6_13 ((індексується Scopus))
8. Karpiuk V., Hlibotskyi R. Basic parameters of crack resistance of conventional and damaged reinforced concrete beams strengthened by carbon plastic under the action of a high-level load. *Sustainability, Agri, Food and Environmental Research*. 2021. Vol. 10 (2022). ISSN 0719-3726. <https://doi.org/10.7770/safer-V10N1-art2479>

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

9. Kravchuk V.G., Glibotsky R.V., Korchevny D.S., Yakushev E.V. Stress-strain state of concrete beams with basalt-plastic reinforcement. *Нові матеріали і технології в будівництві* : Збірка студентських наукових праць за 2020-2021 навчальний рік. Матеріали XXXI Всеукраїнська конференція здобувачів вищої освіти і молодих вчених, 1-2 червня 2021 р. Одеса: ОДАБА, 2021. С.20-25.
10. Карпюк В.М., Сьоміна Ю.А., Худобіч А.О., Глібоцький Р.В. Несуча здатність бетонних балкових конструкцій зі сталевую і базальтопластиковою арматурою при статичному і малоцикловому навантаженнях. Тези доповідей 77-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії, 13-14 травня 2021 року. Одеса: ОДАБА, 2021. С.70.
11. Карпюк І.А., Антонова Д.В., Глібоцький Р.В., Карпюк В. М.

- Результати експериментальних досліджень несучої здатності бетонних балок зі сталевую і базальтопластиковою арматурою, підсилених вуглепластиковим полотном. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини: тези доповідей міжнародної науково-технічної конференції*, 10-12 червня 2021 р. Одеса: ОДАБА, 2021. С.20.
12. Глібоцький Р.В., Малахов В.В., Свердленко О.Л., Богдан С.М. До питання про підсилення будівельних конструкцій вуглепластиковим полотном. *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд: Тези доповідей iv міжнародної конференції*, 9-11 вересня 2021 р. Одеса: ОДАБА, 2021. С. 44-47.
13. Глібоцький Р. В., Карпюк В. М. Використання вуглепластикового полотна для підсилення пошкоджених бетонних балок: математичне моделювання та аналіз напружено-деформованого стану. Тези доповідей 79-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії, 18 - 19 травня 2023 р. Одеса: ОДАБА, 2023. С.83.
14. Глібоцький Р. В., Карпюк В. М. Моделювання напружено-деформованого стану пошкоджених бетонних балок, підсилених вуглепластиковим полотном. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини: тези доповідей міжнародної науково-технічної конференції*, 9-10 червня 2023 р. Одеса: ОДАБА, 2023. С.
15. Karpyuk I., Glubosky R. V. Performance of concrete beams reinforced with carbon fiber after damage. *Modern research in science and education : proceedings of the 5th International scientific and practical conference*. BoScience Publisher. Chicago, USA, 2024. P. 224-227.
16. Карпюк І, Глібоцький Р. Напружено-деформований стан пошкоджених бетонних балок, підсилених вуглепластиковим полотном. *Modern problems of science, education and society : proceedings of the 11th International scientific and practical conference*. SPC "Sci-conf.com.ua". Kyiv, Ukraine, 2024. P. 394-398.

ЗМІСТ

АНОТАЦІЯ	2
ВСТУП	19
РОЗДІЛ 1 ОГЛЯД РОБІТ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ.....	27
1.1 Загальні відомості про методи підсилення бетонних конструкцій за допомогою композитних матеріалів	27
1.2 Експериментальні дослідження та методи розрахунку статичної роботи посилених згинальних залізобетонних елементів	37
1.2.1 Варіанти відмови балок, підсилених композитом.....	37
1.2.2 Експериментальні дослідження балок, підсилених композитом.....	40
1.2.3 Методики конструктивного розрахунку підсилення залізобетонних балок композитом	57
1.3 Аналіз методів розрахунку деформацій відшарування композиту	58
1.4 Повні діаграми деформування металевої та базальтопластикової арматури, бетону	64
ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 1	72
РОЗДІЛ 2 МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ, МЕТОДИ КОМП'ЮТЕРНОГО МОДЕЛЮВАННЯ, ХАРАКТЕРИСТИКИ ДОСЛІДНИХ ЗРАЗКІВ	75
2.1 Вибір дослідних факторів. Планування лабораторних експериментів ..	75
2.2 Конструкція і армування дослідних елементів. Склади бетонів, їхні міцнісні та деформативні характеристики	82
2.3 Методика проведення експериментальних досліджень. Схема силової установки, розташування вимірювальних приладів у дослідних зразках- балках	92
2.4 Методи комп'ютерного моделювання конструкцій. Функціональні можливості ПК ЛІРА-САПР	96
ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 2	100
РОЗДІЛ 3 АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА КОМП'ЮТЕРНОГО МОДЕЛЮВАННЯ.....	101
3.1. Несуча здатність нормальних і похилих перерізів дослідних зразків-балок.....	101

3.2 Деформативність матеріалів дослідних зразків-балок.....	109
3.3 Прогини дослідних зразків-балок	117
3.4 Ширина розкриття нормальних тріщин	123
3.5 Моделювання напружено-деформованого стану пошкоджених базальтобетонних балок	127
3.5.1 Порівняльний аналіз отриманих результатів	131
ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 3	133
РОЗДІЛ 4 РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПОШКОДЖЕНИХ	
БАЗАЛЬТОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ ВУГЛЕПЛАСТИКОВИМ	
ПОЛОТНОМ, ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ПЕРШОЇ ГРУПИ	
135	
4.1 Розрахунок міцності нормальних перерізів елементів, що згинаються	135
4.2. Розрахунок несучої здатності похилих перерізів згинальних елементів, підсилених композитними матеріалами	143
ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 4	151
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	153
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	156
Додаток А.....	178
Додаток Б	182
Додаток В.....	185
Додаток Г	193

ВСТУП

Обґрунтування вибору теми дослідження. В даний час відбуваються масштабні перетворення у сферах економіки та виробництва, впровадження нової техніки та технології. Це спричиняє появу та апробацію інновацій у сфері будівництва.

Енергоефективні, екологічні та економічні прогінні бетонні конструкції з базальтопластиковою арматурою і підвищеною стійкістю до негативного впливу оточуючого середовища є незамінними у гідротехнічному і транспортному будівництві, при зведенні прогонових споруд мостів, очисних споруд, об'єктів хімічної та харчової промисловості, будівель спеціального призначення та у фундаментобудуванні. Разом з тим, у процесі експлуатації, в тому числі під час бойових дій, виникає необхідність відновлення або підсилення їхньої несучої здатності як внаслідок корозії арматури і бетону чи передчасного руйнування, так із-за потреби підвищення експлуатаційних навантажень на них, сейсмостійкості будівлі тощо.

Існуючі методи підсилення, які передбачають збільшення перерізів конструкцій шляхом приєднання додаткових елементів, бетонних чи розчинних сорочок, використання затяжок і створення в них попереднього напруження, як, наприклад в [1], а також приєднання металевих пластин у зонах максимальних розтягуючих напружень, мають значні недоліки: велику вагу конструкцій підсилення, складність виготовлення пристроїв, неможливість у деяких випадках підсилення складних поверхонь та інше.

Досить ефективним виявилось підсилення будівельних конструкцій композитними матеріалами, армованими вуглецевими, арамідними, поліефірними і скляними волокнами. Безперечними їхніми перевагами являються: висока міцність, стійкість до агресивних впливів оточуючого середовища, легкість повторення любых форм конструкції, невелика трудомісткість здійснення підсилення на будівельному майданчику.

Композиційні матеріали, армовані волокнами, – нові матеріали у

будівництві. Наприкінці ХХ століття будівельники звернули на них увагу через унікальні властивості, внаслідок чого системи підсилення на основі волокон набули широкого поширення в усьому світі і виявилися найбільш продуктивними для забезпечення надійності конструкцій, що знаходяться на стадії, близькі до вичерпання несучої здатності.

Агресивні умови експлуатації, незаплановане збільшення навантаження, форс-мажорні обставини, воєнні дії часто призводять до часткової або повної втрати несучої здатності бетонних конструкцій з FRP, яка супроводжується надмірною шириною розкриття тріщин, підвищеної деформативністю, зниженням міцнісних властивостей матеріалів тощо. Ліквідація наслідків руйнувань є одним із серйозних завдань, що безпосередньо пов'язано з питаннями відновлення несучої здатності та придатності до експлуатації пошкоджених конструкцій. Відомі авторські методики та норми проектування практично не містять в собі чітких вказівок щодо розрахунку сумісної роботи пошкоджених бетонних балкових конструкцій з FRP або залізобетонних елементів, доведених під час попередньої експлуатації до граничного стану (ULS) або руйнування, з композитними матеріалами підсилення. Тому проведення експериментально-теоретичних досліджень з вивчення несучої здатності, деформативності та тріщиностійкості системи «Пошкоджена бетонна балка зі сталеву або неметалевою композитною арматурою – композитні матеріали її підсилення» та розробка відповідної методики розрахунку є важливими і актуальними.

Порівняння опублікованих дослідних даних з результатами розрахунків несучої здатності, як цілих, так і пошкоджених бетонних балкових конструкцій зі сталеву і неметалевою композитною арматурою, підсилених вуглепластиковими обіймами, за наявними рекомендаціями показало незадовільну їх збіжність. При цьому, публікацій щодо підсилення доведених до граничного стану (ULS) або зруйнованих бетонних конструкцій з FRP композитними матеріалами та проектуванню такого підсилення у доступній автору літературі не знайдено за виключенням [2]. Тому тема роботи є

актуальною.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота виконувалась в рамках держбюджетних тем «Розрахункові моделі силового опору складнонапружених прогінних залізобетонних конструкцій з урахуванням дії малоциклового навантаження високих рівнів» (номер державної реєстрації – 0116U002340) та «Розробка розрахункових моделей прогінних залізобетонних конструкцій при складному напружено – деформованому стані приопорних ділянок» (номер державної реєстрації – 0108U000559). Вона відповідає глобальним цілям сталого розвитку України, європейської та світової спільноти до 2030 року.

Мета роботи полягає в експериментально-теоретичному визначенні несучої здатності пошкоджених і доведених до руйнування бетонних балок з BFRP, підсилених вуглепластиковим полотном у розтягнутій зоні та вуглепластиковими сорочками на приопорних ділянках за дії малоциклового знакоповторного поперечного навантаження високих рівнів з розробкою вихідних даних до фізичної моделі розрахунку міцності їх нормальних і похилих перерізів.

Завдання дослідження:

– підготувати поверхні пошкоджених наскрізними силовими тріщинами і доведених до руйнування за похилими тріщинами бетонних балок з BFRP та здійснити їх підсилення вуглепластиковим полотном Sika®Wrap®-230C (CFRP) з використанням двокомпонентної смоли Sikadur-300 у розтягнутих зонах та на зруйнованих пропорних ділянках за встановленою технологією;

– виконати експериментальні дослідження несучої здатності підсилених вуглепластиковим полотном (CFRP) раніше пошкоджених наскрізними нормальними і похилими тріщинами бетонних балок з BFRP за дії малоциклового знакоповторного ступенево зростаючого поперечного навантаження аж до їх руйнування;

– встановити характер деформування, тріщиноутворення та руйнування дослідних елементів і запропонувати експериментально-статистичні

залежності визначення несучої здатності підсилених вуглепластиком (CFRP) нормальних і похилих перерізів доведених до руйнування бетонних балок з BFRP;

– оцінити вплив конструктивних чинників на несучу здатність пошкоджених базальтобетонних балок, підсилених вуглепластиком та, розробити вихідні дані до фізичної моделі несучої здатності їхніх нормальних і похилих перерізів;

– виконати комп'ютерне моделювання складного напружено-деформованого стану пошкоджених базальтобетонних балок шляхом нелінійних скінчено-елементних розрахунків у сучасному програмному комплексі з урахуванням їхніх конструктивних особливостей з метою прогнозних оцінок несучої здатності, виявлення особливостей їх деформування та руйнування;

– перевірити адекватність запропонованих методик розрахунку несучої здатності пошкоджених базальтобетонних балок, підсилених вуглепластиком, за наявними експериментальними даними;

– впровадити результати досліджень у практику будівництва й проєктування та в навчальний освітній процес.

Об'єкт досліджень – процес деформування, тріщиноутворення та руйнування пошкоджених базальтобетонних балок, підсилених зовнішнім композитним армуванням.

Предмет дослідження – зміна напружено-деформованого стану, несучої здатності, тріщиностійкості та деформативності пошкоджених базальтобетонних балкових конструкцій за дії статичного навантаження.

Методи дослідження: аналітичні дослідження роботи підсилених конструктивних елементів, вивчення та аналіз літературних джерел, розробка методики виконання лабораторних та числових експериментів із застосуванням теорії планування експерименту, загальні методи механіки залізобетону, обробка та аналіз отриманих результатів, математичне і

комп'ютерне моделювання напружено-деформованого стану дослідних елементів, абстрагування, аналіз, синтез, індукція, дедукція.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в наступному:

вперше:

– встановлена можливість та доцільність підсилення пошкоджених і доведених до граничного стану (ULS) бетонних конструкцій з BFRP зовнішніми фіброармованими пластиками (CFRP). При цьому, несуча здатність підсилених вказаним способом бетонних балок з BFRP з наявними силовими пошкодженнями збільшилася до 2,0 разів порівняно з еталонними зразками;

– встановлений комплексний вплив на деформативність, тріщиностійкість та несучу здатність похилих і нормальних перерізів пошкоджених базальтобетонних балок відповідного співвідношення конструктивних чинників та факторів зовнішнього впливу, зокрема наявності та виду зовнішнього армування композитними матеріалами; побудовані адекватні експериментально-статистичні залежності несучої здатності підсилених вуглепластиком (CFRP) нормальних і похилих перерізів доведених до руйнування бетонних балок з BFRP;

– розкриті особливості деформування, тріщиноутворення та руйнування приопорних ділянок пошкоджених базальтобетонних балок з малим, середнім та великим прольотами зрізу з урахуванням їх складного напружено-деформованого стану.

отримала подальший розвиток:

– методика розрахунку визначення несучої здатності (коефіцієнт варіації $v=5,6\%$) прогінних бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою (FRP), як без їх підсилення та без пошкоджень, так і підсилених ФАП-CFRP елементів, які досягли граничного стану (ULS) у вигляді руйнування окремих при опорних ділянок, надмірних силових тріщин, прогинів, вибоїн, сколів;

– комп'ютерне моделювання пошкоджених бетонних балок з BFRP та їх

розрахунок у провідному програмному комплексі.

Практичне значення отриманих результатів роботи:

– поповнений банк дослідних та теоретичних даних, корисних для вдосконалення існуючих методів розрахунку несучої здатності прогінних бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою за дії статичного навантаження; це підвищить надійність та довговічність таких конструкцій;

– виявлені особливості досягнення граничного стану в різних умовах дозволять враховувати ці фактори при проєктуванні та розрахунках, що збільшить точність прогнозування поведінки конструкцій;

– запропонована модель розрахунку дозволяє адекватно визначати несучу здатність. Це дозволить підвищити надійність та довговічність таких конструкцій;

– результати дослідження можуть бути використані для підготовки нормативних документів, стандартів та методичних рекомендацій з питань проєктування, розрахунку та експлуатації бетонних конструкцій, підсилених фіброармованими пластиками;

– розроблені нелінійні деформаційні скінчено-елементні розрахункові моделі дозволяють за допомогою сучасного програмного комплексу «Ліра-САПР» анімувати процеси на всіх стадіях роботи пошкоджених прогінних базальтобетонних конструкцій підсилених зовнішнім армуванням з урахуванням їх складного напружено-деформованого стану, реальних фізико-механічних і реологічних властивостей використаних матеріалів;

– дана робота сприятиме більш широкому впровадженню підсилення пошкоджених і доведених до граничного стану бетонних конструкцій з BFRP зовнішніми фіброармованими пластиками в будівельній практиці для відновлення та підвищення несучої здатності старих або пошкоджених конструкцій;

– результати досліджень за дисертаційною роботою впроваджені у навчальний процес Одеської державної академії будівництва та архітектури

при підготовці бакалаврів та магістрів спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» спеціалізації «Промислове та цивільне будівництво», а також у проєктній практиці провідних будівельних організацій м. Одеси, зокрема ТОВ «Ремгорстрой», ТОВ Виробничо-торгівельна фірма «ДУЕТ».

Особистий внесок здобувача полягає у:

- плануванні та проведенні комплексних експериментальних досліджень роботи пошкоджених базальтобетонних елементів, підсилених вуглепластиковим полотном 7-ої серії за дії статичного навантаження;
- в аналізі отриманих результатів експериментів з визначення несучої здатності, тріщиностійкості та деформативності пошкоджених дослідних зразків – базальтобетонних балок, підсилених вуглепластиковим полотном за дії статичного навантаження;
- в пошуку та аналізі існуючих нормативних і авторських методик розрахунку дослідних елементів;
- моделюванні роботи експериментальних зразків в програмних комплексах;
- розробці пропозицій щодо розрахунку несучої здатності пошкоджених базальтобетонних згинальних елементів, підсилених вуглепластиковим полотном на основі проведених досліджень.

Усі основні наукові положення, результати, висновки та рекомендації дисертаційної роботи отримано здобувачем самостійно.

Публікації. Наукові результати дисертації опубліковані в 7 публікаціях, з яких 6 надруковано в наукових фахових виданнях України, 1 стаття в наукових періодичних виданнях інших держав, що входить до Європейського Союзу та індексується наукометричною базою *Scopus* та в 8 тезах доповідей у збірниках наукових конференцій.

Апробація результатів дослідження проведена методом публічного обговорення на наукових конференціях різного рівня:

- на 77-ї науково-технічній конференції професорсько-викладацького складу академії, 13-14 травня 2021 року. Одеса: ОДАБА;

- на міжнародній науково-технічній конференції «Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини», 10-12 червня 2021 р. Одеса: ОДАБА;
- на IV міжнародній конференції «Експлуатація та реконструкція будівель і споруд», 9-11 вересня 2021 р. Одеса: ОДАБА;
- на 79-ї науково-технічній конференції професорсько-викладацького складу академії, 18 - 19 травня 2023 р. Одеса: ОДАБА

Впровадження результатів роботи. Результати дисертаційної роботи використані при: проектуванні та капітальному ремонті будівлі № 16/4 (Навчальний корпус), військового містечка № 16, Військова академія міста Одеса (ТОВ «РЕМГОРСТРОЙ»); капітальному ремонті будівлі за ГП № 28 (Пральня) військового містечка № 11 (ТОВ Виробничо-торгівельна фірма "ДУЕТ"). Прийняті для використання у навчальному процесі ОДАБА при підготовці магістрів та бакалаврів напрямку «Будівництво».

Структура та обсяг роботи. Дисертація складається із анотації, списку публікацій, вступу, п'яти розділів із висновками, загальних висновків, переліку використаних літературних джерел та додатків. Загальний обсяг дисертації 222 сторінок: основна частина - 112 сторінок, 33 рисунків, 14 таблиць, перелік використаних джерел із 187 найменувань, 4 додатки на 46 сторінках.

Автор висловлює щирю вдячність своєму першому науковому керівнику доктору технічних наук, професору Карпюку Василю Михайловичу, що стояв у витоків цієї роботи та вніс безцінний вклад в її реалізацію.

РОЗДІЛ 1

ОГЛЯД РОБІТ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ

1.1 Загальні відомості про методи підсилення бетонних конструкцій за допомогою композитних матеріалів

Необхідність ремонту, відновлення та підсилення різних типів конструкцій, у тому числі бетонних, виникає не тільки внаслідок реконструкції та технічного переозброєння об'єктів, збільшення навантажень, а й через фізичне зношування, спричинене порушенням умов експлуатації, неякісного виготовлення чи монтажу конструкцій, корозії матеріалів, впливу агресивних середовищ. У сукупності це призводить до зниження несучої здатності елементів конструкцій, їхньої надійності та довговічності.

Дефекти, що виникли в процесі експлуатації будівель, а також зниження характеристик матеріалів, пов'язане з їх старінням, і економічні умови, що змінилися, вимагають особливого підходу до модернізації будівель або їх реконструкції.

Аналіз причин, що викликають необхідність підсилення бетонних конструкцій показує, що серед основних можна виділити реконструкцію функціонального призначення будівель і споруд, помилки в проектуванні, виготовленні, транспортуванні та виробництві будівельно-монтажних робіт, фізичний знос конструкцій та знос у результаті ураження корозією, ушкодження через порушення правил експлуатації, локальні пошкодження в результаті температурних дій. Відомо досить багато різних способів і прийомів відновлення та підсилення будівельних конструкцій, у науковій літературі [3], [4], [5] зустрічаються різні класифікації цих способів, опис конструктивних особливостей, аналіз переваг та недоліків, областей застосування та способів розрахунку для кожного способу.

З кінця 80-х років минулого століття у світовій практиці отримав поширення спосіб підсилення конструкцій за допомогою композитних матеріалів (композитів). Спосіб прийшов на зміну відомому методу підсилення залізобетонних конструкцій (далі – ЗБК) за допомогою сталевих

пластин, розробленому на початку 60-х років минулого століття в Німеччині та Швейцарії. Підсилення за допомогою композиту виконується шляхом приклеювання останніх на спеціально підготовлену поверхню конструкції. Технологія підсилення за допомогою композиту може бути використана для залізобетонних та кам'яних конструкцій, дерев'яних та сталевих.

До переваг технології можна віднести наступне:

1. Існує можливість регулювати (проектувати) властивості елементів підсилення на етапі вибору наповнювача та сполучного для композиту.

2. Завдяки високій хімічній стійкості композитів конструкція підсилення має хорошу антикорозійну здатність, а також виконує роль антикорозійного покриття для бетону та сталевих арматур.

3. При незначній товщині конструкція підсилення не змінює об'ємно-планувального рішення приміщення, не погіршує зовнішній вигляд, не зменшує корисну висоту приміщень, елементи підсилення добре піддаються обробці, що також сприяє їх широкому застосуванню під час реставрації пам'яток та об'єктів культурно-історичної спадщини.

4. Існує можливість створення конструкції підсилення "за місцем", тобто використання на криволінійних площинах.

5. Завдяки невеликій вазі конструкції підсилення немає необхідності використовувати вантажопідйомне обладнання при монтажі, також часто немає необхідності в зупинці виробничих процесів на підприємстві. Незначна додаткова вага після підсилення не призводить до збільшення навантажень для нижчих конструкцій.

Недоліками технології є:

1. Область застосування технології підсилення обмежена температурою склування в'язучого, вище якої композит переходить в аморфний стан зі зниженням фізико-механічних характеристик.

2. Складність у підготовці основи для конструкцій, що тривалий час експлуатуються в агресивних середовищах.

3. Жорсткі рамки параметрів середовища: температура поверхні повинна бути не менш ніж 5-12 °С і не більш ніж 30-40 °С, а також на 3 °С вище за точку роси. Температура навколишнього середовища повинна бути не менш ніж 5 °С і не більш ніж 30 °С. Вологість поверхні повинна бути не більш ніж 4%.

4. Взаємозв'язок темпів робіт із часом життєздатності в'язучого. Залежність технологічних властивостей матеріалу (в'язкості і як наслідок часу життєздатності) від параметрів навколишнього середовища;

5. Наявність непереносимості композитом ультрафіолетових променів.

6. Необхідність залучення висококваліфікованих фахівців та досвідчених працівників для виконання завдань.

7. Складність приймального контролю за якістю робіт. Використовувані методи контролю обмежуються, як правило, органолептичним методом.

8. Існує ризик пошкодження від пожежі, вандалізму, випадкових дій.

9. Необхідність подальшого моніторингу технічного стану посиленних конструкцій для особливо відповідальних об'єктів, що пов'язано з недостатньою вивченістю питань тривалої експлуатації, особливо в агресивних середовищах та вологих середовищах з перепадами температур.

10. Висока вартість матеріалу.

За класифікацією, представленої в [6], підсилення композитом можна охарактеризувати як спосіб підсилення за допомогою збільшення несучої здатності без зміни розрахункової схеми та напруженого стану. Оскільки перед приклеюванням композиту обов'язково треба виконати ретельну підготовку основи (закладення тріщин, раковин, дефектів, усунення нерівностей), то даний спосіб підсилення також взаємопов'язаний з методом відновлення несучої здатності за рахунок відновлення робочої площі перерізу конструкції. Підсилення конструкцій композитом може бути виконано у різний спосіб. Оскільки вітчизняна література з цього питання є в дуже обмеженій кількості, а використовувані терміни та визначення для

позначення одного і того ж явища відрізнятися, то наступна класифікація способів заснована на даних зарубіжної літератури [4], [5], [7]:

1. Wet layup (hand layup) system – система мокрого (ручного) нанесення – в основу покладено метод ручної укладки. Перед укладанням першого шару армуючого матеріалу поверхня конструкції, що посилюється, покривається в'язучою основою. Далі укладається армуючий матеріал, який утоплюється в полімерну матрицю. При багатошаровому укладанні кожен наступний шар після нанесення зверху додатково просочується сполучною. Армуючий матеріал може бути просочений в'язучим до розміщення на бетонній поверхні в окремому технологічному процесі навіть з використання просочувальної машини. Wet layup system – це приклад того, як створення (формування) конструкції підсилення виконується одночасно з виготовленням матеріалу конструкції. Затвердіння в'язучого шару відбувається у «холодному стані».

2. Prepreg system – використання препрегів підсилення. Препрег - це однонаправлене полотно або двонаправлена тканина, попередньо просочена в'язучим в заводських умовах. Препреги можуть укладатися на поверхню бетону з додатковим нанесенням в'язучого та без нього. Твердіння в'язучого матеріалу зазвичай вимагає додаткового нагріву.

3. Precured system – використання підсилення формованих і затверділих в заводських умовах виробів з композиту. У даному методі для підсилення використовуються готові композитні вироби, які приклеюються до поверхні за допомогою в'язучого. Готові композитні вироби – це ламелі, плоскі листи, сітки, куточки, обойми, сорочки. Найбільшого поширення набули ламелі. Ламель – це тонка плоска смуга товщиною 1,2-1,4 мм, шириною 20-150 мм, яка згорнута в бухту. У практиці підсилення будівельних конструкцій широкого поширення набули одно- та двоспрямовані композити, наповнені або армовані безперервними волокнами. Як наповнювач однонаправлених композитів виступають полотна (стрічки, рівниці), для двонаправлених – тканини (полотна) необхідної довжини. Завдяки особливостям ткацького

виробництва, як полотно, так і тканина складаються з ниток основи та утіку. Основа – це нитки, розташовані вздовж ткацького виробу. Утік – це нитки, розташовані перпендикулярно до ниток основи. Нитки основи та утіка переплетені. У полотнах нитки основи міцніші, щільно укладені, виконані з основного матеріалу (скло, вуглець, арамід, базальт тощо.); нитки утіка є підтримуючими, маломіцними, розташовані рідше, як правило, виконані з поліефіру, крім полотняного переплетення з нитками основи додатково термічно припаяні (для полотна іноземного виробництва).

У тканинах нитки основи та утік, як правило, рівноміцні, виконані з одного матеріалу полотняним, сатиновим або саржевим переплетенням, мають близьку або рівну щільність викладки в обох напрямках. У тканинах полотняного переплетення основа і утік взаємно переплетені. У тканинах сатинового переплетення кожна нитка основи (утіка) проходить над кількома нитками утіка (основи). Тканини сатинового переплетення міцніші, оскільки нитки у цих тканинах менш вигнуті, майже прямолінійні. Тканини полотняного переплетення більш технологічні і дешевші. Через зазначені особливості наповнювачів односпрямовані композити мають різко виражену анізотропію усіх механічних властивостей: високу міцність у напрямку орієнтації ниток основи, низьку міцність у трансверсальному напрямку. Двонаправлені композити є, зазвичай, ортотропними. Вплив орієнтації волокон наповнювача композиту на його фізичні властивості знайшло відображення в конструктивних рішеннях щодо підсилення будівельних конструкцій. Так, односпрямовані композити використовуються у разі, коли елемент підсилення знаходиться в стані одновісного розтягування від дії зовнішнього навантаження, двоспрямовані композити використовуються для сприйняття плоского напруженого стану в елементі підсилення. Далі за текстом, якщо не уточнюється, йдеться мова про односпрямовані композити. При підсиленні конструкцій в якості наповнювачів для створення композиту є досвід застосування скляних (СВ), вуглецевих (ВВ), органічних або арамідних (АВ) та базальтових волокон (БВ).

Найбільшого поширення набули ВВ завдяки своїй високій хімічній та корозійній стійкості до більшості агресивних середовищ, а також високої міцності та модулю Юнга. Композит на основі ВВ (далі – вуглепластик) завдяки своїй високій жорсткості має досить високу тривалу міцність і низьку повзучість порівняно з матеріалами на інших наповнювачах. Для створення полімерної матриці композиту в ролі в'язучого матеріалу часто виступає термореактивна епоксидна смола, рідше ненасичені поліефірні смоли. Епоксидні смоли є найбільш поширеним видом в'язучого при посиленні конструкцій завдяки гарній адгезії до великого числа наповнювачів, широкому асортименту і високим хімічною стійкістю, механічними властивостям і стійкістю до впливу високих температур і вологи [8].

Характеристики композиту безпосередньо залежать від властивостей наповнювача (волокна) та властивостей в'язучого. Для односпрямованих композитів механічні властивості в'язучого слабо впливають на міцність при розтягуванні. Значний вплив має якість просочення наповнювача, об'ємний вміст наповнювача, монолітність композиту. Для підсилення армованих бетонних конструкцій головним чином використовувалися матеріали та з'єднувальні елементи іноземного виробництва. Далі виконано огляд підприємств і підсилення, представлених на українському та іноземному ринку.

Компанія ТОВ «СІКА УКРАЇНА» (м. Київ) з 2004 р. є українським представником та постачальником продукції компанії «Sika Schweiz AG» (Швейцарія), яка розробила системи підсилення залізобетонних конструкцій тканими матеріалами та ламелями під назвами Sika Wrap System та Sika CarboDur System відповідно. На українському ринку представлені односпрямовані полотна на основі ВВ під маркою SikaWrap, ламелі на основі ВВ під маркою Sika CarboDur і двокомпонентне епоксидне в'язуче під маркою Sikadur.

Компанія ТОВ «БАСФ Т.О.В.» (м. Київ) є представником і постачальником продукції компанії «BASF» (Німеччина) в Україні. Компанія постачає систему підсилення конструкцій під назвою MBrace. До її складу входять матеріали для ремонту та захисту конструкцій, односпрямовані полотна під маркою Mbrace fib на основі ВВ, СВ, АВ, двокомпонентне епоксидне в'язуче для полотна під маркою MBrace Adesivo Saturant, ламелі під маркою Mbrace laminate на основі ВВ, АВ, двокомпонентне епоксидне в'язуче для ламелей під маркою Mbrace Laminate Adesivo, стрижні круглого перерізу на основі ПВ під маркою Mbrace bar для підсилення конструкції шляхом вклеювання.

Компанія «МАРЕІ» (Італія), що спеціалізується на розробці та виробництві матеріалів для ремонту та підсилення залізобетонних конструкцій, має представництво у м. Києві. В асортименті компанії представлені односпрямовані полотна на основі ВВ, СВ під маркою MareWrap UNI-AX, епоксидне в'язуче представлено під маркою Marewrap, двонаправлені та просторові сітки на основі УВ по марках Marewrap BI-AX і Marewrap QUADRI-AX відповідно, на основі УВ під маркою Carborplate та кінцеві анкери на основі УВ та СВ під маркою Marewrap Flocco.

Компанія S&P Clever Reinforcement Company (Швейцарія) виготовляє продукцію підсилення конструкцій. Наповнювачі для однонаправлених і двонаправлених композитів виготовляються з волокон різних матеріалів, таких як вуглець, скло, арамід і поліестер під маркою S&P sheet, епоксидне сполучне представлено під марками S&P Resin Epoxy 55 – двокомпонентна епоксидна смола. Також в асортименті є паропроникна трикомпонентна епоксидна смола S&P Resicem, яка рекомендується до використання при повному покритті (обгортанні) ЖБК. Ламелі на основі УВ представлені під маркою S&P Laminate, як елементи анкерування запропонована система притискних алюмінієвих пластин.

Компанія «Fife Co. LLC» (Каліфорнія), яка розробила систему підсилення залізобетонних конструкцій під назвою TyfoFibrWrap. Компанія

постачає однонаправлені полотна та двонаправлені тканини з ВВ, СВ, АВ під маркою Tyfo, епоксидне в'язуче представлено під маркою Tyfo S, ламелі, стрижні на основі УВ і кінцеві анкери на основі УВ і СВ під маркою Tyfo Anchors.

Усі компанії, що представляють продукцію з підсилення конструкцій композитами, також мають в асортименті своєї продукції захисні та ремонтні склади для обробки та захисту оголеної сталевий арматури, відновлення геометрії бетонної поверхні, склади для фінішного покриття композитів. Огляд фізико-механічних характеристик деяких односпрямованих матеріалів на основі ПВ та епоксидних смол, представлених на ринку, наведено в таблицях 1.1 та 1.2 відповідно. Технологія виконання робіт з підсилення залізобетонних конструкцій композитами полягає в наступному [9], [10], [11], [12], [13], [14], [15], [16], [17], [18], [19], [4], [5], [7], [20], [21]:

1. Видалення пухкого пошкодженого бетону.
2. Запобігання корозії арматури.
3. Відновлення пошкоджених або зруйнованих ділянок бетону полімерцементними складами, що забезпечують високе зчеплення зі «старим» бетоном, швидкий набір міцності, високу водонепроникність та хімічну стійкість. Можливі варіанти використання спеціальних латексних емульсій підвищення зчеплення «нового» і «старого» бетонів.
4. Приклеювання полотен, тканин або ламелей на підготовлену основу конструкції.
5. Захист посиленої поверхні від можливих проявів вандалізму, впливів пожежі, УФ-випромінювання тощо.

Таблиця 1.1

Фізико-механічні характеристики односпрямованих матеріалів на основі вуглепластика

Компанія-постачальник (виробник)	Марка матеріалу	Характеристики сухого волокна						
		поверхнева щільність, г/м ²	номінальна товщина, мм	ширина рулона, м	тексність нитки, г/км	межа міцності при розтягуванні, МПа	модуль пружності при розтягуванні, МПа	відносне подовження при розриві, %
«Sika Schweiz AG»	SikaWrap-230	230	0,131	0,6	800	4300	238000	1,8
	SikaWrap-530	530	0,293	0,3	-	4000	240000	1,5
«BASF»	MBRACE FIB CF 300g	300	0,166	0,5	800	4900	230000	1,7
	MBRACE FIB CF 530g	530	0,293	0,5	1600	4900	230000	1,7
«Fife»	Tyfo SCH-7UP-N	200	0,11	0,61	-	3800	242000	1,57
	Tyfo SCH-11UP	315	-	0,61	-	3790	230000	1,7
	Tyfo SCH-41	644	0,37	0,61	6500	3800	230000	1,7
«S&P Clever Reinforcement»	S&P C-Sheet 240	300	0,176	0,3; 0,6	-	3800	240000	1,55
	S&P C-Sheet 240	600	0,352	0,3; 0,6	-	3800	240000	1,55
«MAPEI»	MAPEWRAP C UNI-AX 300	300	0,167	0,1- 0,4	-	4800	230000	2,1
	MAPEWRAP C UNI-AX 600	600	0,335	0,1- 0,5	-	4800	230000	2,1

Таблиця 1.2

Фізико-механічні характеристики епоксидних смол

Компанія-постачальник (виробник)	Марка матеріалу	$T_{\text{скловола}},$ °C	Межа міцності при розтягуванні, МПа	Модуль пружності при розтягненні, ГПа	Межа міцності на стиск, МПа	Модуль пружності при стисканні, ГПа	Відношення подовження при розриві, %	Межа міцності при згинанні, МПа	Модуль пружності при згинанні, ГПа	Адгезія, МПа
«Sika Schweiz AG»	Sikadur-300	-	45	3,5	-	-	1,5	-	3,5	4
	Sikadur-330	-	30	4,5	-	-	0,9	-	3,8	4
«BASF»	Adesivo Saturnat тип 1	60	-	-	60	-	-	50	-	3
	Adesivo Saturnat тип 2	120	-	-	82	-	-	82	-	7,5
«Fife»	Tyfo S Epoxy	82	72,4	3,18	-	-	5	123,4	3,12	-
	Tyfo S-T Epoxy	101	50	3,18	-	-	5	123,4	3,12	-
	Tyfo TC Epoxy	71	22,7	1,2	-	-	1,88	-	-	-
«S&P Clever Reinforcement»	Resin Epoxy 55/50	44	35,8	2,58	-	-	2,3	-	-	Руйнування бетону
«MAPEI»	MapeWrap 21	-	30	-	65	2	1,2	55	2,5	3
	MapeWrap 31	-	30	-	80	3	1,2	70	3,8	3

1.2 Експериментальні дослідження та методи розрахунку статичної роботи посилених згинальних залізобетонних елементів

1.2.1 Варіанти відмови балок, підсилених композитом

Для залізобетонних балок, підсилених поверхневим армуванням композитами, властиві такі можливі сценарії руйнування [22], [23], [24], [25], [26], [27], [28], представлені на рисунку 1.1.

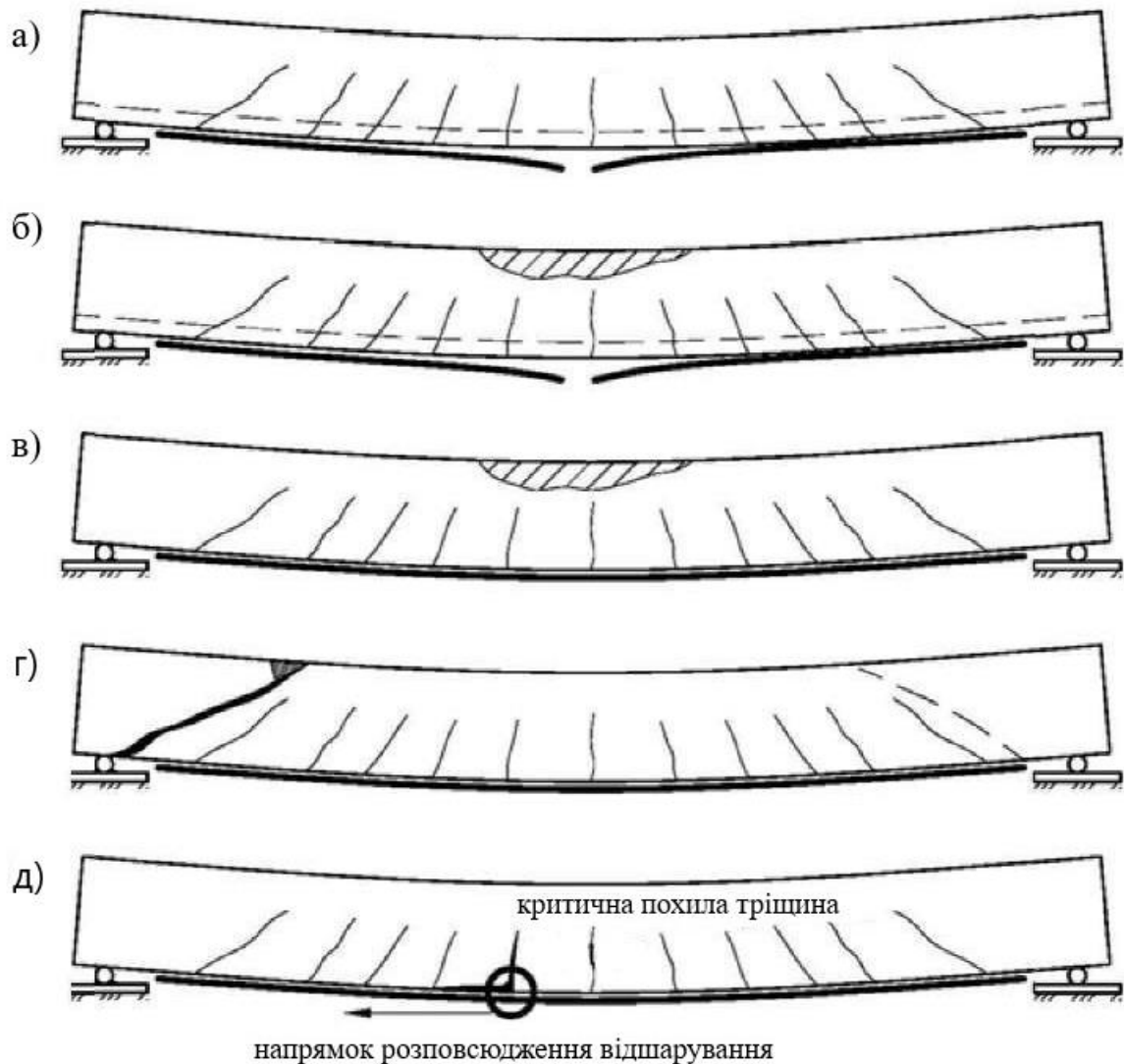


Рис. 1.1 - Ймовірні відмови підсиленої композитом залізобетонної балки:

- а) «перебіг» сталеві арматури та розрив композиту;
- б) «перебіг» сталеві арматури та розрив композиту разом із руйнуванням бетону стисненої зони;
- в) руйнування бетону стиснутої зони;
- г) руйнування по похилій тріщині;
- д) відшарування композиту через розкриття нормальних тріщин.

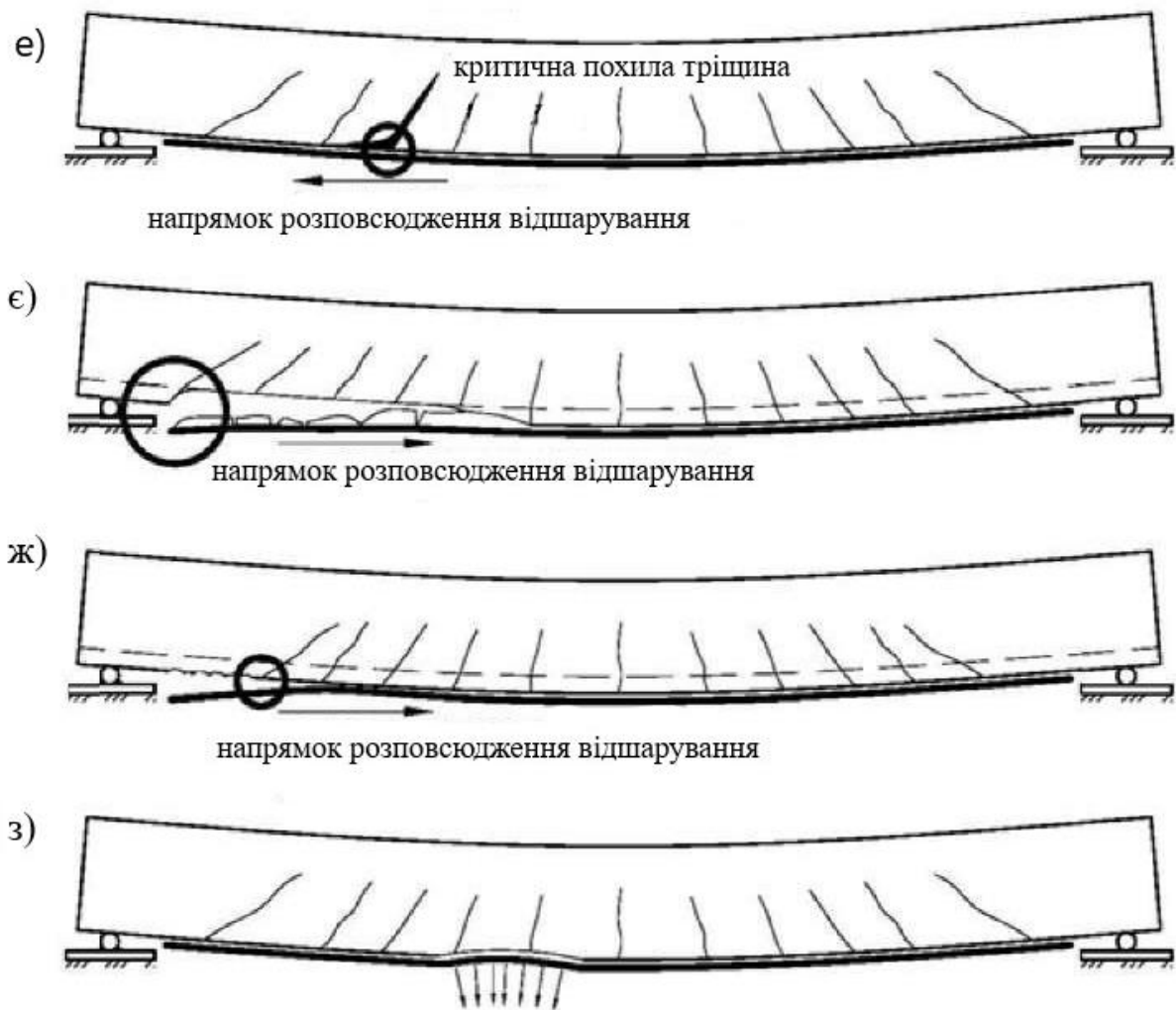


Рис. 1.1 (продовження) - Ймовірні відмови підсиленої композитом залізобетонної балки:

- е) відшарування композиту через розкриття похилих тріщин;
- е) руйнування внаслідок відшарування захисного шару бетону;
- ж) руйнування клейових зв'язків композиту з бетоном внаслідок поздовжнього зсуву в зоні анкерування;
- з) відшарування композиту через нерівність бетонної поверхні

Варіант (а) характерний для випадку, коли площі перерізів сталеві арматури та композиту малі. Навпаки, якщо площі перерізів сталеві арматури та композиту значні, то руйнування елемента може статися в стиснутій зоні бетону – варіанти (б, в). Варіант (г) аналогічний руйнуванню непідсиленого елемента і настає у разі, якщо здатність посиленого елемента на вигин, що несе,

перевищує несучу здатність на зсув. Варіанти (д) і (е) є найбільш ймовірними формами руйнування посилених композитом балок, що згинаються. При навантаженні конструкції в розтягнутій зоні бетону утворюються тріщини: нормальні в середині прольоту та похилі – ближче до опор. Взаємне горизонтальне і вертикальне усунення берегів тріщин сприяє відшарування композиту. Відшарування починається у перерізі з так званою критичною нормальною або похилою тріщиною та поширюється до найближчої опори елемента. Початок відшарування за варіантами (д-е) позначено кружком на рис. 1.1. Настання руйнування за варіантом (д) або (е) залежить від різних факторів: площі перерізу композиту та сталеві поздовжньої та поперечної арматури, схеми застосування навантаження тощо. В результаті відшарування захисного шару бетону за варіантом (е) відбувається, якщо бетон не здатний сприйняти високий рівень дотичних і нормальних напружень в зоні анкерування поздовжньої смуги композиту. Відшарування починається після утворення тріщини в захисному шарі бетону в перерізі обриву поздовжньої смуги композиту. Тріщина перетинає захисний шар бетону до розтягнутої сталеві арматури, і далі продовжується у горизонтальній площині у напрямку середини прольоту [29], [30]. Руйнування за варіантом (ж), подібно до руйнування за попереднім варіантом (е) і також відбувається через високий рівень дотичних і нормальних напружень на кінці поздовжньої смуги композиту. Однак відшарування в цьому випадку починається в перерізі з крайньої довжини прольоту тріщиною [31]. Початок відшарування за варіантами (є-ж) позначено кружком на рис. 1.1. Варіанти (є), (ж) вірогідніші у випадку, якщо обрив поздовжньої смуги композиту виконаний далеко від опори елемента [32].

Зазначимо, що відмови за варіантами (д-ж) характеризуються когезійним руйнуванням по бетону [33], [34], [35], [36], [37]. Для варіантів (д-е, ж) відшарування відбувається через руйнування бетону на невеликій відстані вглиб поверхні елемента. На всій поверхні композиту після руйнування залишаються невеликі фрагменти поверхневого шару бетону товщиною 1-5 мм. Для варіанта (е) на поверхні композиту залишається майже весь захисний шар

бетону. Такий характер руйнування клейової сполуки «композит-бетон» при відшаруванні композиту досягається завдяки використанню в технології міцних адгезивів.

Таким чином, варіанти (а-г) подібні до відмов звичайних непосилених згинаються залізобетонних елементів. Варіанти (д-з) унікальні та притаманні тільки для конструкцій, підсилених зовнішнім приклеюванням додаткових елементів. Ці варіанти відмов, як правило, настають раніше, ніж досягається гранична несуча здатність конструкції на згин або зсув. На практиці варіанти (є-ж) часто виключають шляхом наклейки в опорних зонах елемента поперечних хомутив. Варіант (з) запобігає завдяки якісній підготовці основи. Тобто варіанти (є-з) відносно легко запобігають за допомогою конструктивних заходів та виконання технологічних вимог. Варіанти відмови (д-е), як правило, є визначальними під час проектування, див. розділ 1.2.3.

1.2.2 Експериментальні дослідження балок, підсилених композитом

Експериментальними дослідженнями напружено-деформованого стану підсилених композитом конструкцій почали займатися відносно недавно, тому накопичено відносно невеликий досвід натурних випробувань. Можна відзначити роботи [38], [39], [40], [41], [42], [43], [44], [45], [46], [47], [48] , Серед яких [38], [41], [42], [43] присвячені дослідженню згинальних залізобетонних елементів, підсилених однонаправленими полотнами на епоксидній смолі.

Смердовим Д.Н. під керівництвом Бокарева С.А. [38] виконані експериментальні дослідження роботи згинальних залізобетонних елементів, підсилених вуглепластиком з урахуванням різних схем армування та площі перетину елементів підсилення. Одна з груп зразків включала балки з тріщинами розкриттям 1-1,2 мм, які були утворені під час попередніх випробувань, посилені по нижніх гранях одним шаром вуглепластика шириною 100 мм. Однак підсилення виконане для балки, що знаходиться без навантаження. Руйнування посиленних балок без анкерування на опорах

фактично відбулося за схемами (є-ж) рис. 1.1, яким передували макровідшарування за схемами (д-е) рис. 1.1. Зразки з анкеруванням поздовжнього полотна на опорах зруйнувалися за схемою (г) рис. 1.1. Зразки, щільно анкеровані так, що в середній частині прольоту залишалася вільна ділянка довжиною всього 206 мм, зруйнувалися через розрив полотна. Зразки з попередньо отриманими тріщинами, посилені без навантаження і не мають анкерування поздовжнього полотна, зруйнувалися через відшарування вуглепластика між вертикальними тріщинами в середній частині прольоту. Автором не указано, як контролювався момент настання відшарування вуглепластику. Точку перелому на графіку «навантаження-прогин», що відокремлює пружну та пружно-пластичну роботу балки, автор пов'язує з початком розвитку зсувних деформацій за податливим контактом «бетон-клей-вуглеволокно».

У дослідженні Нерівних А. А. під керівництвом Бокарьова С.А. [42], яке, по суті, є продовженням роботи [38], у частині статичних випробувань основну увагу приділено оцінюванню приросту несучої здатності посилених конструкцій порівняно з еталонними. Випробовували дві партії залізобетонних зразків, які відрізняються схемою поперечного і поздовжнього армування, що дозволило виявити вплив системи зовнішнього армування на міцність нормального і похилого перерізів окремо. За результатами власних експериментів, а також аналізу результатів [38] і [41], Нерівних А. А. запропонував формулу розрахунку деформацій відшарування композиту від основи, що враховує схему наклеювання елементів підсилення.

Григор'єва Я.С. під керівництвом Куніна Ю.С. [43] досліджувала роботу залізобетонних балок, посилених на стадії, наближеній до вичерпання несучої здатності. Для експерименту були підготовлені балки заввишки 120 мм завширшки 190 мм, прольотом 830 мм. Армування балки виконано каркасом, розташованим посередині висоти перерізу перпендикулярно площині навантаження. На першому етапі балки доводилися до стадії, близької до вичерпання несучої здатності. На другому етапі зразки посилювалися без

навантаження 1-4 шарами вуглепластика і повторно доводилися до руйнування. Поздовжнє полотно на опорах було анкероване поперечним полотном шляхом повного обгортання. Зразки, посилені одним шаром вуглепластика зруйнувалися за схемою (а) рис. 1.1, зразки, підсилені 2-4 шарами – зруйнувалися за схемою (в) рис. 1.1. Експериментально доведено збільшення несучої здатності балок більше, ніж у 2-4 рази.

Оцінка впливу співвідношень видів та відсотків сталевих та композитного армування, а також кінцевих анкерів на несучу здатність, деформативність та тріщиностійкість посиленних композитом залізобетонних балок виконана в роботі Ахмада М. під керівництвом Маїляна Д.Р. [41]. Узагальнюючи характер руйнування посиленних балок, можна сказати, що балки з анкеруванням поздовжнього полотна зруйнувалися за схемами (в-г) рис. 1.1, балки без анкерування - за схемами (є-ж) рис. 1.1.

Кісін Б.С. в роботі [49] представив результати експериментального дослідження ефективності підсилення згинальних елементів за допомогою композиту. Для випробувань були підготовлені три однакові залізобетонні балки перерізом 240x150 мм, прольотом 1500 мм. Клас бетону балок - В35. Балка № 1 була еталонним зразком і зазнавала руйнації без підсилення. У балці № 2 навантаженням були отримані тріщини 0,2-0,3 мм, після чого балка була знята зі стенду і посилена ламеллю на основі вуглепластика MBrace LamCF 165/3000. Балка № 3 була посилена ламеллю з анкеруванням в опорних зонах повним обгортанням (полотном шириною 300 мм) відразу до навантаження, після чого була навантажена до руйнування. За результатами досліджень для балки №2 отримано збільшення несучої здатності на 88%, для балки №3 – 125%. Підсилені балки зруйнувалися за схемою (г) рис. 1.1

У процесі огляду літературних джерел розглянуто протокол випробувань №56а.06.07 від 01.06.2007 залізобетонних перемичок за серією 1.038.1-1. Були випробувані 2 групи виробів: 2 брускові перемички ЗПБ 13-37п та 2 плитні перемички ЗПП 18-71 п. Бетон виробів марки М200 (15). У кожній групі одна перемичка була еталонною, інша дослідною. Еталонні перемички доводилися

до руйнування з фіксацією навантаження, ширини розкриття тріщин і прогину. Дослідні перемички до навантаження були посилені вуглепластиком Sika Wrap 530, після чого були навантажені до руйнування. За результатами випробувань приросту міцності не зафіксовано, руйнування підсилених конструкцій відбулося за схемою (г) рис 1.1.

В [50] наведені результати експериментального дослідження бетонних призм розмірами 100x100x400, посилені вуглецевим волокном, на 3-х точковий згин. Аналогічні випробування проведені в [51] для фібробетонних зразків.

Можливі принципи та критерії подібності при моделюванні головних балок прогонових будов на прикладі типової балки, підсиленої зовнішнім армуванням вуглепластиком розглянуті в [52]. За результатами визначені масштабні коефіцієнти для перенесення результатів виконаного модельного експерименту на реальні конструкції,

Дослідження впливу наявності тріщин, змодельованих тонкими металевими пластинками, забетонованими в бетоні балки-зразка, на характер руйнування та відшарування композиту від основи виконано в [53]. Руйнування сталося за схемами (e-ε) рис. 1.1, оскільки зразки не мали анкерування поздовжнього полотна.

У роботі [54] досліджено вплив рівня попереднього навантаження (30, 60, 80% від граничного навантаження для еталонного зразка) зразків на їх несучу здатність і характер руйнування. Також варіювалася кількість шарів вуглепластика (1 або 2) та відсоток армування сталевую арматурою ($\mu=0,84-1,52$ %). Приклеювання вуглепластику виконане під навантаженням. За результатами встановлено, що рівень попереднього навантаження не вплинув на значення граничного навантаження, а навпаки, практично у всіх випадках відбулося збільшення несучої здатності балок порівняно зі зразками, посиленими без навантаження.

Слід зазначити, що прийняті рівні попереднього навантаження були нижчими за значення, що відповідає початку розвитку пластичних деформацій

сталевій арматури. Аналогічні дослідження виконані в [55], де було прийнято рівні попереднього навантаження 40 і 90% від граничного навантаження для еталонного зразка. Результати показали, що попереднє навантаження в 90% від граничного значення, що відповідає початку розвитку пластичних деформацій сталевій арматури, знижує остаточною несучу здатність посиленої склопластиком балки на 15-20%.

У [56] показано, що несуча здатність і залежність «навантаження-прогин» для балок: 1 – посилені без навантаження, 2 – посилені без навантаження, але після навантаження в пружній стадії, 3 – посилені під навантаженням після навантаження в пружній стадії, мало відрізняється. Руйнування зразків відбувалося за схемою (є) рис. 1.1.

У роботі [57] відзначено, що основною проблемою підсилення конструкцій вуглепластиком є його відшарування від поверхні бетону внаслідок низької якості її підготовки. Проведене дослідження спрямоване на експериментальне оцінювання ефективності підсилення вуглепластиком у канавках тринадцяти залізобетонних балок. Відзначається, що виконане підсилення значно покращило несучу здатність балок на згин (до 95% при використанні канавок прямокутної форми 10x10x10мм). Проте, у цій роботі не указана ефективність вказаного підсилення пошкоджених наскрізними нормальними та похилими тріщинами залізобетонного елемента, доведеного до руйнування у попередніх дослідженнях без його підсилення. Окрім того, ніяких пропозицій щодо розрахунку таких конструкцій в ній не наведено.

У роботі [58] розглянута поведінка залізобетонних балок, підсилені вуглепластиковими волокнами, з використанням різних методів підсилення. Дванадцять залізобетонних балок було випробувано на чотириточковий вигин під навантаженням. Одна з цих балок була позначена як еталонна балка, сім інших балок були підсилені вуглепластиковим полотном (CFRP), а решту чотири балки були підсилені ламелями із вуглепластику з використанням методів зовнішнього армування у канавках (EBROG) та без них (EBR). Результати випробувань показали, що міцність на згин і жорсткість дослідних

зразків, підсилених методами EBR або EBROG, збільшилися порівняно з контрольною непідсиленою балкою, відповідно, на 25-48% і 32-77%. При цьому, режим руйнування балок у цих методах змінювався з відшарування вуглепластика у методі EBR до його розриву у методі EBROG. Проте, у зазначених дослідженнях мова не йде про підсилення пошкоджених залізобетонних балок, а також про методи їх розрахунку при проектуванні підсилення.

У роботі [59] досліджували вплив підвищеної температури та анкерних канавок на зсувні характеристики залізобетонних балок, підсилених композитами із вуглепластику. Відзначається, що суттєве відновлення структурних характеристик значно пошкоджених теплом конструкційних бетонних елементів стає можливим з використанням композиційних матеріалів, армованих вуглецевим волокном (CFRP). Мета виконаних досліджень полягала у визначенні внеску смуг вуглепластику в міцність на зсув бетонного елемента до і після впливу підвищеної температури. Демонструючи видатні структурні характеристики зі значними підвищеннями граничної міцності, граничного прогину, жорсткості та ударної в'язкості, результати виконаних досліджень показують, що смуги вуглепластику можуть ефективно використовуватися у якості зовнішньої арматури на зсув у залізобетонних балках, що піддаються впливу підвищених температур. Авторами статті запропонована емпірична модель для прогнозування рівня пошкоджень та міцності на зсув нагрітих пошкоджених залізобетонних балок, армованих зовнішньою композитною вуглепластиковою арматурою, з урахуванням впливу кількості смуг, приклеєних методом канавки, та рівня підвищеної температури. Разом з тим, у даній роботі не розглядалося підсилення пошкоджених наскрізними силовими тріщинами залізобетонних елементів та відповідний його розрахунок.

У праці [60] описана поведінка залізобетонних балок, пошкоджених нагріванням і підсилених смугами CFRP, розташованими у канавах. Двадцять залізобетонних балок (150x200x1100мм) були виготовлені і витримані на протязі 28 діб у вологій мішковині. Потім частину балок нагрівали і

витримували на протязі двох годин при температурі 250, 500 і 750°C з використанням електричної печі. Іншу частину балок витримували у лабораторії при температурі 23°C. Мета виконаних досліджень полягала у тому, щоб оцінити внесок смуг вуглепластика в міцність балок на згин, а також оцінити ефективність їх використання у якості основної або додаткової арматури на згин до і після впливу підвищеної температури. Окрім того, відстежували і систематизували режим розтріскування та руйнування балок. Неушкоджені і підсилені пошкоджені, а потім зміцнені вуглепластиком балки показали підвищену граничну міцність, граничний прогин, жорсткість та ударну в'язкість порівняно з контрольними балками. Зміцнення поздовжнього армування балок вуглепластиком за допомогою поперечних канавок запобігало відшаруванню ламелей (поздовжніх смуг вуглепластика) і сприяло руйнуванню балок за нормальними перерізами. Встановлено, що підвищення температури більше 500°C виражено знижує – несучу здатність на згин, сприяє утворенню надмірних тріщин у бетоні без його сколювання. Своїх пропозицій по урахуванню впливу підвищених температур на несучу здатність звичайних та підсилених ламелями залізобетонних балок та проектуванню вказаного підсилення автори не дали. В експериментально - аналітичному дослідженні [61] розглядається підсилення на вигин пошкоджених вогнем бетонних балок, підсилених вуглепластиковими листами. У даній роботі вивчали реакцію на вигин простих та фібробетонних зразків – балок зі склопластиковою стержневою арматурою (GFRP), підсилених вуглепластиковими листами (CFRP) після пожежі. Дослідні змінні в 10 залізобетонних балках зі склопластиковою арматурою включали температуру впливу (20, 400 і 600°C), відсотковий вміст сталеві в обсязі (0 і 1%), коефіцієнт армування розтягнутої зони стержнями GFRP (0,00314 і 0,00872), лист вуглепластику. Після проведення чотириточкового експерименту з квазістатичного згину не нагрітих і нагрітих балок було оцінено кілька параметрів, включаючи пластичність, характер утворення тріщин та режим руйнування, а також діаграми навантаження – прогини балок. Результати випробування показали, що

підсилення балок на вигин з використанням листів вуглепластика покращило несучу здатність дослідних зразків – балок за згин і це покращення вказаних характеристик стало більш помітним зі збільшенням температурного впливу. Для оцінки результатів досліджень був застосований метод секційного аналізу, який дозволив авторам запропонувати аналітичну модель, яка адекватно відображає їх. Разом з тим, визиває сумнів той факт, що за допомогою всього 10 залізобетонних балок авторам вдалося дослідити вплив такої великої кількості факторів без застосування математичної теорії планування експерименту.

У роботі [62] розглядається поведінка легких залізобетонних балок, підсилених зовні листами вуглепластику і виготовлених з конструкційного легкого бетону (LWC). П'ятнадцять дослідних балок ALWC були розділені на три серії залежно від коефіцієнта їхнього армування та підсилення листами вуглепластику зовні балок. Тестовими змінними були: коефіцієнти ефективного армування, кількість шарів вуглепластику та відсоток поперечного навантаження. Усі балки були випробувані на згин за чотириточковою схемою. Результати експериментів показали, що лист вуглепластика значно збільшує граничну несучу здатність попередньо навантажених та ненавантажених підсилених зразків – балок від 28 до 102% порівняно з непідсиленим контрольним зразком. Граничну несучу здатність прогнозували з використанням різних стандартів проектування і порівнювали з експериментальними даними. Порівняння показало, що чинні стандарти завищують несучу здатність на згин зразків ALWC, підсилених вуглепластиковими листами. Проте, в даній роботі не наведена використана методика розрахунку підсилених елементів та не зроблені пропозиції щодо її вдосконалення.

У роботі [63] описане експериментальне дослідження несучої здатності бетонних балок зі склопластиковою арматурою, підсилених зовні вуглепластиковими листами. Авторами було випробувано 18 балок завдовжки 2,4 м прямокутного перерізу 300x200мм зі склопластиковою внутрішньою

арматурою у вигляді прямолінійних стержнів та зовнішніми вуглепластиковими листами у вигляді скоб. У цьому дослідженні використовували три типи бетону: на звичайному портландцементі (OPC); бетон, армований полімерним волокном (FRC) та геополімерний бетон (GPC). Шість балок (по дві для кожного типу бетону) були розділені як контрольні, а решта дванадцять були підсилені за допомогою U - подібних листів EB-CFRP. Листи вуглепластика розташовували зверху та між внутрішньою поперечною арматурою. Результати досліджень показали, що GFRP є спроможним армуванням для балок типу OPC, GPC і FRC. А використання EB-CFRP є підходящим методом підсилення таких композитних систем. Приріст міцності на зсув в балках з EB – вуглепластиковим підсиленням у місці розташування внутрішніх хомутів був на 5-10% меншим порівняно з іншим розташуванням. Проте, конкретних пропозицій щодо розрахунку за значного підсилення балочних конструкцій у роботі не наведено.

У роботі [64] представлені результати досліджень несучої здатності фібробетонних балок зі сталеву арматурою (SFRC), підсиленіх вуглепластиком (CFRP) з використанням різноманітних технологій, на зсув. Підсилення балок зовні здійснюється вуглепластиковим полотном (EBP), а також зовнішньою арматурою в канавках (EBROG). Шістнадцять бетонних балок шириною 110 мм, висотою 150 мм та довжиною 1300 мм були випробувані для оцінювання впливу сталеві фібри та оцінювання впливу методів нарізки канавок з точки зору покращення несучої здатності балок з SFRC, підсиленіх вуглепластиком. Балки були запроєктовані так, щоб руйнування відбувалося за похилими перерізами. Використовували п'ять об'ємних часток сталеві фібри: 0,0; 0,8% 1,5% 1,5% та 2,0%. Балки випробовували за чотириточковою схемою навантаження з двома значеннями зсувного прольоту зрізу в долях до робочої висоти перерізу (a/d): 2,20 та 2,85). Результати випробувань показали, що міцність на зсув і пластичність руйнування збільшуються зі збільшенням об'ємної частки волокон, а несуча здатність балок з фібробетону збільшилася на 33-68% порівняно з несучою

здатністю контрольної балки без сталеві фібри. Окрім того, з використанням листів вуглепластика підвищується несуча здатність та жорсткість випробуваних зразків балок. Збільшення несучої здатності балок із СФБ, підсиленої вуглепластиковим листом за методом EBR, склало 79%, а методом EBROG – 89-110% порівняно з контрольними зразками – балками. Відзначається вплив форми канавок на несучу здатність балок та характер їх руйнування. Проте, конкретних пропозицій щодо розрахунку зазначеного підсилення балочних конструкцій у роботі не представлено.

У праці [65] розглядається двонаправлена U – подібна система кріплення листів вуглепластику при підсиленні таврових залізобетонних балок. Експериментально встановлено, що зовнішнє армування полімерним волокном (FRP) є ефективним методом підсилення залізобетонних балок. У цьому дослідженні були виготовлені п'ять залізобетонних таврових балок, одна з яких являлась контрольним зразком. Решту чотири балки підсилили одним листом вуглепластика. Одна з них була випробувана без анкерування, тоді як на трьох інших балках лист вуглепластика був заанкерений трьома двонаправленими U – подібними обгортками зі склопластику під кутом $\pm 45^\circ$. Експериментальна частина досліджень дозволила зробити висновок про те, що три підсилені вуглепластиком балки з анкерними пристроями показали збільшення несучої здатності порівняно з балкою без анкерування кінців листа вуглепластика. Окрім того, балки з анкерними пристроями на кінцях листів вуглепластика показали майже однакову несучу здатність. При цьому, анкерування вуглепластику за допомогою U – подібних склопластикових накладок під кутом $\pm 45^\circ$ є більш ефективним. Проте, автори не дали відповіді: чи спрацює запропонована ними система підсилення пошкоджених силовими тріщинами або температурними впливами вказаних залізобетонних балок.

У роботі [66] розглянуті питання ремонту та підсилення матеріалів бетонних балок з використанням різних конфігурацій вуглепластикових ламінатів. Авторами було виготовлено дванадцять балок (1200x200x120мм). Перші десять балок були піддані попередньому навантаженню на різних рівнях

(45, 60, 70, 80 і 100%) від руйнуючого навантаження контрольної балки. Попередньо навантаженні балки були відремонтовані двома різними способами з використанням листа вуглепластика U – подібної та W – подібної форми, а потім знову випробувані до повної відмови за чотириточковою схемою навантаження. Результати показали, що попереднє навантаження (а, отже, отримані пошкодження) на високих рівнях мало вплив на несучу здатність бетонних балок з дефіцитом зсуву, а з іншого боку, приклеєні листи вуглепластика допомогли відновити і, навіть, збільшити граничну несучу здатність більшості балок. Представлені експериментальні результати доводять, що ремонт раніше пошкоджених балок допомагає їм не тільки відновитися, а й значно збільшити їхню здатність чинити опір передчасному руйнуванню при зсуві. Проте, у представленій роботі відсутні дані про отримані на попередньому етапі пошкодження та характер руйнування, а також методи розрахунку та проектування підсиленних елементів.

Автори [67] досліджували несучу здатність залізобетонних балок різної висоти на зсув, підсиленних гібридними смугами вуглепластику та сталевими хомутами. Був здійснений нелінійний скінчено-елементний аналіз поведінки при зсуві вказаних балок. Первинні скінчено-елементні моделі були відкалібровані та перевірені шляхом порівняння їхньої реакції на навантаження – прогини, розтріскування та руйнування з експериментальними даними. Результати досліджень показали, що зміна ширини окремої смуги вуглепластику при збереженні постійної загальної ширини не істотно впливає на поведінку дослідної балки. Збільшення міцності бетону на стиск покращує міцність зчеплення з вуглепластиковою смугою, що призводить до підвищення несучої здатності балок, в цілому. Зміна кута орієнтації смуг вуглепластику до 45° мала незначний вплив на несучу здатність балок на зсув. Внесок смуг вуглепластику був більш вираженим по мірі збільшення висоти балки. Порівняння результатів показало, що внутрішньо інтегровані смуги вуглепластику призводять до більшого підвищення міцності на зсув залізобетонних балок, ніж зовнішнє підсилення вуглепластиковими

композитами.

У роботі [68] розглянуті зв'язувальні властивості поверхні CFRP – бетону при комбінованому тривалому навантаженні та сульфатній ерозії. У практичній інженерії підсилена конструкція часто піддається впливу тривалого навантаження та агресивному впливу оточуючого середовища. Авторами були запроєктовані та виготовлені 27 двосторонніх зразків бетону, армованого вуглепластиком, та були проведені випробування їх при комбінованій дії тривалого навантаження та сульфатних циклів сухий – вологий. Було вивчено вплив днів ерозії та тривалих рівнів навантаження на режими руйнування, несучу здатність, напруження та деформації, а також криві «зв'язки-прослизання (проковзування)» армованих конструкцій. Ґрунтуючись на результатах, режим руйнування армованої конструкції поступово змінюється від руйнування по бетону при зрушенні до порушення зчеплення між вуглепластиком і поверхнею бетону. Граничне навантаження та крива «напруження – деформації» вуглепластику показали загальну тенденцію до зниження, а ступінь деградації підвищився зі збільшення рівня навантаження. За допомогою індуктивного аналізу отриманих даних для вказаних умов роботи була запропонована модель «зчеплення – ковзання» межі розділу, що ураховує комбінований ефект зазначених чинників та адекватно її відображає. Проте, для практичного проектування, очевидно, потрібно було б вказати коефіцієнти умов роботи зазначеного з'єднання в тих чи інших умовах.

В роботі [69] описана поведінка залізобетонних балок, підсилених на згин алюмінієвими пластинами, приклеєними зовні. В ній вказано, що композитні матеріали, які використовуються для підсилення балкових конструкцій, мають також деякі недоліки. Основним недоліком композитів FRP, на думку авторів, є те, що вони являються крихкими матеріалами А пластини з алюмінієвого сплаву (АА) є пластичними матеріалами, що є бажаним для підсилення залізобетонних балок. Були виготовлені чотири балки і три із них були підсилені на згин пластинами АА. Пластини покривали 90% прольоту балок. У двох балках пластини АА на кінцях були закріплені за допомогою одного і

двох шарів ламінату з полімеру, армованого вуглецевим волокнами (CFRP). Контрольна балка не була підсилена і використовувалася у якості еталонної для вимірювання продуктивності підсиленних балок із закріпленням АА і без них. Балки випробовували до руйнування за чотириточковою схемою. Були побудовані криві «навантаження - прогин» та криві «навантаження - деформація», а також розраховані показники пластичності випробуваних балок. Було відмічено, що підсилені балки показали підвищення несучої здатності до 40% та пластичності до 55% порівняно з контрольною балкою. Проте, пластичність відмови підсиленних балок з двома шарами U- подібних обгортки дещо зменшилася (на 5%) порівняно з контрольною балкою. Отже, пластини АА можуть використовуватися для підвищення згинальних характеристик залізобетонних балок. Проте, порівняльних характеристик підсилення згинальних елементів пластинами АА і композитними матеріалами, а також методики проектування такого підсилення у даній роботі не наведено.

У роботі [70] розглядаються динамічні та статичні міжфазні сполучні властивості вуглепластику та бетону при циклічному заморожуванні – відтаванні. Відзначається, що завершені динамічні та статичні одноразові випробування за зсув 144 зразків бетону, армованого вуглепластиковим полотном, підданих циклам заморожування з відтаванням. Загалом було випробувано 32 групи зразків з різними класами міцності, кількістю циклів заморожування - відтавання та швидкостями навантаження. Відповідні динамічні та статичні властивості міжфазного зчеплення були ретельно проаналізовані на основі характеристик руйнування, розподілу деформацій на поверхні вуглепластика, міжфазних напружень зсуву, міжфазного середнього пікового напруження зсуву, міжфазної енергії руйнуванням, міжфазної міцності на зсув, ефективної довжини склеювання кривих ковзання. Це дослідження показало, що стійкість бетону до циклів заморожування з відтавання була найважливішим фактором, який впливає на статичні та динамічні властивості поверхні розділу вуглепластик – бетон, а вплив замерзання та відтавання - на погіршення якості бетону був більш серйозним, ніж ефект ерозії клейового

шару. Подальший аналіз показав, що динамічні властивості інтерфейсу CFRP – бетон знижуються зі збільшенням кількості циклів заморожування – відтавання. Нарешті, удосконаленим методом скінчених елементів з використанням моделей пластичності бетону (CDP) була запропонована методика виявлення процесу пошкодження інтерфейсу CFRP – бетон. Проте, конкретні пропозиції щодо урахування вказаних пошкоджень у розрахунках підсиленних конструкцій у роботі відсутні.

Автори [71] здійснили нелінійне скінчено-елементне моделювання залізобетонних плит, підсиленних смугами вуглепластику, за дії ударного навантаження (підданих вибуховим навантаження) для оцінки ефективності використання смуг вуглепластику (CFRP) у якості зовнішньої арматури (EBR) для захисту вказаних плит від вибуху. Метою статті була розробка окладних числових моделей для прогнозування поведінки і реакції вказаних конструкцій на вибух на фазах надходження та відскоку ударної хвилі. При моделюванні бетону використовували модель пластичного матеріалу яка ураховує вплив швидкості деформування матеріалу та здатна прогнозувати появу тріщин. Модель пружнопластичного матеріалу та модель еластичного матеріалу застосовуються для моделювання сталеві арматури та смуг вуглепластику, відповідно. Інтерфейс зв'язку між бетоном та смугою з вуглепластику моделюється з використанням спеціального алгоритму контакту, що включає вплив швидкості деформації на межі розділу між бетоном та смугою вуглепластику з критеріями руйнування. Результати моделювання підтверджуються експериментальними даними. Модель матеріалу бетону дає гарний прогноз реакції залізобетонної плити на вибух із EBR і без нього. Збільшення кількості смуг вуглепластику зменшує максимальні прогини посередині прольоту плит та деформації у сталевій арматурі та у смугах вуглепластику. Автори даної роботи показали якісну картину напружено-деформованого стану звичайних та підсиленних вуглепластиковими смугами залізобетонних плит під впливом вибухів, розробили відповідні скінчено-елементні моделі. Проте, конкретних пропозицій щодо розрахунку та

проектування вказаних плит з урахуванням впливу вибухів вони не надали.

У роботі [72] описане підсилення залізобетонних балок на згин методом NSM – GFRP з використанням інноваційної системи анкерування. Автори систематизували існуючі методи поверхневого монтажу (NSM) та зовнішнього з'єднання (EB) з використанням композитів з армованого скловолокном або вуглецевим волокном полімеру (GFRP або CFRP), які використовуються для підсилення залізобетонних балок з дефектами. Тим не менш, залізобетонні балки, підсилені обома методами, схильні до руйнування композитних матеріалів FRP. У даній статті описується запропонована авторами інноваційна система анкерування NSM для підсилення залізобетонних балок, яка включає L-подібний анкер зі склопластику (L-анкер), U-подібні смуги з вуглепластику (U-смуга) та подвійну пластину (DP-анкер). Розроблена авторами методика зміщення називається NLUD. Сім залізобетонних балок були виготовлені та випробувані за чотириточковою схемою на згин. Експерименти показали, що залізобетонні балки, підсилені методом NLUD, були спроможні сприйняти значно більші згинальні навантаження. Техніка NLUD виявилася спроможною запобігати порушенню зчеплення склопластикових стержнів підсилених залізобетонних балок. Проте, у даній праці не наведено конкретних пропозицій щодо проектування зазначеної системи NLUD.

Автори [73, 187] розглянули несучу здатність та деформативність високоміцних залізобетонних балок прямокутного поперечного перерізу, пошкоджених вогнем у зонах розтягу і стиску та відремонтованих вуглепластиковими листами. Основною метою даного дослідження було визначення залишкової міцності на згин високоміцних вільно обпертих залізобетонних балок після впливу на розтягнуті та стиснуті зони вогню, інтервалу дії вогню, а також ефект підсилення з використанням вуглепластикових ламінатів, армованих вуглецевим волокном. Десять вільно обпертих високоміцних залізобетонних балок завдовжки 2000 мм, шириною поперечного перерізу 200 мм та висотою 250 мм були випробувані до руйнування після дії стандартного вогню ISO-834 або ASTM E-119 протягом

45, 90, 120 хв та підсилення листами вуглепластику. Балки були поділені на три групи. Серію з дев'яти балок піддавали стандартному впливу вогню з різним часом на додаток до контрольних балок. Після цього армований вуглецевим волокном полімер на стелі був використаний для підсилення трьох пошкоджених вогнем балок. При цьому, впливу вогню зазнавали стиснуті грані трьох вказаних балок. За результатами випробувань усі зразки зруйнувалися на згин. Балка, піддана вогню протягом двох годин, втратила 12% своєї міцності без обвалення, хоча прогин балки був майже такими ж, як і у контрольної балки. Відзначено, що використання EB-CFRP для підсилення пошкоджених вогнем балок достатньо, щоб відновити більшу частину втраченої жорсткості. Балка, піддана випалюванню протягом двох годин, мала 35% зниження граничного навантаження. Поведінка дослідних зразків – балок, пошкоджених вогнем виявилася передбачуваною при використанні простого аналізу плоских перерізів та застосуванні методу ізотерми при 500°C, викладених у EN-1992-1-2(2004). Проте, у роботі нічого не сказано про те, що під впливом вогню відбувається розтріскування та зниження міцності бетону, а також про те, що у таких умовах потрібно вживати додаткові конструктивні заходи для забезпечення належного анкерування вуглепластикових ламінатів на приопорних ділянках підсилюваних балкових залізобетонних елементів.

У статті [74] автори вважають, що найбільш важливим параметром граничного стану (SLS) працездатності залізобетонних (RC) балок є їх тріщиностійкість. До неї відноситься: ширина розкриття тріщин, їх розподіл по поверхні, навантаження, при якому виникає максимальна ширина розкриття тріщини. Це особливо важливо при опиранні балки зсуву. В указаній статті описані нові дані про тріщиностійкість балок (RC) прямокутного перерізу. Змінними параметрами зсуву були: відносний проліт зрізу $a/d=1,0; 1,5; 2,0$ та підсилення опорних зон балок фібробетоном (FRCM). Було виготовлено 8 дослідних зразків – балок для експериментальних досліджень: 6 балок – без зміцнення, але з різними прольотами зсуву і 2 балки з композитною системою підсилення. При зменшенні інтервалу зсуву на 25% максимальна ширина

розкриття критичної тріщини зменшується на 7% і на 40% при зменшенні інтервалу зсуву на 50%. Зовнішнє підсилення системи зменшило максимальне розкриття тріщини на 73%: з 0,75 до 0,43мм. Разом з тим, автори статті не надали конкретних пропозицій щодо урахування відкритого ними явищами при проектуванні указаних конструкцій.

У роботі [75] автори пропонують використовувати армовані вуглецевим волокном полімери (FRP) для зміцнення залізобетонних конструкцій, оскільки вони мають високу корозійну стійкість до агресивних впливу факторів навколишнього середовища, високу жорсткість та міцність і малу вагу порівняно з іншими матеріалами. Недоліком такого підсилення є його висока вартість. Проте, вона компенсується зменшенням витрат часу і праці при його здійсненні, відсутністю потреби використання дорогого обладнання та демонтажу конструкцій. В роботі представлені результати експериментів: 6 залізобетонних колон, зміцнених смугами CFRP Sika Carbodur S512 шириною 50мм. Було виготовлено: 2 непідсилені контрольні зразки, 2 зразки, підсилені без початкового навантаження, та 2 зразки, зміцнені при їхньому навантаженні до рівня 50% від руйнівного. Аналіз результатів показав, що найбільшу несучу здатність мали зразки, підсилені без початкового навантаження, яка, в середньому, перевищувала несучу здатність контрольних зразків в 1,5 разів. Несуча здатність зміцнених при навантаженні колон збільшилася в 1,3 рази за рахунок тристороннього обтиснення. Очевидно, що виявлений ефект обойми доцільно ураховувати при проектуванні зазначеного підсилення, приймаючи до уваги ступінь силових чи корозійних пошкоджень.

Автори [76] представили результати експериментального дослідження несучої здатності залізобетонних балок без поперечної сталеві арматури, підсилені композиційними матеріалами. Особливістю випробувань є те, що підсилення балок здійснювалося під дією навантаження. Програма досліджень передбачала випробування серії пробних балок розмірами 2100x200x100мм, до якої входив контрольний зразок і три балки, підсилені системою FRCM. Система FRCM складалася з двох компонентів: мінерального розчину на основі

модифікованого цементу Ruredil X Mesh M750 та армуючої сітки з волокон Ruredil X Mesh Cold (Італія). Дослідження зразків-балок виконували з відносним прольотом зрізу $a/h=2$. Рівні попереднього навантаження склали 0,0; 0,3; 0,5 від величини поперечної сили, при якій непідсилена контрольна балка руйнувалася за похилим перерізом від зсуву. Було встановлено, що під час зміцнення конструкції похилого перерізу балок слід враховувати існуючий рівень навантаження: посилювальний ефект системи зміцнення Ruredil X Mesh Cold зменшувався в 2,8-2,9 разів при підвищенні існуючого рівня навантаження від 0 до 50% від величини вказаної вище поперечної сили. Очевидно, отриманий результат свідчить про суттєвий перерозподіл внутрішніх сил в балках і перехід від можливого руйнування непошкоджених балок за нормальними перерізами до руйнування за похилими перерізами пошкоджених тріщинами хоча і підсилених балок.

1.2.3 Методики конструктивного розрахунку підсилення залізобетонних балок композитом

Методики проектування підсилення згинальних залізобетонних балок композитом більш-менш докладно описані у закордонних нормативних документах. Серед найбільш відомих у порядку опублікування можна виділити TR55 від 2000 р. у Великобританії [21], JSCE від 2001 р. у Японії [5], *fib Bulletin* 14 від 2001 р. у Європі [7], ACI 440.2R-02 від 2002 р. у США [77], CNR-DT 200/2004 від 2004 р. в Італії [20], ACI 440.2R-08 від 2008 р. у США [4]. В основу розрахунку в зарубіжних нормах покладена гіпотеза плоских перерізів, звідки прийнято, що деформації по висоті перерізу розподілені лінійно, і рівняння рівноваги статки (рис. 1.2).

Крім того:

- враховують початковий рівень деформацій у конструкції від чинних навантажень;
- відсутнє прослизання між бетоном та композитом відсутнє.
- деформації зсуву всередині шару адгезиву нехтують, тому що шар дуже

- тонкий і має незначні відхилення товщини;
- міцністю бетону на розтягування нехтують;
 - гранична деформація композиту приймається найменшою серед розрахункової деформації відшарування та деформації розриву матеріалу.

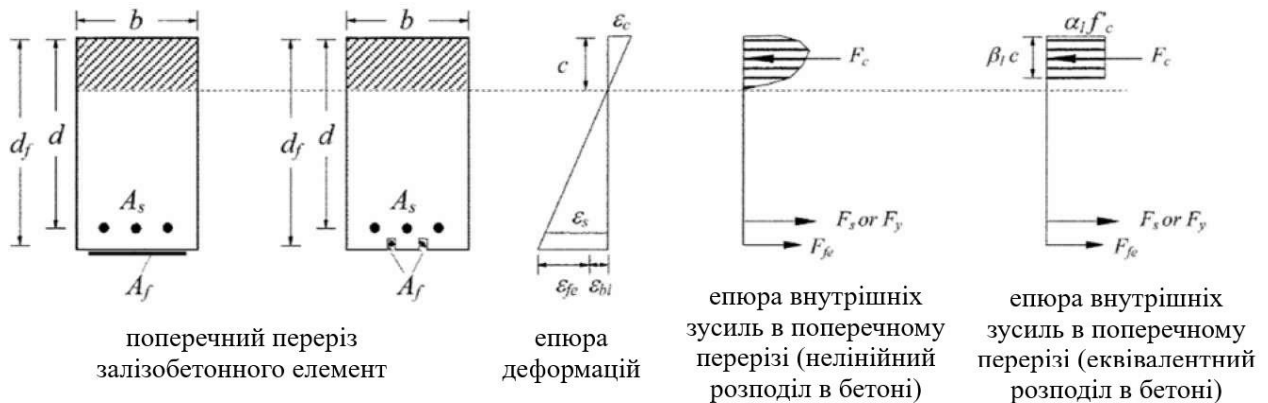


Рис. 1.2 - До розрахунку міцності нормального перерізу, підсиленого композитом, на дію згинального моменту (ACI 440.2R-08)

В цілому аналіз зарубіжних норм показав, що методики розрахунку нормального перерізу підсиленої балки на дію згинального моменту ідентичні, за винятком положень щодо розрахунку деформацій відшарування, які розглянуті в підрозділі 1.3.

1.3 Аналіз методів розрахунку деформацій відшарування композиту

Як було зазначено, варіанти відмови (д-е) рис. 1.1, що характеризуються відшаруванням композиту від бетону, є визначальними при проектуванні. Значення деформацій відшарування обмежує рівень напружень в композиті, отже, обмежує можливий відсоток підсилення конструкції при заданій навантаженні. Зазначимо, що зайва консервативність величини деформації відшарування негативно позначається на економічності конструктивного рішення щодо підсилення. Іншими словами, зменшення деформацій відшарування призводить до необхідності збільшення площі композиту. Таким

чином, від точності та коректності обчислення деформації відшарування залежить, як надійність, так і економічність рішення щодо підсилення. Далі виконано огляд існуючих методів розрахунку деформацій відшарування композиту. Американський стандарт [4] пропонує обмежувати деформацію композиту величиною перевищення якої може призвести до відшарування (1.1):

$$\varepsilon_{fd} = \psi_f 0,41 \sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} \leq 0,9\psi_f \varepsilon_{fu}, \quad (1.1)$$

де ψ_f – понижуючий коефіцієнт $\psi_f = 0,85$;

f'_c – заданий опір бетону стиску [78] із забезпеченістю 0,91 [79];

n – кількість шарів композиту;

E_f – модуль пружності композиту, МПа;

t_f – товщина композиту, мм;

ε_{fu} – розрахункове значення деформації розриву композиту, що визначається за формулою (1.2):

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^*, \quad (1.2)$$

де C_E – знижуючий коефіцієнт, що враховує умови експлуатаційного середовища;

ε_{fu}^* – нормативне значення деформації розтягування композиту.

В італійському стандарті [20] зазначено, що для запобігання руйнуванню шляхом відшарування деформації в композиті не повинні перевищувати граничні деформації на ділянці між нормальними тріщинами (1.3):

$$\varepsilon_{fdd} = \frac{k_{cr}}{E_f \gamma_{f,d} \sqrt{\gamma_c}} \sqrt{\frac{2E_f \Gamma_{Fk}}{nt_f}}, \quad (1.3)$$

де $k_{cr} = 3$, якщо не зазначено інше;

$\gamma_{f,d}$ – коефіцієнт надійності по композиту ($\gamma_{f,d} = 1,2 - 1,5$);

γ_c – коефіцієнт надійності по бетону ($\gamma_c = 1,5$ [95]);

Γ_{Fk} – питома енергія руйнування клейового з'єднання «композит-бетон»,

що визначається за формулою (1.4):

$$\Gamma_{Fk} = 0,03k_b \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}, \quad (1.4)$$

де f_{ck} – нормативне значення опору бетону стиску при випробуванні

циліндричних зразків діаметром 150 мм і висотою 300 мм;

f_{ctm} – середнє значення опору бетону розтягуванню при розколванні, що

дорівнює $f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{2/3}$ [80];

k_b – коефіцієнт, що враховує співвідношення ширини композиту до ширини бетонної основи, що визначається за формулою (1.5):

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b_c}}{1 + \frac{b_f}{400}}} \geq 1, \quad (1.5)$$

де b_c – ширина балки, що підсилюється, мм;

b_f – ширина композиту, мм;

якщо $b_f / b_c < 0,33$, то у формулі (1.5) приймається $b_f / b_c = 0,33$.

У європейському бюлетені *fib Bulletin 14* [7] запропоновано три підходи для запобігання відшарування композиту. У підході № 1 зазначений діапазон граничних відносних деформацій $\varepsilon_{fd} = 0,0065 - 0,0085$, який явно не застосовується в усіх випадках. Підхід № 2 дуже складний для використання під час проектування. Підхід № 3 демонструє широкий розкид результатів, до 400 % [81]. Через явні недоліки підходів №№ 1-3 в даній роботі не буде виконано оцінювання їх достовірності.

У британському стандарті [21] для конструкцій, завантажених рівномірно розподіленим навантаженням, рекомендується граничне значення деформацій на рівні $\varepsilon_{fd} = 0,008$, для конструкцій, схильних до одночасної дії значних поперечної сили і згинального моменту, рекомендується граничне значення деформацій на рівні $\varepsilon_{fd} = 0,006$.

У японському стандарті [5] встановлено, що відшарування композиту не настане, якщо максимальні деформації в ньому є в зоні утворення нормальних тріщин від дії максимального згинального моменту задовольняють нерівності (1.6):

$$\varepsilon_f = \left(\sqrt{\frac{2G_f E_f}{n_f t_f}} \right) / E_f, \quad (1.6)$$

де n_f – кількість шарів композиту;

E_f – модуль Юнга композиту, Н/мм²;

t_f – товщина одного шару композиту, мм;

G_f – енергія руйнування по кордону між бетоном та композитом (за відсутності даних приймається $G_f = 0,5$ Н/мм).

У роботі [82] на підставі [83] запропоновано модель розрахунку граничних деформацій у композиті, що відповідають початку відшарування (1.7):

$$\varepsilon_{dbic} = \frac{\alpha \beta_p \beta_L}{E_f} \sqrt{\frac{E_f \sqrt{(f'_c)}}{t_f}}, \quad (1.7)$$

де α – емпіричний коефіцієнт, $\alpha = 0,48$;

β_p – коефіцієнт, враховуючий співвідношення ширини композиту до ширини бетонної основи, за формулою (1.8);

β_L – коефіцієнт за формулою (1.9):

$$\beta_p = \sqrt{\frac{2 - b_f / b_c}{1 + b_f / b_c}}, \quad (1.8)$$

$$\text{для } \begin{cases} L \geq L_e \\ L < L_e \end{cases} \quad \begin{cases} \beta_L = 1 \\ \beta_L = \sin \frac{\pi L}{2L_e} \end{cases}, \quad (1.9)$$

де L – довжина приклеювання композиту;

L_e – ефективна довжина приклеювання композиту, за формулою (1.10):

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f'_c}}} . \quad (1.10)$$

Х. Z. Lu [84] та інші на підставі залежності [85] отримали просту аналітичну модель для розрахунку граничних деформацій відшарування (1.11):

$$\varepsilon_f^{IC} = \frac{0,114(4,41 - \alpha)\tau_{max}}{\sqrt{E_f t_f}} , \quad (1.11)$$

де α – коефіцієнт, за формулою (1.12):

$$\alpha = \frac{0,777\sqrt{E_f t_f}}{L_d} , \quad (1.12)$$

тут L_d – відстань від точки докладання зосередженої сили до кінця поздовжньої смуги композиту;

τ_{max} – максимальне дотичне напруження, визначається за формулою (1.13):

$$\tau_{max} = 1,5\beta_w f_t , \quad (1.13)$$

де f_t – міцність бетону на розтяг, $f_t = 0,395 f_{ck,cube}^{0,55}$;

$f_{ck,cube}$ – нормативне значення опору бетону стиску при випробуванні кубів розміром 150x150x150 мм, $f_{ck,cube} = f_{ck} / 0,8$ [80];

β_w – коефіцієнт, що враховує співвідношення ширини композиту до ширини бетонної основи за формулою (1.14):

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2,25 - b_f / b_c}{1,25 + b_f / b_c}} . \quad (1.14)$$

Зазначимо тут, що 99% експериментів з вивчення роботи елементів, що згинаються, підсилених композитом, організовуються у вигляді 3-х або 4-х точкового вигину. Таким чином, під час експерименту навантаження виконується зосередженими силами. Однак у разі реального проектування, як правило, розрахунок елементів, що згинаються, виконується на дію розподіленого навантаження, тобто визначити L_d не представляється можливим.

Н. Said та Z. Wu на підставі регресійного аналізу експериментальних даних запропонували [81] розраховувати деформацію відшарування композиту за наступною формулою (1.15):

$$\varepsilon_{deb} = \frac{0,75C_1(f_c')^{C_2}}{(E_f t_f)^{C_3}}, \quad (1.15)$$

де C_1, C_2, C_3 – константи, визначені на підставі регресійного аналізу

експериментальних даних, $C_1 = 0,23, C_2 = 0,2, C_3 = 0,35$;

константа 0,75 – коефіцієнт запасу, рекомендований для проектування.

На рисунках 1.3, 1.4 видно, що деформації відшарування композиту, обчислені за різними відомими методиками для однакової поздовжньої жорсткості композиту або класу бетону, значно відрізняються і вимагають експериментальної перевірки.

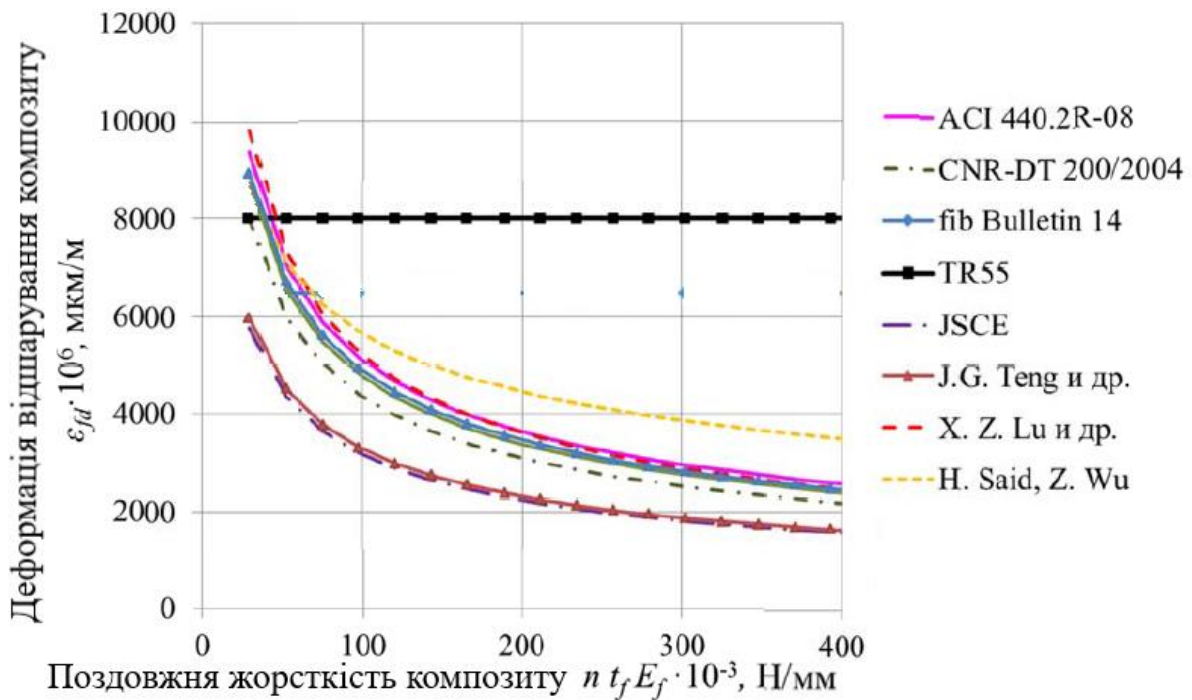


Рис.1.3 - Графік залежності деформації відшарування від поздовжньої жорсткості композиту

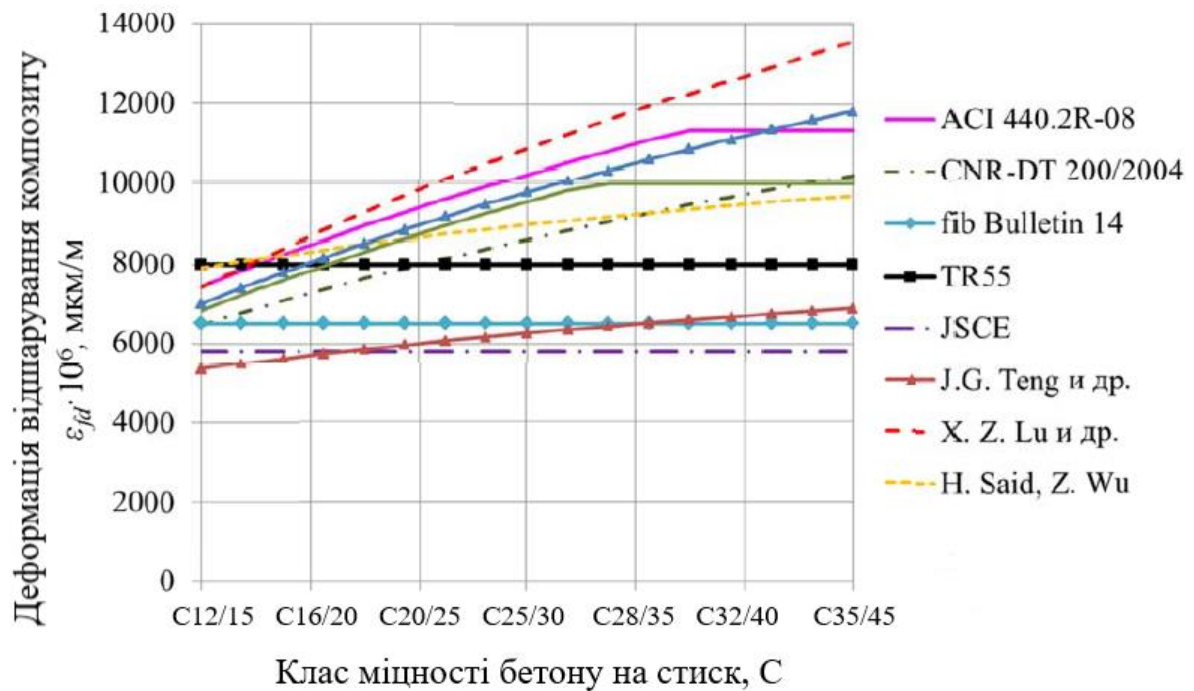


Рис.1.4 - Графік залежності деформації відшарування від міцності бетонної основи

1.4 Повні діаграми деформування металевої та базальтопластикової арматури, бетону

Відповідно до положень норм з проектування залізобетонних конструкцій діаграму деформування (стану) бетону, що встановлює зв'язок між нормальними напруженнями σ_c і поздовжніми відносними деформаціями бетону ε_c при короткочасній дії одноразово прикладеного навантаження аж до граничних її значень, що відповідають руйнуванню бетону при однорідному напруженому стані, прийнято розглядати в якості узагальненої характеристики механічних властивостей бетону.

Вивченню діаграм деформування бетону присвячені роботи таких авторів, як: Бабича Є.М. [86], Залого В.Ф. [87], Лубина Дж. [88], Школи Ю.А. [89] та ін. Відповідно до положень норм з проектування залізобетонних конструкцій ДСТУ [90], [91] діаграму деформування (стану) бетону, що встановлює зв'язок між нормальними напруженнями σ_c і поздовжніми відносними деформаціями бетону ε_c при короткочасній дії одноразово прикладеного статичного навантаження аж до досягнення ними граничних значень, що відповідають

руйнуванню бетону при однорідному напруженому стані, розглядаються в якості узагальненої характеристики механічних властивостей бетону.

Застосуванню повних діаграм деформування бетону та арматури в розрахунках різних залізобетонних конструкцій та їх елементів, а також аналізу отриманих при цьому результатів присвячені роботи М.І. Карпенка [91], Т.А. Мухамедієва [92], М.А. Сапожникова [93], О.Ф. Яременка [94], М.М. Сороки [95], В.С. Дорофєєва [96], В.Ю. Барданова [97], Л.Л. Лемиша [98,99], В.Н. Мітасова, В.В. Михайлова [100], Ю.П. Гущі [101], Є.В. Клименка [102], М.Я. Шпінталя, В. Альхарірі, Т.І. Мамедова [103], О.Б. Пірадова, В.І. Аробелідзе [104], Л.І. Стороженка [105], В.І. Веретенникова, А.А. Бармотіна [106], М.Г. Маткова [107], І.А. Узуна [108], К.Л. Сурова, С.В. Григор'єва [109], В.Е. Ящука [110], Ромашко [111] та ін.

Широко відомі пропозиції щодо аналітичному опису діаграм деформування бетону Ю.А. Іващенко [112], Г.Г. Соломенцева [113], В.С. Дорофєєва [114], В.Ю. Барданова [115] та ін.

Байков В.М. [116,117] запропонував степеневу функцію п'ятого порядку (1.16) для описання діаграми деформування бетону при стиску:

$$\sigma = A \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right) + B \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)^2 + C \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)^3 + D \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)^4 + F \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)^5, \quad (1.16)$$

де ε_u – гранична деформація стиснутого бетону;

A, B, C, D, F – сталі коефіцієнти.

В.М. Байков, С.А. Мадатян та ін. в роботі [118] наводять уточнені аналітичні вирази для діаграми розтягу арматурної сталі шляхом введення додаткової в порівнянні з [119] опорної точки $\sigma_{s, 0,5}$.

Даний підхід побудований шляхом апроксимації експериментальних кривих кубічними сплайн-функціями, в результаті чого з'явилася можливість ураховувати вплив попереднього напруження в арматурі.

Були запропоновані формули для визначення основних параметрів діаграми стиску бетону в залежності від його міцності такими вченими А. М.

Бамбура,

В. Я. Бачинський, С. С. Ватагінов. Формули (1.17) були отримані в результаті обробки та аналізу значного обсягу проведених експериментів [120,121,122]:

$$\begin{aligned} E_b &= 54,6R_b / (R_b + 20), \\ \varepsilon_R &= [235 - 81 / (1 + 7,75 \cdot 10^{-4} R_b^2)] \cdot 10^{-5}, \\ \varepsilon_u &= [235 + 320 / (1 + R_b^3 \cdot 6 \cdot 10^{-5})] \cdot 10^{-5} \end{aligned} \quad (1.17)$$

Для аналітичного опису діаграми $\varepsilon_b - \sigma_b$ при стиску авторами [120,121,122] був прийнятий поліном п'ятого ступеню (1.18):

$$\sigma_b = R_b \sum_{k=1}^5 \alpha_k (\varepsilon_b / \varepsilon_{bR})^k, \quad (1.18)$$

де R_b – призмova міцність бетону при стиску;

α – коефіцієнти поліноміальної залежності;

ε_{bR} – максимальні деформації бетону при $\sigma_b = R_b$.

Можливість використання сплайн-функцій для опису діаграм роботи бетону і сталевий арматури показали вчені В. В. Михайлов та В. М. Мітасов [123]. Вони стверджують, що для побудови діаграм необхідно задати вектори координат вузлів за напруженнями і деформаціями, відповідно. Функцію для опису діаграми розтягу-стиску бетону вчені представляють у вигляді (1.19):

$$\sigma(\varepsilon) = \sigma_i + \sum_{n=1}^3 m_{in} (\varepsilon - \varepsilon_i)^n, \quad i = -3, -2, \dots, 4, \quad (1.19)$$

де m_{in} – коефіцієнт багаточлена Тейлора;

ε_i, σ_i – координати вузлів апроксимації.

У процесі випробування дослідних призм за рахунок часткового вирівнювання поздовжніх деформацій на кожній ступені навантаження і завдання, приблизно, однакової швидкості їх наростання отримані висхідні гілки діаграми використаних бетонів (рис. 1.5), які задовільно апроксимуються залежностями А.М. Бамбури [120].

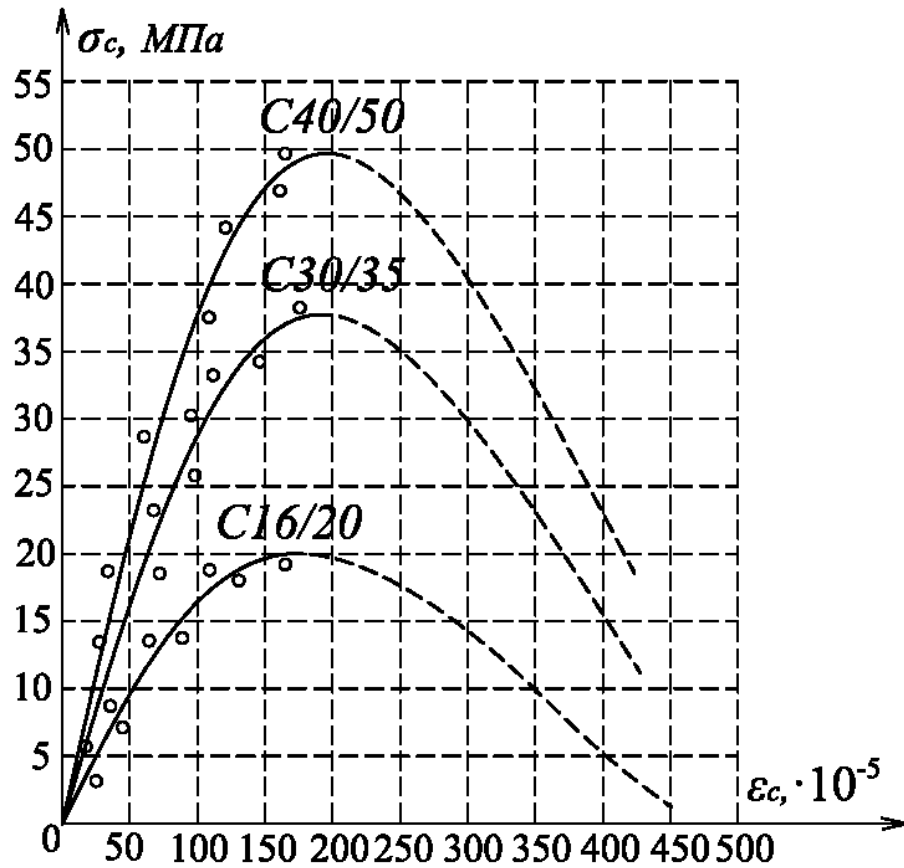


Рис. 1.5 - Осереднені дослідні діаграми деформування бетонних призм за класами бетонів у проведених експериментах

В [124] приводять повні діаграми деформування бетонів різної міцності, отримані експериментальним шляхом (рис. 1.6).

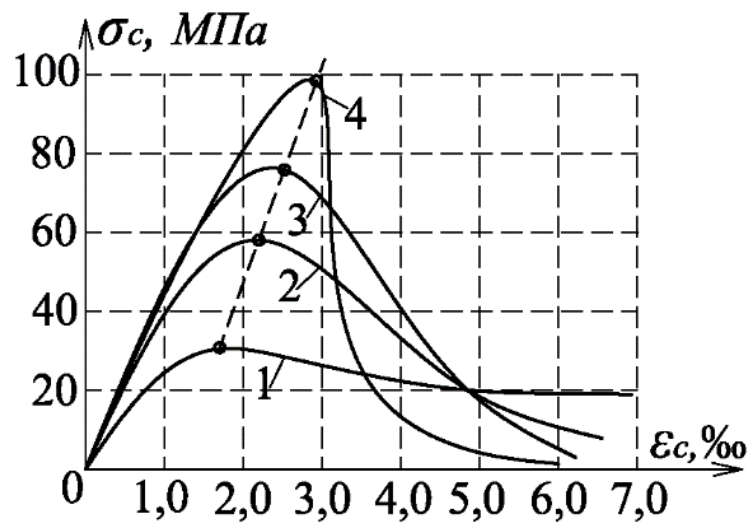


Рис. 1.6 - Залежність « $\sigma_c - \epsilon_c$ » для бетонів різної міцності:

1 – $f'_c = 30$ МПа; 2 – $f'_c = 55$ МПа; 3 – $f'_c = 70$ МПа; 4 – $f'_c = 90$ МПа за [106]

Як видно з цих графіків, зі зростанням короточасної міцності збільшується пружна складова відносних деформацій. Разом з тим, після досягнення пікових напружень при подальшому деформуванні в бетонах з високою міцністю спостерігається досить крута низпадна гілка, яка відповідає руйнуванню матеріалів, близькому до крихкого за характером. Бетони низької та середньої міцності мають відносно пологому низпадну гілку. У разі застосування високоміцних бетонів, їхні розрахункові характеристики повинні вводитися в розрахунок з більшими значеннями коефіцієнтів безпеки, що дозволить запобігти небажаному крихкому руйнуванню матеріалу конструкції. З огляду на відмінності у формі кривих, що пов'язують напруження і відносні деформації для бетонів різної міцності, автори [124] відзначають, що досить складно підібрати єдину математичну залежність, придатну для апроксимації всіх дослідних даних. При проектуванні залізобетонних конструкцій норми [125] і [126] використовують умовну повну ідеалізовану діаграму деформування бетону (з урахуванням низпадної гілки), аналітичний опис якої в інтервалі $0 \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu}|$ має вигляд (1.20):

$$\sigma_c = f_c \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}, \quad (1.20)$$

де $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{cl}$ – параметр, що визначає співвідношення відносних деформацій;

k – визначається за формулою (1.21):

$$k = 1,1 E_{c,nom} \frac{|\varepsilon_{cl}|}{f_c}. \quad (1.21)$$

Пропозиції з аналітичного опису діаграм розтягу арматурних сталей зробив С.А. Мадатян в роботі [119]. Він наводить функції, запропоновані А.Є. Надаї, Ф. Бергесом, Рембергом, Остгугтом, С. Соретцом, І.М. Муліним, А.І. Семеновим, С.М. Криловим, Ю.В. Зайцевим. Для апроксимації діаграми розтягу арматурної сталі при оцінці впливу ефектів попереднього напруження на властивості сталі при $\sigma_{s,el} < \sigma_3 \leq 1,1 \div 1,3 \sigma_{s,0.2}$ С.А. Мадатян запропонував вираз [119] (1.22):

$$\varepsilon_s = \sigma_s E_s + m(\sigma_s / \sigma_{s,0.2} - \eta)^3, \quad (1.22)$$

Практика показала доцільним використання опису діаграми в кусочно-лінійному вигляді [127] (рис. 1.7).

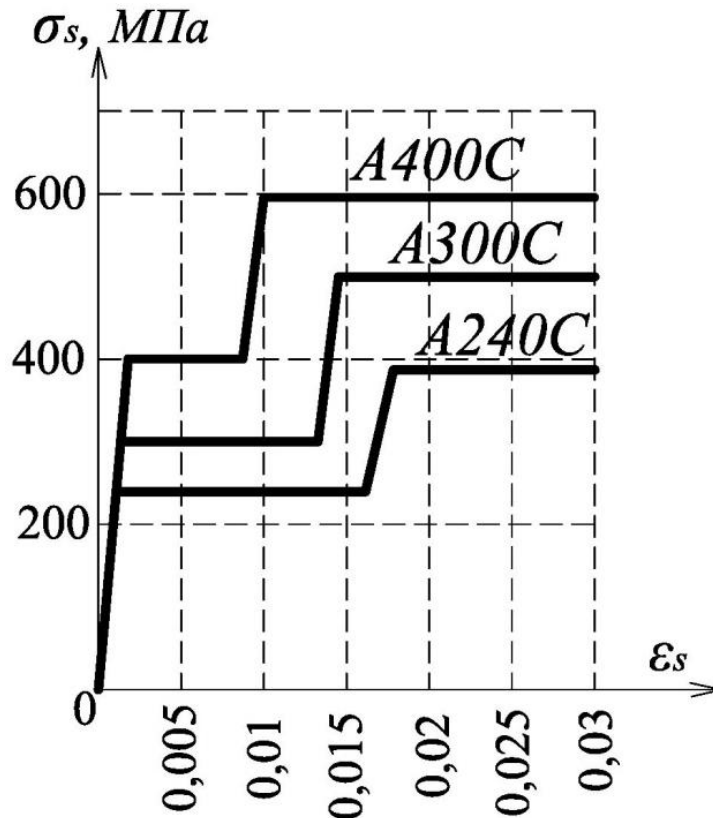


Рис. 1.7 - Ідеалізовані розрахункові діаграми розтягу використаних у серії 1 арматурних сталей з фізичною площадкою текучості за даними [127]

Для армування бетонних конструкцій зазвичай використовують неметалеву композитну арматуру діаметром 4,6,8,10,12 мм згідно [128] та діаметром 3,5,6,8,10,12,14,16,18,20,22,25,25,32 мм згідно [129].

Основною характеристикою міцності композитної неметалевої арматури є характеристичне значення опору на розтяг, що відповідає значенням, які встановлені у [128, 129].

Розрахункові значення опору неметалевої композитної арматури на розтяг f_{fd} визначаються за формулою (1.23):

$$f_{fd} = \frac{f_{fk}}{\gamma_{sf}}, \quad (1.23)$$

де f_{fk} – характеристичне значення опору НКА на розтяг;

γ_{sf} – коефіцієнт надійності для неметалевої композитної арматури, який дорівнює 1,5.

Треба відзначити, що коефіцієнт надійності для НКА, прийнятий в українських нормах, відповідає вимогам європейських норм. Так в італійських нормах CNR-DT 203 [20] встановлено значення $\gamma = 1,5$ для розрахунків за першою групою граничних станів і $\gamma = 1,0$ для другої. В бюлетені fib [22] та ModelCode [14] для першої групи граничних станів значення коефіцієнта надійності пропонується приймати не менше 1,25

Розрахункові значення опору неметалевої композитної арматури на стиск слід приймати (1.24):

$$f_{fcd} = 0,2 f_{fd} . \quad (1.24)$$

Основними деформаційними характеристиками неметалевої композитної арматури є значення:

- модуля пружності арматури E_f ;
- відносних деформацій видовження арматури ε_{f0} при досягненні напружень розрахункової міцності на розтяг f_{fd} ;
- граничних відносних деформацій видовження арматури ε_{fu} .

Граничні відносні деформації видовження арматури приймаються згідно [128,129], а відносні деформації видовження арматури ε_{f0} при досягненні напружень розрахункового опору f_{fd} визначаються за формулою (1.25):

$$\varepsilon_{f0} = \frac{f_{fd}}{E_f} . \quad (1.25)$$

Характеристичні та розрахункові значення опору на розтяг, розрахункові значення опору на стиск, значення модуля пружності, відносних деформацій видовження арматури при досягненні напружень розрахункового опору і граничних відносних деформації видовження для всієї номенклатури діаметрів неметалевої композитної арматури наведенні у ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012 [130].

При розрахунку конструкції з неметалевою композитною арматурою у якості розрахункової діаграми стану деформування арматури приймають діаграму, що наведена на рис. 1.8.

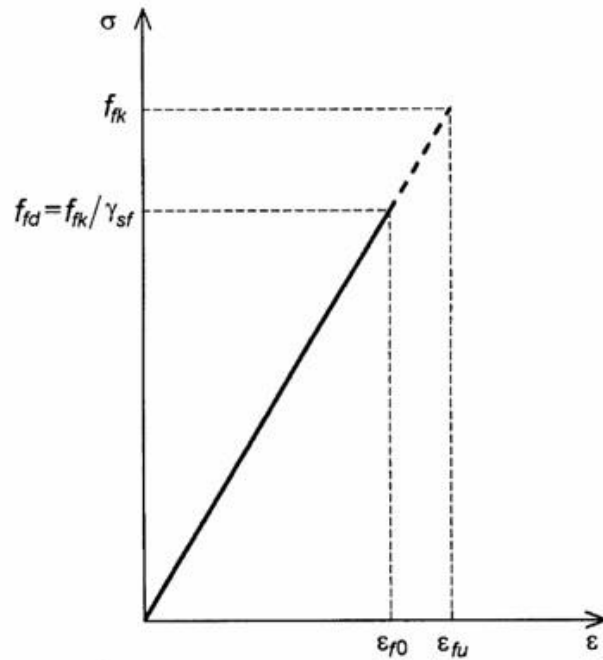


Рис. 1.8 - Діаграма напруження-деформації розтягу композитної арматури

ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 1

1. Дослідження, проведені на основі аналізу апріорної інформації про результати вивчення хімічної стійкості, фізико-механічних властивостей та практики застосування BFRP (вуглепластикових арматурних композитів), підтвердили їх доцільність для використання у цивільному та дорожньому будівництві. Ці матеріали вже використовуються в гідротехнічних спорудах, хімічній промисловості, а також у медичних і воєнних об'єктах, до яких ставляться особливі вимоги.

2. Агресивне середовище експлуатації, непередбачене збільшення навантаження, непередбачувані обставини та воєнні дії можуть призвести до часткового або повного втрати несучої здатності бетонних конструкцій з FRP, що відзначається перевищенням допустимої ширини тріщин, деформацією та зменшенням міцності матеріалів. Однак аналіз сучасних публікацій показав, що ні національні норми проектування, ні авторські методики не надають відповідних вказівок для розрахунку спільної роботи пошкоджених бетонних балкових конструкцій з FRP або залізобетонних елементів, що досягли граничного стану (ULS) або руйнування, з композитними матеріалами підсилення.

3. Необхідність проведення експериментально-теоретичних досліджень для вивчення несучої здатності, деформативності та тріщиностійкості системи “Пошкоджена бетонна балка зі сталевую або неметалевою композитною арматурою - композитні матеріали її підсилення” та розробка відповідної методики розрахунку є важливим і актуальним завданням.

4. Аналіз опублікованих наукових досліджень та результатів обчислень несучої здатності, як цілісних, так і пошкоджених бетонних балкових конструкцій зі сталевую та неметалевою композитною арматурою, що підсилюються вуглепластиковими обоймами, вказав на їхню неадекватну відповідність. При цьому, публікації по підсиленню доведених до граничного стану (ULS) або зруйнованих бетонних конструкцій з FRP композитними матеріалами та проектуванню такого підсилення у доступній авторам літературі

присвячені тільки деякі з них. Тому важливо провести дослідження, що враховуватимуть специфіку пошкоджень, властивості матеріалів та реальні умови експлуатації.

З урахуванням вищесказаного сформульовані наступні **завдання дослідження**:

- підготувати поверхні пошкоджених наскрізними силовими тріщинами і доведених до руйнування за похилими тріщинами бетонних балок з BFRP та здійснити їх підсилення вуглепластиковим полотном Sika®Wrap®-230C (CFRP) з використанням двокомпонентної смоли Sikadur-300 у розтягнутих зонах та на зруйнованих пропорних ділянках за встановленою технологією;

- виконати експериментальні дослідження несучої здатності підсилених вуглепластиковим полотном (CFRP) раніше пошкоджених наскрізними нормальними і похилими тріщинами бетонних балок з BFRP за дії малоциклового знакоповторного ступенево зростаючого поперечного навантаження аж до їх руйнування;

- встановити характер деформування, тріщиноутворення та руйнування дослідних елементів і запропонувати експериментально-статистичні залежності визначення несучої здатності підсилених вуглепластиком (CFRP) нормальних і похилих перерізів доведених до руйнування бетонних балок з BFRP;

- оцінити вплив конструктивних чинників на несучу здатність пошкоджених базальтобетонних балок, підсилених вуглепластиком та, розробити вихідні дані до фізичної моделі несучої здатності їхніх нормальних і похилих перерізів;

- виконати комп'ютерне моделювання складного напружено-деформованого стану пошкоджених базальтобетонних балок шляхом нелінійних скінчено-елементних розрахунків у сучасному програмному комплексі з урахуванням їхніх конструктивних особливостей з метою прогнозних оцінок несучої здатності, виявлення особливостей їх деформування та руйнування.

- перевірити адекватність запропонованих методик розрахунку несучої здатності пошкоджених базальтобетонних балок, підсилених вуглепластиком, за наявними експериментальними даними;
- впровадити результати досліджень у практику будівництва й проектування та в навчальний освітній процес.

Основні результати за розділом 1 опубліковані в [131,132,133,134].

РОЗДІЛ 2

МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ, МЕТОДИ КОМП'ЮТЕРНОГО МОДЕЛЮВАННЯ, ХАРАКТЕРИСТИКИ ДОСЛІДНИХ ЗРАЗКІВ

2.1 Вибір дослідних факторів. Планування лабораторних експериментів

Для досягнення поставленої мети дослідження попередньо були реалізовані дві серії лабораторних дослідів [135] з однопрогінними балками, армованими BFRP, за дії статичного малоциклового повторного навантаження високих рівнів згідно держбюджетних тем 0108U000559, 0121U114597 з використанням теорії планування експерименту. У цих перших двох серіях у якості дослідних обрані наступні фактори (конструктивні чинники), які змінювалися на трьох рівнях (табл. 2.1): X_1 – відносний проліт зрізу або зсуву (віддаль від опори до зосередженої сили), $a/h_0 = 1, 2, 3$ при $h_0 = d = 175$ мм; X_2 – клас бетону С, МПа: С16/20, С30/35, С40/50; X_3 – коефіцієнт поперечного армування непошкоджених базальтобетонних балок ρ_{fw} (АКБ-800): 0,0029; 0,0065; 0,0115. Коефіцієнти верхнього і нижнього поздовжнього армування $\rho_{1f} = \rho'_{1f} = 0,176$ з розрахунковими прольотами $L_0 = 9h_0 = 1575$ мм і шириною $b = 100$ мм. У першій серії дослідів непошкоджені балки були випробувані на дію ступенево зростаючого одноразового статичного [136], а у другій – малоциклового повторного [137] навантаження.

Під час випробування бетонних балок з BFRP процес утворення нормальних та похилих тріщин відбувався прогнозовано: першими утворювалися нормальні тріщини у зоні «чистого згину» (рис. 2.1) та під зосередженими силами на рівнях навантаження $\eta = 0,15 \dots 0,25$ від руйнівного, а перші похилі тріщини з'являлися на приопорних ділянках при рівнях навантаження $\eta = 0,40 \dots 0,60$. З ростом величини внутрішніх зусиль утворювалися нові тріщини, збільшувалася довжина і ширина розкриття існуючих тріщин [135] а подальший їхній розвиток визначала кількість поздовжнього робочого армування.

Таблиця 2.1

План експерименту в кодованих і натуральних значеннях факторів з бетонними балками, армованими базальтопластиковою арматурою, підсилених вуглепластиковим полотном

№ дослід	План експерименту					
	В кодованих змінних			В натуральних значеннях чинників		
	X_1	X_2	X_3	a/d	Клас бетону, С, МПа	f_{fw} BFRP-800
1	+	+	+	3	C40/50	0,0115
2	+	+	-	3	C40/50	0,0029
3	+	-	+	3	C16/20	0,0115
4	+	-	-	3	C16/20	0,0029
5	-	+	+	1	C40/50	0,0115
6	-	+	-	1	C40/50	0,0029
7	-	-	+	1	C16/20	0,0115
8	-	-	-	1	C16/20	0,0029
9	+	0	0	3	C30/35	0,0065
10	-	0	0	1	C30/35	0,0065
11	0	+	0	2	C40/50	0,0065
12	0	-	0	2	C16/20	0,0065
13	0	0	+	2	C30/35	0,0115
14	0	0	-	2	C30/35	0,0029
15	0	0	0	2	C30/35	0,0065

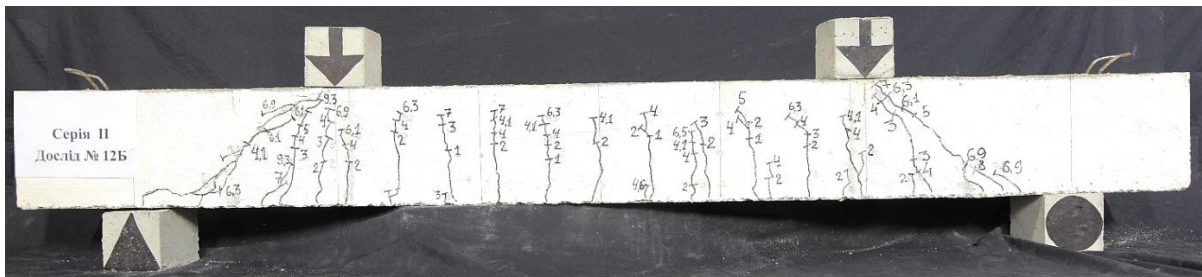
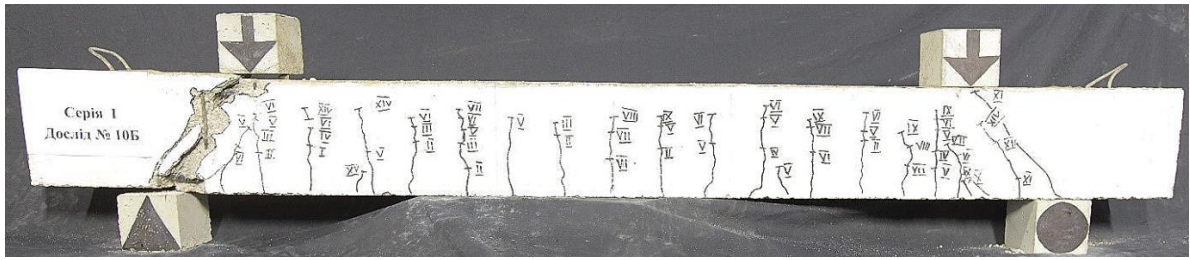


Рис. 2.1 - Характер тріщиноутворення та руйнування бетонних балок з BFRP до і після їх підсилення вуглепластиковим полотном у нижній розтягнутій зоні та на припорних ділянках з малим, середнім та великим прольотом зрізу

Пошкоджені після випробувань бетонні балки з BFRP були підсилені (рис. 2.1) знизу у розтягнутій зоні на всю їхню довжину (1575 мм) і ширину ($b = 100$ мм) та на приопорних ділянках у вигляді закннутих сорочок довжиною, відповідно, 150, 300 і 450 мм вуглепластиковим полотном Sika®Wrap®-230C, приклеєного двокомпонентною смолою Sikadur-300 за встановленою технологією з попередньою підготовкою поверхні дослідних зразків – балок і використанням дрібнозернистих ремонтних сумішей для зароблення вибоїн, каверн і надмірно розкритих тріщин (рис. 2.2).



Рис. 2.2 Процес приклеювання вуглепластикового полотна Sika®Wrap®-230C двокомпонентною смолою Sikadur-300

Після повної полімеризації двокомпонентної смоли раніше пошкоджені, а потім підсилені вуглепластиком бетонні балки з базальтопластиковою арматурою повторно були випробувані на дію ступенево зростаючого знакопостійного малоциклового поперечного навантаження до руйнування (рис 2.3). Кількість повторних навантажень на даній ступені, як правило, не перевищувала 10 і зростала до тих пір, поки не наступала стабілізація деформацій у бетоні, елементах підсилення та балках, в цілому. На завершальному етапі випробувань за нестабілізованих деформацій підсилених балок знімали з них вимірювальні прилади і доводили їх до руйнування.



Рис. 2.3 Етап проведення експериментального дослідження дослідних зразків-балок

Руйнування дослідних підсилених базальтобетонних балок з великими ($a/d=3$) і середніми ($a/d=2$) прольотами зрізу відповідало напружено-деформованому стану майже збалансованого нормального поперечного прерізу, який характеризувався досягненням у зовнішньому вуглепластиковому шарі підсилення ФАП-CFRP (фібро армованого пластику) граничних деформацій і напружень розриву, а у стиснутій зоні бетону – за критичних (на низпадній ділянці діаграми « $\sigma_c - \varepsilon_c$ ») деформацій і напружень. Зазначене руйнування дослідних балок з великими і середніми прольотами зсуву починалося з розриву зовнішньої арматури ФАП-CFRP вуглецевим волокном і супроводжувалося різким підвищенням напружень у розтягнутій базальтопластиковій арматурі BFRP, розтріскуванням та розшаруванням захисного шару бетону і надмірним неконтрольованим збільшенням прогинів (рис. 2.4).



Рис. 2.4 Фрагменти руйнування дослідних підсилених базальтобетонних балок з великими і середніми прольотами зрізу

Руйнування балок за малими ($a/d=1$) прольотами зсуву супроводжувалося подальшим розкриттям раніше утворених похилих тріщин і розривом замкнутих вуглепластикових сорочок на бічних гранях їхніх приопорних ділянок та різким збільшенням прогинів, зумовлених, насамперед, деформаціями взаємного зсуву окремих частин дослідних зразків (рис. 2.5)



Рис. 2.5 Фрагменти руйнування дослідних підсилених базальтобетонних балок з малим прольотом зрізу

2.2 Конструкція і армування дослідних елементів. Склади бетонів, їхні міцнісні та деформативні характеристики

Дослідні зразки представляли собою вільно оперті однопрогінні балки прямокутного перерізу з розмірами $1975 \times 200(h) \times 100$ мм з розрахунковою довжиною прольоту $L = 9 \cdot h_0 = 1575$ мм, де h_0 – робоча висота перерізу, яка дорівнює 175 мм. Балки армували двома плоскими в'язаними каркасами з

поздовжньою верхньою і нижньою арматурою по $2\phi 14$ АКБ800. Поперечна арматура на приопорних ділянках і по довжині балок складається з 2 ϕ 4,6,8 АКБ800. Відносна довжина прольоту зрізу (a / h_0) становить 1, 2, 3.

Балки запроектовані за результатами розрахунків та попередніх пробних випробувань так, щоб забезпечити їх руйнування, переважно, за похилими перерізами, зберігаючи, при цьому, практично однакову ймовірність руйнування їх як за похилими, так і за нормальними перетинами.

Конструкція і армування дослідних зразків-балок наведені на рис. 2.6, 2.7, 2.8.

Для виготовлення дослідних зразків-балок використовували звичайний важкий бетон класів С16/20, С30/35 і С40/50 на гранітному щебні фракцій 5...10 мм, кварцовому піску з модулем крупності 1,5...2,5. В якості в'язучого використовували звичайний портландцемент марки 500 без добавок. Для зменшення водоцементного відношення, поліпшення легкоукладності бетонної суміші та скорочення термінів набору міцності бетону в усіх дослідах використовувалася комплексна добавка Релаксол – С3-Р (атестат акредитації НААУ № ІА 6.002.Н.592, сертифікат відповідності ISO 9001

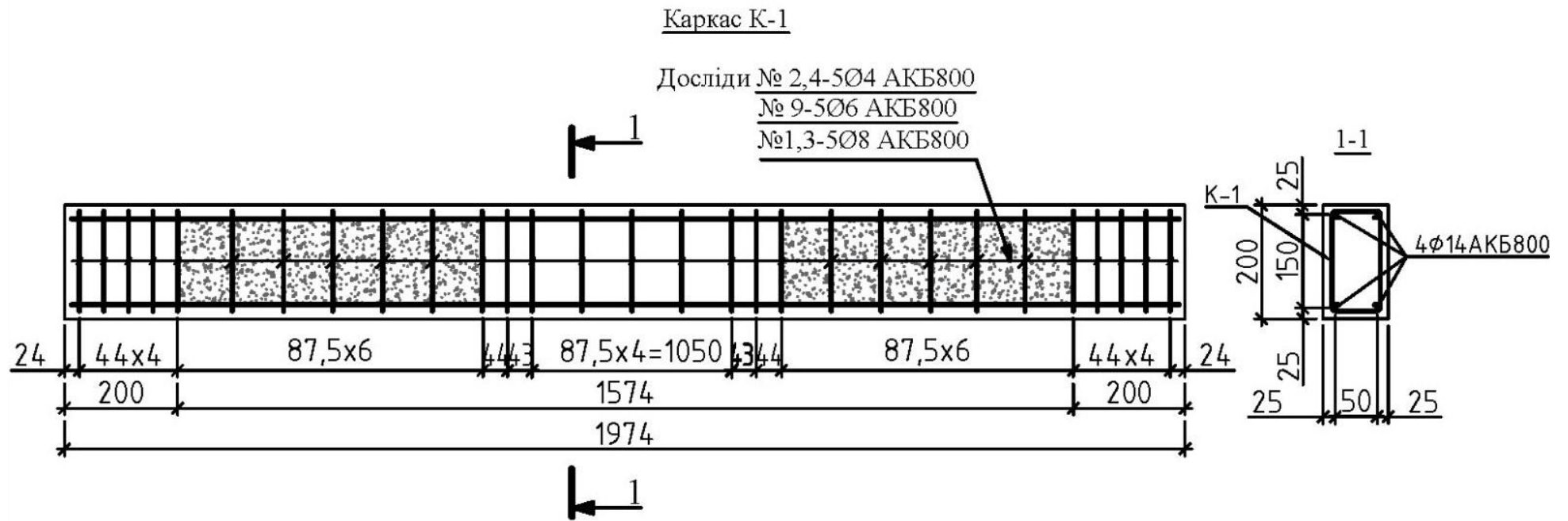


Рис. 2.6 - Конструкція і армування дослідних зразків балок з малим прольотом зрізу ($a/h_0=3$)

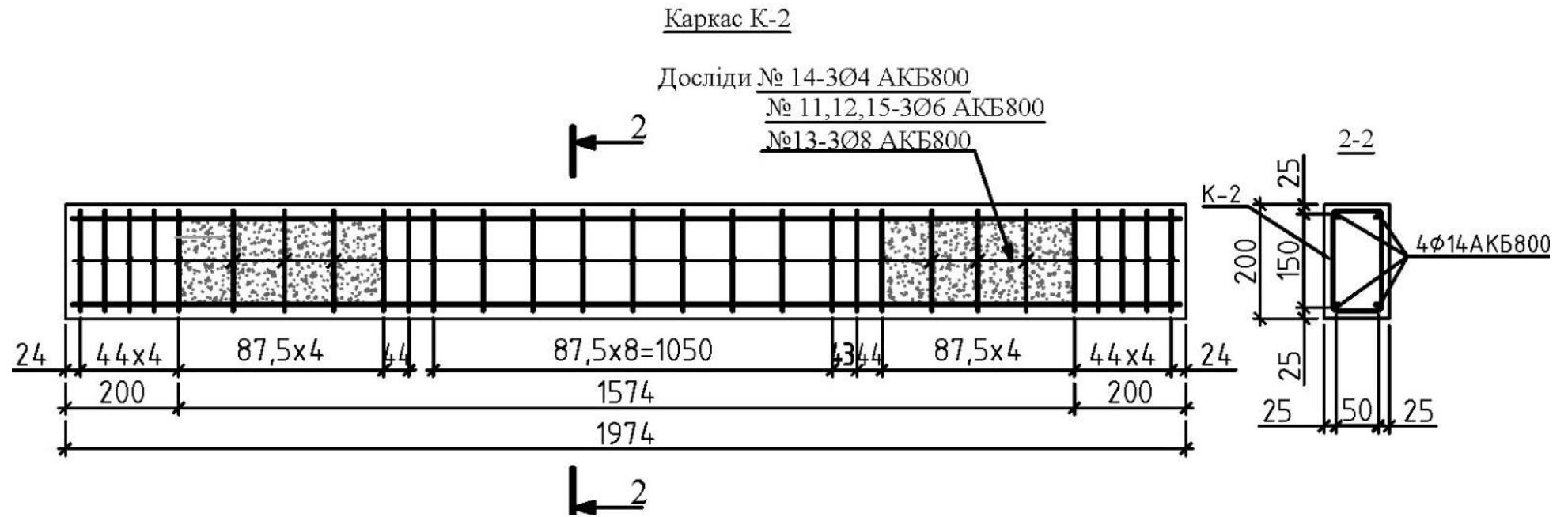


Рис. 2.7 - Конструкція і армування дослідних зразків балок з малим прольотом зрізу ($a/h_0=2$)

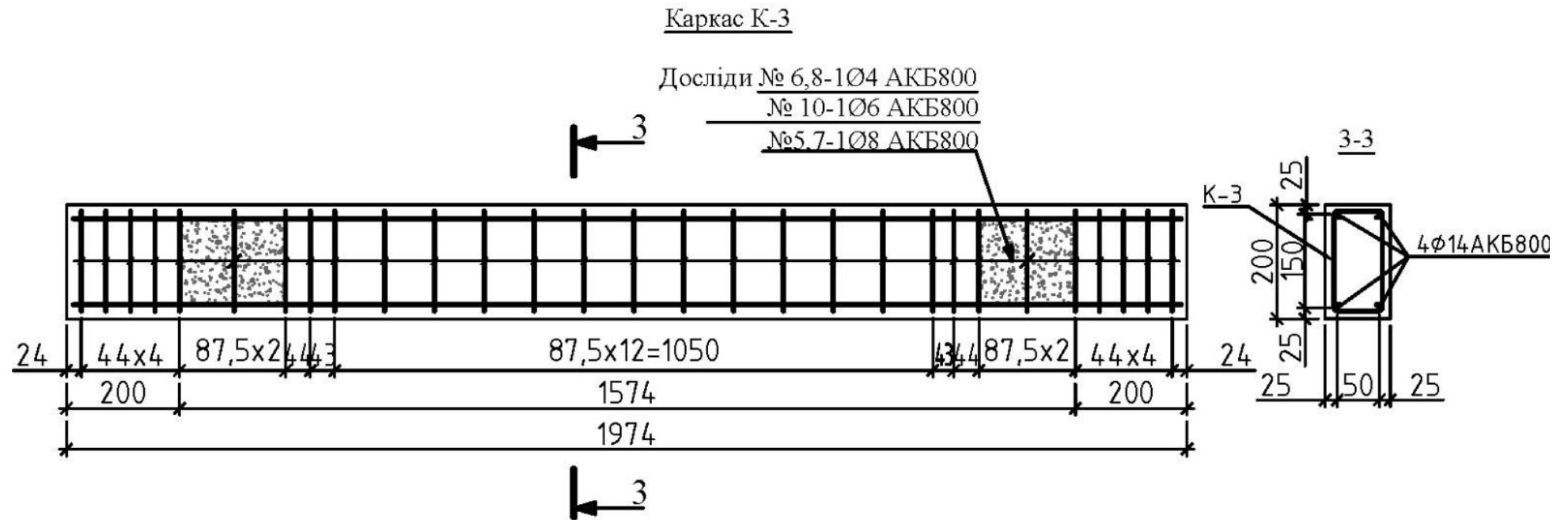


Рис. 2.8 - Конструкція і армування дослідних зразків балок з малим прольотом зрізу ($a/h_0=1$)

№04.156.026) в кількості 1 % від ваги цементу в перерахунку на суху речовину. До початку експериментальних досліджень повторно були випробувані склади бетонів, які використовуватимуться в подальшому для виготовлення дослідних зразків-балок. Вони представлені в табл. 2.2, 2.3, 2.4. Ущільнення бетонної суміші здійснювалося на спеціальному вібромайданчику зі стандартними характеристиками.

Таблиця 2.2

Дослідний склад бетону класу міцності на стиск С16/20

Клас бетону	Натуральні значення дослідних факторів							
	на 1 м ³				на 1 балку V=0,0395 м ³			
	Ц, кг	Доб.сух.,кг	В/Ц	Вода,л	Ц, кг	Доб.сух.,кг	В/Ц	Вода,л
С16/20	280	1%	0,70	196,0	11,06	0,11	0,70	7,74

Таблиця 2.3

Дослідний склад бетону класу міцності на стиск С30/35

Клас бетону	Натуральні значення дослідних факторів							
	на 1 м ³				на 1 балку V=0,0395 м ³			
	Ц, кг	Доб.сух.,кг	В/Ц	Вода,л	Ц, кг	Доб.сух.,кг	В/Ц	Вода,л
С30/35	465	1%	0,48	223,2	18,367	0,1836	0,48	8,81

Таблиця 2.4

Дослідний склад бетону класу міцності на стиск С40/50

Клас бетону	Натуральні значення дослідних факторів							
	на 1 м ³				на 1 балку V=0,0395 м ³			
	Ц, кг	Доб.сух.,кг	В/Ц	Вода,л	Ц, кг	Доб.сух.,кг	В/Ц	Вода,л
С40/50	650	1%	0,36	234,0	25,657	0,256	0,36	9,24

У процесі виготовлення зразків-балок в кожному дослідні з тією ж бетонної суміші виготовляються по 6 бетонних кубів розмірами 100×100×100 мм і 4 призми розмірами 400×100×100 мм, які з часом випробовуються у віці 28-90 діб і за один день до початку основних випробувань відповідно до вимог ДСТУ Б.В.2.7-217: 2009 [138], ДСТУ Б.В.2.6-7-95 [139]. Таким чином, усього було випробувано 90 бетонних кубів і 60 призм. Для зменшення усадочних деформацій і забезпечення нормальних умов твердіння бетону дослідних зразків протягом 90 ... 120 діб вони витримувалися під целофановою плівкою з вологою тирсою при вологості, близькій до 100% -ої і температурі 20 ± 2 ° С. Номінальні і дослідні фізико-механічні характеристики матеріалів наведені в табл.2.5, 2.6.

Таблиця 2.5

Осереднені дослідні значення характеристик міцності і деформаційних властивостей бетону по класах

Клас бетону	Середня міцність бетону, МПа				Модуль пружності бетону, МПа		Коефіцієнт Пуассона, $\mu_c = \nu_c$		Граничні відносні деформації стиснення, $\times 10^{-5}$	
	Куб		Призма							
С	$\bar{f}_{c,cube}^{90}$	$\bar{f}_{c,cube}^t$	$\bar{f}_{ck,90}$	$\bar{f}_{ck,t}$	$\bar{E}_{ck,90}$	$\bar{E}_{ck,t}$	$\nu_{c,90}$	$\nu_{c,t}$	$\bar{\epsilon}_{cu,90}$	$\bar{\epsilon}_{cu,t}$
С16/20	25,7	28,27	19,51	23,59	27300	29195	0,22	0,224	469,5	483,5
С30/35	45,8	50,38	34,47	37,30	34995	35853	0,21	0,214	413,8	426,2
С40/50	64,2	70,62	49,34	53,20	38978	39571	0,19	0,195	356,9	367,6

Таблиця 2.6

Номінальні фізико-механічні характеристики матеріалів

№ з/п	Характеристика	Бетон в віці 28 діб			Арматура
		C16/20	C30/35	C40/50	АКБ800
1	Гранична міцність при стиску, МПа	20,0	35,7	64,2	800
2	Гранична міцність при розтягу, МПа	2,02	2,97	3,72	530
3	Початковий модуль пружності, E_{ck} , МПа	27300	34995	38978	100000
4	Стисливість, $\varepsilon_{cl} 10^{-5}$, $\varepsilon_{f0} 10^{-5}$	179	194	210	190
5	Гранична стисливість $\varepsilon_{cu} 10^{-5}$, $\varepsilon_{fu} 10^{-5}$	415	325	263	2,1
6	Граничне розтягнення $\varepsilon_{ctu} 10^{-5}$, $\varepsilon_{ftu} 10^{-5}$	17,9	19,4	21,0	3,0
7	Коефіцієнт Пуассона, ν	0,21	0,2	0,19	0,2

Після доведення дослідних зразків-балок 5 та 6 серії у процесі їх випробування на статичне малоциклове повторне навантаження високих рівнів та доведення їх до граничного стану за I і II групами, коли прогини зростали до неконтрольованої величини (перевищували $l_0/100$) з ознаками руйнування стиснутого бетону або текучості розтягнутої арматури, а ширина розкриття нормальних і похилих тріщин досягала 1 мм здійснили підсилення пошкодженої нижньої розтягнутої зони та майже зруйнованих приопорних ділянок арматурою ФАП із вуглепластикового полотна Sika® Wrap® -230C за встановленою Sika Russie технологією [140] згідно рис.2.9

Фізико-механічні властивості арматури ФАП із вуглепластикового полотна Sika Wrap - 230C наступні:

- середня щільність (густина) $\rho = 230 \text{ г/м}^2$;
- гранична міцність $\sigma_B = 4900 \text{ МПа}$;
- модуль пружності $E = 230000 \text{ МПа}$;
- видовження $\delta = 2,1\%$;
- товщина $t_f = 0,13 \text{ мм}$.

Фізико-механічні властивості двокомпонентної смоли Sikadur[®] – 300, яка використовується у якості просочуваного клею, так і ґрунтовочного шару при нанесенні системи Sika[®] Wrap[®] [141] «мокрим» методом:

- середня щільність (густина) $\rho = 1,16 \text{ кг/л}$ (при $t=+23^\circ\text{C}$) ;
- в'язкість : $2000 \text{ Мпа}\cdot\text{С}$ при $t=+15^\circ\text{C}$;
 $700 \text{ Мпа}\cdot\text{С}$ при $t=+23^\circ\text{C}$;
 $200 \text{ Мпа}\cdot\text{С}$ при $t=+40^\circ\text{C}$;
- коефіцієнт лінійного розширення КЛР = $6 \cdot 10^{-5} \cdot ^\circ\text{C}$ при $t=-20\dots+40^\circ\text{C}$;
- температура затверднення $t_{зтв} = 7_{\text{дн}}$ при $t=+15\dots+23^\circ\text{C}$;
 $t_{зтв} = 3_{\text{дн}}$ при $t=+40^\circ\text{C}$;
- деформаційна тепло стійкість Д/Т = $+43\dots+60^\circ\text{C}$;
- температура експлуатації $-40\dots+45^\circ\text{C}$;
- усадка 0% ;
- температура основного і оточуючого середовища $+15\dots+40^\circ\text{C}$;
- життєздатність $T = 360\text{хв}$ при $t=+15^\circ\text{C}$;
 240хв при $t=+23^\circ\text{C}$;
 90хв при $t=+40^\circ\text{C}$;
- модуль пружності на згин $E_{згин} = 2,8 \text{ Гпа}$ через $7_{\text{дн}}$ при $t=+23^\circ\text{C}$;
 $E_{розт} = 3,5 \text{ Гпа}$ через $7_{\text{дн}}$ при $t=+23^\circ\text{C}$;
- видовження при розриві $1,5\%$ через $7_{\text{дн}}$ при $t=+23^\circ\text{C}$;
- міцність на розтяг 45МПа через $7_{\text{дн}}$ при $t=+23^\circ\text{C}$.

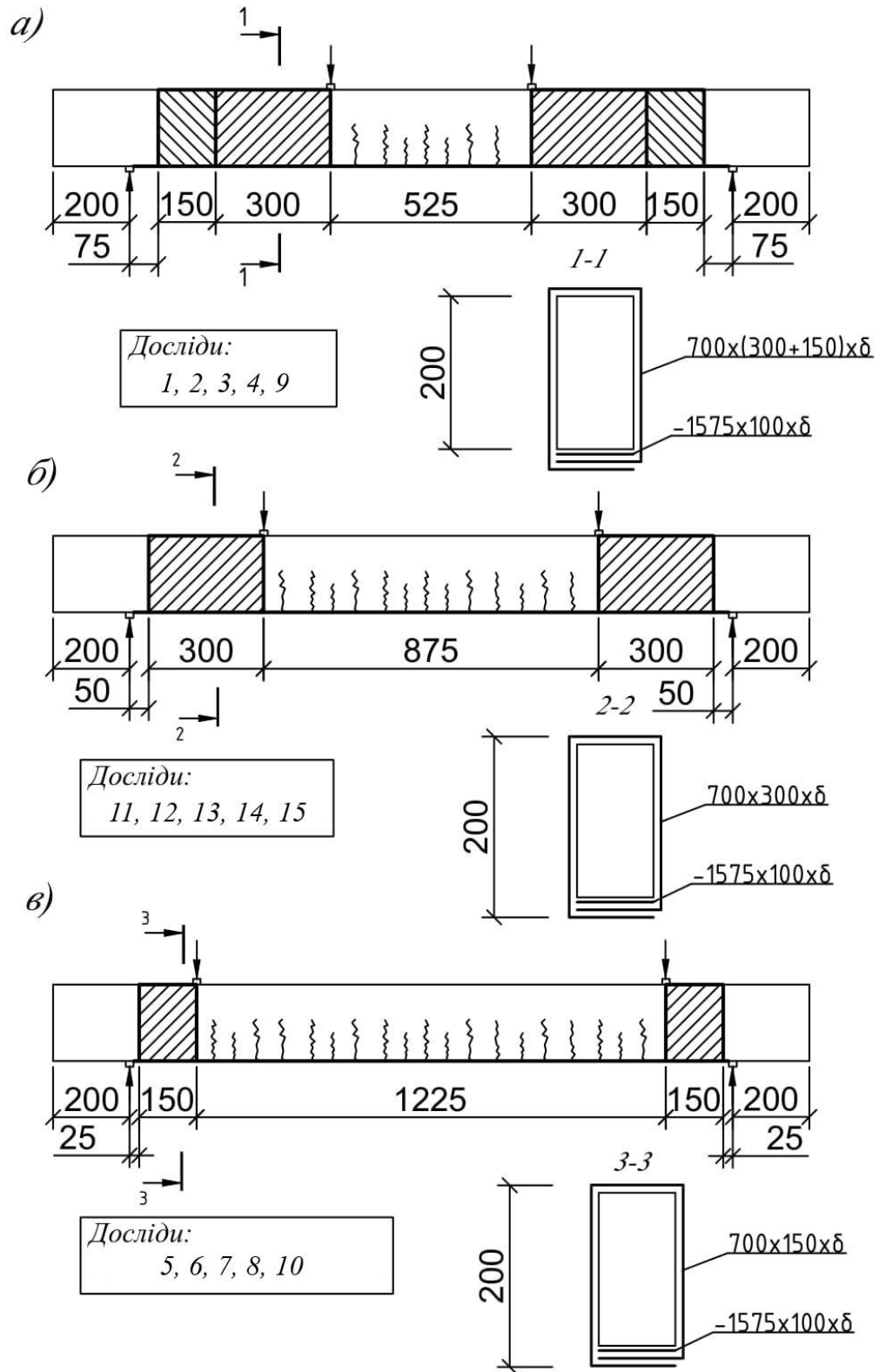


Рис.2.9 - Схеми підсилення нижніх розтягнутих зон та приопорних ділянок пошкоджених залізобетонних балок серії 3 з великими (а), середніми (б) і малими(в) прольотами зрізу

2.3 Методика проведення експериментальних досліджень. Схема силової установки, розташування вимірювальних приладів у дослідних зразках- балках

Для випробування дослідних зразків-балок була запроєктована та виготовлена спеціальна універсальна силова установка (рис. 2.10).

Плоский поперечний згин дослідної балки в силовій установці створювався за допомогою гідравлічного домкрата ДГ-50 і підсиленої металевій двотавровій балки-траверси, яка передає від нього на дослідну залізобетонну балку дві однакові зосереджені сили, контрольовані манометром насосної станції домкрата і силовим динамометром, установленим в місці однієї з опор.



Рис. 2.10 - Універсальна силова установка

Конструкція універсальної силової установки з пристроями розрахована на створення двох вертикальних зосереджених сил $V_{max} \leq 250\text{кН}$ кожна з урахуванням пружної роботи всіх її елементів.

Витримка навантаження на кожній ступені складала 10-15 хвилин з усіма вимірами на початку і в кінці кожній ступені навантаження та фіксацією появи нових і розвитку старих тріщин.

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

Контроль деформацій бетону стиснутої зони і розтягнутої арматури посередині прольоту здійснювали за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,001мм, встановлених з базою 400мм.

Вертикальні переміщення балки 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. Схема розташування вимірювальних приладів показана на рис. 2.11.

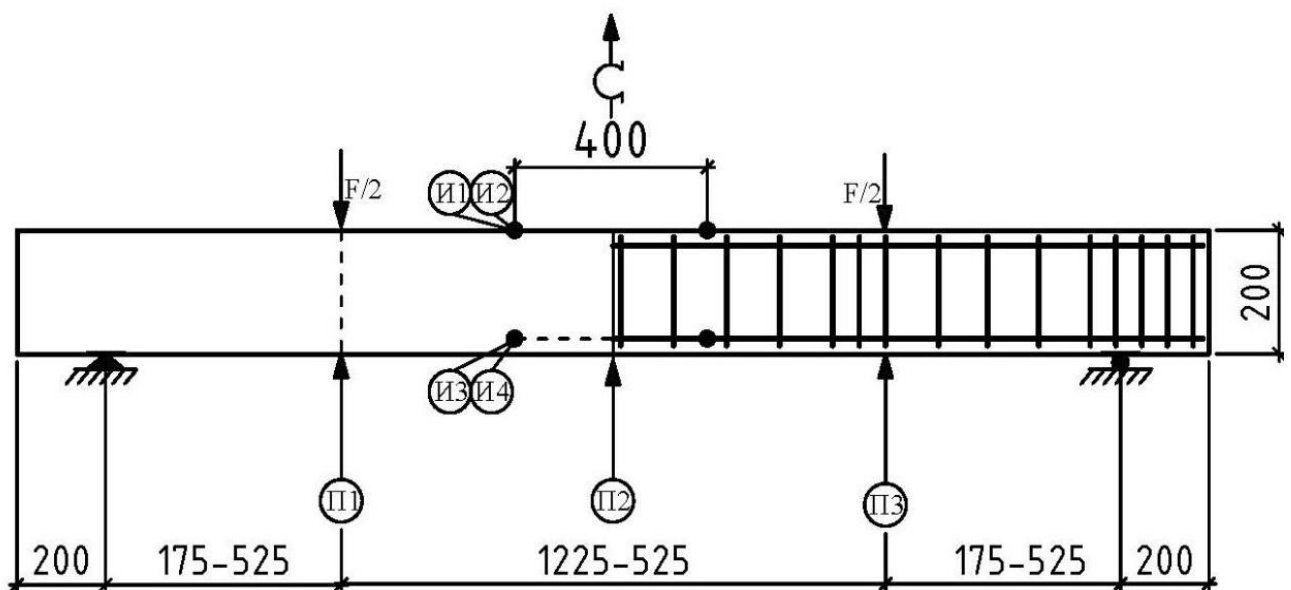


Рис. 2.11 - Схема розташування вимірювальних приладів в дослідних зразках

Ширина розкриття похилих і нормальних тріщин визначалася за допомогою мікроскопа марки МПБ-2 (рис.2.12) з ціною поділки 0,05 мм. Ширину розкриття нормальних тріщин заміряли на рівні розташування нижньої розтягнутої арматури, а похилих тріщин – в прольоті зрізу в місці, де вона візуально здавалася найбільшою.

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

У першій серії, зі сталеною арматурою, випробовували 30 дослідних балок (по 2 зразки-близнюки на дослід) на дію одноразового короткочасного ступінчасто зростаючого навантаження, практично, до руйнування або досягнення граничного стану, коли ширина розкриття похилих тріщин і стріла прогинів перевищували допустимі значення ($w_k > 0,8$ мм; $f \geq \ell / 150$). Критеріями руйнування дослідних зразків слугувало також досягнення граничних значень деформацій в бетоні або арматурі, надмірно велике розкриття (до 1мм) похилих (частіше) або нормальних (рідше) тріщин, істотне збільшення (до 15мм) стріли прогину, відсутність збільшення або спад (на 15% і більше) показів манометра насосної станції силової установки.



Рис. 2.12 Мікроскоп марки МПБ-2

Призми випробовували по аналогії з балками відповідно до рекомендацій ДСТУ Б В.2.7-217: 2009 [138] на пресі марки ЗІМ П-125 в лабораторії кафедри залізобетонних конструкцій та транспортних споруд ОДАБА. Дослідні зразки-призми піддавалась дії короточасного статичного навантаження. Навантаження на зразки подавали ступенями, витримка на кожному ступені становила 5 хвилин. Картина випробувань зазначених зразків показана на рис. 2.13.



Рис. 2.13 – Фото випробування бетонних призм і кубів

Для випробування дослідних зразків-балок були запроєктовані, виготовлені та сертифіковані спеціальні силові установки. Навантаження прикладали за чотири точковою схемою за допомогою гідравлічного домкрату ДГ-50 і розподільної балки – траверси двома зосередженими силами ступенями по $(0,04...0,06) F_{ult}$ до появи перших нормальних і похилих тріщин, а потім – по $(0,08...0,12) F_{ult}$ до руйнування. Витримка навантаження на ступені становила 10...15 хвилин зі всіма вимірами на початку й наприкінці кожної ступені.

Перед виготовленням дослідних балок на розтягнену арматуру одного із плоских каркасів були наклеєні ланцюжки тезнозрезисторів КФ5П1-5-200 (базою 5мм) з дотриманням рекомендованої заводом – виготовлювачем (ТОВ «Веда» м. Київ) технології. Деформації бетону дослідних зразків вимірювали за допомогою дротяних та фольгових тензорезисторів з базою 40 і 50мм за загальноприйнятою методикою. Перехід від виміряних у досліді деформацій в арматурі здійснювали за допомогою закону Гука, а в бетоні – за січним модулем пружності. Контроль за деформаціями бетону стиснутої зони й розтягнутої арматури здійснювали за допомогою індикаторів годинникового типу, а вертикалі переміщення – прогиномірів Аістова-Овечкіна.

2.4 Методи комп'ютерного моделювання конструкцій. Функціональні можливості ПК ЛІРА-САПР

Для отримання інформації щодо розподілу напружень та деформацій у будь-яких будівельних конструкціях та спорудах використовуються різні чисельні методи комп'ютерного моделювання, одним із яких є метод скінченних елементів (МСЕ).

Завдяки своїй універсальності та дослідницькій привабливості, метод скінченних елементів отримав значний розвиток і продовжує розвиватися й досі [141-149]. Серед багатьох розрахункових програм, які використовуються у МСЕ, в українській практиці найбільш відомі: ANSYS, ABAQUS, NATRAN, Robot, SCAD Office, ЛІРА-САПР, SOFiSTiK, МОНОМАХ-САПР.

В дисертаційному дослідженні для моделювання роботи напружено-деформованого стану дослідних зразків-балок – в нелінійному викладенні методом скінчених елементів використовували ПК ЛІРА-САПР версії 2021 року. Цей комплекс базується на загальній теорії залізобетону з тріщинами, розробленій професором М. Карпенком [150] та його учнями.

Розглянемо основні можливості ПК ЛІРА-САПР та його функціонал.

Одним з представників ВІМ-технології є програмний комплекс ЛІРА-

САПР призначений для реалізації технології інформаційного моделювання будівель/споруд і орієнтована на проектування та розрахунок будівельних конструкцій [142]. Реалізація технології BIM дозволяє інтегруватися з такими додатками, як САПФІР-3D, Revit, Tekla, AutoCAD, ArchiCAD, AdvanceSteel, BoCAD, Allplan, STARK ES, Gmsh та ін. на основі DXF, MDB, STP, SLI, MSH, STL, OBJ, IFC та ін. файлів.

ПК ЛІРА-САПР володіє графічним інтерфейсом користувача, який інтуїтивно зрозумілий і допомагає 3D візуалізувати обчислювальні схеми на кожному етапі синтезу та аналізу. Цей комплекс обладнаний потужною діагностичною системою.

ПК ЛІРА-САПР надає велику кількість способів представлення результатів вирішення задач: в графічній формі - це ізополя, епюри, деформовані схеми, анімація форм коливань, а в табличному вигляді - це переміщення, напруга, зусилля, РСУ (розрахункові комбінації зусиль), РСН (розрахункові комбінації навантажень), результати підбору арматури в залізобетонних елементах і перерізів сталевих елементів, що сприяє швидкому проведенню необхідного аналізу. ПК включає режим варіативного проектування, який дозволяє користувачу в одному завданні змінювати перерізи елементів, матеріали, нормативи і т.д.

ПК ЛІРА-САПР оснащено інтерфейсом нового покоління, який дозволяє генерувати розрахункові схеми будівель або споруд на основі керованого перетворення 3D та 2D архітектурних моделей, створених за допомогою різних графічних програм, таких як САПФІР-3D, Allplan, Revit, AutoCAD тощо.

Цей ПК включає в себе потужний багатофункціональний процесор, який використовує високоефективні алгоритми для створення та розв'язання систем рівнянь з порядком до кількох мільйонів невідомих. Процесор працює в 64-бітному та 32-бітному режимах, використовуючи можливості багатоядерних сучасних комп'ютерів [143].

ПК ЛІРА-САПР надає можливість проводити аналіз міцності. Використовуючи зусилля в перерізі, отримані під час вирішення завдання,

можна визначити основні та еквівалентні напруги та провести аналіз за допомогою наступних теорій міцності:

- найголовніші напруги;
- найголовніші деформації;
- найбільш дотичні напруги;
- енергетична теорія Губера-Мізеса-Генки (або “Енергетична теорія” згідно з якою передбачається, що для переходу металу в пластичний стан необхідно накопичити в одиниці об'єму речовини деяку постійну кількість потенційної енергії незалежно від схеми напруженого стану);
- теорії Мора (Теорія міцності, що враховує відмінність у властивостях матеріалів при розтягуванні або стисканні);
- Друкера-Прагера (Критерій міцності розроблений для опису пластичних деформацій глинистих ґрунтів, залежить від навантаження моделі та визначає поведінку матеріалів під впливом пластичних деформацій);
- Писаренко-Лебедева (Описує граничний стан однорідних конструкційних матеріалів);
- Кулона-Мора (Критерій, що використовується для аналізу несучої здібності ґрунтових масивів);
- Генієва (Критерій описує граничний стан бетону).

ПК ЛІРА-САПР має велику бібліотеку кінцевих елементів (КЕ), яка допомагає у створенні комп'ютерних моделей майже всіх видів конструкцій, включаючи просторові та плоскі рами, балки-стілки, згинальні плити, оболонки, масивні тіла, а також комбіновані системи, такі як плити та оболонки, підтримувані ребрами, плити на ґрунтовій основі, каркасні конструкції будівель, системи "надземна будова - фундаментні конструкції – ґрунтова основа" та багато іншого.

ПК ЛІРА-САПР надає можливість проєктування сталевих та залізобетонних конструкцій. Під час цього процесу, відбувається перевірка та вибір перерізів залізобетонних та сталевих елементів згідно з міжнародними стандартами. Робочі малюнки готуються в рамках розділів КМ (“Конструкції

металеві”) та КЖ (“Конструкції залізобетонні”) проектної документації [144].

У ПК ЛІРА-САПР проблема фізичної нелінійності вирішується за допомогою спеціалізованих модулів. Ці модулі, створені на основі різноманітних нелінійних залежностей “ σ - ϵ ”, дозволяють моделювати процес навантаження як однорідних, так і двохматеріальних конструкцій. Вони також допомагають відслідковувати появу і розвиток тріщин, прояви деформацій повзучості та плинності, аж до моменту повного руйнування конструкції.

Модулі обліку геометричної нелінійності, які дозволяють виконувати розрахунки, були впроваджені в ПК ЛІРА-САПР. Ці модулі дозволяють розраховувати як конструкції, що з самого початку є геометрично незмінними (наприклад, гнучкі плити, балки, ферми тощо), так і конструкції, що спочатку є геометрично змінними. Для розрахунку останніх необхідно спершу визначити рівноважну форму під заданий тип навантаження (наприклад, окремі канати, вантові ферми, вантові покриття, тенти, мембрани тощо).

В ПК ЛІРА-САПР існує спеціалізований інструмент для створення документації, який дозволяє створювати звіт, що включає текстову, табличну та графічну інформацію. Інтерактивний режим копіювання екрану дозволяє фіксувати та повертатися до частини розрахункової схеми, а також автоматично оновлювати зображення після їх зміни (перенумерація, перетріангуляція, зміна конфігурації відображеного об'єкта) [145].

ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 2

1. Застосування математичної теорії проектування експерименту, адаптований план та варіативність конструктивних параметрів та зовнішніх впливів дозволяють імплементувати інтегрований підхід до аналізу вказаних явищ, проводячи порівняльний аналіз отриманих результатів.

2. Досягнення відповідних достовірних результатів зумовлено використанням універсального силового обладнання, деталізованою методологією експериментальних досліджень та застосуванням сучасних вимірювальних інструментів.

3. Конструкція дослідних зразків-балок дозволяє в повному обсязі експериментально дослідити тріщиностійкість, деформаційні характеристики та міцність непереармованих прогінних залізобетонних елементів.

4. Дослідні зразки-балки мають напівнатуральні розміри, що дозволяє в повному обсязі досліджувати механізм їх деформації, тріщиноутворення та руйнування без імплементування теорії подібності для екстраполяції отриманих результатів на інші аналогічні елементи.

5. Навантаження дослідних зразків зосередженими силами є найбільш поширеним методом випробування будівельних конструкцій у лабораторних умовах. Це дозволяє точно прогнозувати зони появи нахилених та нормальних тріщин, розподіляючи їх, оптимально розміщуючи вимірювальні прилади.

6. Огляд основних можливостей програмного комплексу ЛІРА-САПР, представлений список програм, які можуть взаємодіяти з ним, застосовуваних теорій та критеріїв міцності та стійкості, представленого список кінцевих елементів (КЕ), наявних у бібліотеці, за допомогою яких моделюються будівлі, споруди та основи показав можливість та доцільність проведення комп'ютерного моделювання балкових конструкцій саме цим ПК.

Основні результати за розділом 2 опубліковані в роботах [151,152,153]

РОЗДІЛ 3

АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА КОМП'ЮТЕРНОГО МОДЕЛЮВАННЯ

3.1. Несуча здатність нормальних і похилих перерізів дослідних зразків-балок

Несуча здатність еталонних базальтобетонних (індекс «tef») і підсилених зовнішніми вуглепластиковими (CFRP) волокнами (індекс «ftx») пошкоджених (ULS) балок з BFRP (табл. 3.1) може бути представлена наступними експериментально-статичними залежностями (3.1-3.3):

$$\hat{Y}(M_{ftx,ult}^{exp}) = 24,43 + 2,40x_2, \text{ кНм, коефіцієнт варіації } \nu = 2,6 \% ; \quad (3.1)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{M_{ftx,ult}^{exp}}{bh_0}\right) = 1396 + 137x_2, \text{ кН/м} ; \quad (3.1a)$$

$$\hat{Y}(F_{ftx,ult}^{appr(eidnos)}) = 69,2 - 46,0x_1 + 8,6x_2 + 2,0x_3 + 22,7x_1^2 - 4,2x_1x_2, \text{ кН, } \nu = 2,8 \% ; \quad (3.2)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{F_{ftx,ult}^{appr(eidnos)}}{bh_0}\right) = 3,95 - 2,63x_1 + 0,49x_2 + 0,11x_3 + 1,30x_1^2 - 0,24x_1x_2, \text{ МПа} ; \quad (3.2a)$$

$$\hat{Y}(V_{f_1,ult}^{ref}) = 51,8 - 30,1x_1 + 11,8x_2 + 5,5x_3 + 15,9x_1^2 - 5,5x_2^2 - 2,3x_3^2 - 4,8x_1x_3, \text{ кН, } \nu = 5 \% \text{ за даними [2].} \quad (3.3)$$

Коефіцієнт зміцнення пошкоджених (ULS) бетонних балок з BFRP, підсилених одношаровим вуглепластиковим полотном (CFRP) у нижній розтягнутій зоні та вуглепластиковими сорочками на приопорних ділянках

$k_{ftx/f}^{amp} = F_{ftx,ult}^{appr} / V_{f_1,ult}^{ref}$ характеризується виразом (3.4):

$$\hat{Y}(k_{ftx/f}^{amp}) = 1,35 - 0,05x_1 - 0,12x_2 - 0,06x_3 - 0,04x_1^2 + 0,20x_2^2 + 0,06x_3^2 + 0,18x_1x_2 + 0,06x_1x_3 + 0,04x_2x_3, \nu = 5,02\% . \quad (3.4)$$

де $M_{ftx,ult}^{exp}$ і $F_{ftx,ult}^{appr}$ - несуча здатність підсилених зовнішнім вуглепластиком

(CFRP) нормальних і похилих перерізів пошкоджених силовими тріщинами бетонних балок з BFRP на дію згинального моменту і відповідне йому зовнішнє зосереджене навантаження в кінці прольоту зсуву перед їхнім руйнуванням ($\eta_2=0,95F_{ult}$);





$V_{f_1,ult}^{ref}$ - несуча здатність похилих перерізів еталонних бетонних балок серії 1 з BFRP перед руйнуванням їхніх приопорних ділянок.

Аналіз залежності (3.1) показує, що несуча здатність нормальних перерізів підсилених вуглепластиковим полотном пошкоджених бетонних балок, як і слід було очікувати, залежить тільки від класу використаного бетону при незмінній кількості поздовжньої робочої арматури BFRP: $\rho_n = 0,0176$ (2Ø14АКБ-800) та фіброармованого пластику у вигляді 1 шару вуглепластикового полотна Sika®Wrap® -230С (CFRP), приклеєного до їхньої поверхні після відповідної підготовки за допомогою двокомпонентної смоли Sikadur®-300 за встановленою технологією.

Зважаючи на суттєве підсилення приопорних ділянок дослідних балок вказаними вуглепластиковими одношаровими сорочками характер напружено-деформованого стану та руйнування дослідних елементів значно змінився порівняно з еталонними балками. Якщо усі еталонні балки зруйнувалися за похилими перерізами внаслідок зсуву або роздроблення бетону над вершинами небезпечних похилих тріщин із-за надлишку поздовжньої робочої арматури BFRP ($\rho_n > \rho_{nb}$ для усіх використаних класів бетону), то після підсилення їхніх приопорних ділянок, особливо значущого в елементах з великими ($a/d=3$) і середніми ($a/d=2$) прольотами зсуву, напружений стан дослідних елементів зоні «чистого згину» (між двома зовнішніми зосередженими силами) стає майже збалансованим і їхнє руйнування починається з розриву CFRP у нижній розтягнутій зоні, збільшення напружень у робочій BFRP, різкого зменшення висоти стиснутої зони бетону і її (зони) розроблення. У підсилених залізобетонних балкових конструкціях аналогічне руйнування, навпаки, починається з текучості нижньої робочої арматури завдяки більшому модулю пружності, а потім супроводжується розривом зовнішнього шару вуглепластика. Усі підсилені балки в граничному стані (ULS) перетворюються в умовні розпірні системи або пологі арки, а фіброармований пластик підсилення і робоча арматура перетворюються у зтяжку.

Таблиця 3.1

План експерименту, несуча здатність та характер руйнування еталонних базальтобетонних і підсилених вуглепластиковим (CFRP) пошкоджених балок з BFRP

№ досліду	План експерименту						Несуча здатність нормальних і похилих перерізів підсилених і еталонних балок							
	В кодованих змінних			В натуральних значеннях чинників			M_{ult}^{exp} , кНм	\hat{M}_{ult} , кНм	M_{ult}^{calc} , кНм	Відно- від F_{ult}^{appr} , кН	\hat{F}_{ult}^{appr} , кН	\hat{V}_{ult}^{ref} , [2]	Характер руйнування балок	
	X_1	X_2	X_3	a/d	Клас бетону, С, МПа	$f_{fw}^{BFRP-800}$							Підсилених	Еталонних (ref)
1	+	+	+	3	C40/50	0,0115	27,53	26,83	26,10	52,2	52,3	31,7	⊥ M	∠ V
2	+	+	-	3	C40/50	0,0029	26,49	26,83	26,10	50,5	48,3	30,3	⊥ M	∠ V
3	+	-	+	3	C16/20	0,0115	23,02	22,03	24,02	43,9	43,5	29,3	⊥ M	∠ V
4	+	-	-	3	C16/20	0,0029	20,82	22,03	24,02	39,7	39,5	27,9	⊥ M	∠ V
5	-	+	+	1	C40/50	0,0115	27,43	26,83	25,00	156,7	152,7	122,7	∠ M	 F
6	-	+	-	1	C40/50	0,0029	25,98	26,83	24,16	148,5	148,7	102,1	∠ M	 F
7	-	-	+	1	C16/20	0,0115	22,39	22,03	22,12	127,8	127,1	77,9	∠ M	 F
8	-	-	-	1	C16/20	0,0029	21,89	22,03	22,51	125,1	123,1	57,3	∠ M	 F
9	+	0	0	3	C30/35	0,0065	25,01	24,43	24,05	47,6	45,9	37,6	⊥ M	∠ V

Продовження таблиці 3.1

План експерименту, несуча здатність та характер руйнування еталонних базальтобетонних і підсилених вуглепластиковим (CFRP) пошкоджених балок з BFRP

10	-	0	0	1	C30/35	0,0065	23,81	24,43	23,04	136,1	137,9	97,8	∠ M	∠ V
11	0	+	0	2	C40/50	0,0065	26,82	26,83	26,10	76,6	77,8	58,1	⊥ M	∠ V
12	0	-	0	2	C16/20	0,0065	22,03	22,03	24,02	62,9	60,6	34,5	⊥ M	∠ V
13	0	0	+	2	C30/35	0,0115	25,06	24,43	24,65	71,6	71,2	55,0	⊥ M	∠ V
14	0	0	-	2	C30/35	0,0029	23,80	24,43	24,65	68,0	67,2	44,0	⊥ M	∠ V
15	0	0	0	2	C30/35	0,0065	24,43	24,43	24,65	70,0	69,2	51,8	⊥ M	∠ V
$\sum (y_i - \hat{y}_i)^2$							26,20	26,42	225,53	14756	-	-	-	-
$\sigma = \sqrt{\sum (y_i - \hat{y}_i)^2 / 14}$							1,37	1,374	4,01	32,47	-	-	-	-
$v = (\sigma / b_0) 100, \%$							5,6	5,6	5,8	62,7	-	-	-	-

Зважаючи на наявність небезпечних похилих тріщин, за якими, власне, відбувалося попереднє руйнування приопорних ділянок дослідних елементів першої серії, їхня несуча здатність визначається згинальними моментами за вказаними тріщинами відносно центрів ваги верхньої (стиснутої) арматури.

Тому в підсилених балках з малими прольотами зрізу ($a/d=1$) несуча здатність похилих перерізів залишається меншою від несучої здатності нормальних перерізів внаслідок відносно невеликого збільшення складових згинального момента, які сприймаються надто короткими вуглепластиковими сорочками на вказаних приопорних ділянках. Руйнування балок з $a/d=1$ починається з подальшого розкриття і розвитку наявних похилих тріщин та розриву вуглепластикових сорочок на їхніх бічних гранях.

Для зручності аналізу і порівняння з руйнуючою поперечною силою еталонних бетонних балок $V_{f_1,ult}^{ref}$ з BFRP несучу здатність $M_{f_{tx,ult}}^{exp}$ підсилених вуглепластиком пошкоджених елементів з відомою довжиною прольотів зсуву a привели до руйнуючих зосереджених сил $F_{f_{tx,ult}}^{appr}$: $F_{f_{tx,ult}}^{appr} = M_{f_{tx,ult}}^{exp} / a$, представлених експериментально - статистичною залежністю (3.2).

Аналіз експериментально - статистичних залежностей (3.2) і (3.3) показує, що вони є подібними за побудовою, а отже, однотипними за впливом конструктивних чинників на величину руйнуючих поперечних сил підсилених зовнішнім вуглепластиком пошкоджених і еталонних бетонних балок з BFRP. Так, $F_{f_{tx,ult}}^{appr}$ і $V_{f_1,ult}^{ref}$ збільшуються (рис. 3.1) порівняно зі своїми середніми значеннями 69,2кН і 51,8кН, відповідно:

- зі зменшенням відносного прольоту зсуву від $a/d=3$ до $a/d=1$ на 133 і 116%;
- зі збільшенням класу бетону від C16/20 до C40/50 на 25 і 46%;
- зі збільшенням кількості поперечної арматури від $\rho_{fw} = 0,0029$ до $\rho_{fw} = 0,0115$ на 6 і 21%.

Суттєво взаємодіють між собою перший і другий, а також перший і третій чинники: при одночасному зменшенні a/d і збільшенні класу бетону C та

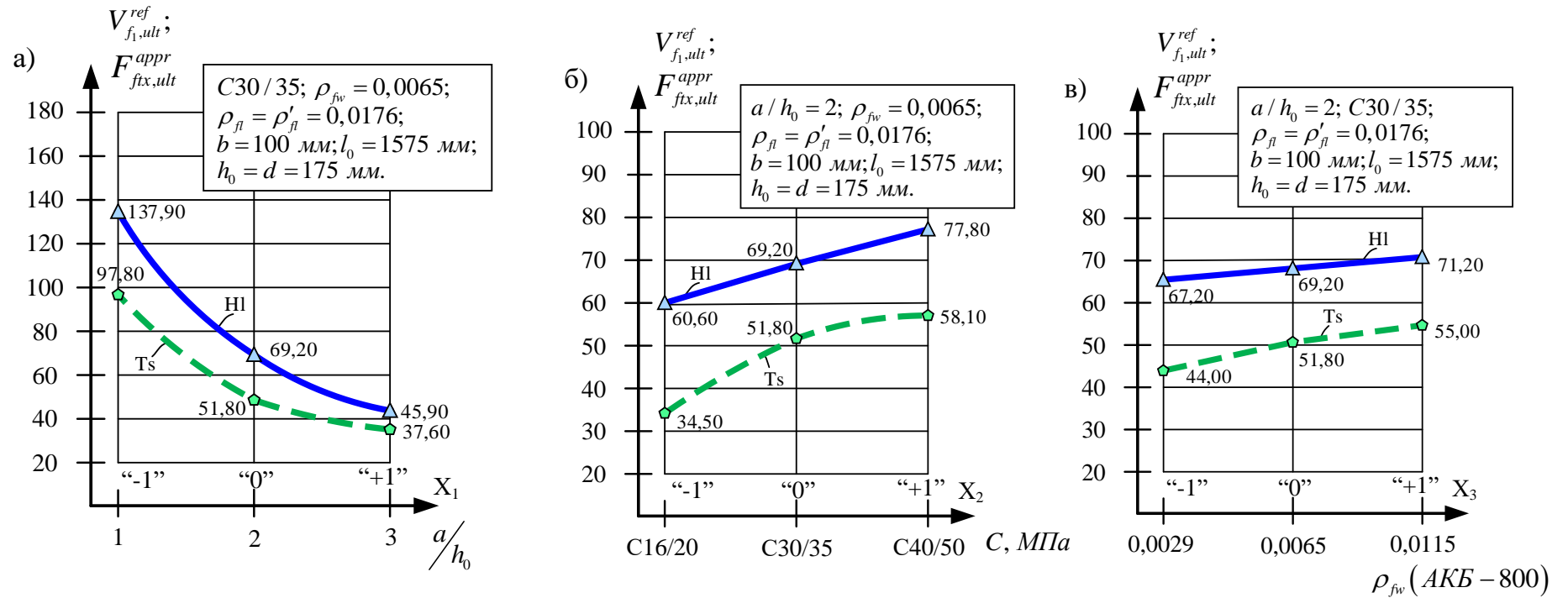


Рис. 3.1 - Вплив відносного прольоту зсуву a/h_0 (а), класу бетону C (б), кількості поперечного армування ρ_{fw} (в) на несучу здатність еталонних (“ref”, А. Tsekikova) базальтобетонних і підсилених вуглепластиковим полотном (CFRP – 1 шар, R. Hlibotskyi) пошкоджених дослідних бетонних балок з BFRP

кількості поперечної арматури ρ_{fw} збільшуються, відповідно, значення $F_{fix,ult}^{appr}$ на 6% і $V_{f_1,ult}^{ref}$ на 9%.

Наявність квадратичних ефектів при всіх дослідних чинниках зі знаками, протилежними прямому їх впливу, свідчить про те, що при подальшому збільшенні їхніх значень за межами варіювання суттєвого подальшого зниження або збільшення зазначених вихідних параметрів не відбудеться і їхня залежність від величини даних чинників носить нелінійний характер у вигляді окремих частин квадратної параболи.

Для того, щоб була можливість порівняти отримані авторами результати з даними інших авторів значення руйнуючих поперечних сил $F_{fix,ult}^{appr}$ і $V_{f_1,ult}^{ref}$ привели до ефективної площі поперечного перерізу дослідних зразків і отримали залежності (3.1а), (3.2а), (3.3а).

Ефект від підсилення пошкоджених бетонних балок з BFRP зовнішніми фіброармованими пластиками (CFRP) можна представити коефіцієнтом зміцнення $k_{fix/f}^{amp}$, з виразу (3.4) якого видно, що прийнята конструкція підсилення (один шар вуглепластикового полотна у нижній розтягнутій зоні + одношарові вуглепластикові сорочки на приопорних ділянках) є досить ефективною, оскільки дозволяє не тільки максимально ефективно використовувати її міцнісні властивості, а й змінювати характер руйнування підсилених елементів (рис. 3.1).

Із аналізу виразу (3.4) видно, що прийнята конструкція підсилення еталонних балок дозволила зміцнити їх, в середньому, в 1,35 разів. Як видно із залежності (3.4), усі дослідні чинники мають нелінійний вплив на величину $k_{fix/f}^{amp}$ (рис. 3.2). При цьому, найбільшій нелінійний вплив (18%) на величину цього коефіцієнта має клас бетону. Окрім того, усі чинники взаємодіють між собою на всьому діапазоні зміни $k_{fix/f}^{amp}$ від 1,26 до 2,08.

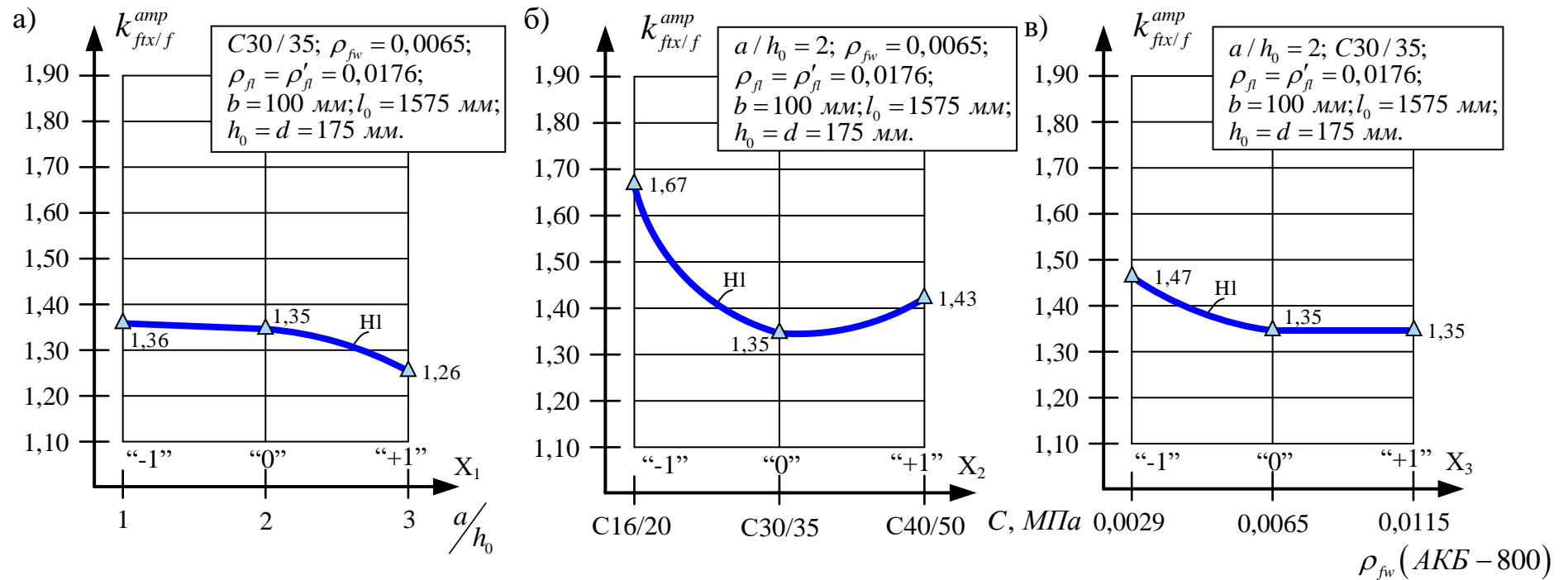


Рис. 3.2 - Залежність коефіцієнта зміцнення підсилених вуглепластиковим полотном (CFRP – 1 шар) пошкоджених дослідних (ULS) бетонних балок з BFRP від величини відносного прольоту зсуву a/h_0 (а), класу бетону C (б), кількості поперечного армування ρ_{fw} (в)

3.2 Деформативність матеріалів дослідних зразків-балок

Деформації бетону стиснутої зони, розтягнутої робочої базальтопластикової (BFRP) арматури та зовнішньої вуглепластикової обойми (CFRP) підсилення пошкоджених (ULS) дослідних балок на експлуатаційному рівні малоциклового повторного навантаження ($\eta_1 = 0,65F_{ult}$) (табл. 3.2) можна виразити (3.5-3.9) :

$$\hat{Y}(\varepsilon_{cf1}^{ref, \eta_1} \cdot 10^5) = 107 + 20x_1 - 3x_2 + 12x_3 + 3x_1^2 - 8x_1x_2, \nu = 6,0\% \quad \text{за даними [2];} \quad (3.5)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{cf1x}^{\eta_1} \cdot 10^5) = 194 + 38x_1 - 13x_2 + 9x_3 - 13x_1x_2, \nu = 5,3\% ; \quad (3.6)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{f1}^{ref, \eta_1} \cdot 10^5) = 510 + 77x_1 + 68x_2 + 32x_3 - 17x_1^2 - 46x_2^2 - 15x_3^2, \nu = 5,5\% \quad \text{за даними [2];} \quad (3.7)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_f^{\eta_1} \cdot 10^5) = 503 + 101x_1 + 33x_2 + 34x_3 + 21x_1x_2 + 19x_1x_3, \nu = 5,1\%; \quad (3.8)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{f1x}^{\eta_1} \cdot 10^5) = 601 + 122x_1 + 33x_2 + 41x_3 + 23x_1x_2 + 20x_1x_3, \nu = 4,9\%; \quad (3.9)$$

При рівні малоциклового повторного навантаження $\eta_2 = 0,95F_{ult}$ вказані деформації бетону (табл. 3.1), робочої базальтопластикової арматури BFRP та вуглепластикової обойми (CFRP) підсилення пошкоджених балок набувають виду (3.10-3.14):

$$\hat{Y}(\varepsilon_{cf1ult}^{ref, \eta_2} \cdot 10^5) = 157 + 29x_1 - 5x_2 + 17x_3 + 4x_1^2 - 12x_1x_2, \nu = 6,6\% \quad \text{за даними [2];} \quad (3.10)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{cf1x}^{\eta_2} \cdot 10^5) = 277 + 47x_1 - 19x_2 - 45x_1^2 - 8x_2^2 - 11x_1x_2, \nu = 5,1\%; \quad (3.11)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{f1ult}^{ref, \eta_2} \cdot 10^5) = 745 + 112x_1 + 99x_2 + 47x_3 - 25x_1^2 - 67x_2^2 - 22x_3^2, \nu = 5,5\% \quad \text{за даними [2];} \quad (3.12)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_f^{\eta_2} \cdot 10^5) = 735 + 148x_1 + 48x_2 + 50x_3 + 30x_1x_2 + 28x_1x_3, \nu = 2,7\%; \quad (3.13)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{f1x}^{\eta_2} \cdot 10^5) = 880 + 176x_1 + 52x_2 + 57x_3 + 32x_1x_2 + 32x_1x_3, \nu = 4,8\%; \quad (3.14)$$

Таблиця 3.2

Експериментальні значення відносних деформацій бетону стиснутої зони

(ε_c) 10^{+5} , розтягнутої робочої базальтопластикової арматури (ε_f) 10^{+5} та зовнішньої вуглепластикової обойми ($\varepsilon_{f_{tx}}$) 10^{+5} підсилення пошкоджених (ULS) дослідних балок за малоциклового повторного навантаження.

№ дослідю	План експерименту			На експлуатаційному рівні ($\eta_1=0,65F_{ult}$)						Перед руйнуванням ($\eta_2=0,95F_{ult}$)									
	X ₁	X ₂	X ₃	$\varepsilon_{c_{f_{tx}}}^{\eta_1}$, (3.6)	$\varepsilon_f^{\eta_1}$, (3.7)	$\hat{Y}(\varepsilon_f^{\eta_1})$, (3.8)	$\varepsilon_{f_{tx}}^{\eta_1}$, (3.9)	$\hat{Y}(\varepsilon_{f_{tx}}^{\eta_1})$, (3.10)[2]	$\hat{Y}(\varepsilon_{c_{f_1,ult}}^{ref,\eta_2})$, (3.11)	$\varepsilon_{c_{f_{tx,ult}}}^{\eta_2}$, (3.12)[2]	$\hat{Y}(\varepsilon_{c_{f_{tx,ult}}}^{\eta_2})$, (3.13)	$\hat{Y}(\varepsilon_{c_{f_1,ult}}^{ref,\eta_2})$, (3.14)	$\varepsilon_{f,ult}^{\eta_2}$, (3.15)	$\hat{Y}(\varepsilon_{f,ult}^{\eta_2})$, (3.16)	$\varepsilon_{f_{1,ult}}^{\eta_2}$, (3.17)	$\hat{Y}(\varepsilon_{f_{1,ult}}^{\eta_2})$, (3.18)			
1	+	+	+	225	215	737	711	845	840	182	255	241	889	1001	1039	1221	1229		
2	+	+	-	183	197	578	604	723	718	148	227	241	795	919	883	1043	1051		
3	+	-	+	277	267	630	604	733	728	216	315	301	691	920	883	1053	1061		
4	+	-	-	239	249	471	497	611	606	182	287	301	597	690	727	873	883		
5	-	+	+	155	165	455	429	515	510	148	183	169	665	628	627	741	749		
6	-	+	-	157	147	373	399	473	468	114	159	169	571	583	583	691	699		
7	-	-	+	155	165	430	404	495	490	134	174	185	467	589	591	701	709		
8	-	-	-	157	147	348	374	453	448	100	199	185	373	548	547	651	659		
9	+	0	0	222	232	630	604	728	723	182	293	279	832	883	883	1049	1056		
10	-	0	0	166	156	376	402	484	479	124	171	185	608	587	587	697	704		
11	0	+	0	191	181	562	536	639	634	152	218	250	777	783	783	930	932		
12	0	-	0	197	207	444	470	573	568	162	302	288	579	687	687	826	828		
13	0	0	+	193	203	563	537	637	642	174	291	277	770	785	785	937	937		
14	0	0	-	198	185	443	469	555	560	140	263	277	676	685	685	823	823		
15	0	0	0	193	194	516	503	606	601	157	280	277	745	735	735	879	880		
$\sum(y_i - \hat{y}_i)^2$				1485		9213		375		2564		2794		23505		5484		631	
$\sigma = \sqrt{\sum(\dots)^2/14}$				10.3		25.65		5.18		13.53		14		40.98		19.79		6.7	
$\nu = (\sigma/b_0)100, \%$				5.3		5.1		0.9		8.6		5.1		5.5		2.7		0.8	

Аналіз залежностей (3.5) і (3.10) показує, що деформації бетону в еталонних балках [2] на експлуатаційному рівні ($\eta_1 = 0,65F_{ult}$) навантаження розташовуються на догірній висхідній ділянці діаграми « $\sigma_c - \varepsilon_c$ », а перед їх руйнуванням ($\eta_2 = 0,95F_{ult}$) на тій же ділянці діаграми, але ближче до її вершини. При цьому, найбільший вплив на вказані деформації бетону мала величина відносного прольоту зсуву a/h_0 (37%).

Деформації стиснутого бетону у підсилених вуглепластиком балках при експлуатаційному рівні навантаженням (3.6) збільшилися в 1,8 рази порівняно з еталонними зразками і досягли вершини діаграми деформування бетону, а перед їхнім руйнуванням ($\eta_2 = 0,95F_{ult}$) - (3.11) ця тенденція (в 1,8 рази) збереглася. При цьому, деформації стиснутого бетону на завершальному етапі роботи дослідних зразків-балок перед розривом зовнішнього шару вуглепластика підсилення відповідали деформаціям на низпадних ділянках діаграм « $\sigma_c - \varepsilon_c$ », що свідчить про повне і раціональне використання міцнісних властивостей бетону і зовнішнього вуглепластикового підсилення.

Залежність деформацій бетону еталонних і підсилених фіброармаваним вуглепластиком дослідних бетонних балок з BFRP на експлуатаційному ($\eta_1 = 0,65F_{ult}$) рівні навантаження та перед їх руйнуванням може бути представлена рис. 3.3, 3.4.

Деформації робочої арматури в еталонних і підсилених вуглепластиком балках, а також зовнішньому фіброармваному шарі при експлуатаційному рівні навантаження ($\eta_1 = 0,65F_{ult}$), позначенні, відповідно, $\varepsilon_{f_l}^{ref, \eta_1}$, $\varepsilon_{f_l}^{\eta_1}$, $\varepsilon_{f_{lx}}^{\eta_1}$, можна представити експериментально - статистичними залежностями (3.7), (3.8) і (3.9), а аналогічні деформації з індексом η_2 перед їх руйнуванням – виразами (3.12), (3.13) і (3.14).

Слід зазначити, що прирости деформацій базальтопластикової робочої арматури в еталонних і підсилених вуглепластиком балках, а також в шарі фіброармованого вуглепластикового підсилення протягом усього періоду

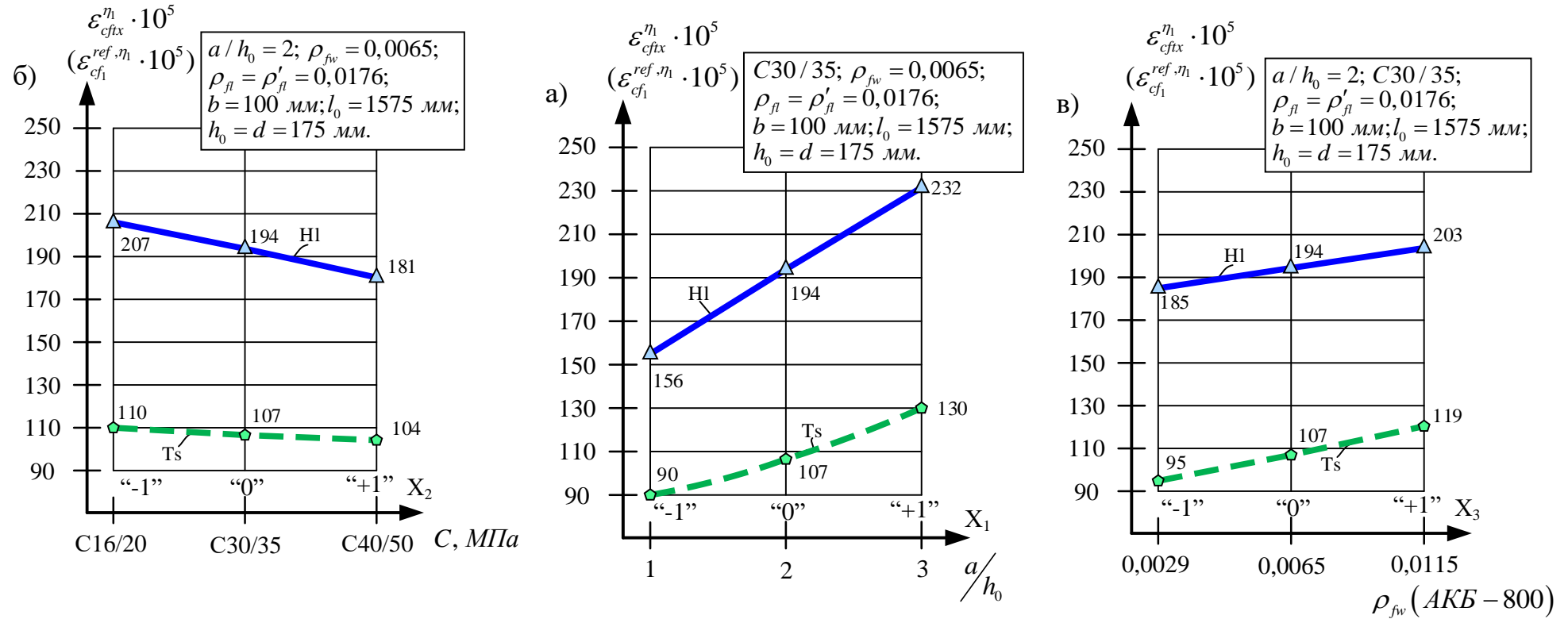


Рис. 3.3 - Вплив відносного прольоту зсуву a/h_0 (а), класу бетону C (б), кількості поперечного армування ρ_{fw} (в) на величину відносних деформацій бетону стиснутої зони дослідних балок на експлуатаційному рівні ($\eta_1 = 0,65F_{ult}$) за малоциклового повторного навантаження

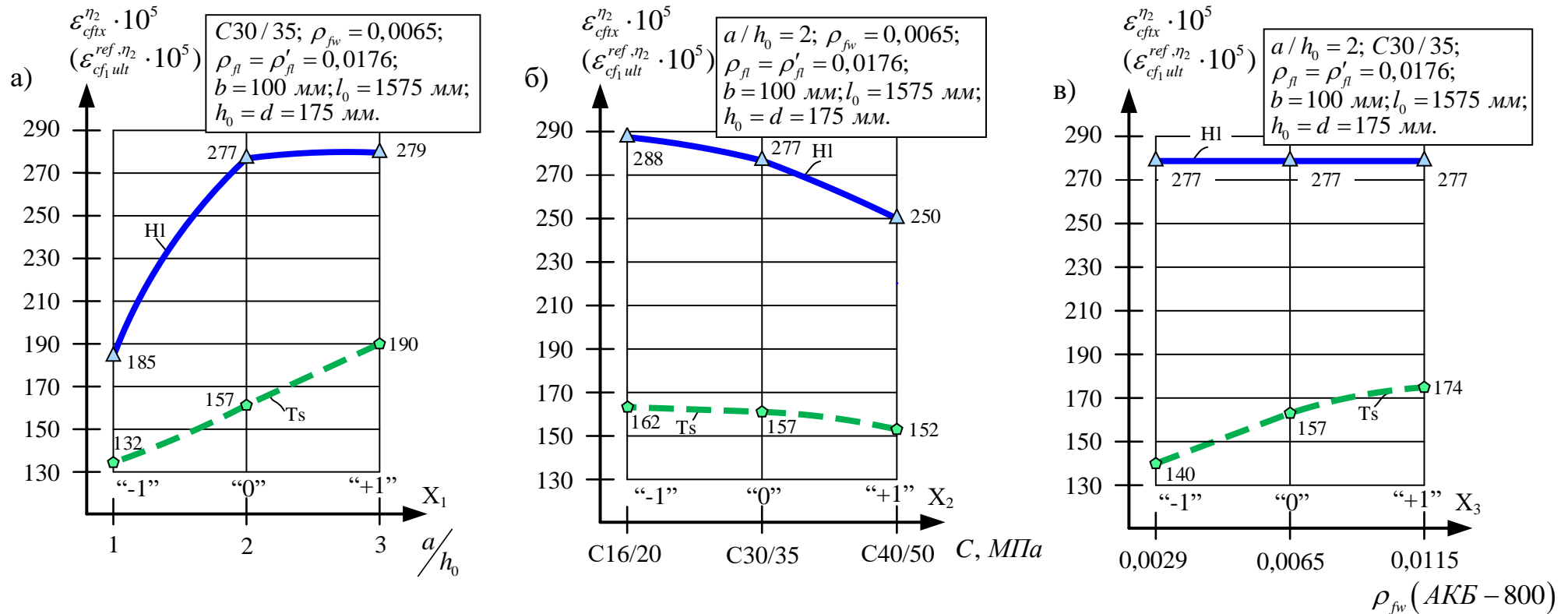


Рис. 3.4 - Вплив відносного прольоту зсуву a/h_0 (а), класу бетону C (б), кількості поперечного армування ρ_{fw} (в) на величину відносних деформацій бетону стиснутої зони дослідних балок перед руйнуванням ($\eta_2 = 0,95F_{ult}$) за малоциклового повторного навантаження

випробувань являлися прямо пропорційними зовнішньому ступенево зростаючому малоцикловаому знакопостійному навантаженню. Тобто, в BFRP в еталонних і підсилених балках, а також в зовнішньому шарі вуглепластика (CFRP) підтвердився лінійний зв'язок між напруженнями і деформаціями. При цьому, розподіл лінійних деформацій по висоті нормальних перерізів носить лінійний характер і підтверджується гіпотеза плоских перерізів (Бернуллі).

Аналіз залежностей (3.7), (3.8), (3.9) та (3.12), (3.13), (3.14) показує, що вони є подібними між собою на всіх етапах навантаження, включаючи експлуатаційний рівень та перед руйнуванням дослідних зразків (рис. 3.5, 3.6).

Аналіз вказаних залежностей показує, що найбільший вплив на них (рис. 3.5, 3.6) має величина відносного прольоту зрізу (від 30 до 40% перед руйнуванням), далі – клас бетону (від 13 до 27%) і, на останок, - кількість поперечної арматури (від 12 до 14%) порівняно із середніми їхніми значеннями при збільшенні зазначених чинників в межах заданого планом експерименту діапазону їх зміни.

В окремих публікаціях, зокрема [154] вказано, на необхідність обмежити деформації зовнішнього фіброармуючого пластика BFRP величиною $400 \cdot 10^{-5}$ для забезпечення сумісної роботи бетону і підсилюючого фібропластикового елемента. У виконаних дослідженнях перед руйнуванням (розривом) елемента підсилення $\varepsilon_{fix,ult}^{n_2}$ змінювалися в межах від $651 \cdot 10^{-5}$ до $1221 \cdot 10^{-5}$. При цьому, бетон захисного шару розривався вуглепластиком на окремі частки без відшарування від елемента підсилення аж до його розриву у всіх дослідних зразках – балках, що свідчить про дотримання технології підсилення та якість виконаних робіт. Виходячи із цього, обмеження деформацій $\varepsilon_{fix,ult} \leq 400 \cdot 10^{-5}$ вважаємо недостатньо обґрунтованим.

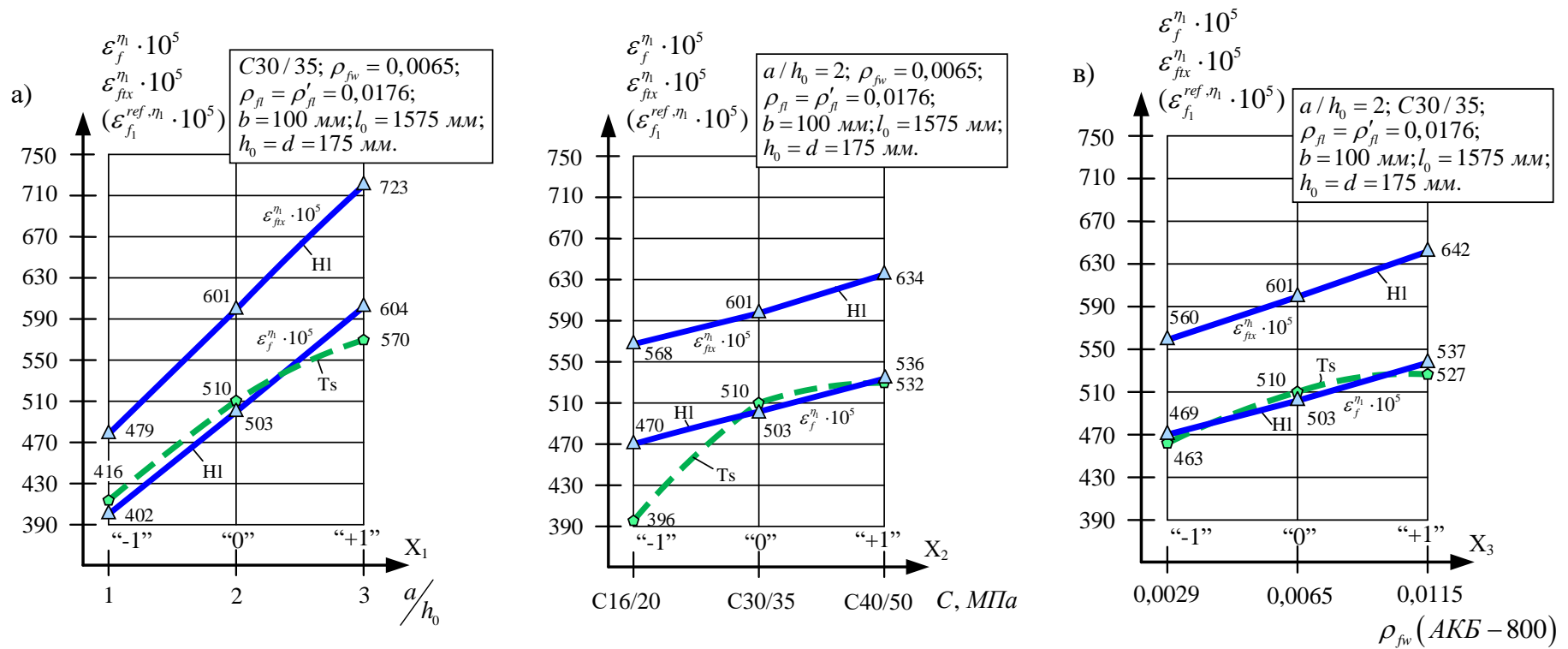


Рис. 3.5 - Вплив відносного прольоту зсуву a/h_0 (а), класу бетону C (б), кількості поперечного армування ρ_{fw} (в) на величину відносних деформацій розтягнутої робочої базальтобетонної (BFRP) арматури та зовнішньої вуглепластикової обойми (CFRP) дослідних балок на експлуатаційному рівні ($\eta_1 = 0,65F_{ult}$) за малоциклового повторного навантаження

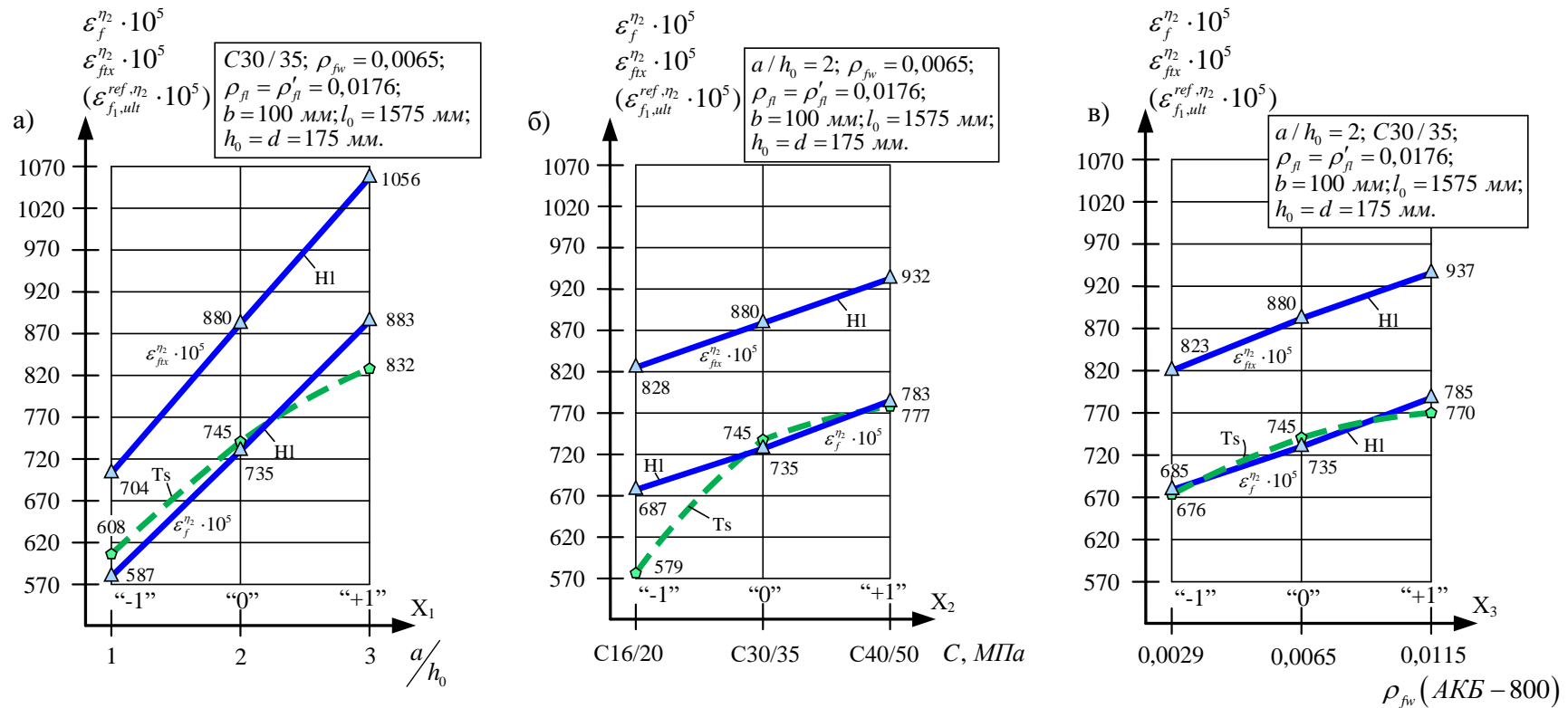


Рис. 3.6 - Вплив відносного прольоту зсуву a/h_0 (а), класу бетону C (б), кількості поперечного армування ρ_{fw} (в) на величину відносних деформацій розтягнутої робочої базальтобетонної (BFRP) арматури та зовнішньої вуглепластикової обойми (CFRP) дослідних балок перед руйнуванням ($\eta_2 = 0,95F_{ult}$) за малоциклового повторного навантаження

3.3 Прогини дослідних зразків-балок

Прогини еталонних бетонних балок з VFRP f_{f_1, η_1}^{ref} і $f_{f_{tx, \eta_1}}$ підсилених вуглепластиковими (CFRP) обоймами пошкоджених базальтобетонних зразків-балок на експлуатаційному рівні навантаження ($\eta_1 = 0,65F_{ult}$) можуть бути представленні наступними залежностями (табл. 3.3) (3.15-3.16):

$$\hat{Y}(f_{f_1, \eta_1}^{ref}) = 10,20 + 0,91x_1 + 1,04x_2 + 0,73x_3 - 0,74x_1^2, \text{ мм, } \nu = 5,3\% \text{ за даними [2];} \quad (3.15)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_1, \eta_1}^{ref}}{l_0}\right) \cdot 10^{-3} = 6,48 + 0,58x_1 + 0,66x_2 + 0,46x_3 - 0,47x_1^2; \quad (3.15, a)$$

$$\hat{Y}(f_{f_{tx, \eta_1}}) = 11,53 + 1,46x_1 + 0,29x_2 + 0,70x_3 - 0,30x_1^2, \text{ мм, } \nu = 6,0\%; \quad (3.16)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_{tx, \eta_1}}}{l_0}\right) \cdot 10^{-3} = 7,32 + 0,93x_1 + 0,18x_2 + 0,44x_3 - 0,19x_1^2; \quad (3.16, a)$$

Перед руйнуванням еталонних і дослідних зразків-балок ($\eta_2 = 0,95F_{ult}$) їхні прогини характеризуватимуться виразами (3.17-3.18):

$$\hat{Y}(f_{f_1, \eta_2}^{ref}) = 14,28 + 1,34x_1 + 1,46x_2 + 1,01x_3 - 1,03x_1^2, \text{ мм, } \nu = 5,6\% \text{ за [2];} \quad (3.17)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_1, \eta_2}^{ref}}{l_0}\right) \cdot 10^{-3} = 9,07 + 0,85x_1 + 0,93x_2 + 0,64x_3 - 0,65x_1^2; \quad (3.17, a)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_1, \eta_2}^{ref} \cdot M_{ult}}{E_c \cdot I_{ref}}\right) \cdot 10^6 = 111 + 11x_1 + 9x_2 + 15x_3 - 7x_2^2 - 4x_3^2, \nu = 6,1\%; \quad (3.17b)$$

$$\hat{Y}(f_{f_{tx, \eta_2}}) = 16,72 + 2,06x_1 + 0,47x_2 + 0,80x_3 - 1,27x_1^2, \nu = 4,9\%; \quad (3.18)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_{tx, \eta_2}}}{l_0}\right) \cdot 10^{-3} = 10,62 + 1,31x_1 + 0,30x_2 + 0,51x_3 - 0,81x_1^2; \quad (3.18, a)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_{tx, \eta_2}} \cdot M_{ult}}{E_C \cdot I_{ref}}\right) \cdot 10^6 = 175 + 23x_1 - 9x_2 + 9x_3 - 14x_1^2 + 12x_2^2; \nu = 5,1\%; \quad (3.18, b)$$

Як видно із залежностей (3.15), (3.16), прогини і еталонних, і підсилених вуглепластиком базальтобетонних балок при експлуатаційному рівні навантаження, в середньому, досягають 1/150 прольоту внаслідок підвищеної деформативності армуючих матеріалів, що потрібно ураховувати при обранні області застосування вказаних конструкцій.

Таблиця 3.3

Експериментальні значення прогинів еталонних (ref) та пошкоджених (ULS) бетонних балок з BFRP, підсилених вуглепластиковим полотном (CFRP), за малоциклового знакоповторного навантаження.

№ досліджу	План експерименту			На експлуатаційному рівні ($\eta_1=0,65F_{ult}$)		Перед руйнуванням ($\eta_1=0,95F_{ult}$)							
	X ₁	X ₂	X ₃	f_{ftx,η_1} , мм	$\hat{Y}(f_{ftx,\eta_1})$, мм (3.16)	$\hat{Y}(f_{f_1,\eta_1}^{ref})$, мм, (3.15), [2]	$\hat{Y}(f_{f_1,\eta_2}^{ref})$, мм, (3.17), [2]	$\left(\frac{f_{f_1,\eta_2}^{ref} \cdot M_{ult}}{E_c \cdot I_{ref}}\right) \times \hat{Y}\left(\frac{f_{f_1,\eta_2}^{ref} \cdot M_{ult}}{E_c \cdot I_{ref}}\right) \times f_{ftx,\eta_2}$, мм, (3.17, б)	f_{ftx,η_2} , мм,	$\hat{Y}(f_{ftx,\eta_2})$, мм, (3.18)	$\left(\frac{f_{f_1,\eta_2}^{ref} \cdot M_{ult}}{E_c \cdot I_{ref}}\right) \times \hat{Y}\left(\frac{f_{f_1,\eta_2}^{ref} \cdot M_{ult}}{E_c \cdot I_{ref}}\right) \times$	$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_1,\eta_2}^{ref} \cdot M_{ult}}{E_c \cdot I_{ref}}\right) \times$	$\left(\frac{f_{f_1,\eta_2}^{ref} \cdot M_{ult}}{E_c \cdot I_{ref}}\right) \times \hat{Y}\left(\frac{f_{f_1,\eta_2}^{ref} \cdot M_{ult}}{E_c \cdot I_{ref}}\right) \times$
1	+	+	+	14.0	13.68	12.1	17.1	123	135	19.3	18.78	195	196
2	+	+	-	12.2	12.28	10.7	15.0	99	105	17.0	17.18	177	178
3	+	-	+	13.2	13.10	10.1	14.1	112	117	17.9	17.84	217	214
4	+	-	-	11.4	11.70	8.6	12.1	84	87	15.5	16.24	196	196
5	-	+	+	10.4	10.76	10.3	14.4	106	113	13.9	14.66	152	150
6	-	+	-	9.5	9.36	8.9	12.4	78	83	13.1	13.06	134	132
7	-	-	+	10.1	10.18	8.2	11.5	92	95	13.5	13.72	166	168
8	-	-	-	9.1	8.78	6.8	9.4	65	65	12.7	12.12	146	150

Продовження таблиці 3.3

9	+	0	0	12.7	12.69	10.4	14.5	123	122	17.5	17.51	183	184
10	-	0	0	9.8	9.77	8.6	11.9	87	100	13.4	13.39	140	133
11	0	+	0	11.9	11.82	11.2	15.7	123	113	17.1	17.19	177	178
12	0	-	0	11.3	11.24	9.2	12.8	85	95	16.1	16.25	197	196
13	0	0	+	12.2	12.23	10.9	15.3	126	122	17.6	17.52	183	184
14	0	0	-	10.7	10.83	9.5	13.3	88	92	15.9	15.92	166	166
15	0	0	0	11.6	11.53	10.2	14.3	111	111	16.7	16.72	175	175
$\sum(y_i - \hat{y}_i)^2$				4.46	4.1161	11.24		699		1.376		47	
$\sigma = \sqrt{\sum(\dots)^2/14}$				0.565	0.542	0.896		7.07		0.31		1.83	
$v = (\sigma / b_0)100, \%$				4.9	5.3	6.3		6.4		1.9		1.0	

Аналіз представлених залежностей показує, що усі розглянуті конструктивні чинники мають вплив на величину прогинів бетонних еталонних і підсилених пошкоджених балок з армуючими матеріалами FRP. При цьому, прогини еталонних балок на експлуатаційному рівні навантаження та перед їх руйнуванням в найбільшій степені (20%, рис. 3.7, 3.8) залежать від класу бетону C, потім (18%; 19%) – від величини відносного прольоту зсуву a/d і, наостанок, кількості поперечного армування ρ_{fw} (14%).

Зі збільшенням величини цих чинників зростає вплив згинального моменту, а також несучої здатності дослідних елементів і, відповідно, стріла їх прогинів. Для можливості порівняти отримані результати досліджень з даними інших авторів натуральні значення прогинів дослідних зразків привели до відносних їх значень (3.15а), (3.16, а), (3.17, а), (3.18, а), тобто віднесених до довжини їхнього прольоту.

Оскільки дослідні еталонні та підсилені вуглепластиком зразки - балки продемонстрували різну несучу здатність та стрілу прогинів, то для можливості їх порівняння і оцінювання впливу зазначених конструктивних чинників на них, а також співставлення отриманих даних з результатами досліджень інших авторів в роботі представлені прогини, приведені до міцнісних і деформативних властивостей бетону (E_c), геометричних характеристик поперечних перерізів (I_{red}), а також зовнішнього навантаження (M_{ult}), виражені безрозмірними залежностями (3.17, б) і (3.18, б).

Прогини еталонних і підсилених вуглепластиком балок перед руйнуванням досягали, в середньому, 1/100 від довжини прольоту, на що потрібно зважати при проектуванні реальних будівельних конструкцій. Очевидно що цю проблему можна було б вирішити шляхом застосування попередньо напруженої неметалевої композитної арматури.

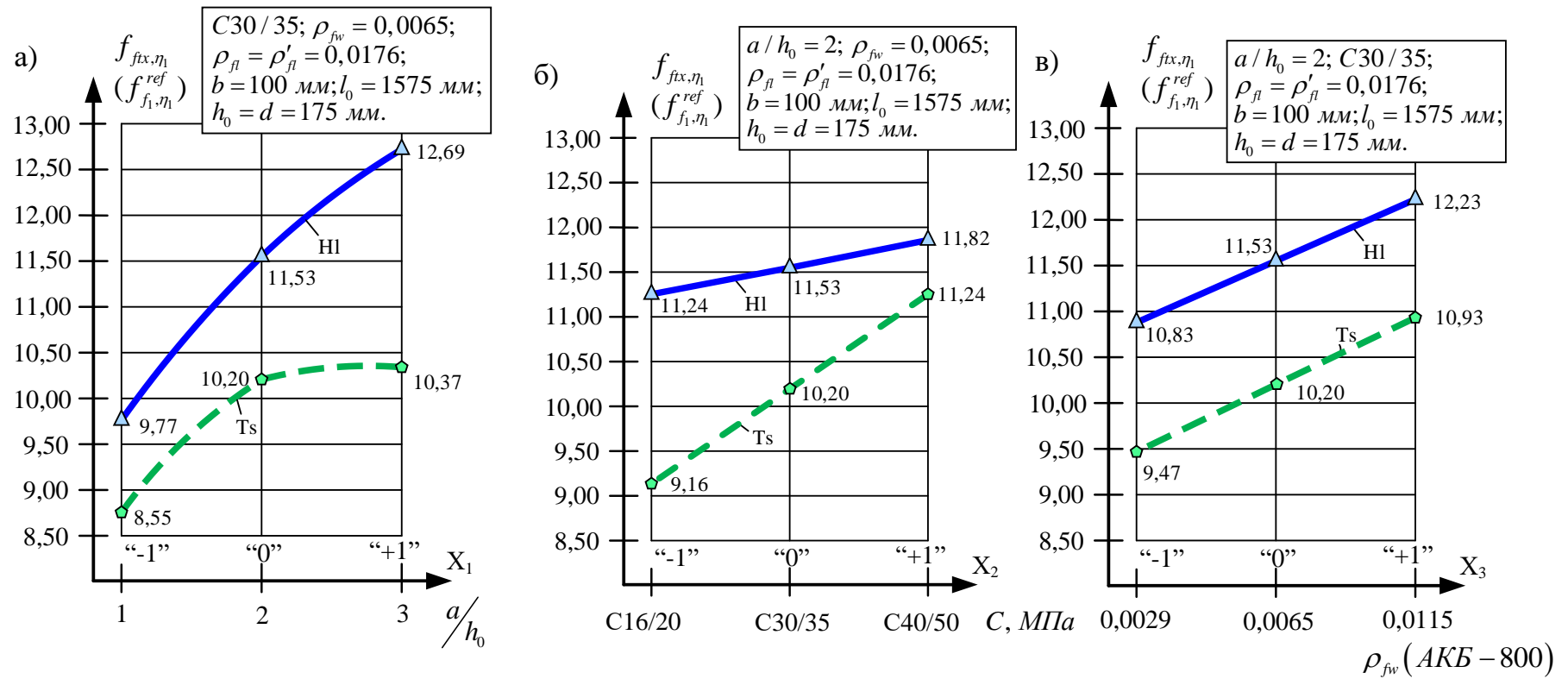


Рис. 3.7 - Вплив відносного прольоту зсуву a/h_0 (а), класу бетону С (б), кількості поперечного армування ρ_{fw} (в) на величину прогинів дослідних балок на експлуатаційному рівні ($\eta_1 = 0,65F_{ult}$) малоциклового повторного навантаження

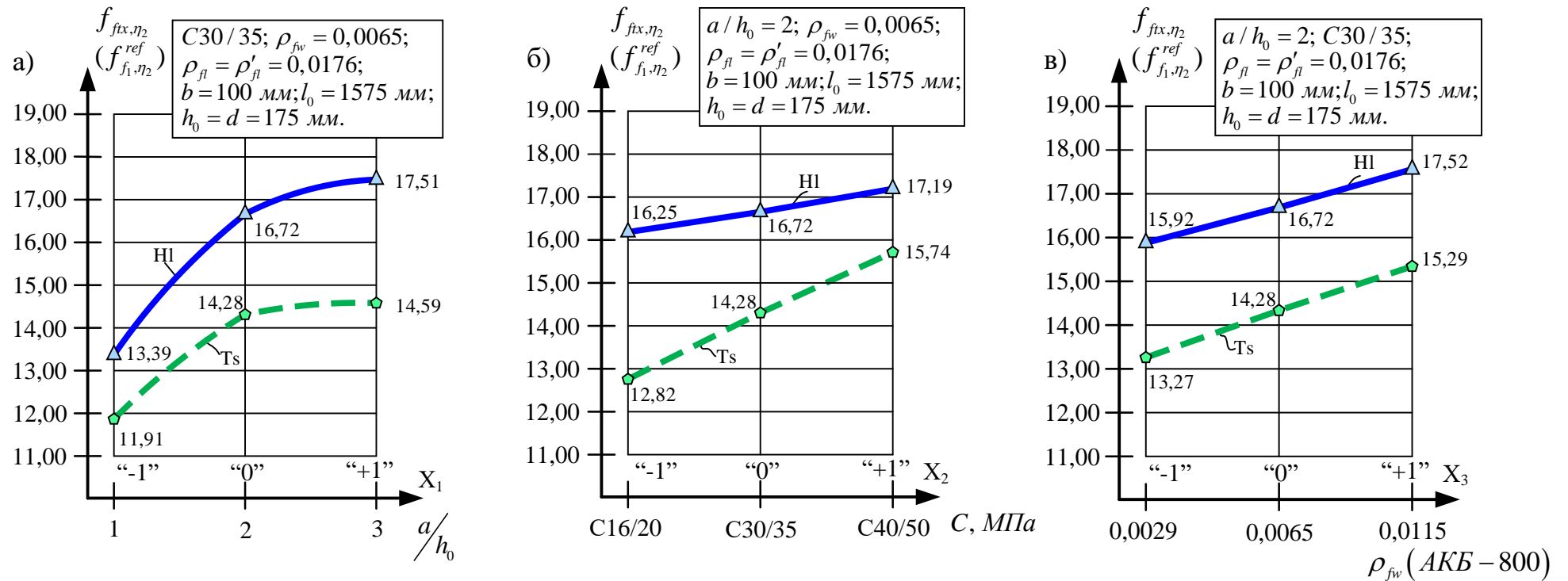


Рис. 3.8 - Залежність величини прогинів дослідних зразків-балок від величини відносного прольоту зсуву a/h_0 (а), класу бетону C (б), кількості поперечного армування ρ_{fw} (в) перед їх руйнуванням ($\eta_2 = 0,95F_{ult}$) за дії малоциклового повторного навантаження

3.4 Ширина розкриття нормальних тріщин

Представлену в табл. 3.4 ширину розкриття нормальних тріщин в розтягнутій зоні “чистого згину” еталонних базальтобетонних балок та підсилених вуглепластиковим полотном пошкоджених бетонних балок з BFRP при експлуатаційному рівні навантаження ($\eta_1 = 0,65F_{ult}$) можна виразити наступними експериментально-статичними залежностями (3.19-3.20):

$$\hat{Y}(W_{kf_1, \eta_1}^{ref}) = 0,35 + 0,06x_1 + 0,10x_2 + 0,05x_3 + 0,02x_1x_3, \text{ мм, } \nu = 11,5\%; \quad (3.19)$$

$$\hat{Y}(W_{kfix, \eta_1}) = 0,40 + 0,10x_1 + 0,03x_2 + 0,03x_3 - 0,05x_1^2 + 0,02x_2^2 - 0,02x_3^2 \text{ мм, } \nu = 5,3\%; \quad (3.20)$$

Перед руйнуванням ($\eta_2 = 0,95F_{ult}$) ширину розкриття нормальних тріщин в еталонних базальтобетонних та підсилених вуглепластиковим полотном пошкоджених бетонних балок з BFRP можна представити (3.21-3.22):

$$\hat{Y}(W_{kf_1, \eta_2}^{ref}) = 0,51 + 0,04x_1 + 0,13x_2 + 0,07x_3, \text{ мм, } \nu = 11\%; \quad (3.21)$$

$$\hat{Y}(W_{kfix, \eta_2}) = 0,52 + 0,04x_1 + 0,03x_2 + 0,02x_3 - 0,03x_1^2 + 0,02x_2^2 \text{ мм, } \nu = 5,7\%. \quad (3.22)$$

Аналіз представлених експериментально-статистичних залежностей показав, що середня ширина розкриття нормальних тріщин в еталонних і підсилених вуглепластиком зразках – балках при експлуатаційному рівні навантаження та пред їх руйнуванням майже однакова і складає, відповідно, 0,35-0,40 мм та 0,51-0,52 мм.

Вплив конструктивних чинників на обох рівнях (рис. 3.9, 3.10) є позитивним: з їхнім збільшенням ширина розкриття нормальних тріщини збільшувалася. При цьому, найбільший вплив мав клас бетону (відповідно, 57 і 51%) в еталонних балках. Такий вплив дослідних чинників на даний вихідний параметр є прогнозованим. Характерно, що залежності (3.20) і (3.22) є нелінійними і відповідають збільшеним на коефіцієнт зміцнення $k_{f_{tx}/f}^{amp}$ навантаженням.

Таблиця 3.4

Експериментальні значення ширини розкриття нормальних тріщин в мм еталонних (ref) і пошкоджених (ULS) бетонних балок з BFRP, підсилених вуглепластиковим полотном (CFRP), за малоциклового знакоповторного навантаження

№ дослідю	План експерименту			на експлуатаційному рівні ($\eta_1 = 0,65F_{ult}$)			перед руйнуванням ($\eta_2 = 0,95F_{ult}$)		
				$\hat{W}_{kf_1, \eta_1}^{ref}$ (3.19) [2]	W_{kfix, η_1}	\hat{W}_{kfix, η_1} (3.20)	$\hat{W}_{kf_1, \eta_2}^{ref}$ (3.21) [2]	W_{kfix, η_2}	\hat{W}_{kfix, η_2} (3.22)
	X ₁	X ₂	X ₃						
1	+	+	+	0,58	0,50	0,51	0,75	0,57	0,60
2	+	+	-	0,44	0,45	0,45	0,61	0,55	0,56
3	+	-	+	0,38	0,43	0,45	0,49	0,53	0,54
4	+	-	-	0,24	0,40	0,39	0,35	0,50	0,50
5	-	+	+	0,42	0,28	0,31	0,67	0,55	0,52
6	-	+	-	0,32	0,25	0,25	0,53	0,45	0,48
7	-	-	+	0,22	0,25	0,25	0,41	0,43	0,46
8	-	-	-	0,12	0,20	0,19	0,27	0,40	0,42
9	+	0	0	0,41	0,45	0,45	0,55	0,52	0,53
10	-	0	0	0,29	0,25	0,25	0,47	0,44	0,45
11	0	+	0	0,45	0,45	0,45	0,64	0,57	0,57
12	0	-	0	0,25	0,43	0,39	0,38	0,51	0,51
13	0	0	+	0,40	0,38	0,41	0,58	0,53	0,54
14	0	0	-	0,30	0,35	0,35	0,44	0,50	0,50
15	0	0	0	0,35	0,40	0,40	0,51	0,55	0,52
$\sum(y_i - \hat{y}_i)^2$				0,0227	0,0099		0,0439	0,0062	
$\sigma = \sqrt{\sum(\dots)^2/14}$				0,040	0,027		0,056	0,021	
$v = (\sigma/b_0)100, \%$				11,5%	6,6 %		11,0%	4,0%	

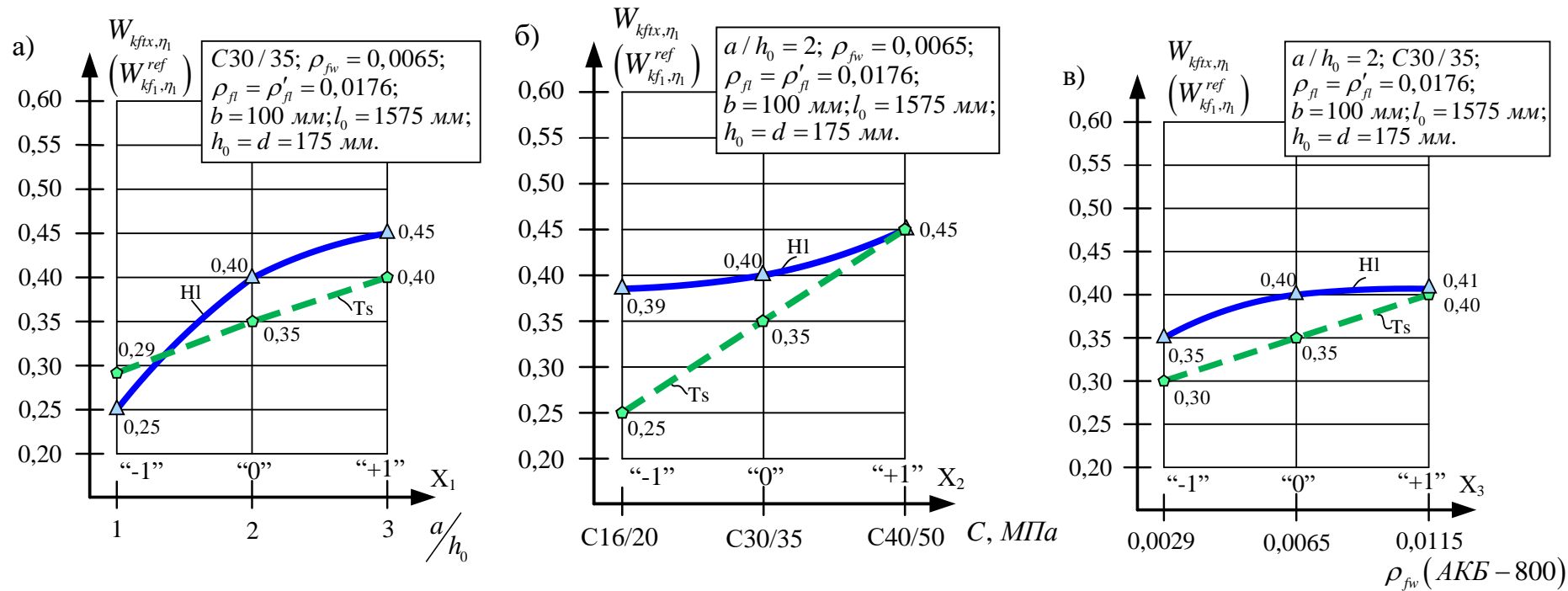


Рис. 3.9 - Вплив відносного прольоту зсуву a/h_0 (а), класу бетону C (б), кількості поперечного армування ρ_{fw} (в) на величину ширини розкриття нормальних тріщин в розтягнутій зоні “чистого згину” дослідних балок на експлуатаційному рівні ($\eta_1 = 0,65F_{ult}$) малоциклового повторного навантаження

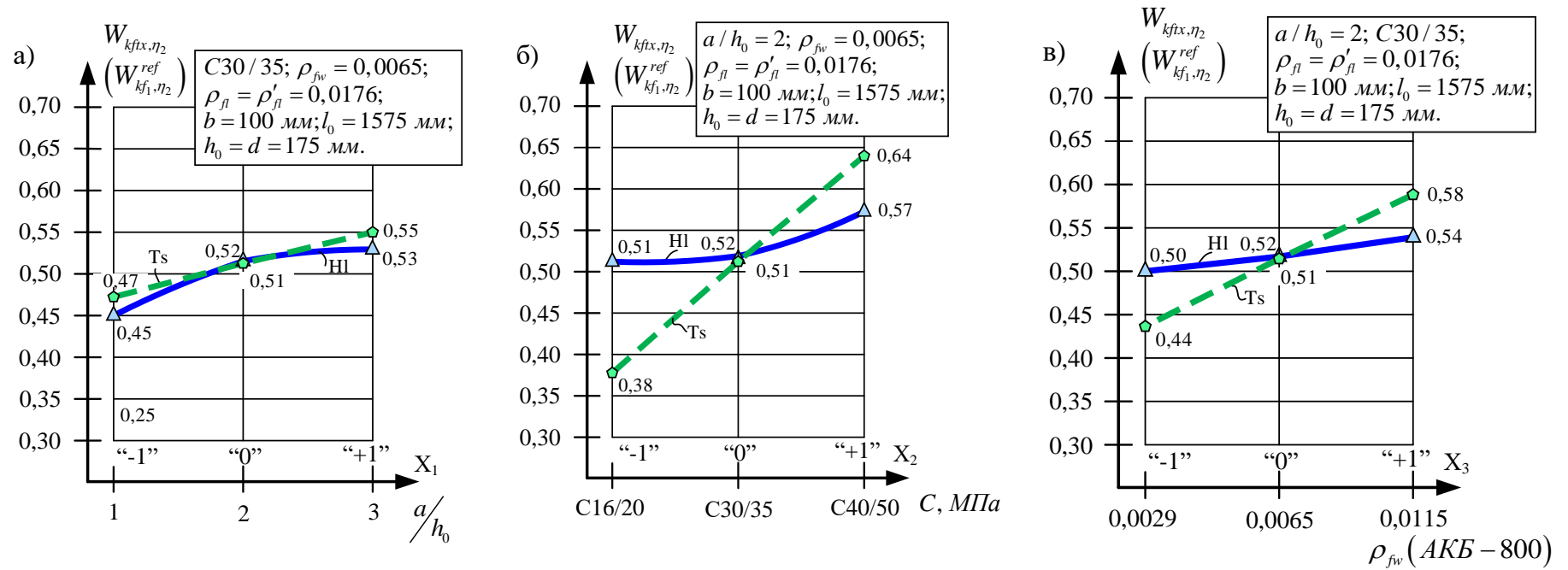


Рис. 3.10 - Залежність ширини розкриття нормальних тріщин посередині дослідних зразків-балок від величини відносного прольоту зсуву a/h_0 (а), класу бетону C (б), кількості поперечної арматури ρ_{fw} (в) перед їх руйнуванням за дії ($\eta_2 = 0,95F_{ult}$) за малоциклового повторного навантаження

3.5 Моделювання напружено-деформованого стану пошкоджених базальтобетонних балок

Технічний стан та безпека (надійність) будівлі залежать від якості проектних рішень, відповідності побудованого об'єкта розробленої технічної документації, професійності виконання будівельно-монтажних робіт, наявності значних недоробок під час введення об'єкта, а також умов його експлуатації. Одним із найнесприятливіших наслідків зневаги чинними нормами та регламентами є порушення роботи будівельних конструкцій з подальшим їх обваленням.

Метою проведення чисельних досліджень було здійснення комп'ютерного моделювання роботи згинальних пошкоджених бетонних елементів підсилених зовнішнім армуванням. Моделювання проводилося для оцінювання апробації методики розрахунку, викладеної в розділі 3, а також для підтвердження доцільності її застосування для визначення параметрів несучої здатності та деформативності елементів, що згинаються, підсилених зовнішнім армуванням.

Під час вирішення зазначених завдань було використано результати чисельних досліджень М. С. Барабаш [155,156], В. М. Карпюка, А. С. Целікової [157], А. Я. Мурина [158, 159], Є. В. Клименка [160], М. Г. Сур'янінова [161], О. С. Городецького [162], Zhen-wen Zhang [163], Т. Alemu [164], M.R. Esfahani, M.R. Kianoush, A.R. Tajari [165], X.Z. Lu, J.G. Teng, L.P. Ye L.P., J.J. Jiang [166, 167], U. Neubauer, F. S. Rostasy [168], М. А. Shahawy, М. Arockiasamy, Т. Beitelman, R. Sowrirajan [169].

Комп'ютерне моделювання напружено-деформованого стану пошкоджених базальтобетонних балок проводилось в програмному комплексі ЛІРА-САПР. Цей програмний комплекс, нарівні з подібними, має важливу перевагу: можливість виконувати розрахунки будівельних конструкцій та елементів практично будь-якої форми з різними характеристиками в нелінійній постановці, відповідно до сучасних норм проектування.

В ході дослідження було враховано сумісну роботу таких матеріалів, як бетон, базальтопластикова арматура та вуглепластикове полотно, що мають

різні фізико-механічні характеристики. Для бетону були використані результати випробувань кубів та призм, а характеристики базальтопластикової арматури та вуглепластикового полотна були прийняті згідно відповідних нормативних документів [170] та сертифікатів якості [171]. Відповідно до плану експерименту було створено 15 різних моделей дослідних балок відповідно до їх характеристик.

Для кожної балки була створена своя окрема розрахункова схема. У програмному комплексі "ЛІРА-САПР" для імітації пошкоджених базальтобетонних балок були використані скінченні елементи № 44 – універсальні чотирикутні КЕ оболонки та № 236 – фізично нелінійні універсальні восьмивузлові просторові ізопараметричні КЕ об'ємом до 1000 мм³ (максимальний розмір ребер скінченних елементів 10×10×10 мм), елементи з'єднані вузлами, які є абсолютно жорсткими тілами нескінченно малих розмірів з шістьма ступенями свободи.

Кількість елементів в цілих зразках сягала 84724 одиниць, вузлів – 87360 одиниць.

Армування елементів у розрахунковій схемі було враховане у вигляді тих же об'ємних скінченних елементів згідно заданих характеристик армуючих матеріалів та відсотку армування елементу. Закріплення в розрахунковій схемі задано так. На лівій опорі на ряд вузлів накладались зв'язки, що обмежували переміщення вздовж осей Y, Z та повороти відносно осей U_x, U_z, на правій опорі – зв'язки, що обмежують переміщення вздовж осей X, Y, Z та повороти відносно осей U_x, U_z.

Для усунення ефекту місцевого зминання в місцях прикладання навантаження та опор було встановлено пластини з заданою жорсткістю та розмірами 0,01×0,01 м. Спосіб обпирання дослідної балки передбачав блокування переміщень за відповідними осями.

Для задання властивостей матеріалів у методі скінченних елементів використовувались такі характеристики, як модуль пружності, коефіцієнт Пуассона, межа міцності та інші. Важливо врахувати анізотропію властивостей

вуглепластикового полотна, оскільки воно має відрізнятися за міцністю та жорсткістю в різних напрямках.

Розрахунок вівся нелінійний кроково-ітераційним методом. У якості критерію руйнування було прийнято набуття балкою хоча б одного граничного стану: напруження в повздовжній та/або поперечній арматурі досягають граничних значень; досягнення в значній групі скінчених елементів стиснутого бетону граничних напружень в місці обпирання зразка або над вершиною похилої тріщини; досягнення надмірних значень переміщень (прогинів).

Аналіз результатів моделювання напружено-деформованого стану дослідних пошкоджених бетонних елементів показав (ізополя напружень наведені у додатку на рисунках В1-В8), що використання з цією метою нелінійного скінчено-елементного розрахунку, який базується на загальній механіці залізобетону дозволяє відтворити результати проведених лабораторних і чисельних експериментів з достатньою для практичних розрахунків точністю. Для підвищення точності розрахунку бажано використовувати більш досконалі критерії міцності. Отже, використання зазначеного нелінійного скінчено-елементного розрахунку дозволяє моделювати напружено-деформований стан дослідних елементів на всіх етапах їх роботи, включаючи руйнування. Послідовний аналіз ізополів напружень, переміщень і зусиль в матеріалах реальної конструкції дозволяє достовірно оцінити вплив дослідних конструктивних чинників і факторів зовнішнього впливу на їх несучу здатність, передбачати характер подальшого деформування і руйнування.

Підсумкові результати моделювання напружено – деформованого стану пошкоджених базальтобетонних балок, підсилених зовнішнім армуванням перед їх руйнуванням за дії малоциклового навантаження представлені в табл. 3.5.

Таблиця 3.5

Результати моделювання напружено – деформованого стану підсилених вуглепластиком (CFRP) пошкоджених балок з BFRP перед їх руйнуванням ($\eta_2=0,95F_{ult}$)

№ дослідю	План експерименту						Прогини, мм	Напруження в бетоні, МПа			Напруження в арматурі, МПа		Напруження в вуглепластиковій обоймі (CFRP), МПа		
	в кодovаних змінних			в натуральних значеннях факторів				σ_{cx}	σ_{cz}	τ_{cxz}	σ_{fx}	σ_{fwz}	σ_x	σ_y	τ_{xy}
	X ₁	X ₂	X ₃	a/d	Клас бетону, С, МПа	ρ_{fw} BFRP-800									
1	+	+	+	3	C40/50	0,0115	15,18	-48,22	-9,37	2,03	246,46	57,58	1964,80	368,67	502,73
2	+	+	-	3	C40/50	0,0029	14,55	-48,20	-9,52	2,39	229,25	80,41	1744,90	323,19	481,87
3	+	-	+	3	C16/20	0,0115	16,00	-20,02	-6,71	1,97	221,89	34,61	1580,70	299,90	618,38
4	+	-	-	3	C16/20	0,0029	14,58	-20,02	-6,26	1,95	201,16	71,79	1500,30	265,47	533,76
5	-	+	+	1	C40/50	0,0115	15,83	-47,16	-21,18	2,30	228,23	35,93	1933,10	366,57	2138,40
6	-	+	-	1	C40/50	0,0029	16,01	-47,90	-19,25	2,29	232,99	75,97	1950,30	348,65	2104,20
7	-	-	+	1	C16/20	0,0115	17,27	-20,02	-14,18	2,01	211,13	2,49	1602,90	259,17	2118,40
8	-	-	-	1	C16/20	0,0029	17,67	-20,04	-14,25	2,09	227,86	2,68	1664,10	263,96	2116,90
9	+	0	0	3	C30/35	0,0065	14,55	-35,25	-12,4	2,26	220,13	58,74	1610,40	289,16	459,53
10	-	0	0	1	C30/35	0,0065	16,41	-35,21	-18,08	2,07	240,31	34,68	1882,10	274,19	2147,60
11	0	+	0	2	C40/50	0,0065	16,01	-48,48	-14,20	2,67	250,21	105,54	1930,80	350,00	880,30
12	0	-	0	2	C16/20	0,0065	15,86	-20,09	-12,03	2,29	202,68	55,47	1602,10	281,27	1036,60
13	0	0	+	2	C30/35	0,0115	15,25	-35,37	-12,50	2,31	219,67	55,15	1672,10	277,59	1011,20
14	0	0	-	2	C30/35	0,0029	14,73	-35,14	-10,93	2,37	212,10	113,05	1642,50	259,52	906,49
15	0	0	0	2	C30/35	0,0065	15,27	-35,30	-11,27	2,53	216,88	80,05	1624,10	287,69	957,07

3.5.1 Порівняльний аналіз отриманих результатів

Аналізуючи послідовно ізополя напружень, переміщень і зусиль в матеріалах реальних конструкцій, можна надійно оцінити вплив дослідних конструктивних елементів та зовнішніх факторів на їхню несучу здатність. Це також дозволяє прогнозувати подальше деформування і руйнування.

Таблиця 3.6

Результати розрахунку залишкової несучої здатності дослідних зразків в ПК ЛІРА-САПР

№ дослід	План експерименту			Граничне навантаження за результатами моделювання, F_{ulira} , кН	Граничне навантаження за результатами експерименту, F_{ult}^{appr} , кН	Різниця $\frac{F_{ult}^{appr} - F_{ulira}}{F_{ult}^{appr}} \cdot 100\%$
	В кодованих змінних					
	X_1	X_2	X_3			
1	+	+	+	47,75	52,2	8,52
2	+	+	-	45,71	50,5	9,49
3	+	-	+	40,6	43,9	7,52
4	+	-	-	37,34	39,7	5,94
5	-	+	+	178,46	156,7	-13,88
6	-	+	-	176,24	148,5	-18,68
7	-	-	+	160,87	127,8	-18,58
8	-	-	-	141,09	125,1	-12,78
9	+	0	0	43,90	47,6	7,77
10	-	0	0	156,63	136,1	-15,08
11	0	+	0	71,71	76,6	6,38
12	0	-	0	61,96	62,9	1,49
13	0	0	+	66,40	71,6	7,26
14	0	0	-	63,0	68,0	7,35
15	0	0	0	64,89	70,0	7,30
\bar{Z}				90,44		-
$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (F_{ult}^{appr} - F_{ulira})^2}{N-1}} \cdot 100\%$				9,87		-
$\nu = \frac{\sigma}{\bar{Z}} \cdot 100\%$				10,91		-

Руйнування дослідних підсилених базальтобетонних балок з великими ($a/d=3$) і середніми ($a/d=2$) прольотами зсуву відповідало напружено-деформованому стану майже збалансованого нормального поперечного перерізу, який характеризувався досягненням у зовнішньому вуглепластиковому шарі підсилення CFRP закритичних деформацій і напружень розриву, а у стиснутій зоні бетону – закритичних (на низпадній ділянці діаграми « $\sigma_c - \varepsilon_c$ ») деформацій і напружень. Зазначене руйнування дослідних балок з великими і середніми прольотами зсуву починалося з розриву зовнішньої арматури CFRP і супроводжувалося різким підвищенням напружень у розтягнутій базальтопластиковій арматурі BFRP, розтріскуванням та розшаруванням захисного шару бетону і надмірним неконтрольованим збільшенням прогинів.

Руйнування балок з малими ($a/d=1$) прольотами зсуву супроводжувалося подальшим розкриттям раніше утворених похилих тріщин і розривом замкнених вуглепластикових сорочок на бічних гранях їхніх приопорних ділянок та різким збільшенням прогинів, зумовлених, насамперед, деформаціями взаємного зсуву окремих частин дослідних зразків.

Також можливо відстежити тенденції зміни показників залишкової несучої здатності в залежності від величини пошкодження, що було підтверджено експериментальними дослідженнями. Загалом, розбіжність між реальними значеннями та результатами моделювання становила від 1,49 до 18,68 %, а коефіцієнт варіації - 10,91%. З цього можна зробити висновок, що процес руйнування не завжди відповідав реальним результатам лабораторних досліджень. Процес створення розрахункової схеми, безпосередньо сам розрахунок та аналіз отриманих даних займали значний проміжок часу.

ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 3

1. Виконаними експериментально-теоретичними дослідженнями встановлена можливість та доцільність підсилення пошкоджених і доведених до граничного стану (ULS) бетонних конструкцій з BFRP зовнішніми фіброармованими пластиками (CFRP) при дотриманні встановленої технології. При цьому, несуча здатність підсилених вказаним способом бетонних балок з BFRP з наявними силовими пошкодженнями збільшилася до 2,0 разів порівняно з еталонними зразками.

2. Ураховуючи те, що коефіцієнт робочого армування $\rho_{fl} = 0,0176$ перевищував граничне значення $\rho_{fb} = 0,0041 - 0,0085$ для використаних класів бетону, то досягнення граничного стану у непошкоджених (еталонних) зразках — балках відбувалося не по розтягнутій базальтопластиковій арматурі, а по стиснутій зоні бетону над вершиною небезпечної похилої тріщини в елементах з великими ($a/d=3$) і середніми ($a/d=2$) прольотами зрізу або за похилою стислою смугою у балках з малими ($a/d \leq 1$) прольотами зрізу.

3. Руйнування дослідних підсилених базальтобетонних балок з великими ($a/d=3$) і середніми ($a/d=2$) прольотами зрізу відповідало напружено-деформованому стану майже збалансованого нормального перерізу який характеризувався досягненням у зовнішньому фіброармованому пластику (CFRP) граничних деформацій та напружень розриву, а у стиснутій зоні бетону — закритичних (на низпадній ділянці діаграми « $\sigma_c - \varepsilon_c$ ») деформацій та напружень і супроводжувався різким підвищенням напружень у розтягнутій робочій арматурі BFRP, розтріскуванням та розшаруванням захисного шару бетону і надмірним збільшенням прогинів.

Руйнування балок з малими ($a/d \leq 1$) прольотами зрізу супроводжувалося подальшим розкриттям раніше утворених похилих тріщин і розривом замкнутих вуглепластикових сорочок на бічних гранях їхніх приопорних ділянок.

4. Отримані експериментально-статистичні залежності дозволяють

об'єктивно оцінити вплив дослідних чинників на основні параметри несучої здатності за першою (ULS) і другою (SLS) групами граничних станів як зокрема, так і у взаємодії одного з одним. Дані про деформування, утворення тріщини та руйнування дослідних зразків – балок разом з вказаними залежностями утворюють вихідні дані для фізичних і розрахункових моделей зазначених елементів.

5. Несучу здатність підсилених вуглепластиком пошкоджених бетонних балок з BFRP слід визначати тільки на дію згинальних моментів за нормальними перерізами в елементах з великими ($a/d=3$) та середніми ($a/d=2$) прольотами зсуву і за похилими перерізами в балках з малими ($a/d=1$) прольотами зсуву.

6. Аналіз ізополів напружень та деформацій дає змогу адекватно оцінити вплив дослідних факторів на напружено-деформований стан та спрогнозувати подальшу роботу підсиленої конструкції.

7. Моделювання складного напружено-деформованого стану дослідних базальто-бетонних балок нелінійними скінчено-елементними розрахунками за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР дає змогу відтворити результати експериментів, найімовірнішу схему роботи й руйнування та достовірно спрогнозувати їхню несучу здатність. Варто відзначити, що увесь процес від побудови розрахункової схеми до аналізу отриманих даних займає доволі великий проміжок часу. Тому розробка простої інженерної методики розрахунку таких елементів є важливою і актуальною задачею.

Результати за 3 розділом наведені в публікаціях [172-178]

РОЗДІЛ 4
РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПОШКОДЖЕНИХ
БАЗАЛЬТОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ
ВУГЛЕПЛАСТИКОВИМ ПОЛОТНОМ, ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ
ПЕРШОЇ ГРУП

4.1 Розрахунок міцності нормальних перерізів елементів, що згинаються

Розрахунок конструкцій прямокутного, таврового і двотаврового перерізів [181, 182] доцільно виконувати на основі умов рівноваги зусиль в граничному стані.

Розрахунок передбачає наступні види граничних станів:

а) руйнування стиснутої зони бетону до досягнення характеристичних напружень в стержневій розтягнутій арматурі (текучості у сталевій). При цьому, напруження в ФАП-FRP є значно меншими від розрахункових (переармована розтягнута зона);

б) досягнення характеристичних напружень у розтягнутій стрижневій арматурі (текучості у сталевій) з наступним розривом зовнішньої арматури ФАП-FRP без руйнування стиснутої зони бетону;

в) досягнення характеристичних напружень у розтягнутій стрижневій арматурі (текучості у сталевій) з наступним розривом зовнішньої арматури ФАП-FRP і руйнуванням стиснутої зони бетону;

г) руйнування від відшарування елементів ФАП-FRP.

Підбір площі перерізу зовнішньої композитної арматури здійснюється методом ітерації (поступового наближення), задаючи деяку початкову її величину з наступним корегуванням за результатами розрахунків міцності на дії згинальних моментів.

Оскільки граничний стан перерізу у загальному випадку не завжди супроводжуються руйнуванням стиснутої зони бетону, то максимальні напруження в ній можуть не досягати граничних значень. Зусилля у зовнішній

арматурі ФАП-FRP визначаються за величиною напружень σ_{fx} , які можуть дорівнювати або бути меншими від її розрахункової міцності на розтяг.

Підсилення згинальних елементів рекомендується проектувати на випадки руйнування «δ» і «b», оскільки руйнування по першому типу «a» пов'язане з недовикористанням механічних властивостей внутрішньої стержневої та зовнішньої арматури ФАП-FRP.

Відшарування ФАП-FRP може мати місце, якщо деформація в ньому не може бути сприйнята бетонною основою. Для попередження відшарування ФАП-FRP необхідно обмежити рівень її деформації. Емпіричні вирази для оцінки коефіцієнтів умов роботи ФАП-FRP, які залежать від жорсткості елементів підсилення, мають вигляд (4.1):

$$k_m = \frac{1}{60 \cdot \varepsilon_{fx,t}} \left(1 - \frac{n \cdot E_{fx,t} \cdot t_{fx}}{360000} \right) \leq 0,9 \quad \text{при} \quad n \cdot E_{fx,t} \cdot t_{fx} \leq 180000, \quad (4.1)$$

$$k_m = \frac{1}{60 \cdot \varepsilon_{fx,t}} \left(1 - \frac{90000}{n \cdot E_{fx,t} \cdot t_{fx}} \right) \leq 0,9 \quad \text{при} \quad n \cdot E_{fx,t} \cdot t_{fx} > 180000,$$

де t_{fx} – розрахункова товщина моношару ФАП-FRP;

$\varepsilon_{fx,t}$ – розрахункова деформація розтягу ФАП, визначена з урахуванням коефіцієнтів умов γ_E та γ_f ;

n – кількість моношарів ФАП-FRP.

За допомогою коефіцієнта k_m із виразу (4.1) в розрахунках обмежується досягнення ФАП-FRP граничної деформації розриву, що забезпечує відсутність відшарування ФАП-FRP при розрахункових навантаженнях. Зі збільшенням жорсткості ФАП-FRP зростає ймовірність відшарування і, відповідно, вимог до обмеження деформацій стають більш строгими. Отже, коефіцієнтом k_m обмежується гранично допустиме зусилля, яке виникає в арматурі ФАП-FRP.

Допустимі граничні розрахункові деформації ФАП-FRP визначаються за формулою (4.2):

$$\varepsilon_{fx,u} \leq k_m \cdot \varepsilon_{fx,t} \quad (4.2)$$

Величина максимальних деформацій у зовнішньому армуванні ФАП-FRP у граничному стані визначається за виразом (4.3):

$$\varepsilon_{fx,u} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{h-x}{x} \right) - \varepsilon_{ci} \leq k_m \cdot \varepsilon_{fx,t}, \quad (4.3)$$

де ε_{cu} – гранична деформація крайнього стиснутого волокна бетону до підсилення;

ε_{ci} – початкова деформація крайнього розтягнутого волокна бетону до підсилення.

Допустимий рівень напружень в ФАП-FRP визначається за законом Гука (4.4):

$$\sigma_{fx,u} \leq E_{fx,t} \cdot \varepsilon_{fx,u}. \quad (4.4)$$

Розрахункова міцність зовнішнього армування ФАП-FRP $f_{fx,u}$ приймається рівною значенню $\sigma_{fx,u}$ за виразом (4.5):

$$f_{fx,u} = \sigma_{fx,u} = E_{fx,t} \cdot \varepsilon_{fx,u}, \quad (4.5)$$

а розрахункова деформація зовнішнього армування ФАП-FRP при розтязі дорівнюватиме (4.6):

$$\varepsilon_{fx,u} \leq \frac{f_{fx,u}}{E_{fx,t}} \quad (4.6)$$

При підборі перерізу зовнішнього армування ФАП-FRP слід визначити рівень деформацій у конструкції від діючого навантаження. Він залежить від характеру завантаження та наявності тріщин у конструкції.

Граничні зусилля в перерізі, нормальному до повздовжньої осі конструкції визначають за умови рівноваги зусиль, виходячи із наступних передумов:

- опір бетону розтягу приймається таким, що дорівнює нулю;
- опір бетону стиску в граничному стані представляється рівномірно розподіленими по висоті стиснутої зони напруженнями, рівними f_{cd} ;
- для визначення деформацій вважається справедливою гіпотеза плоских перерізів Бернуллі;

– розтягуючі напруження у внутрішній стержневій композитній арматурі приймають не більш ніж розрахунковий опір на розтяг f_{fd} (у сталевій – f_{sd}), а стискаючі $-f_{fdc} = 0,2 f_{fd}$ (у сталевій $-f_{sdc} = f_{sd}$);

– розтягуючі напруження у зовнішній арматурі ФАП-FRP слід приймати не більшими від розрахункового її опору на розтяг $f_{fx,u}$;

– зовнішня арматура підсилення і бетон працюють сумісно до настання граничного стану;

– деформація зсуву в клеєвому шарі не ураховується.

При підборі площі перерізу зовнішньої арматури із ФАП-FRP слід уникати перевищення граничної величини армування, встановленої чинними нормами [183, 184]. Розрахунок міцності нормальних перерізів доцільно виконувати у залежності від співвідношення між значенням відносної висоти стиснутої зони бетону $\xi = x / h_0$, яке визначається із умови рівноваги, та значенням граничної відносної висоти стиснутої зони бетону ξ_R , при якому граничний стан елемента настає одночасно з досягненням у внутрішній стержневій арматурі напруження, рівному розрахунковому опору f_{fd} (f_{sd}). При цьому, необхідно враховувати співвідношення між значеннями відносної висоти стиснутої зони бетону ξ_{fx} з урахуванням роботи ФАП-FRP та граничної відносної висоти стиснутої зони бетону з урахуванням роботи ФАП-FRP ξ_{Rfx} , при якому граничний стан елемента настає одночасно з досягненням у розтягнутій зовнішній арматурі із ФАП-FRP напружень, що дорівнюють її розрахунковому опору $f_{fx,u}$. У зв'язку з тим, що в процесі підсилення на розтягнуту грань елемента наклеюється шар армування із композитних матеріалів товщиною всього 1-2 мм, його координати можна приймати рівними координатам крайнього розтягнутого волокна бетону.

Гранична висоти стиснутої зони бетону ξ_R визначається за відомою формулою (4.7):

$$\xi_R = \frac{x_R}{h} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_{c,ule}}}, \quad (4.7)$$

де ε_f – відносна пружна деформація внутрішньої розтягнутої композитної (сталеві – $\varepsilon_{s,el}$) арматури при напруженнях f_{fd} (f_{sd});

$\varepsilon_{c,ule}$ – відносна деформація стиснутого бетону при напруженнях, рівних f_{cd} . Приймається рівною 0,0035.

Значення граничної відносної висоти стиснутої зони бетону ξ_{Rftx} з урахуванням роботи ФАП-FRP визначається за формулою (4.8):

$$\xi_{Rftx} = \frac{x_{Rftx}}{h} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{ftx,u}}{\varepsilon_{cu1} \cdot E_{ftx}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (4.8)$$

де ε_{cu1} – гранична відносна деформація бетону приймається рівною ε_{ck} (у вершині діаграми « $\sigma_c - \varepsilon_c$ ») за нетривалої дії навантаження і ε_{ck} – за тривалої дії навантаження;

$f_{ftx,u}$ – обчислюється за формулою (5.5);

ω – характеристика стиснутої зони бетону, яка обчислюється за формулою $\omega = 0,85 - 0,008 f_{cd}$.

Відношення $f_{ftx,u} / E_{ftx}$ представляє собою граничну відносну деформацію ФАП-FRP при розтязі. У більшості випадків вона знаходиться в діапазоні 0,3-1,0 % і перевищує деформацію текучості сталі. Тому ξ_{Rftx} може бути меншим від ξ_R .

Розрахунок міцності нормальних перерізів згинальних елементів, підсилених ФАП-FRP здійснюють за умови (4.9):

$$M < M_{ult}, \quad (4.9)$$

де M – сума моментів всіх зовнішніх сил відносно осі, перпендикулярної до площини дії моментів;

M_{ult} – сума моментів усіх внутрішніх сил у граничному стані відносно осі,

перпендикулярної до площини дії моментів.

Для перерізу, симетричного відносно осі, перпендикулярної до площини дії моментів (рис. 4.1), розрахункова умова міцності залишається (4.10):

$$M \leq \sigma_{f_{tx}} \cdot S_{f_{tx}} + f_{fd} \cdot S_f + f_{fcd} \cdot S_{fc}, \quad (5.10)$$

де $\sigma_{f_{tx}}$ – напруження в зовнішній арматурі ФАП-FRP;

$S_{f_{tx}}$ – статичний момент площі перерізу ФАП-FRP;

f_{fd} – розрахунковий опір внутрішньої стержневої композитної арматури на розтяг (сталевій арматурі – f_{yd});

S_f – статичний момент площі перерізу розтягнутої внутрішньої стержневої композитної арматури (сталевій арматурі – S_s);

f_{fcd} – розрахунковий опір внутрішньої стержневої композитної арматури на стиск (сталевій арматурі – f_{ycd});

S_{fc} – статичний момент площі перерізу стиснутої внутрішньої стержневої композитної арматури (сталевій арматурі – S_{sc}).

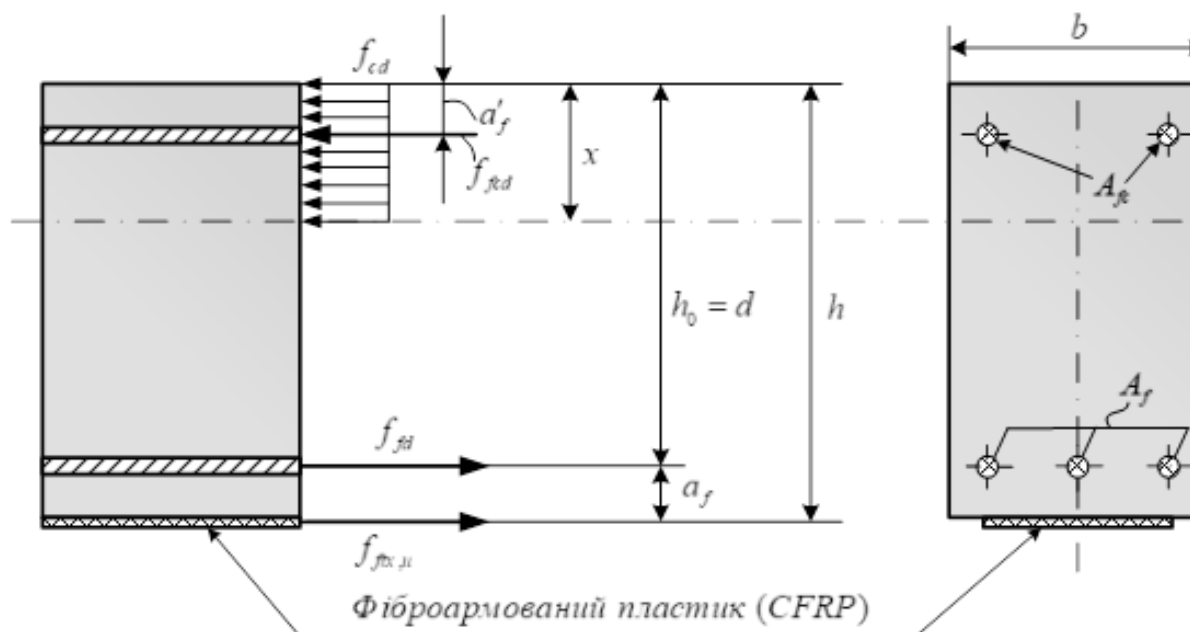


Рис. 4.1 - Розрахункова схема внутрішніх зусиль у підсиленому вуглепластиковим полотном поперечному перерізі балки

Висота стиснутої зони «X» визначається із умови рівноваги (4.11):

$$f_{cd} \cdot A_c + f_{fcd} \cdot A_{fc} - f_{fd} \cdot A_f - \sigma_{ftx} \cdot A_{ftx} = 0, \quad (4.11)$$

де A_c – площа перерізу стиснутого бетону;

A_{fc} – площа перерізу стиснутої стержневої композитної арматури;

A_f – площа перерізу розтягнутої стержневої композитної арматури;

A_{ftx} – площа перерізу зовнішньої арматури ФАП-FRP.

Висота стиснутої зони «X» при руйнуванні підсиленого перерізу по стержневій арматурі та ФАП-FRP визначається за формулою (4.12):

$$x = \frac{f_{ftx,u} \cdot A_{ftx} + f_{fk} \cdot A_f - f_{fck} \cdot A_{fc}}{f_{cd} \cdot b}, \quad \text{при } \xi < \xi_{Rftx} < \xi_R, \quad (4.12)$$

де b – ширина поперечного перерізу балки.

Тоді сума моментів усіх внутрішніх сил у граничному стані відносно осі, яка проходить через центр мас стиснутої зони і є перпендикулярною до площини дії моментів дорівнює (4.13):

$$M_{ult} = A_{ftx} \cdot f_{ftx,u} (h - 0,5x) + A_f \cdot f_{fk} (h_0 - 0,5x) + A_{fc} \cdot f_{fck} (0,5x - a'_f), \quad (4.13)$$

де a'_f – захисний шар бетону у стиснутій зоні.

Висота стиснутої зони «X» при руйнуванні стиснутої зони підсиленого ФАП-FRP нормального перерізу і досягненні у розтягнутій та стиснутій стержневій композитній арматурі характеристичних напружень (у сталевій арматурі – границі текучості) визначається за формулою (4.14):

$$x = \frac{\sigma_{ftx} \cdot A_{ftx} + f_{fd} \cdot A_f - f_{fcd} \cdot A_{fc}}{f_{cd} \cdot b}, \quad \text{при } \xi < \xi_{Rftx} < \xi_R. \quad (4.14)$$

Граничний згинальний момент знаходиться за виразом (4.15):

$$M_{ult} = A_{ftx} \cdot \sigma_{ftx} (h - 0,5x) + A_f \cdot f_{fR} (h_0 - 0,5x) + A_{fc} \cdot f_{fR} (0,5x - a'_f), \quad (4.15)$$

У випадку, коли напруження у розтягнутій внутрішній стержневій арматурі, а також у зовнішній ФАП-FRP не досягли граничних значень, а міцність бетону стиснутої зони вичерпана і напруження у стиснутій стержневій

арматурі досягли граничних (у сталевій – границі текучості) значень, висота стиснутої зони визначається за формулою (4.16):

$$x = \frac{\sigma_{f_{tx}} \cdot A_{f_{tx}} + \sigma_f \cdot A_f - f_{f_{ck}} \cdot A_{f_c}}{f_{cd} \cdot b}, \quad \text{при} \quad \xi_{Rf_{tx}} < \xi_R < \xi. \quad (4.16)$$

Граничний згинальний момент дорівнює (4.17):

$$M_{ult} = A_{f_{tx}} \cdot \sigma_{f_{tx}} (h - 0,5x) + A_f \cdot \sigma_f (h_0 - 0,5x) + A_{f_c} \cdot f_{f_{ck}} (0,5x - a'_f). \quad (4.17)$$

Напруження у внутрішній композитній стержневій арматурі σ_f ФАП-FRP $\sigma_{f_{tx}}$ з урахуванням викладеного вище визначаються за формулами (4.18-4.20):

$$\sigma_f = \frac{\varepsilon_{cu1} \cdot E_f}{1 - \frac{\omega}{\xi}} \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right), \quad (4.18)$$

$$\sigma_{f_{tx}} = \frac{\varepsilon_{cu1} \cdot E_{f_{tx}}}{1 - \frac{\omega}{\xi_{f_{tx}}}} \left(\frac{\omega}{\xi_{f_{tx}}} - 1 \right) - \varepsilon_{ci} \cdot E_{f_{tx}}, \quad (4.19)$$

де ε_{ci} – деформації волокон бетону визначаються як (4.20):

$$\varepsilon_{ci} = -\varepsilon'_c \frac{h - x}{x} - 1, \quad (4.20)$$

ε'_c – початкова деформація крайнього стиснутого волокна бетону.

В процесі розрахунку висоту стиснутої зони бетону знаходять методом ітерацій. На першому етапі приймається висота стиснутої зони, отримана із виразу (4.12). Потім обчислюються напруження у внутрішній стержневій арматурі та ФАП-FRP за допомогою формул (4.18) і (4.19) та здійснюється перевірка умови рівноваги внутрішніх сил. Якщо вона не виконується, то висоту стиснутої зони слід відкорегувати і розрахунок повторюється заново до тих пір, поки умова рівноваги (4.9) не буде виконана.

Такий порядок рекомендується застосовувати і у тих випадках, коли на першому етапі розрахунків виявиться, що поперечний переріз є переармованим ($\xi_{Rf_{tx}} < \xi_{f_{tx}}$). Використання у рівнянні рівноваги на другому етапі напруження у зовнішній композитній арматурі ФАП-FRP, отриманого за виразом (4.19),

приведе до значного зменшення висоти стиснутої зони. На наступному етапі значення X рекомендується приймати як середнє арифметичне від перших двох значень і повторити розрахунок.

Після підбору площі перерізу зовнішньої арматури підсилення ФАП-FRP необхідно перевірити напруження і деформації в ній, які не повинні перевищувати гранично допустимі величини $f_{f_{t,x,u}}$ або $\varepsilon_{f_{t,x,u}}$.

Після закінчення розрахунку підсиленого ФАП-FRP нормального перерізу необхідно здійснити перевірку несучої здатності похилих перерізів підсилюваних конструкцій.

4.2. Розрахунок несучої здатності похилих перерізів згинальних елементів, підсилені композитними матеріалами

Підсилення забезпечується наклеюванням ФАП-FRP в поперечному напрямку до поздовжньої осі елемента або перпендикулярно до потенційних похилих тріщин на їхніх приопорних ділянках. Для стержневих конструкцій, в основному, використовується наклеювання ФАП-FRP з двох, трьох або чотирьох сторін (рис. 4.2).

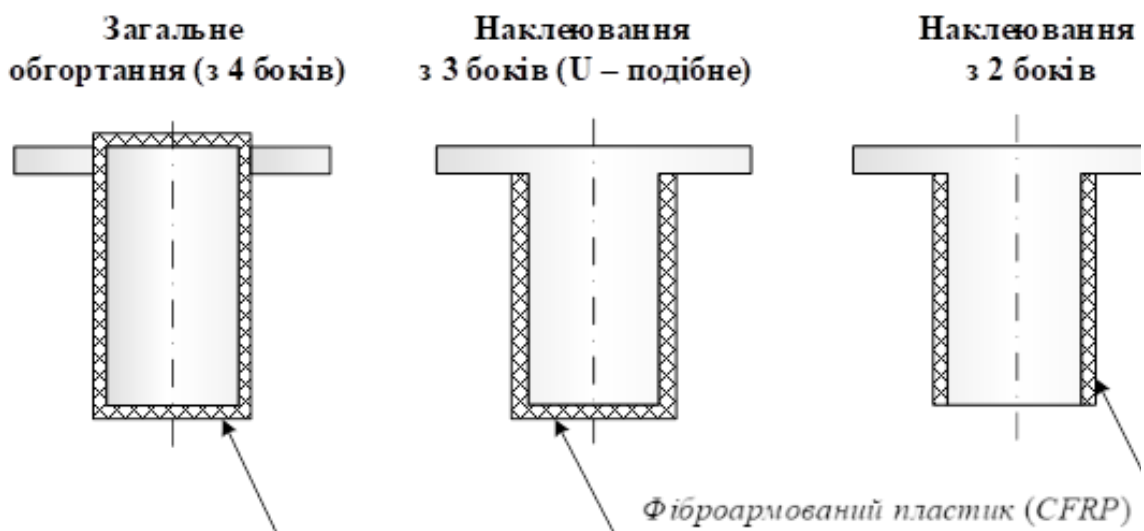


Рис. 4.2. Схеми наклеювання ФАП-FRP при підсиленні похилих перерізів конструкцій

Номінальна міцність похилого перерізу елемента, підсиленого системою ФАП-FRP, повинна перевищувати величину поперечної сили, яка виникає в ньому, від зовнішнього навантаження. Результуюча поперечної сили V_{ult} , що сприймається похилим перерізом довжиною проекції C , визначається як (4.21):

$$V_{ult} = V_{fc} + V_{fw} + \psi_f \cdot V_{fx} \quad (4.21)$$

де V_{fc} – поперечна сила, що сприймається бетоном у похилому перерізі

непошкодженого бетонного елемента. Пропонується визначати згідно з рекомендаціями [185, 186];

V_{fw} – поперечна сила, що сприймається поперечною композитною (V_{sw} – поперечною сталевую) арматурою у похилому перерізі з небезпечною (критичною) похилою тріщиною. Визначається за [185];

V_{fx} – поперечна сила, що сприймається окремими хомутами або полотном із ФАП-FRP у похилому перерізі;

ψ_f – коефіцієнт запасу, що залежить від схеми наклейки ФАП-FRP і приймається рівним за пропозицією [181] 0,95 для повністю огорнутих елементів; 0,85 – для тристоронніх U – подібних хомутів та 0,5 для наклеєних з обох боків ламелей.

Після підбору перерізу елемента підсилення згідно рекомендацій п.5.1 необхідно здійснити перевірку несучої здатності перерізів:

– нахилених до поздовжньої осі конструкції на дію поперечної сили по похилій стислій смузі між похилими тріщинами в елементах (наприклад, таврового перерізу) з тонкою і високою стінкою або з малими ($a \leq d$) прольотами зсуву;

– на дію поперечної сили за похилою тріщиною;

– на дію згинального моменту за похилою тріщиною.

Розрахунок несучої здатності непошкодженої балкової конструкції з високою тонкою стінкою за похилою стислою смугою між похилими

тріщинами здійснюють згідно вдосконалених рекомендацій СНиП 2.03.01-84* [186] з урахуванням рекомендацій [1811] за формулою (4.22):

$$V \leq \varphi_{cl} \cdot V_{cd} \cdot b \cdot d, \quad (4.22)$$

де V – поперечна сила у нормальному перерізі, що розглядається;

φ_{cl} – коефіцієнт, який приймається рівним 0,3;

b – ширина перерізу;

d – розрахункова висота перерізу.

Несучу здатність при опорних ділянках непошкоджених, бетонних елементів, армованих НКА-FRP, з малими прольотами зсуву ($a \leq d$) рекомендується визначати за похилою стислою смугою між зосередженою силою і опорою як для коротких консолей за розрахунковою схемою Т. І. Баранової у редакції СНиП2.03.01.-84* [186] із застосуванням змінного коефіцієнта k_f [185] за умовою (4.23):

$$\begin{aligned} V_f \approx F \leq k_f \cdot \varphi_{w2} f_{cd} \cdot b \cdot l_c \cdot \sin \theta &\leq 3,5 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d, \\ k_f \cdot \varphi_{w2} f_{cd} \cdot b \cdot l_c \cdot \sin \theta &\geq \frac{\varphi_{c4} (1 + \varphi_n) f_{ctd} \cdot b \cdot d^2}{a}, \end{aligned} \quad (4.23)$$

де θ – кут нахилу розрахункової стислої смуги до горизонталі;

l_c – ширина розрахункової стислої смуги;

φ_{w2} – коефіцієнт, який ураховує вплив поперечних стержнів або хомутів,

якщо такі є, по висоті балки та визначається за формулою (4.24):

$$\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_{w1}, \quad (4.24)$$

де $\alpha = E_f / E_c, \quad \mu_{w1} = \frac{A_{fw}}{b \cdot s_w},$

A_{fw} – площа перерізу хомутів в одній горизонтальній площині (якщо вони є);

s_w – відстань між вказаними хомутами (якщо вони є) по нормалі до них.

При цьому, ураховуються хомути, горизонтальні та нахилені під кутом не більше 45° до горизонталі з дотриманням загальновідомих вимог.

Ширина розрахункової стислої смуги визначається за формулою (4.25):

$$l_c = l_{\text{sup}} \cdot \sin \theta, \quad (4.25)$$

де l_{sup} – довжина площадки передачі навантаження вздовж прольоту балки.

У методиці Т. І. Баранової на початку виразу для Q рекомендовано застосовувати сталі значення коефіцієнта $k = 0,8$. Для бетонних балок з НКА-FRP пропонується використовувати змінне значення коефіцієнта k_f , отримане із адекватної експериментально-статистичної залежності (4.26):

$$k_f = 1,67 - 0,25 \left(\frac{C - 35 \text{ МПа}}{15 \text{ МПа}} \right) - 0,21 \left(\frac{\rho_{fw} - 0,0072}{0,0043} \right) - 0,08 \left(\frac{C - 35 \text{ МПа}}{15 \text{ МПа}} \right) \left(\frac{\rho_{fw} - 0,0072}{0,0043} \right). \quad (4.26)$$

Розрахунок бетонних елементів з НКА-FRP за похилими перерізами на дію поперечних сил слід виконувати за вдосконаленою розрахунковою моделлю [185] (4.27):

$$V \leq V_{fc} + V_{fw}, \quad (4.27)$$

де V_{fc} – поперечна сила, яка сприймається бетоном у похилому перерізі;

V_{fw} – поперечна сила, яка сприймається неметалевою композитною (або V_{sw} – сталевую) поперечною арматурою.

Суть вдосконаленої авторами розрахункової моделі несучої здатності похилих перерізів бетонних балкових конструкцій, армованих НКА-FRP, полягає у необхідності урахування їхніх конструктивних особливостей. Зокрема, несучу здатність похилих перерізів у балках з великими ($a/d=3$) і середніми ($a/d=2$) прольотами зсуву слід визначити за небезпечною похилою тріщиною за розрахунковою схемою О.С. Залєсова, О.Ф. Ільїна і Ю.А. Климова у редакції СНиП 2.03.01-84* [186] і застосуванням змінних коефіцієнтів φ_{c2} , φ_{c3} , φ_{c4} , урахуванням реальної довжини небезпечної похилої тріщини l'_{cr1} і суттєвого зменшення розтягуючи напружень f_{fw} у поперечних стержнях з НКА-FRP до $(0,10-0,15) f_{fk}$.

Складова поперечної сили, яка сприймається бетоном стиснутої зони, визначається за вдосконаленою формулою О. С. Залесова і О. Ф. Ільїна (4.28):

$$V_{fc} \leq \frac{\varphi_{c2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2}{a}, \quad (4.28)$$

де φ_{c2} – змінний коефіцієнт (на відміну від СНиП і СП, в яких $\varphi_{c2} = 2,0$ або $1,5$), який залежить від величини прольоту зрізу, класу бетону і кількості поперечної арматури. Його величину рекомендується визначати за наступною експериментально-статистичною залежністю (4.29):

$$\varphi_{c2} = 1,38 - 0,25(a/d - 2) - 0,12 \left(\frac{C - 35 \text{ МПа}}{15 \text{ МПа}} \right) - 0,22(a/d - 2) \left(\frac{\rho_{fw} - 0,0072}{0,0043} \right), \quad (4.29)$$

При цьому, повинна дотримуватися умова (4.30):

$$0,5 f_{ct} \cdot b \cdot d < V_{fc} < 2,5 f_{ct} \cdot b \cdot d, \quad (4.30)$$

де φ_f, φ_n – коефіцієнти, що ураховують, відповідно, форму поперечного перерізу та наявність стискаючої або розтягуючої поздовжньої сили, прикладеної з ексцентриситетом. Ці коефіцієнти рекомендовано визначати традиційно згідно рекомендацій [186].

Опираючись на дослідні дані, довжину проєкції небезпечної похилої тріщини у бетонних елементах, армованих НКА-FRP, за дії статичного навантаження рекомендується визначати за такою залежністю (4.31):

$$l_{crf1} = \left[\begin{array}{l} 176 + 25(a/d - 2) + 9 \left(\frac{C - 35 \text{ МПа}}{15 \text{ МПа}} \right) - 16 \left(\frac{\rho_{fw} - 0,0072}{0,0043} \right) - 9(a/d - 2)^2 + \\ + 8 \left(\frac{C - 35 \text{ МПа}}{15 \text{ МПа}} \right)^2 - 9 \left(\frac{\rho_{fw} - 0,0072}{0,0043} \right)^2 - 9(a/d - 2) \left(\frac{\rho_{fw} - 0,0072}{0,0043} \right) \end{array} \right], \text{ мм.} \quad (4.31)$$

Зусилля у поперечній композитній арматурі V_{fw} традиційно визначається за формулою (4.32):

$$V_{fw} \leq q_{fw} \cdot l_{crf1}, \quad (4.32)$$

де q_{fw} – інтенсивність поперечного армування НКА-FRP, яка визначається з урахуванням понижених значень напружень у поперечних стрижнях: $\sigma_{fw} = 0,10 f_{fr}$ в елементах з великими ($a/d=3$) і $\sigma_{fw} = 0,15 f_{fr}$ в балках із середніми ($a/d=2$) прольотами зсуву.

Зусилля V_{sw} , яке сприймається сталевією поперечною арматурою (якщо вона є), нормальною до поздовжньої осі елемента, рекомендується визначати за виразом (4.33):

$$V_{sw} = 0,75 q_{sw} \cdot c, \quad (4.33)$$

$$c \leq 2d$$

Зусилля V_{fix} , яке сприймається хомутами ФАП-FRP, яка визначається за формулою (4.34):

$$V_{fix} = \frac{A_{fix,sh} \cdot \sigma_{fix,u} (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d_{fix}}{S_{fix}}, \quad (4.34)$$

де $A_{fix,sh}$ – площа перерізу поперечної арматури ФАП-FRP, яка визначається за формулою (4.35):

$$A_{fix,sh} = 2n \cdot t_{fix} \cdot w_{fix}, \quad (4.35)$$

$\sigma_{fix,u}$ – розрахункове напруження у зовнішній арматурі ФАП-FRP;

t_{fix} – розрахункова товщина моношару ФАП-FRP;

d_{fix} – висота наклеювання поперечних хомутів ФАП-FRP;

S_{fix} – крок поперечного хомута ФАП-FRP;

w_{fix} – ширина поперечних хомутів ФАП-FRP.

Розтягуюче напруження у зовнішній арматурі ФАП-FRP у граничному стані є прямо пропорційним досягнутому рівню деформації (4.36):

$$\sigma_{fix,u} = \varepsilon_{fix,e} \cdot E_{fix}, \quad (4.36)$$

де $\varepsilon_{fix,e}$ – розрахункова деформація розтягу поперечних хомутів ФАП-FRP при підсиленні похилих перерізів;

E_{fix} – модуль пружності зовнішньої ФАП-FRP.

Залежно від схеми наклеювання поперечних хомутів вводяться обмеження на величину деформацій ФАП-FRP. Для бетонних армованих балок і колон, обгорнутих системою ФАП-FRP навколо перерізу, з метою застереження втрати зчеплення з бетоном при деформації в ФАП-FRP, меншій ніж гранична, доцільно обмежити максимальну деформацію в ній величиною 0,4% (4.37):

$$\varepsilon_{fx,e} = 0,00400 \leq 0,75\varepsilon_{fx,t}. \quad (4.37)$$

Для системи ФАП-FRP, яка не обгортає весь поперечний переріз (дво- і три сторонні хомути), розрахункова деформація обчислюється з використанням коефіцієнта запасу по зчепленню ФАП-FRP з бетоном за формулою (4.38):

$$\varepsilon_{fx,e} = k_v \cdot \varepsilon_{fx,t} \leq 0,004. \quad (4.38)$$

Коефіцієнт надійності за зчепленням є функцію від міцності бетону, схеми наклеювання та жорсткості ФАП-FRP. Цей коефіцієнт можна обчислити за допомогою наступних виразів (4.39-4.40):

$$k_f = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_{fx}}{11,900 \cdot \varepsilon_{fx,t}} \leq 0,75, \quad (4.39)$$

де L_{fx} – ефективна довжина анкерування поперечних хомутів ФАП-FRP.

Параметр знаходимо за (4.40):

$$L_{fx} = \frac{23,3}{(n \cdot t_{fx} \cdot E_{fx})^{0,58}}, \quad (4.40)$$

n – кількість шарів ФАП-FRP;

k_1, k_2 – коефіцієнти ефективної довжини анкерування поперечних хомутів ФАП-FRP,

Коефіцієнти k_1, k_2 , які ураховують міцність бетону і схему наклеювання хомутів визначаються за виразом (4.41):

$$k_1 = \left(\frac{f_{cd}}{2} \right)^{2/3}; \quad (4.41)$$

$$k_2 = \frac{d_{ftx} - 2L_{ftx}}{d_{ftx}} - \text{для двосторонніх хомутів,} \quad (4.42)$$

$$k_2 = \frac{d_{ftx} - L_{ftx}}{d_{ftx}} - \text{для U-подібних хомутів,}$$

де d_{ftx} – висота наклеювання поперечних хомутів ФАП-FRP.

Розрахунок несучої здатності доведених до граничного стану (ULS) і підсилених ФАП-FRP бетонних конструкцій з НКА-FRP за похилими перерізами повинен здійснюватися на дію згинальних моментів виконується як і для залізобетонних елементів із умов (4.43):

$$M \leq M_f + M_{fw} + M_{ftx}, \quad (4.43)$$

де M_f – згинальний момент, який сприймається робочою поздовжньою

стрижневою НКА-FRP, що перетинається похилим перерізом, відносно протилежного кінця похилого перерізу осі, яка проходить через центр маси (верхньої) монтажної арматури (4.44):

$$M_f \leq N_f \cdot z_f, \quad (4.44)$$

N_f – зусилля у поздовжній робочій НКА-FRP на початку безпечної похилої тріщини, яке дорівнює $\sigma_f \cdot A_f$ або $f_{fd} \cdot A_f$ при мінімальній її кількості;

z_f – плече внутрішньої пари сил, яке допускається приймати: $z_f = 0,9d$;

M_{fw} – згинальний момент, який сприймається поперечною стержневою НКА-FRP, яку перетинає небезпечний похилий переріз, відносно осі, що проходить через центр маси стиснутої зони бетону. Він визначається як добуток (4.45):

$$M_{fw} \leq 0,5 \cdot V_{fw} \cdot l_{crf1} = q_{fw} \cdot l_{crf1}^2 / 2, \quad (4.45)$$

M_{ftx} – згинальний момент, що сприймається поперечною арматурою ФАП-FRP, яка перетинає похилий переріз, відносно протилежного його кінця з боку стиснутої зони бетону (4.46):

$$M_{ftx} \leq 0,5 \cdot V_{ftx} \cdot l_{crf1} = q_{ftx} \cdot l_{crf1}^2 / 2. \quad (4.46)$$

ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 4

1. Виконаними експериментально-теоретичними дослідженнями встановлена можливість та доцільність підсилення пошкоджених і доведених до граничного стану (ULS) бетонних конструкцій з BFRP зовнішніми фіброармованими пластиками (ФАП-CFRP) при дотриманні встановленої технології. При цьому, ефект підсилення вказаних балкових конструкцій досягав 150%.

2. Ураховуючи те, що коефіцієнт робочого армування $\rho_{fr} = 0,0176$ перевищував граничне значення $\rho_{lb} = 0,0041-0,0085$ для використаних класів бетону, то досягнення граничного стану у непошкоджених (еталонних) зразках – балках відбувалося не по розтягнутій базальтопластиковій арматурі, а по стиснутій зоні бетону над вершиною небезпечної похилої тріщини в елементах з великими ($a/d=3$) і середніми ($a/d=2$) прольотами зсуву або за похилою стислою смугою у балках з малими ($a/d \leq 1$) прольотами зсуву.

3. Запропонована методика розрахунку передбачає адекватне визначення несучої здатності (коефіцієнт варіації $v=5,6\%$) прогінних бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою (FRP) як без їх підсилення та без пошкоджень, так і підсиленних ФАП-CFRP елементів, які досягли граничного стану (ULS) у вигляді руйнування окремих приопорних ділянок, надмірних силових тріщин, прогинів, вибоїн, сколів тощо. Розрахунок внутрішніх зусиль в системі «пошкоджена конструкція – зовнішня арматура підсилення ФАП-FRP» в середній частині прольоту (зоні «чистого згину») допускається виконувати на основі гіпотези плоских перерізів.

4. Підсилення нормальних перерізів згинальних елементів рекомендується проектувати у випадках досягнення характеристичних напружень у розтягнутій стержневій FRP (текучості у сталевій) арматурі з наступним розривом зовнішньої арматури ФАП-FRP без і з руйнуванням стиснутої зони бетону.

5. Після розрахунку підсилення матеріалами ФАП-FRP нормальних перерізів здійснюється перевірка несучої здатності похилих перерізів конструкцій:

– за похилою стислою смугою між похилими тріщинами у тонких високих стінках або в елементах з малими прольотами зсуву ($a/d \leq 1$);

– на дію поперечної сили за похилою тріщиною;

– на дію згинального моменту за похилою тріщиною.

Несучу здатність зруйнованих або доведених до граничного стану (ULS) приопорних ділянок балкових конструкцій, підсилених матеріалами ФАП-FRP, слід визначати на дію згинального моменту за критичною похилою тріщиною.

Результати за 4 розділом наведені в публікаціях [175, 179, 180]

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В дисертаційній роботі вирішено актуальну науково-технічну задачу щодо визначення несучої здатності пошкоджених базальтобетонних балок, підсилених вуглепластиковим полотном. Основними висновками, які відображають результати дисертаційної роботи, є наступні:

1. Вивчення хімічної стійкості та фізико-механічних властивостей вуглепластикових арматурних композитів (BFRP) підтвердило їх ефективність у цивільному та дорожньому будівництві, хоча агресивне середовище та непередбачене навантаження можуть призвести до втрати їх несучої здатності. Національні норми та авторські методики не надають відповідних вказівок для розрахунку спільної роботи пошкоджених бетонних конструкцій з FRP та композитними матеріалами підсилення, що вимагає проведення експериментально-теоретичних досліджень. Опубліковані наукові дослідження та результати обчислень несучої здатності конструкцій, підсилених BFRP, вказують на недостатню відповідність, що підкреслює необхідність подальших досліджень, що враховують специфіку пошкоджень, властивості матеріалів та реальні умови експлуатації.

2. Виконаними експериментально-теоретичними дослідженнями встановлена можливість та доцільність підсилення пошкоджених і доведених до граничного стану (ULS) бетонних конструкцій з BFRP зовнішніми фіброармованими пластиками (ФАП-CFRP) при дотриманні встановленої технології. При цьому, ефект підсилення вказаних балкових конструкцій досягав 150%.

3. Ураховуючи те, що коефіцієнт робочого армування $\rho_{lf}=0,0176$ перевищував граничне значення $\rho_{lb} = 0,0041-0,0085$ для використаних класів бетону, то досягнення граничного стану у непошкоджених (еталонних) зразках - балках відбувалося не по розтягнутій базальтопластиковій арматурі, а по стиснутій зоні бетону над вершиною небезпечної похилої тріщини в експериментах з великими ($a/d=3$) і середніми ($a/d=2$) прольотами зсуву або за похилою стислою смугою у балках з малими ($a/d \leq 1$) прольотами зсуву.

4. Руйнування дослідних підсилених базальтобетонних балок з великими ($a/d=3$) і середніми ($a/d=2$) прольотами зсуву відповідало напружено-деформованому стану майже збалансованого нормального поперечного перерізу, який характеризувався досягненням у зовнішньому фіброармованому пластику (CFRP) граничних деформацій та напружень розриву, а у стиснутій зоні бетону – закритичних (на низпадній ділянці діаграми « $\sigma_c - \epsilon_c$ ») деформацій та напружень і супроводжувалося різким підвищенням напружень у розтягнутій робочій арматурі BFRP, розтріскуванням та розшаруванням захисного шару бетону і надмірним збільшенням прогинів.

Руйнування балок з малими ($a/d \leq 1$) прольотами зсуву супроводжувалося подальшим розкриттям раніше утворених похилих тріщин і розривом замкнених вуглепластикових сорочок на бічних гранях їхніх приопорних ділянок з різним збільшенням прогинів, зумовлених, насамперед, деформаціями взаємного зсуву окремих частин дослідних зразків-балок, з'єднаних між собою поздовжніми і поперечними стержнями BFRP.

5. Отримані експериментально-статистичні залежності дозволяють об'єктивно оцінити вплив дослідних чинників на основні параметри несучої здатності за першою (ULS) і другою (SLS) групами граничних станів як зокрема, так і у взаємодії одного з одним. Дані про деформування, утворення тріщини та руйнування дослідних зразків – балок разом з вказаними залежностями утворюють вихідні дані для фізичних і розрахункових моделей зазначених елементів.

6. Несучу здатність підсилених вуглепластиком пошкоджених бетонних балок з BFRP слід визначати тільки на дію згинальних моментів за нормальними перерізами в елементах з великими ($a/d=3$) та середніми ($a/d=2$) прольотами зсуву і за похилими перерізами в балках з малими ($a/d=1$) прольотами зсуву.

7. Моделювання складного напружено-деформованого стану дослідних базальто-бетонних балок нелінійними скінчено-елементними розрахунками за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР дає змогу відтворити

результати експериментів, найімовірнішу схему роботи й руйнування та достовірно спрогнозувати їхню несучу здатність. Варто відзначити, що увесь процес від побудови розрахункової схеми до аналізу отриманих даних займає доволі великий проміжок часу. Тому розробка простої інженерної методики розрахунку таких елементів є важливою і актуальною задачею.

8. Запропонована методика розрахунку передбачає адекватне визначення несучої здатності (коефіцієнт варіації $v=5,6\%$) прогінних бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою (FRP) як без їх підсилення та без пошкоджень, так і підсилених ФАП-CFRP елементів, які досягли граничного стану (ULS) у вигляді руйнування окремих при опорних ділянок, надмірних силових тріщин, прогинів, вибоїн, сколів тощо. Розрахунок внутрішніх зусиль в системі «пошкоджена конструкція – зовнішня арматура підсилення ФАП-FRP» в середній частині прольоту (зоні «чистого згину») допускається виконувати на основі гіпотези плоских перерізів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Karpiuk I., Danilenko D., Karpiuk V., Danilenko A., Lyashenko T. Bearing capacity of damaged reinforced concrete beams strengthened with metal casing. *Acta Polytechnica*. 2021. Vol. 61, No.6(1). P.703–721.
2. Karpiuk V., Tselikova A., Khudobych A., Karpiuk I., Kostyuk A. Study of strength, deformability property and crack resistance of beams with BFRP. *Eastern-European journal of enterprise technologies*. 2020. Vol. 4/7 (106). P.42-53.
3. Konstruktivnyie resheniya po usileniyu stroitelnyih konstruktsiy promyshlennyih zdaniy. Volgograd: VolgogradPKTI-remont, 1985. 400s
4. ACI 440.2R-08. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening of concrete structures. Michigan: American concrete institute, ACI Committee 440, 2008. 76 p.
5. JSCE. Recommendation for upgrading of concrete structures with use of continuous fiber sheets. Concrete engineering series 41. Tokyo: Japan society of civil engineers. 2001, 88 p.
6. Malganov A.I., Plevkov V.S., Polischuk A.I. Vosstanovlenie i usilenie stroitelnyih konstruktsiy avariynyih i rekonstruiruemyih zdaniy: atlas shem i chertezhey. Tomsk : Tomskiy mezhotraslevoy TsNTI, 1990. 316 s.
7. Fib Bulletin 14. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures Lausanne : Task Group 9.3 FRP, 2001. 130 p.
8. Beardmore, P., J. J. Harwood, K. R. Kinsman, and R. E. Robertson. Fiber-Reinforced Composites: Engineered Structural Materials. *Science*. 1980. Vol.208, №. 4446. P. 833–840.
9. ДП «НДІБК» Звіт про науково-технічну роботу «Рекомендації щодо застосування композитних матеріалів фірми SIKA для підсилення залізобетонних конструкцій». Договір № 2167 від 4 лютого 2013 р.
10. Al-Mahaidi Riadh, Hii Adrian K.Y. Bond behaviour of CFRP reinforcement for torsional strengthening of solid and box-section RC beams. *Composites. Part B*. 2007. Vol. 38, №5–6. P.720 – 731.

11. Гриневич Є.О. Підсилення залізобетонних балок локальним обтисненням додатковою зовнішньою арматурою: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01. Харків: ХДТУБА, 2004. 19с.
12. ASTM D3039 / D3039M-14. Standard test method for tensile properties of polymer matrix composite materials. West Conshohocken: ASTM International. 2014, 13 p.
13. ZAG, Technical Approval No. S418/99-620-2, za uporabo nacina ojacitev armirano betonskih in prednapetih elementov konstrukcij z dolepljenjem lamel iz karbonskih vlaken-Sika® CarboDur® v Republiki Slononiji (Slovenian).
14. Fib bul. 55, ModelCode 2010. First complete draft, Lausanne, Switzerland: fib, 2010. – 281 p.
15. Design guide line for S&P FRP system. *Academia* : веб-сайт. URL: https://www.academia.edu/29795982/Design_Guide_Line_for_S_and_P_FRP_Systems (дата звернення 20.02.2022)
16. CSTB - Avis Technique 3/07-502, SIKA CARBODUR SIKA WRAP (France).
17. Nondestructive evaluation of FRP composite bridge components using infrared thermograph / Halabe U. B. and etc. *AIP conference proceedings*. 2002. Vol. 615, № 1. P. 1303-1309.
18. Bartosik T. Wzmacnianie konstrukcji materialami CFRP na bazie wlkien weglowych, szklanych i aramidowych. *Materialy kompozytowe v budownictwie mostowym: II konf. nauk. – techn: Zeszyt pokonferencyjny*. Lodz, 2006.
19. Dawei Liu, Fengjiang Qin, Jin Di, Zhigang Zhang. Flexural behavior of reinforced concrete (RC) beams strengthened with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) and ECC. *Case Studies in Construction Materials*. 2023. Vol. 19. e02270.
20. CNR-DT 200/2004. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures – materials. RC and PC structures, masonry structures. Rome: Italian national research council. 2004, 144 p.

21. TR55. Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials. Berkshire: The concrete society. 2000, 72 p.
22. FIB Bulletin 40: FRP reinforcement in RC structures. International Federation for Structural Concrete, 2007. 160 p.
23. Esfahani M.R., Kianoush M.R., Tajari A.R. Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by CFRP sheets. *Engineering Structures*. 2007. Vol. 29, № 10. P. 2428-2444.
24. External Reinforcement of Concrete Beams Using Fiber Reinforced Plastics/ Ritchie P. A. and other. *ACI Structural Journal*. 1991. Vol. 88, № 4. P. 490-500.
25. Saadatmanesh H., Ehsani M. R. RC beams strengthened with GFRP plates. I: Experimental study. *Journal of Structural Engineering*. 1991. Vol. 117, № 11. P. 3417-3433.
26. Triantafillou T. C., Plevris N. Strengthening of RC beams with epoxy-bonded fibre-composite materials. *Materials and Structures*. 1992. Vol. 25, № 4. P. 201-211.
27. Reinforced concrete rectangular beams strengthened with CFRP laminates/ Shahawy M.A. and etc. *Composites Part B: Engineering*. 1996. Vol.27., №№ 3-4. P. 225-233.
28. Rahimi H., Hutchinson A. Concrete beams strengthened with externally bonded FRP plates. *Journal of Composites for Construction*. 2001. Vol. 5, № 1. P. 44-56.
29. An experimental study of the anchorage length of carbon fibre composite plates used to strengthen reinforced concrete beams / Garden H.N. and etc. *Construction and Building Materials*. 1998. Vol. 12, № 4. P. 203-219.
30. Concrete Cover Delamination in RC Beams Strengthened with FRP Sheets / G. Tumialan and etc. *Proceedings of the 4th international symposium on FRP for reinforcement of concrete structures*. 1999. Vol.188. P. 725-735.

31. Debonding failure modes of flexural FRP-strengthened RC beams / Aram M. R. and etc. *Composites Part B: Engineering*. 2008. Vol. 39, № 5. P. 826-841.
32. Rusinowski P., Taljsten B. Intermediate Crack Induced Debonding in Concrete Beams Strength-ened with CFRP Plates - An Experimental Study. *Advances in Structural Engineering*. 2009. Vol. 12, № 6. P. 793-806.
33. Yao J., Teng J. G., Chen J. F. Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints. *Composites Part B: Engineering*. 2005. Vol. 36, № 2. P. 99-113.
34. Taljsten B. Defining anchor lengths of steel and CFRP plates bonded to concrete. *International Journal of Adhesion and Adhesives*. 1997. Vol. 17, № 4. P. 319-327.
35. Bond-slip parameter determination procedure of RC flexure member strengthened with prestressed CFRP plates / Woo S. K. and etc. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2013. Vol. 17, № 1. P. 179-191.
36. Gravina R. J., Hadigheh S. A., Setunge S. Bond and Force Transfer of FRP Materials Bonded to Concrete Using Sitecure System. *Proceedings of the 3rd Asia-Pacific conference on FRP in structures. APFIS 2012*. 2012.
37. Pellegrino C., Tinazzi D., Modena C. Experimental Study on Bond Behavior between Concrete and FRP Re-inforcement. *Journal of Composites for Construction*. 2008. Vol. 12, № 2. P. 180-189.
38. Smerdov. D.N. Assessment of load-carrying capacity of concrete bridge spans reinforced by composite materials.. Novosibirsk, 2010. 159 p.
39. Ковальчук Б. М., Римар Я. В., Бліхарський З. Я., Холод П. Ф. Міцність залізобетонних балок підсилених попередньо напруженою арматурою. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка»*. Серія: Теорія і практика будівництва. 2017. № 877. С. 109–114.
40. Mazzotti C., Savoia M. Long term properties of bond between concrete and FRP. *Proceedings of the International symposium on bond behaviour of FRP in structures*. 2005. Hong Kong. P. 531-537.

41. Mihub Akhmad, Polish P. L., Kotelenko R.V. Blyagoz A.M. Calculation of reinforced concrete beams reinforced with composite materials using the analog truss method: *New technologies, MSTU*. Vsh.2. Maykop, 2012., pp. 79-88.
42. Nerovnykh A.A. Improvement of the technique for the assessment of carrying capacity of concrete spans of railroad bridges, reinforced by composite materials. Novosibirsk, 2013. 201 p.
43. Grigoreva, Ya.E. Problemyi primeneniya tehnologii usileniya izgibaemykh zhelezobetonnykh konstruktsiy vneshnim armirovaniem uglerodnyim voloknom. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitelstvo*. 2011. №11. S.60-61 .
44. Tashan J. Al-Mahaidi R. Detection of cracks in concrete strengthened with CFRP systems. *Composites Part B: Engineering*. 2014. Vol. 64. P.116-125.
45. Chih-Hung Chiang, Yu-Yuan Laio, Wei-Hua Yu. Thermographic inspection of bond quality of FRP strengthened concrete. *Proceedings of the 17th World conference on nondestructive testing*. Shanghai, 2008.
46. A quantitative study on bond behavior between fiber-reinforced polymer (FRP) and concrete interface using infrared thermography (IRT) / Poon C. S. and etc. *Proceedings of the Asia-Pacific conference on FRP in structures*. Hong-Kong, 2007. P. 717-722.
47. Ho N., Chang D. Parametric study of inspecting fiber reinforced polymer (FRP) using infrared thermography. *Science and Engineering*. 2013. Vol. 16, № 4. P. 431-440.
48. Bizindavyi L., Neale K. Transfer Lengths and Bond Strengths for Composites Bonded to Concrete. *Journal of Composites for Construction*. 1999. Vol. 3, № 4. P. 153-160.
49. Kisin, B. S. Issledovanie izgibaemykh zhelezobetonnykh balok, usilennykh ug-leplastikom. *Vestnik Volgogr. gos. arhit.-stroit. un-ta. Ser.: Str-vo i arhit.* 2012. Vyip. 27(46). S. 67-72.
50. Klyuev, S.V., Khezhev, T.A., Pukharenko, Y.V., Klyuev, A.V. The fiber-reinforced concrete constructions experimental research. *Materials Science Forum*. 2018.Vol. 931. P. 598-602.

51. Karayannis G. C., Kosmidou K..P-M, Chalioris C. E. Reinforced Concrete Beams with Carbon-Fiber-Reinforced Polymer Bars—Experimental Study. *Fibers*. 2018. 6(4). 99.
52. Özgür Anil, Cengizhan Durucan, R. Tuğrul Erdem, M. Arif Yorgancilar. Experimental and numerical investigation of reinforced concrete beams with variable material properties under impact loading, *Construction and Building Materials*. 2016. Vol. 125. P. 94-104.
53. Experimental study on the debonding behaviors of cracked RC beams strengthened with CFRP sheet/ L. J. Li and etc. *Proceedings of the 6th International conference on FRP composites in civil engineering*. Rome, 2012.
54. Zhang Ai-hui, Wei-liang Jin, Gui-bing Li. Behavior of preloaded RC beams strengthened with CFRP laminates. *Journal of Zhejiang University SCIENCE A*. 2006. Vol. 7, № 3. P. 436-444.
55. Parikh K., Modhera C. D. Application of GFRP on preloaded retrofitted beam for enhancement in flexural strength. *International journal of civil and structural engineering*. 2012. Vol. 2, № 4. P. 1070-1080.
56. Abdul Muttalib I. Said, Qais H. Al-Shemmari. Flexural behavior of RC beams strengthened with FRP composite sheets subjected to different load cases. *Key Engineering Materials*. Vol.857. P.109-119.
57. Mohammed A. Mashrei, Jamal. S. Makki. Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) Sheets with Grooves. *Latin American Journal of Solids and Structures*. 2019. Vol. 16, No. 4.
58. Abed R.J., Mashrei M.A., Sultan A.A. Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened by carbon fiber reinforced polymer using different strengthening techniques. *Advances in Structural Engineering*. 2022. Vol. 25(2). P.355-373.
59. Rajai Z. Al-Rousan. Impact of elevated temperature and anchored grooves on the shear behavior of reinforced concrete beams strengthened with CFRP composites. *Case Studies in Construction Materials*. 2021. Vol. 14. e00487.
60. Rajai Z. Al-Rousan, Jameel N. Al-Muhiedat, The behavior heated-

damaged reinforced concrete beams retrofitted with different CFRP strip length and number of transverse groove. *Case Studies in Construction Materials*. 2022. Vol. 16. e00896.

61. Hamed Jafarzadeh, Mahdi Nematzadeh, Flexural strengthening of fire—damaged GFRP-reinforced concrete beams using CFRP sheet: Experimental and analytical study. *Composite Structures*. 2022. Vol. 288. 115378.

62. Nawaz W., Elchalakani M., Karrech A., Yehia S., Yang B., Youssf O. Flexural behavior of all lightweight reinforced concrete beams externally strengthened with CFRP sheets. *Construction and Building Materials*. 2022 Vol. 327. 126966.

63. M Talha Junaid, Abdul Saboor Karzad, Abdalla Elbana, Salah Altoubat, Experimental study on shear response of GFRP reinforced concrete beams strengthened with externally bonded CFRP sheets. *Structures*. 2022. Vol. 35. P.1295-1307.

64. Ouda M.A. Mashrei, Shear strength of steel fibrous concrete beams strengthened by CFRP using various techniques. *Structures*. 2022. Vol. 38. P. 519-535.

65. Hayder A. Rasheed, Mohammed A. Zaki, Andrew S. Foerster. Efficient bidirectional U-wrap system to anchor CFRP sheets bonded to reinforced concrete T-girders. *Structures*. 2022. Vol.38. P.226-236.

66. Wildan A. Obaid, Ali K. AL-Asadi, Hussain Shaia. Repair and strengthening of concrete beam materials using different CFRP laminates configuration. *Materials Today: Proceedings*. 2022. Vol. 49, Part 7. P.2806-2810.

67. Mohammad A. Alhassan, Rajai Z. Al-Rousan, Ibrahim S. Alomari, Layla Amaireh. Shear response of RC beams encompassing hybrid CFRP strips and steel stirrups: Beam depth effect. *Structures*. 2022. Vol.38. P.781-796.

68. Ahmed S.D. AL-Ridha, Kamal Sh. Mahmoud, Ali F. Atshan. Effect of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) laminates on behaviour of flexural strength of steel beams with and without end anchorage plates. *Materials Today: Proceedings*. 2022. Vol. 49, Part 7. P.2778-2785.

69. Zhang Jiawei, Li Hang, Liu Shengwei, Zhang Xiangyan, Yang Chenghong, Zhang Rongling. Bond behavior of the CFRP—concrete interface under combined sustained load and sulfate erosion. *Structures*. 2022. Vol. 35. P. 551-564.
70. Jamal A. Abdalla, Rami A. Hawileh, Hayder A. Rasheed, Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened in Flexure using Externally Bonded Aluminum Alloy Plates. *Procedia Structural Integrity*. 2022. Vol. 37. P. 652-659.
71. Zhen-wen Zhang, Zi-hua Zhang, Xuan Wang, Chun-heng Zhou. Dynamic and static interfacial bonding properties of CFRP—concrete subjected to freeze—thaw cycles. *Structures*. 2022. Vol. 37. P.947-959.
72. Azer Maazoun, Stijn Matthys, Oussama Atoui, Bachir Belkassem, David Lecompte, Finite element modelling of RC slabs retrofitted with CFRP strips under blast loading. *Engineering Structures*. 2022. Vol. 252. 113597.
73. Hamza M.Y., Ali, M. Neaz Sheikh, Muhammad N.S. Hadi, Flexural strengthening of RC beams with NSM-GFRP technique incorporating innovative anchoring system. *Structures*. 2022. Vol. 38. P.251-264.
74. Alan Saeed Abdulrahman, Mohamed Raouf Abdul Kadir. Behavior and flexural strength of fire-damaged high-strength reinforced rectangular concrete beams with tension or compression zones exposed to fire repaired with CFRP sheets. *Case Studies in Construction Materials*. 2021.Vol. 15. e00779.
75. Blikharsky Y., Khmil R., Blikharsky Z. Research of RC columns strengthened by carbon FRP under loading. *MATEC Web of Conferences*. 2018, Vol. 174. 04017.
76. Blikharsky Z., Khmil R., Vegeera P. Shear strength of reinforced concrete beams strengthened by P.B.O. fiber mesh under loading. *MATEC Web of Conferences*. 2017. Vol.116. 02006.
77. ACI 440.2R-02. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening of concrete structures. American concrete institute, ACI Committee 440. 2002, 45 p.
78. ACI 318-05. Building code requirements for structural concrete and commentary. American concrete institute, ACI committee 318. 2005, 430 p.

79. Shear Database for Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement / K. H. Reineck and etc. *ACI Structural Journal*. 2003. Vol.100, №2. P. 240-249.
80. EN 1992-1-1 Eurocode 2. Design of concrete structures, part 1-1: general rules and rules for buildings. 2004. 225 p.
81. Said H., Wu Z. Evaluating and Proposing Models of Predicting IC Debonding Failure. *Journal of Composites for Construction*. 2008. Vol. 12, № 3. P. 284-299.
82. Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs/ J. G. Teng and etc. *Construction and Building Materials*. 2003. Vol. 17, № 6-7. P. 447-462.
83. Chen J. F., Teng J. G. Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete. *Journal of Structural Engineering*. 2001. Vol. 127, № 7. P.784-791.
84. Intermediate Crack Debonding in FRP-Strengthened RC Beams: FE Analysis and Strength Model / X. Z. Lu and etc. *Journal of Composites for Construction*. 2007. Vol. 11, № 2. P. 161-174.
85. Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete. X. Z. Lu and etc. *Engineering Structures*. 2005. Vol. 27, № 6. P. 920-937.
86. Бабич Є. М., Кочкар'юв Д. В., Філіпчук С. В. Математична модель зчеплення арматури з високоміцним бетоном. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. 2018. Вип. 2. С. 154-161.
87. Zalogo V.F. Issledovaniya raboty po naklonnyim secheniyam izgibaemyih betonnyih elementov so stekloplastikovoy armaturoy: dis.....k.t.n. : 05.23.07. Belorusskiy politehnicheskiy institut, Minsk, 1976. 173s.
88. Лубин Дж. Справочник по композитным материалам. Книга 2. М.: Машиностроение, 1988. 581 с.
89. Школа Ю. А. Несущая способность и деформативность железобетонных стержневых элементов при сложном напряженном состоянии: дис.к.т.н : 05.23.01. Одесса, 2002. 197 с.

90. ДСТУ Б В.2.7-214:2009. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками : Чинний 2010–09–01. К.: Мінрегіонбуд України. 2010, 36 с.
91. Карпенко Н. И., Мухаметдиев Т. А., Сапожников М. А. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов. *Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций*. 1987. М.: НИИЖБ. С. 4–24.
92. Карпенко Н. И., Мухаметдиев Т. А. К расчету прочности нормальных сечений изгибаемых элементов. *Бетон и железобетон*. 1983. №4. С. 11–12.
93. Карпенко Н. И. Методика расчета стержневых конструкций с учетом деформаций сдвига. *Бетон и железобетон*. 1989. №3. С. 14–16.
94. Дорофеев В. С., Барданов В. С. Расчет железобетонной балки на основе действительной диаграммы деформирования бетона. *Инженерные проблемы современного бетона и железобетона: Материалы международной конференции, январь 1999 г. Минск : Стройиздат, 1999. 115 с.*
95. Яременко А. Ф., Сорока Н. Н. Расчет железобетонных балок на упругом основании с использованием полных диаграмм деформирования материалов. *Ползучесть в конструкциях*. 1998. Одесса: ОГАСА. С. 114–119.
96. Яременко А. Ф., Дорофеев В. С., Сорока Н. Н. Расчет железобетонных конструкций с учетом реальных диаграмм деформирования материалов. *Материалы симпозиума ФИП*. 1996. Т. 2. Лондон. С. 705–713.
97. Яременко О. Ф., Сорока М. М., Карнаухова А. С. Застосування реальних діаграм матеріалів в розрахунках залізобетонних конструкцій. *Проблеми теорії і практики залізобетону*. 1987. С. 489–492.
98. Лемыш Л. Л. Расчет железобетонных конструкций по деформациям и несущей способности с учетом полных диаграмм деформирования бетона и арматуры. *Железобетонные конструкции промышленных зданий*. 1984. М.: ЦНИИпромзданий,. С. 74–89.

99. Лемьш Л. Л. Расчет железобетонных конструкций с использованием полных диаграмм деформирования бетона и арматуры. *Бетон и железобетон*. 1991. № 7. С. 21–23.
100. Митасов В. М., Михайлов В. В., Федоров Д. А. Расчет железобетонных преднапряженных изгибаемых элементов с учетом упрочнения арматуры. *Бетон и железобетон*. 1982. № 5. С. 8–10.
101. Гуца Ю. П. Предложения по нормированию диаграмм растяжения высокопрочной стержневой арматуры. *Бетон и железобетон*. 1979. №7. С. 15–16.
102. Клименко С. В., Шпінталь М. Я., Альхарірі В. Работа бетону стиснутої зони залізобетонних елементів, що згинаються, при складних режимних навантаженнях. *Галузеве машинобудування, будівництво*. 1998. Вип. 3. С. 108–113.
103. Мамедов Т. И. Расчет прочности нормальных сечений элементов с использованием диаграммы арматуры. *Бетон и железобетон*. 1998. № 28. С. 22–25.
104. Пирадов А. Б., Аробелидзе В. И., Хуцишвили Т. Г К расчету несущей способности внецентрованно сжатых элементов. *Бетон и железобетон*. 1986. № 1. С. 43–44.
105. Стороженко Л. І., Тимошенко В. М., Єрмоленко Д. Н. Напружено–деформований стан стиснутих трубо бетонних елементів. *Галузеве машинобудування, будівництво*. 1999. Вип. 4. С. 68–73.
106. Веретенников В. И., Бармотин А. А. К уточнению расчета прочности нормальных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов с использованием диаграмм деформирования бетона и арматуры. *Вестник ДонГАСА*. 2000. Вып. 1 (21). С. 192–197.
107. Matkov N. G. Otsenka prochnosti i deformativnosti szhatyih elementov na osnove opyitnyih diagramm deformirovaniya i ih razrushenie. Materialyi ННШ Mezhdunarodnoy konferentsii v oblasti betona i zhelezobetona, Moskva, sentyabr 1991 g. М.: MGSU "MISI", 1991. S. 309–312

108. Узун І. О. Врахування діаграм роботи бетону та арматури в розрахунках залізобетонних конструкцій. *Науково–практичні проблеми сучасного залізобетону*: зб. наук. праць другої, Київ, березень 1999 р. К.: НДІБК, 1999. С. 228–232.

109. Суоров К. Л. Прогнозирование результатов Итерационных процессов при расчете конструкций с учетом реальных особенностей и фактической работы материалов. *Известия вузов. Серия : Строительство и архитектура*. 1984. №2. С. 11–14.

110. Ящук В. Е. К описанию диаграммы сжатия и разгрузки бетона. *Известия вузов. Серия : Строительство и архитектура*. 1982. №3. С. 5–11.

111. Ромашко В.М. Деформаційно-силова модель опору бетону та залізобетону. Рівне: НУВГП, 2016. 424с.

112. Иващенко Ю. А. Исследование процесса разрушения бетона при разных скоростях деформирования. *Бетон и железобетон*. 1984. №11. С. 14–15.

113. Соломенцев Т.Г. О закономерностях продольного деформирования бетона при осевом сжатии. *Бетон и железобетон*. 1971. №4. С. 2–4.

114. Дорофеев В.С., Зінченко Г. В., Пушкар Н.В. Вплив структури і технологічної пошкодженості бетону на повну діаграму деформування. *Вісник ХНТУ*. 2022. № 4(83). С.9-15.

115. Барданов В. Ю. Розрахунок елементів конструкцій, що згинаються, з урахуванням повної діафрагми деформування бетону : автореф. дис. к. т. н.: 05.23.01. Одеса, 2001. 20 с.

116. Байков В. Н., Горбатов С. В., Дмитриев З. А. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей. *Известия вузов. Серия : Строительство и архитектура* . 1977. №6. С. 15–18.

117. Байков В. Н. Расчет изгибаемых элементов с учетом экспериментальных зависимостей между напряжениями и деформациями для бетона и высокопрочной арматуры. *Известия вузов. Серия : Строительство и*

архитектура. 1981. №5. С. 26–32.

118. Об уточнении аналитических зависимостей диаграммы растяжения арматурных сталей / В. Н. Байков и др. *Известия вузов. Серия : Строительство и архитектура*. 1983. №9. С. 1–5.

119. Мадатян С. А. Технология натяжения арматуры и несущая способность железобетонных конструкций. М. : Стройиздат, 1980. 196 с.

120. Бамбура А. М. Диаграмма напряжение – деформация для бетона при центральном сжатии. *Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона*. Ростов на Дону : РИСИ, 1980. С. 19–22.

121. Бамбура А. Н. Развитие методов оценки напряженно–деформированного состояния и несущей способности железобетонных конструкций на основе реальных диаграмм деформирования материалов. *Научно–практические проблемы современного железобетона: Сборник тезисов первой Всеукраинской научно–техн. конф.* Киев, апрель 1996г. 1996. С. 36–39.

122. Бачинский В. Я., Бамбура А. Н., Ватагин С. С. Связь между напряжениями и деформациями бетона при кратковременном неоднородном сжатии. *Бетон и железобетон*. 1984. №10. С. 18–19.

123. Некоторые предложения по описанию диаграмм деформаций бетона при загрузении / В. В. Михайлов, М. П. Емельянов, Л. С. Дудолодов, В. М. Митаков. *Известия вузов. Серия : Строительство и архитектура*. 1984. №2. С. 23-27.

124. Sanzharovskiy, Rudolf & Sieber, Frieder & Ter-Emmanuilyan, Tatyana. (). The theory of calculation of reinforced concrete structures and the principles of the Eurocode. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021. №17. 455-465.

125. СНБ 5.03.01-02 Конструкции бетонные и железобетонные. Мн.: Стройтехнорм, 2002. 274 с.

126. EN 1992-1: 2001 (Final Draft, April, 2002) Eurocode-2: Design of concrete structures – Part 1: General Rules and Rules for Building. Brussels, 2002. 230 p

127. Бондаренко В. М., Колчунов В. И. Расчётные модели силового сопротивления железобетона. М.: Изд-во «АСВ», 2004. 471 с.
128. ТУ У В.2.7-25.2-34323267-001:2009 Арматура неметалева композитна базальтова періодичного профілю. Технічні умови
129. ТУ У В.2.7-25.2-21191464-024:2011 Арматура композитна «Екібар» для армування конструкцій з бетону. Технічні умови.
130. ДСТУ-НБВ.2.6-185:2012 “Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і скло ровінгу”, Київ, 2011.
131. Карпюк І.А., Клименко С.В., Карпюк В.М., Целікова А.С., Худобич А.О, Глібоцький Р.В. Сумісна робота сталеві і базальтової пластикової арматури з бетоном у складі балкових конструкцій. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини*. 2021. Одеса. С. 37-47. <https://doi.org/10.31650/2707-3068-2021-25-37-47>
132. Karpiuk I.A., Karpiuk V.M., Klymenko Ye.V., Hlibotskyi R.V. Carbon footprint of a concrete transport structure - a deep tunnel. *Modern construction and architecture*. 2022. Вип.2.С.27-36. <https://doi.org/10.31650/2786-6696-2022-2-27-36>
133. Kravchuk V.G., Glibotsky R.V., Korchevny D.S., Yakushev E.V. Stress-strain state of concrete beams with basalt-plastic reinforcement. *Нові матеріали і технології в будівництві: Збірка студентських наукових праць за 2020-2021 навчальний рік до XXXI Всеукраїнська конференція здобувачів вищої освіти і молодих вчених, 1-2 червня 2021 р. С.20-25.*
134. Карпюк В.М., Сьоміна Ю.А., Худобіч А.О., Глібоцький Р.В. Несуча здатність бетонних балкових конструкцій зі сталеві і базальтопластикові арматурі при статичному і малоцикловому навантаженні. Тези доповідей 77-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії, 13-14 травня 2021 року. Одеса: ОДАБА. 2021. С.70.
135. Karpiuk K. V., Syomina Yu., Antonova D. Calculation Models of the

Bearing Capacity of Span Reinforced Concrete Structures Support Zones. *Actual Problems of Engineering Mechanics: Materials Science Forum*. 2019. Vol. 968. P.209-226.

136. Karpiuk V., Tselikova A., Khudobych A., Karpiuk I., Kostyuk A. Study of strength, deformability property and crack resistance of beams with BFRP. *Eastern—European journal of enterprise technologies*. Харків, Vol. 4/7 (106), 42—53, 2020.

137. Karpiuk V., Karpiuk I., Tselikova A., Khudobych A. Calculating model of the bearing ability of the substructured areas of baltic basalt concrete structures. Science and education a new dimension. *Natural and Technical Science*. 2020, Vol. VI (29). P. 16-22

138. ДСТУ Б В .2.7-217: 2009 Бетони. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона. [Чинний від 1.09.2010]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 16 с.

139. ДСТУ Б В.2.6-7-95 Конструкції будинків і споруд. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості. Київ: Мінрегіонбуд України. 2009, 37с

140. Metodika laboratornyih issledovaniy deformatsiy i prochnosti betona, armatury i zhelezobetonnyih konstruktsiy (NIIZhB). М.: Gosstroyizdat, 1962. S.127-132.

141. Organization Standard. Reinforcement of reinforced concrete structures with Sika® composite materials. STO13613997-001-2011. Moscow: TsNIIPromzdaniy OJSC, Zika LLC, 2011, - 61p.

142 . ЛИРА–САПР. Книга I. Основы. Е.Б Стрелец–Стрелецкий, А.В. Журавлев, Р.Ю. Водопьянов. Под ред. Академика РААСН, докт. техн. наук, проф. А.С. Городецкого. Издательство LIRALAND, 2019.154с

143. Барабаш М.С., Кір'язев П.М., Лапенко О.І., Ромашкіна М.А., Мурашко Л. А., Колякова В.Н., Сморгалов Д.В. Основы комп'ютерного моделювання: навч. посібник. Київ : НАУ, 2018. 492 с.

144. Барабаш М.С., Сорока М.М., Сур'янінов М.Г. Нелінійна будівельна механіка з ПК Ліра-САПР : монографія. Одеса : Екологія, 2018. 248 с.
145. Барабаш М.С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов строительства: Монография. К.: Изд-во «Сталь», 2014. 301 с.
146. Клованич С. Ф., Безушко Д. И. Метод конечных элементов в нелинейных расчетах пространственных железобетонных конструкций. Одесса: Изд-во ОНМУ, 2009. 89 с.
147. Клованич С. Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики. Запорожье: Изд-во журнала "Світ геотехніки", 2009. 400 с.
148. Оробей В. Ф., Сурьянинов Н. Г., Лазарева Д. В. Статический расчет неразрезной балки методами конечных и граничных элементов. *Труды Одесского политехнического университета*. 2004. №2. С. 16–18.
149. Корнеева И. Б., Сурьянинов Н. Г., Шиляев А. С. Компьютерные исследования напряженно- деформированного состояния плиты перекрытия из сталефибробетона. *Вісник Хмельницького національного університету*. 2018. №1. С. 264–269.
150. Програма ЛІРА-САПР, МОНОМАХ-САПР – програми для розрахунку конструкцій. *Офіційний сайт*. URL: <https://www.liraland.ua>.
151. Karpiuk V., Hlibotskyi R. Basic parameters of crack resistance of conventional and damaged reinforced concrete beams strengthened by carbon plastic under the action of a high-level load. *Sustainability, Agri, Food and Environmental Research*. 2021. Vol. 10 (2022).. <https://doi.org/10.7770/safer-V10N1-art2479>
152. Глібоцький Р.В., Малахов В.В., Свердленко О.Л., Богдан С.М. До питання про підсилення будівельних конструкцій вуглепластиковим полотном. *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд: тези доповідей ів міжнародної конференції, 9-11 вересня 2021 р.* Одеса: ОДАБА. 2021. С. 44-47.
153. Карпюк І.А., Антонова Д.В., Глібоцький Р.В., Карпюк В. М. Результати експериментальних досліджень несучої здатності бетонних балок зі сталевією і базальтопластиковією арматурією, підсиленіх вуглепластиковієм

полотном. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини* : тези доповідей міжнародної науково-технічної конференції, 10-12 червня 2021 р. Одеса: ОДАБА. 2021. С.20.

154. Alan Saeed Abdulrahman, Mohamed Raouf Abdul Kadir, Behavior and flexural strength of fire-damaged high-strength reinforced rectangular concrete beams with tension or compression zones exposed to fire repaired with CFRP sheets. *Case Studies in Construction Materials*. 2021. Vol. 15. e00779.

155. Методи моделювання композитних матеріалів і композитних конструкцій в ПК «Ліра-сапр» / M.S. Barabash, I.V. Genzerskyi, A.V. Pikul, O. Yu . Bashynska. *Industrial Machine Building, Civil Engineering*. 2017. Т. 1 (48). С. 129-137.

156. Барабаш М. С., Пикуль А. В., Башинская О. Ю. Моделирование усиления конструкций композитными материалами в программном комплексе "Лира-САПР". *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2017. №13. С. 34–41.

157. Моделювання напружено-деформованого стану базальтобетонних балок / В. Карпюк та ін. *Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво*. 2020. № 21. С. 9-14.

158. Мурин, А. Я., Іванів М. М. Моделювання роботи залізобетонних балок, підсилених зовнішньою фібропластиковою арматурою, у програмному комплексі «Ліра» . *Вісник Львівського національного аграрного університету*. 2012. №13. С. 94 – 98.

159. Мурин А.Я., Іванів М.М., Сергеев О.С. Моделювання залізобетонної мостової балки таврового перерізу, підсиленої зовнішньою композитною арматурою. *Галузеве машинобудування, будівництво*. 2012. Вип. 5 (35). С. 106–110.

160. Клименко Є. В., Антонюк Н. Р., Полянський К. В. Моделювання роботи пошкоджених залізобетонних балок в ПК ЛІРА-САПР. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2019. Вип. 77. С. 58-65.

161. Сур'янінов М. Г., Неутов С. П., Корнеєва ., І. Б. Експериментальні дослідження несучої здатності моделі залізобетонної пустотної плити перекриття. *Наукові нотатки*. 2019. №68. С. 107–112.
162. Городецкий А. С., Барабаш М. С. Учёт нелинейной работы железобетона в ПК Лира-САПР. Метод "Инженерная нелинейность" *.International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2016. №12.С. 92–98.
163. Zhen-wen Zhang, Zi-hua Zhang, Xuan Wang, Chun-heng Zhou. Dynamic and static interfacial bonding properties of CFRP–concrete subjected to freeze–thaw cycles. *Structures*. 2022. Vol. 37. P. 947-959.
164. Alemu T., Bhargava P. Numerical simulation of delamination failure in RC beams laminated with FRPRCS-8. University of Patras. Patras, Greece, 2007.
165. Esfahani M.R., Kianoush M.R., Tajari A.R. Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by CFRP sheets. *Engineering Structures*. 2007. vol. 29,issue 10. P. 2428-2444.
166. Lu X.Z., Teng J.G., Ye L.P., Jiang J.J. Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete. *Engineering Structures*. Vol. 27, №6. P. 920-937.
167. Theoretical Analysis Of Stress Distributions In Frp Side-Bonded To Rc Beams For Shear Strengthening/ X.Z.Lu, J.F.Chen, L.P.Ye, J.G.Teng and J.M.Rotter. Proceedings of International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005), Dec, 7-9, Hong Kong, China. P. 363-370.
168. Neubauer U., Rostasy F.S. Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP plates. Proc., 7th Int. Conf. on Struct. Faults and Repairs, Edinburgh, Scotland, 1997. P. 109-118.
169. Shahawy M.A., Arockiasamy M., Beitelman T., Sowrirajan R. Reinforce concrete rectangular beams strengthened with CFRP laminates. *Composites Part B: Engineering*. 1992. Vol. 25, № 4. P. 201-211.
170. Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і склоровінгу: ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012. Київ: Мінрегіонбуд, 2012.

171. Технічна карта матеріалу. Ідентифікаційний № 020206020010000025 SikaWrap®-230 C. Тканина з однонапрямлених вуглецевих волокон для підсилення будівельних конструкцій, частина системи підсилення SIKA®. SikaWrap-230C-uk-UA-(02-2018), 4 с.

172. Карпюк І.А., Глібоцький Р.В., Карпюк В.М., Костюк А.І., Целікова А.С. 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. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i41.033>

173. Карпюк І.А., Карпюк В.М., Костюк А.І., Глібоцький Р.В., Постернак О.О. Несуча здатність доведених до граничного стану (ULS) пошкоджених бетонних балок з CFRP, підсилених фіброармованими пластиками (CFRP). *Центральноукраїнський науковий вісник. Технічні науки*. 2022, Вип. 6(37), ч.ІІ. С.127-141. [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.6\(37\).2.127-141](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.6(37).2.127-141)

174. Карпюк І.А., Карпюк В.М., Костюк А.І., Глібоцький Р.В., Постернак О.О. Деформативність та тріщиностійкість пошкоджених балок з базальтопластиковою арматурою, підсилених вуглепластиковим полотном. *Центральноукраїнський науковий вісник. Технічні науки*. 2023. Вип. 7(38), part I. С.56-76. [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2023.7\(38\).1.56-76](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2023.7(38).1.56-76)

175. Karpiuk I.A., Karpiuk V.M., Hlibotskyi R.V., Posternak O.O. Load-Bearing Capacity of Damaged Concrete Beams with Basalt Plastic Fittings, Reinforced with External Fiber-Reinforced Plastics. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2022, vol. 290. P.124-135. https://doi.org/10.1007/978-3-031-14141-6_13 ((індексується Scopus)

176. Глібоцький Р. В., Карпюк В. М. Використання вуглепластикового полотна для підсилення пошкоджених бетонних балок: математичне моделювання та аналіз напружено-деформованого стану. Тези доповідей 79-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії, 18 - 19 травня 2023 р. Одеса: ОДАБА. 2023. С.83.

177. Глібоцький Р. В., Карпюк В. М. Моделювання напружено-деформованого стану пошкоджених бетонних балок, підсилених вуглепластиковим полотном. Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини : тези доповідей міжнародної науково-технічної конференції, 9-10 червня 2023 р. Одеса: ОДАБА. 2023.

178. Karpyuk I., Glubosky R. V. Performance of concrete beams reinforced with carbon fiber after damage. Modern research in science and education. Proceedings of the 5th International scientific and practical conference. VoScience Publisher. Chicago, USA. 2024. P. 224-227.

179. Карпюк І, Глібоцький Р. Напружено-деформований стан пошкоджених бетонних балок, підсилених вуглепластиковим полотном. *Modern problems of science, education and society: proceedings of the 11th International scientific and practical conference*. SPC "Sci-conf.com.ua". Kyiv, Ukraine. 2024. Pp. 394-398.

180. Klymenko Ye.V., Hlibotskyi R.V. Modeling of stress-strain state and strength of damaged concrete beams reinforced with carbon fiber fabric in pc "LIRA-SAPR". *Modern construction and architecture*. 2024. №7. P.73-82. <https://doi.org/10.31650/2786-6696-2024-7-73-82>

181. STO 13613997-001-2011. Standart organizatsii. Usilenie zhelezobetonnyih konstruktsiy kompozitnyimi materialami SikaR. Moskva: OAO «TsNIIPromzdaniy», OOO «Zika», 2011. 61 s.

182. Рекомендації щодо застосування композитних матеріалів фірми Sika для підсилення залізобетонних конструкцій / А.Бамбура та ін. Київ: ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», 2014. 45 с

183. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування: ДБН В.2.6-98:2009. [Чинний від 2010-07-01]. К. : Мінрегіонбуд України, 2009. 97 с.

184. Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і склоровінгу: ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012. Київ: Мінрегіонбуд, 2012.

185. Karpiuk V., Karpiuk I., Tselikova A., Khudobych A. Calculating model of the bearing ability of the substructured areas of baltic basalt concrete structures. Science and education a new dimension. *Natural and Technical Science*. 2020. Vol. 8 (29). P. 16—22,.

186. SNiP 2.03.01 – 84* Betonnyie i zhelezobetonnyie konstruksii / Gosstroy SSSR . М.: TsITP Gosstroya SSSR, 1989. 80s.

187. Pozdeev S., Shnal T., Kholod P., Fedchenko S., Nedilko I. Evaluation of fire resistance of reinforced concrete beams on the basis of use of parametric temperature curves of fire modes. *9th International scientific conference on Reliability and durability of railway transport engineering structures and buildings: AIP Conference Proceedings*. 2023. Vol. 2684. TransBud, Kharkiv, 17–19 November 2021. 0,04 ум.д.ар.

ДОДАТКИ

**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. Карпюк І.А., Клименко Є.В., Карпюк В.М., Целікова А.С., Худобич А.О., Глібоцький Р.В. Сумісна робота сталевोї і базальтової пластикової арматури з бетоном у складі балкових конструкцій. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини*. 2021. Одеса, вип. С. 37-47. <https://doi.org/10.31650/2707-3068-2021-25-37-47>
2. Карпюк І.А., Глібоцький Р.В., Карпюк В.М., Костюк А.І., Целікова А.С. 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. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i41.033>
3. Karpiuk I.A., Karpiuk V.M., Klymenko Ye.V., Hlibotskyi R.V. Carbon footprint of a concrete transport structure - a deep tunnel. *Modern construction and architecture*. 2022. Вип.2.С.27-36. <https://doi.org/10.31650/2786-6696-2022-2-27-36>
4. Карпюк І.А., Карпюк В.М., Костюк А.І., Глібоцький Р.В., Постернак О.О. Несуча здатність доведених до граничного стану (ULS) пошкоджених бетонних балок з CFRP, підсилених фіброармованими пластиками (CFRP). *Центральноукраїнський науковий вісник. Технічні науки*. 2022, Вип. 6(37), ч.ІІ. С.127-141. [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.6\(37\).2.127-141](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.6(37).2.127-141)
5. Карпюк І.А., Карпюк В.М., Костюк А.І., Глібоцький Р.В., Постернак О.О. Деформативність та тріщиностійкість пошкоджених балок з базальтопластиковою арматурою, підсилених вуглепластиковим

полотном. *Центральноукраїнський науковий вісник. Технічні науки.* 2023. Вип. 7(38), part I. С.56-76. [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2023.7\(38\).1.56-76](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2023.7(38).1.56-76)

6. Klymenko Ye.V., Hlibotskyi R.V. Modeling of stress-strain state and strength of damaged concrete beams reinforced with carbon fiber fabric in pc "LIRA-SAPR". *Modern construction and architecture.* 2024. №7. P.73-82. <https://doi.org/10.31650/2786-6696-2024-7-73-82>

Статті у наукових періодичних виданнях інших держав

7. Karpiuk I.A., Karpiuk V.M., Hlibotskyi R.V., Posternak O.O. Load-Bearing Capacity of Damaged Concrete Beams with Basalt Plastic Fittings, Reinforced with External Fiber-Reinforced Plastics. *Lecture Notes in Civil Engineering.* 2022. Vol. 290. P.124-135. https://doi.org/10.1007/978-3-031-14141-6_13 ((індексується Scopus))
8. Karpiuk V., Hlibotskyi R. Basic parameters of crack resistance of conventional and damaged reinforced concrete beams strengthened by carbon plastic under the action of a high-level load. *Sustainability, Agri, Food and Environmental Research.* 2021. Vol. 10 (2022). ISSN 0719-3726. <https://doi.org/10.7770/safer-V10N1-art2479>

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

9. Kravchuk V.G., Glibotsky R.V., Korchevny D.S., Yakushev E.V. Stress-strain state of concrete beams with basalt-plastic reinforcement. *Нові матеріали і технології в будівництві : Збірка студентських наукових праць за 2020-2021 навчальний рік. Матеріали XXXI Всеукраїнська конференція здобувачів вищої освіти і молодих вчених, 1-2 червня 2021 р. Одеса: ОДАБА, 2021. С.20-25.*
10. Карпюк В.М., Сьоміна Ю.А., Худобіч А.О., Глібоцький Р.В. Несуча здатність бетонних балкових конструкцій зі сталевую і базальтопластиковою арматурою при статичному і малоцикловому

навантаженнях. Тези доповідей 77-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії, 13-14 травня 2021 року. Одеса: ОДАБА, 2021. С.70.

11. Карпюк І.А., Антонова Д.В., Глібоцький Р.В., Карпюк В. М. Результати експериментальних досліджень несучої здатності бетонних балок зі сталевую і базальтопластиковою арматурою, підсилених вуглепластиковим полотном. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини*: тези доповідей міжнародної науково-технічної конференції, 10-12 червня 2021 р. Одеса: ОДАБА, 2021. С.20.
12. Глібоцький Р.В., Малахов В.В., Свердленко О.Л., Богдан С.М. До питання про підсилення будівельних конструкцій вуглепластиковим полотном. *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд*: Тези доповідей iv міжнародної конференції, 9-11 вересня 2021 р. Одеса: ОДАБА, 2021. С. 44-47.
13. Глібоцький Р. В., Карпюк В. М. Використання вуглепластикового полотна для підсилення пошкоджених бетонних балок: математичне моделювання та аналіз напружено-деформованого стану. Тези доповідей 79-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії, 18 - 19 травня 2023 р. Одеса: ОДАБА, 2023. С.83.
14. Глібоцький Р. В., Карпюк В. М. Моделювання напружено-деформованого стану пошкоджених бетонних балок, підсилених вуглепластиковим полотном. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини*: тези доповідей міжнародної науково-технічної конференції, 9-10 червня 2023 р. Одеса: ОДАБА, 2023. С.
15. Karpyuk I., Glubosky R. V. Performance of concrete beams reinforced with carbon fiber after damage. *Modern research in science and education: Proceedings of the 5th International scientific and practical conference*. BoScience Publisher. Chicago, USA, 2024. P. 224-227.
16. Карпюк І, Глібоцький Р. Напружено-деформований стан пошкоджених бетонних балок, підсилених вуглепластиковим полотном. *Modern*

problems of science, education and society: Proceedings of the 11th International scientific and practical conference. SPC "Sci-conf.com.ua". Kyiv, Ukraine, 2024. P. 394-398.

Відомості про апробацію результатів дисертації

Апробація результатів дослідження проведена методом публічного обговорення на наукових конференціях різного рівня:

- на 77-ї науково-технічній конференції професорсько-викладацького складу академії, 13-14 травня 2021 року. Одеса: ОДАБА;
- на міжнародній науково-технічній конференції «Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини», 10-12 червня 2021 р. Одеса: ОДАБА;
- на IV міжнародній конференції «Експлуатація та реконструкція будівель і споруд», 9-11 вересня 2021 р. Одеса: ОДАБА;
- на 79-ї науково-технічній конференції професорсько-викладацького складу академії, 18 - 19 травня 2023 р. Одеса: ОДАБА

Акти впровадження результатів досліджень



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

вул. Дідріхсона, 4, м. Одеса, 65029, тел./факс: (048) 723-69-04, тел. (048) 723-43-53,
E-mail: list@ogasa.org.ua, веб-сайт: www.odaba.edu.ua, код ЄДРПОУ 02071033

28.03.2024 № 08-15-392

На № _____ від _____

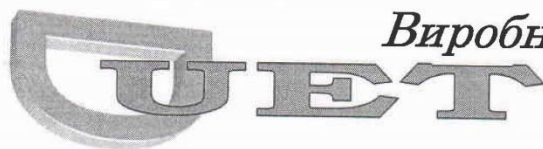
ДОВІДКА

про впровадження результатів наукових досліджень

Результати досліджень за дисертаційною роботою «Несуча здатність пошкоджених базальтобетонних балок, підсилених вуглепластиковим полотном» здобувача науково ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія», галузь знань 19 – Архітектура та будівництво **Глібоцького Романа Володимировича** впроваджені в навчальний процес Одеської державної академії та архітектури при проведенні лекційних та практичних занять для магістрів з галузі знань «Архітектура та будівництво (19), спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» (192) за спеціалізацією «Промислове та цивільне будівництво» при викладанні дисципліни «Підсилення будівельних конструкцій».

Проектор з науково-педагогічної роботи
д.е.н., професор

Ірина АЖАМАН



Виробничо - торгівельна фірма
«ДУЕТ»

у вигляді товариства з обмеженою відповідальністю
р/рUA14380805000000026005342448 МФО 380805
м. Одеса, Україна в АТ «Райффайзен банк Аваль» у м. Києві
вул. Черняхівського, 12-Б ІНН 209663915423 Св-во № 100258345
Код ЄДРПОУ 20966393

Вих. № 1-03-25 від « 25 » 03 2024 року

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційного дослідження

Результати дисертаційної роботи «Несуча здатність пошкоджених базальтобетонних балок, підсилених вуглепластиковим полотном» здобувача наукового ступеня доктора філософії Одеської державної академії будівництва та архітектури **Глібоцького Романа Володимировича** впроваджені в 2023 році Виробничо-торгівельна фірма "ДУЕТ" у вигляді товариства з обмеженою відповідальністю при проектуванні і капітальному ремонті об'єкту: «Капітальний ремонт будівлі № 11/28 (пральня) військового містечка № 11, ВМКЦ ПР м. Одеса. Шифр 11/28/ЗБ-23».



Геннадій БУХТІЯРОВ

ТОВ РЕМГОРСТРОЙ
Код ЄДРПОУ 44644184



Україна, 65062, вул. Літературна,
буд. 12А, Корп. 1, кв. 73

РЕМГОРСТРОЙ

Вих. № 05 від 21.03.2024 р.

ДОВІДКА

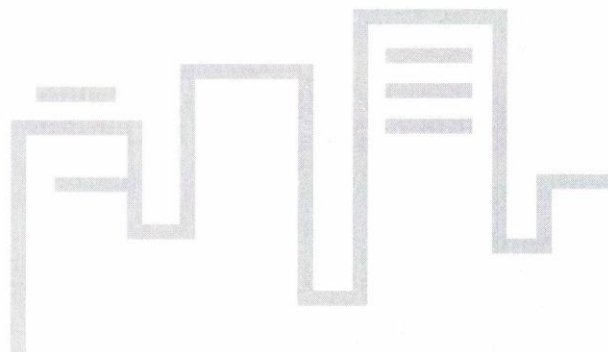
**про впровадження науково-дослідних робіт
дисертаційної роботи Глібоцького Романа Володимировича
«Несуча здатність пошкоджених базальтобетонних балок, підсилених
вуглепластиковим полотном»**

Результати наукових досліджень, отримані Глібоцьким Романом Володимировичем і представлені в його дисертаційній роботі на здобуття вченого ступеня доктора філософії «Несуча здатність пошкоджених базальтобетонних балок, підсилених вуглепластиковим полотном» впроваджені в 2023 році ТОВ «Ремгорстрой» при проектуванні та капітальному ремонті будівлі № 16/4 (Навчальний корпус), військового містечка № 16, Військова академія міста Одеса.

ДИРЕКТОР ТОВ «РЕМГОРСТРОЙ»



Богдан ІДЖИЛОВ



Балка № 3

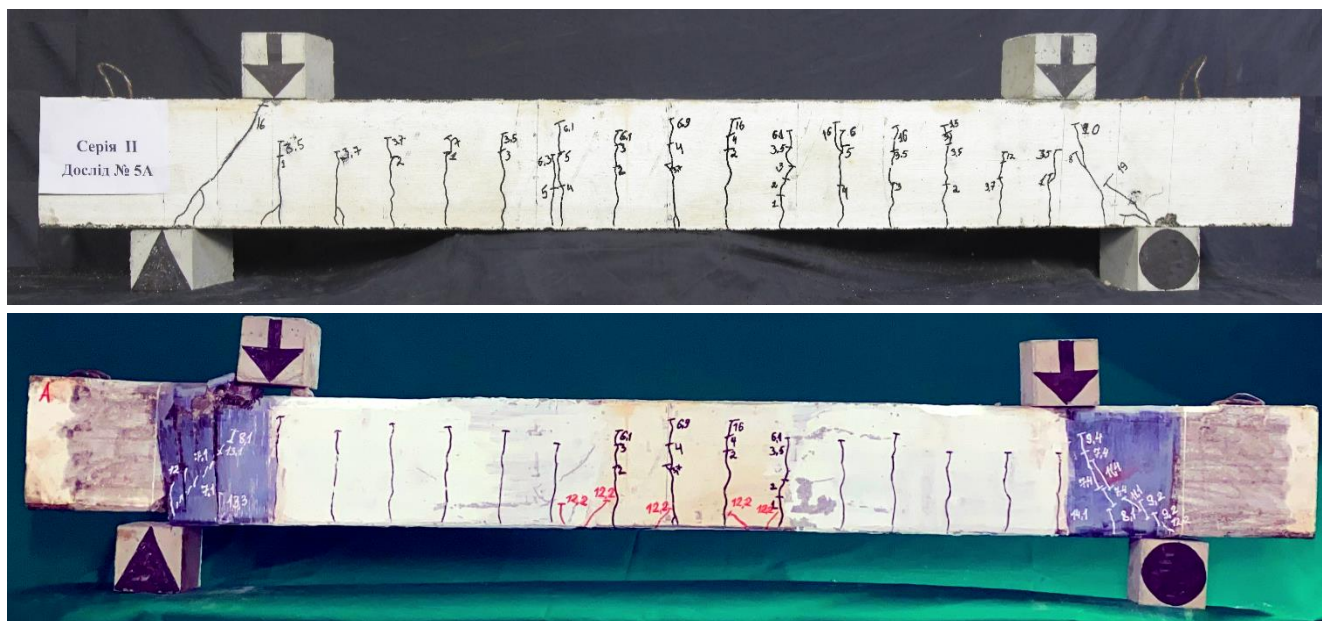


Балка № 4



Рис.В2. Характер тріщиноутворення та руйнування бетонних балок № 3, 4 з BFRP до і після їх підсилення вуглепластиковим полотном у нижній розтягнутій зоні та на припорних ділянках

Балка № 5



Балка № 6

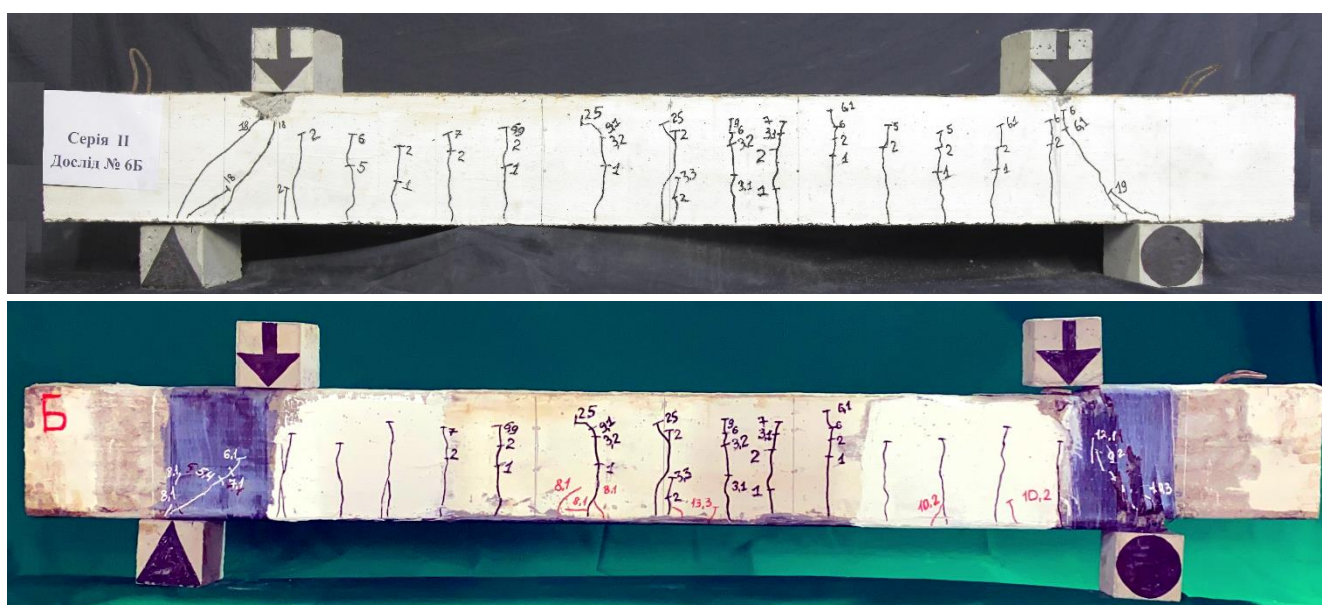
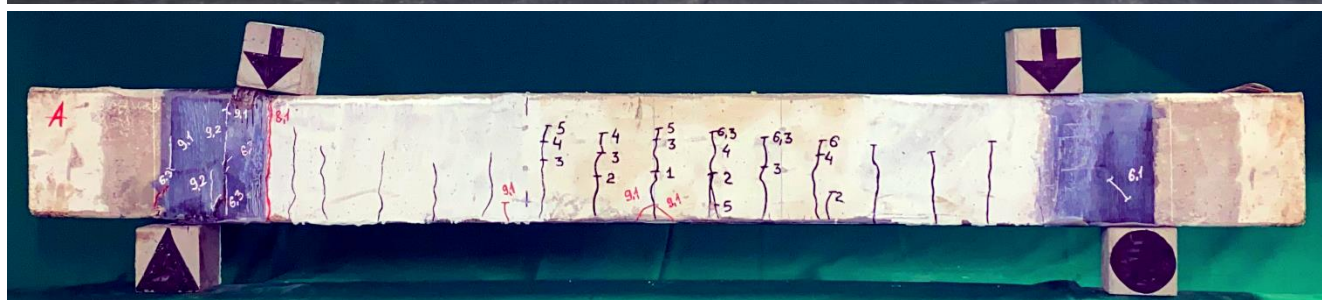
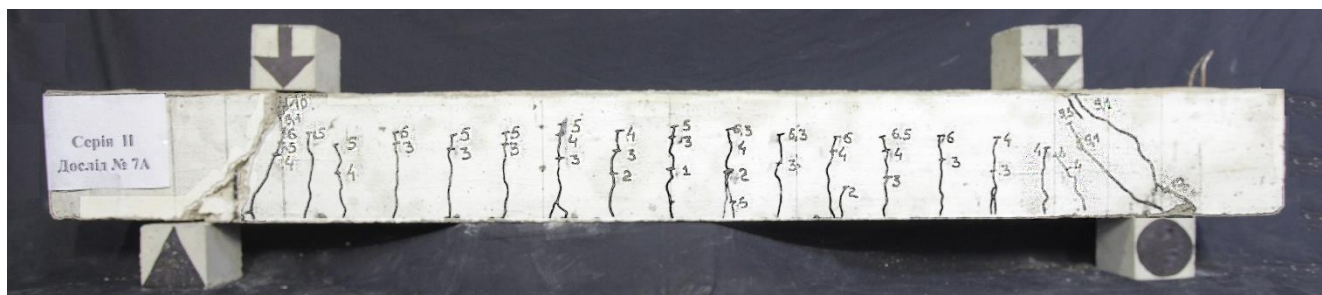


Рис.В3. Характер тріщиноутворення та руйнування бетонних балок № 5, 6 з BFRP до і після їх підсилення вуглепластиковим полотном у нижній розтягнутій зоні та на припорних ділянках

Балка № 7



Балка № 8

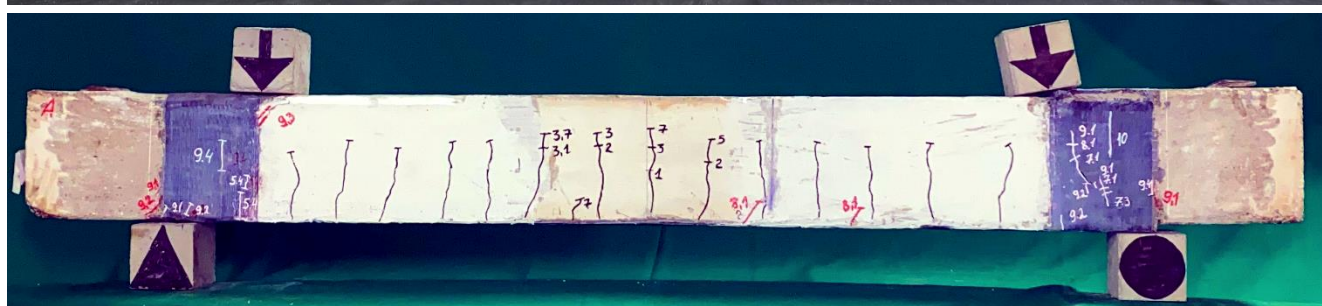
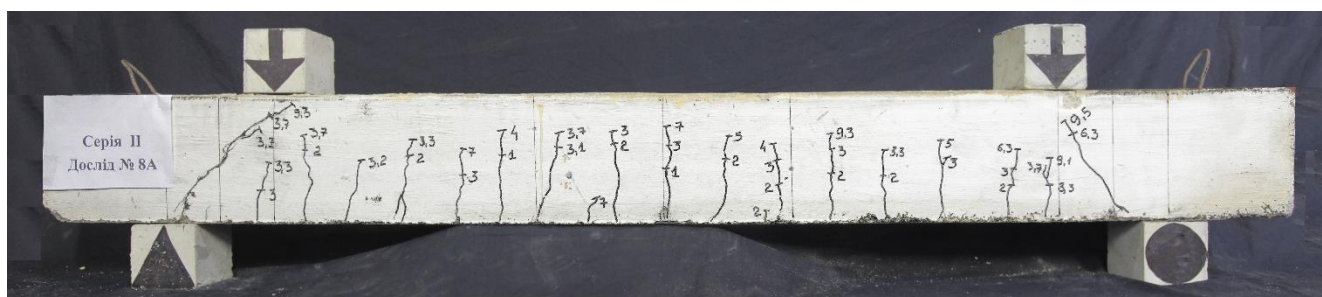
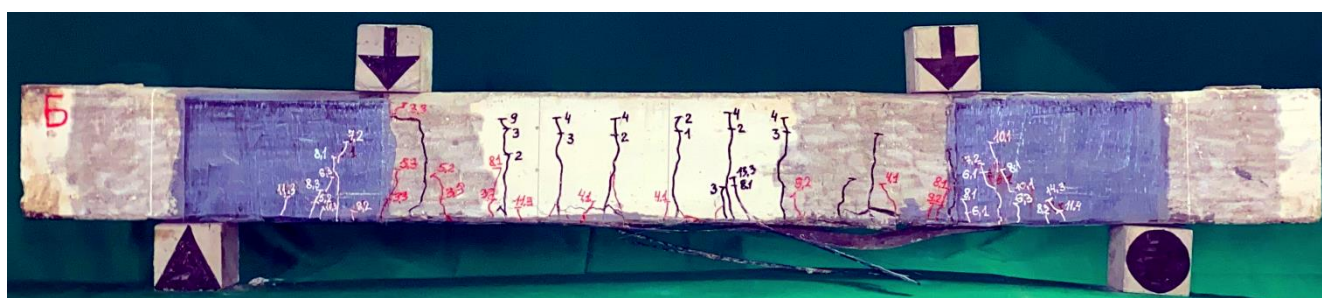
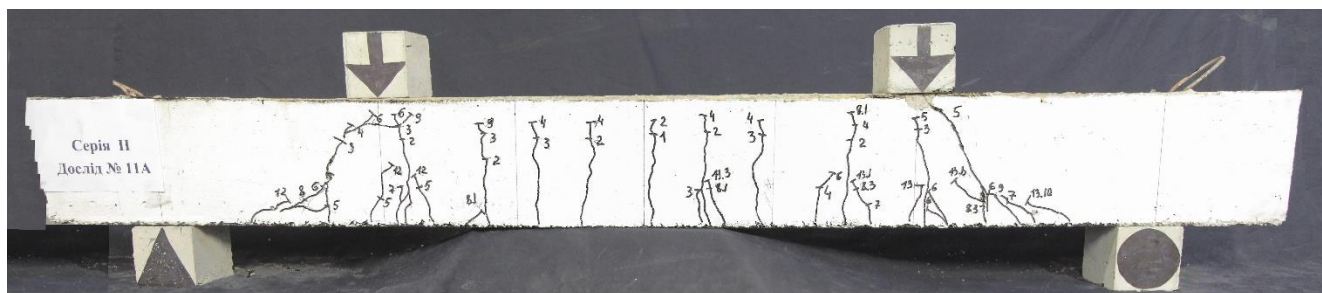


Рис.В4. Характер тріщиноутворення та руйнування бетонних балок № 7, 8 з BFRP до і після їх підсилення вуглепластиковим полотном у нижній розтягнутій зоні та на припорних ділянках

Балка № 11



Балка № 12

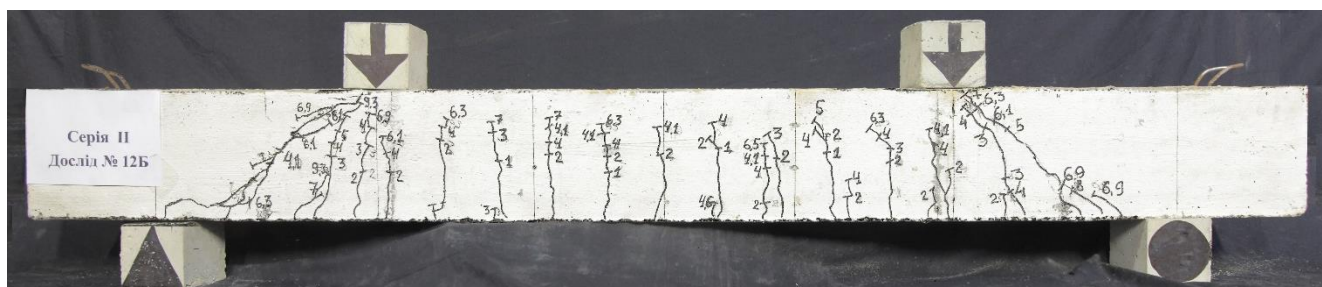


Рис.В6. Характер тріщиноутворення та руйнування бетонних балок № 11, 12 з BFRP до і після їх підсилення вуглепластиковим полотном у нижній розтягнутій зоні та на приопорних ділянках

Балка № 15

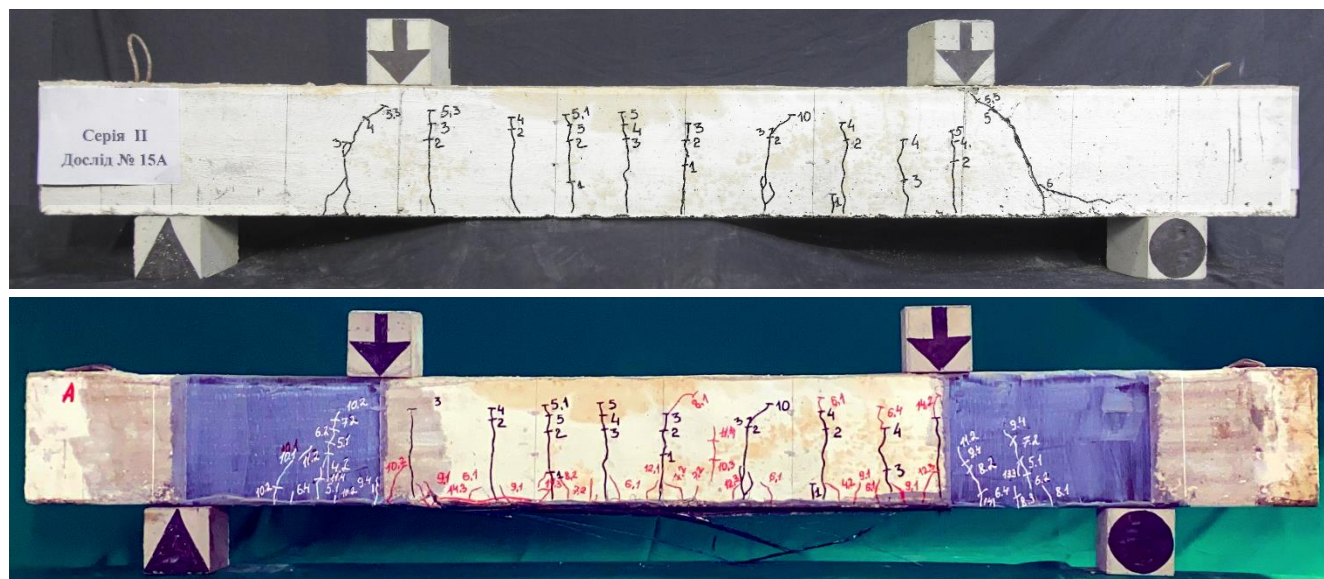


Рис.В8. Характер тріщиноутворення та руйнування бетонної балки № 15 з BFRP до і після їх підсилення вуглепластиковим полотном у нижній розтягнутій зоні та на приопорних ділянках

Результати моделювання дослідних зразків-балок в ПК «ЛІРА САПР»

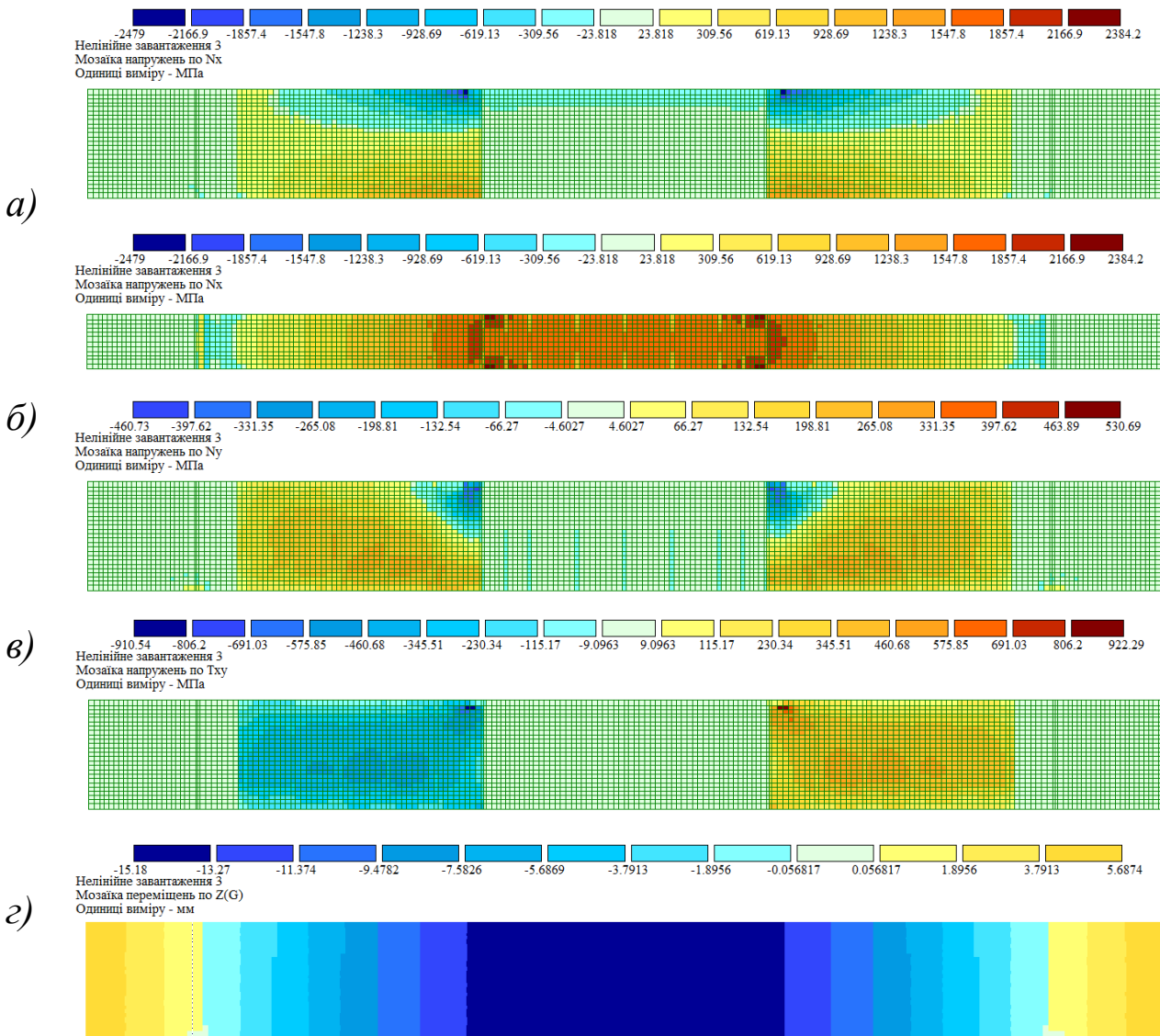



Рис. Г1а - Ізополі нормальних σ_x (а), σ_y (б) і дотичних τ_{xy} (в) напружень в МПа та вертикальних переміщень $z(x)$ (г) в мм пошкодженої бетонної балки з VFRP № 1, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP).

Координатні осі  – для ізополів напружень у вуглепластиковому полотні;

Координатні осі  – для вертикальних переміщень.

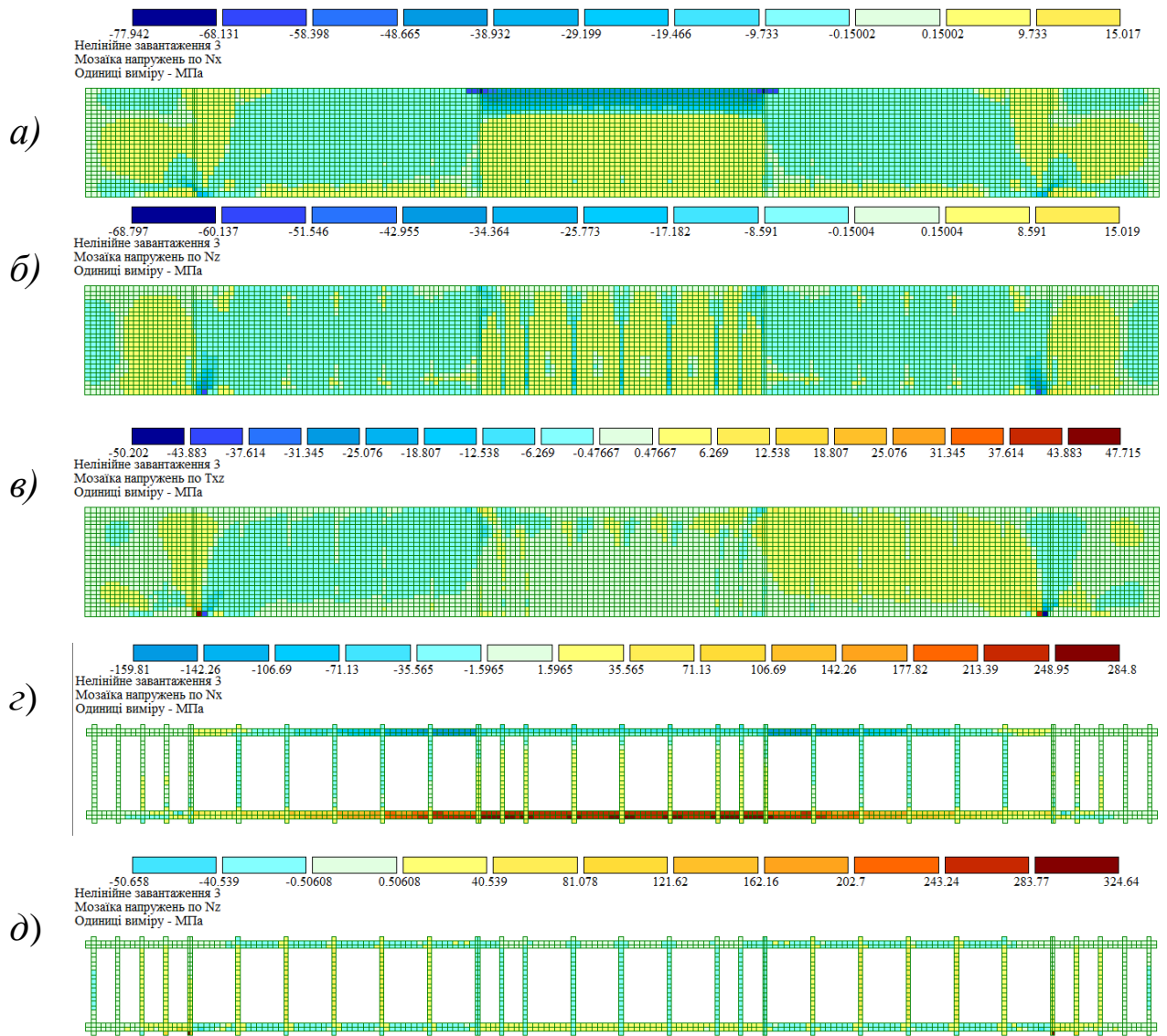


Рис. Г1б - Ізополі нормальних σ_{cx} (а), σ_{cz} (б) і дотичних τ_{cxz} (в) напружень у бетоні в МПа та базальтопластикової поздовжньої σ_{fx} (г) і поперечної арматури σ_{fwz} (д) в МПа пошкодженої бетонної балки з BFRP № 1, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP).

Координатні осі $\begin{matrix} \uparrow Z \\ \rightarrow X \end{matrix}$ – для ізополів напружень в бетоні та арматурі.

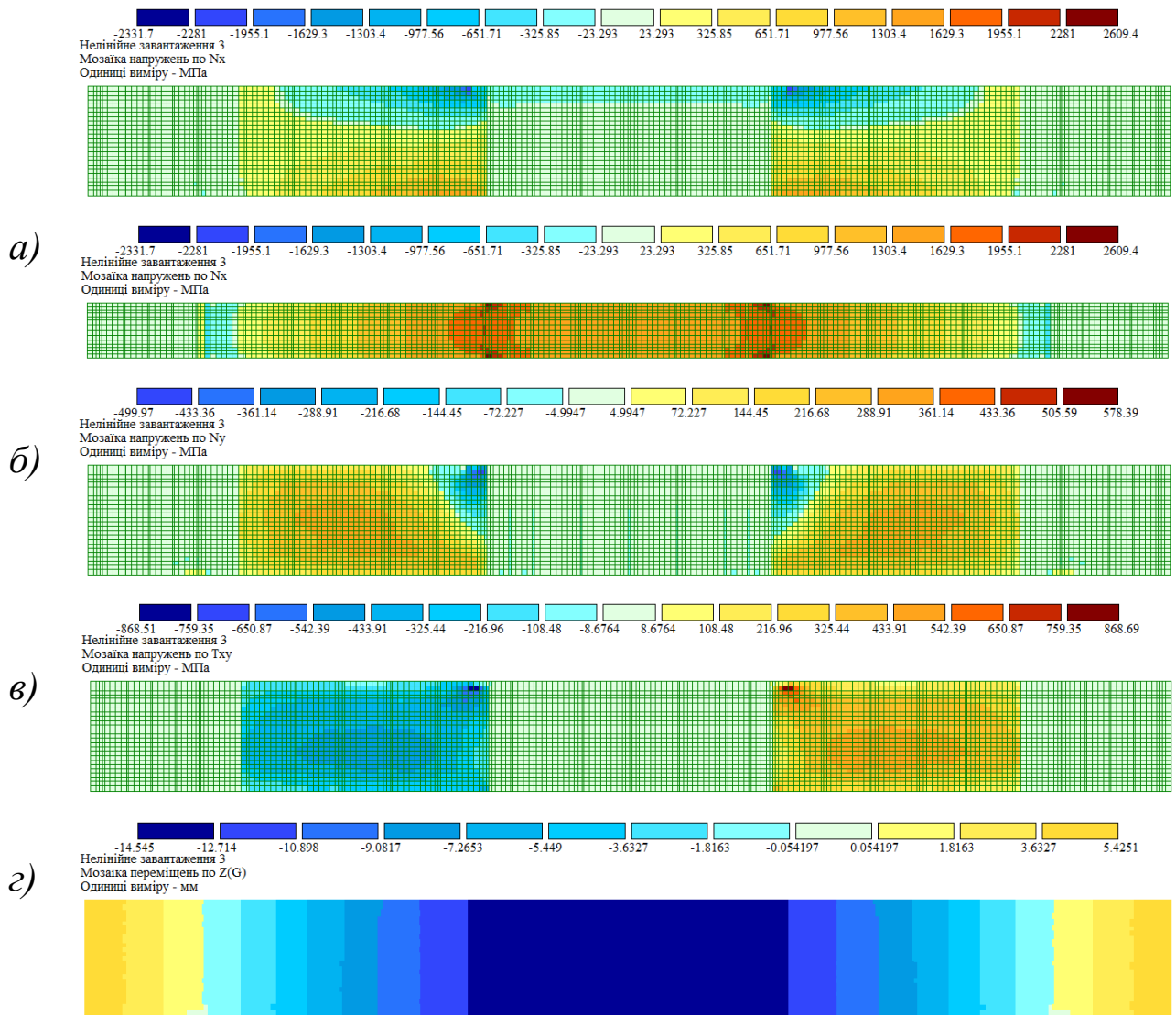



Рис. Г2а - Ізополя нормальних σ_x (а), σ_y (б) і дотичних τ_{xy} (в) напружень в МПа та вертикальних переміщень $z(x)$ (г) в мм пошкодженої бетонної балки з BFRP № 2, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень у вуглепластиковому полотні;

Координатні осі  – для вертикальних переміщень.

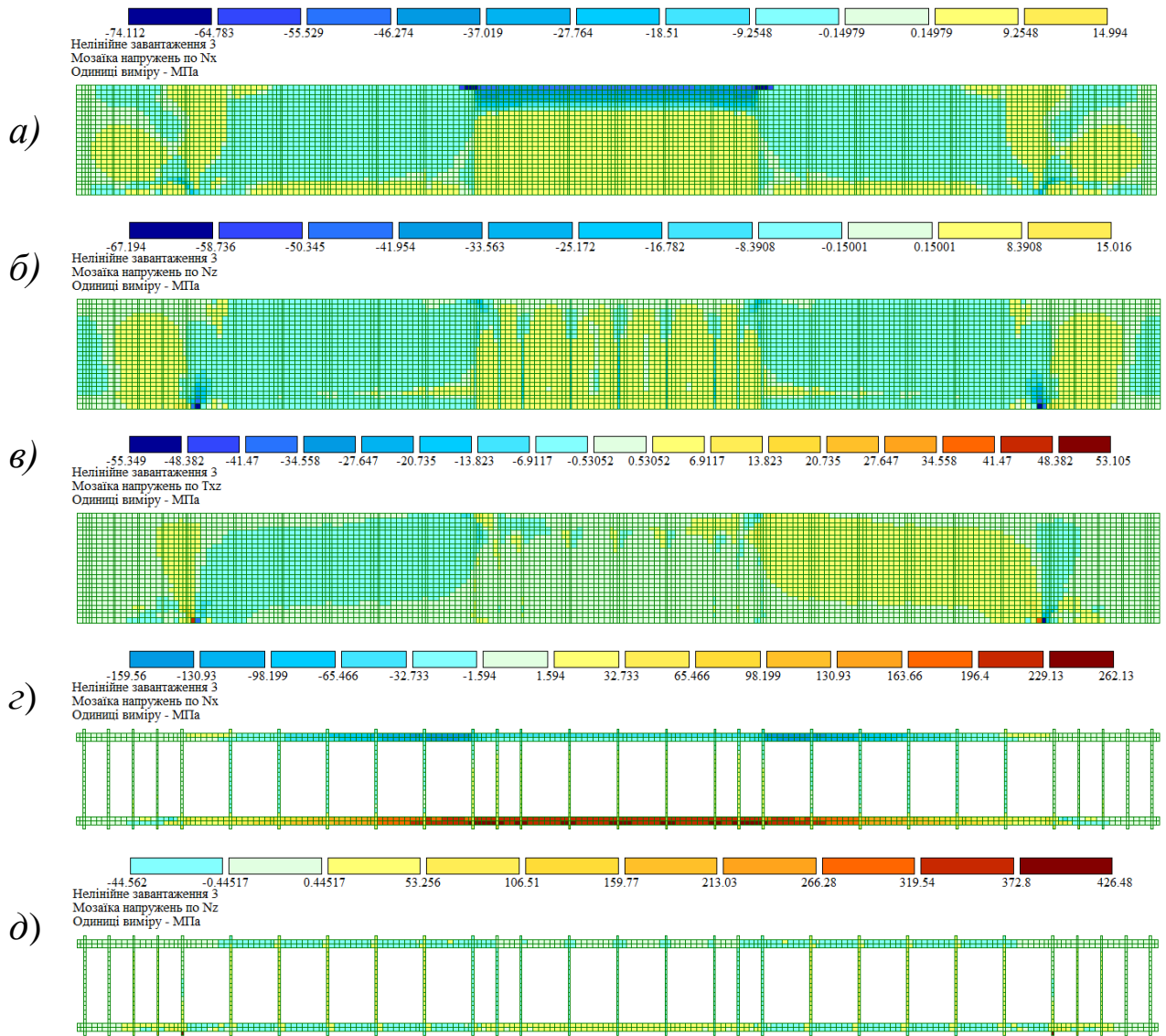


Рис. Г2б - Ізополі нормальних σ_{cx} (а), σ_{cz} (б) і дотичних τ_{cxz} (в) напружень у бетоні в МПа та базальтопластикової поздовжньої σ_{fx} (г) і поперечної арматури σ_{fwz} (д) в МПа пошкодженої бетонної балки з BFRP № 2, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень в бетоні та арматурі.

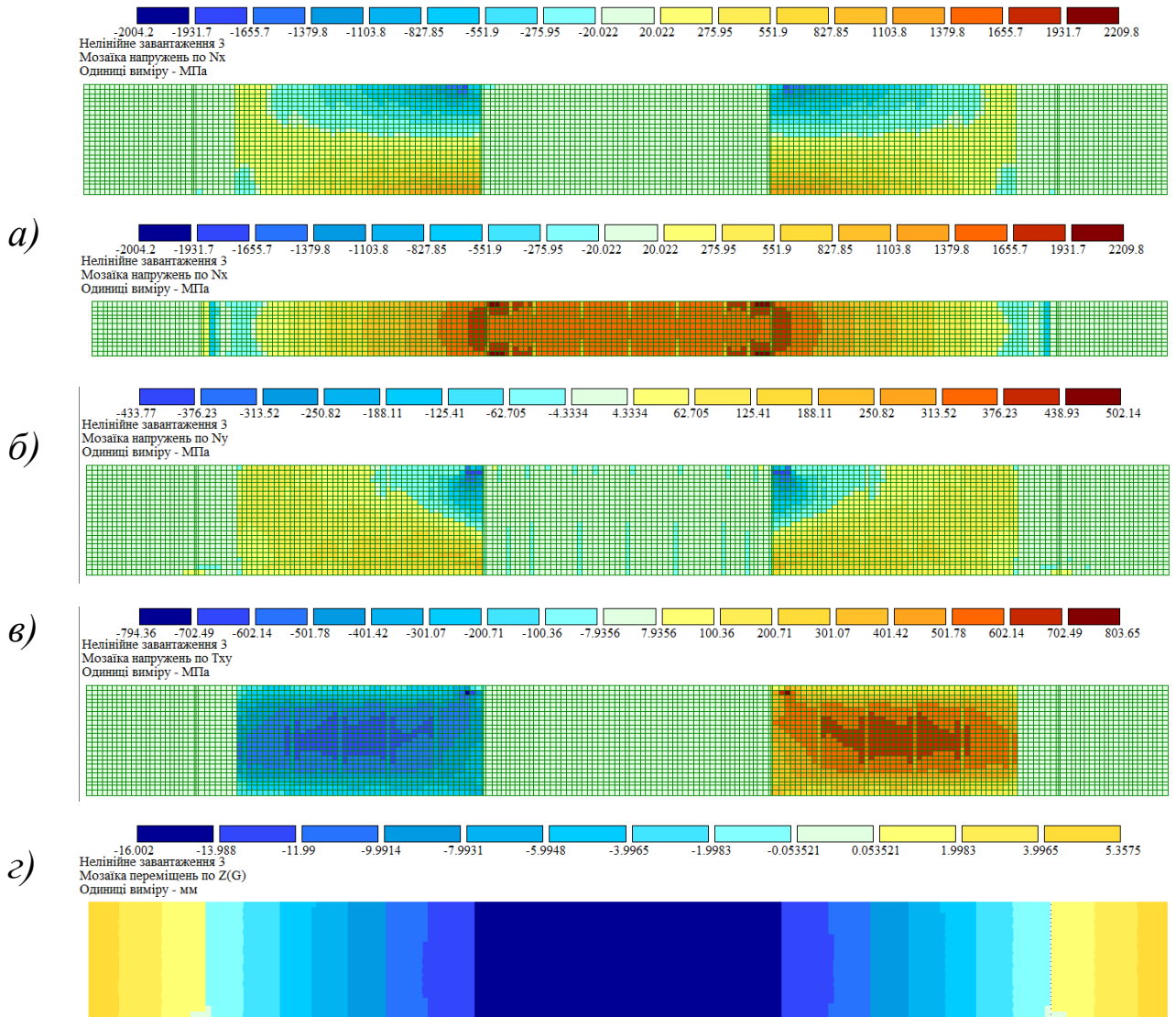



Рис. Г3а - Ізополя нормальних σ_x (a), σ_y (б) і дотичних τ_{xy} (в) напружень в МПа та вертикальних переміщень $z(x)$ (г) в мм пошкодженої бетонної балки з BFRP № 3, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень у вуглепластиковому полотні;

Координатні осі  – для вертикальних переміщень.

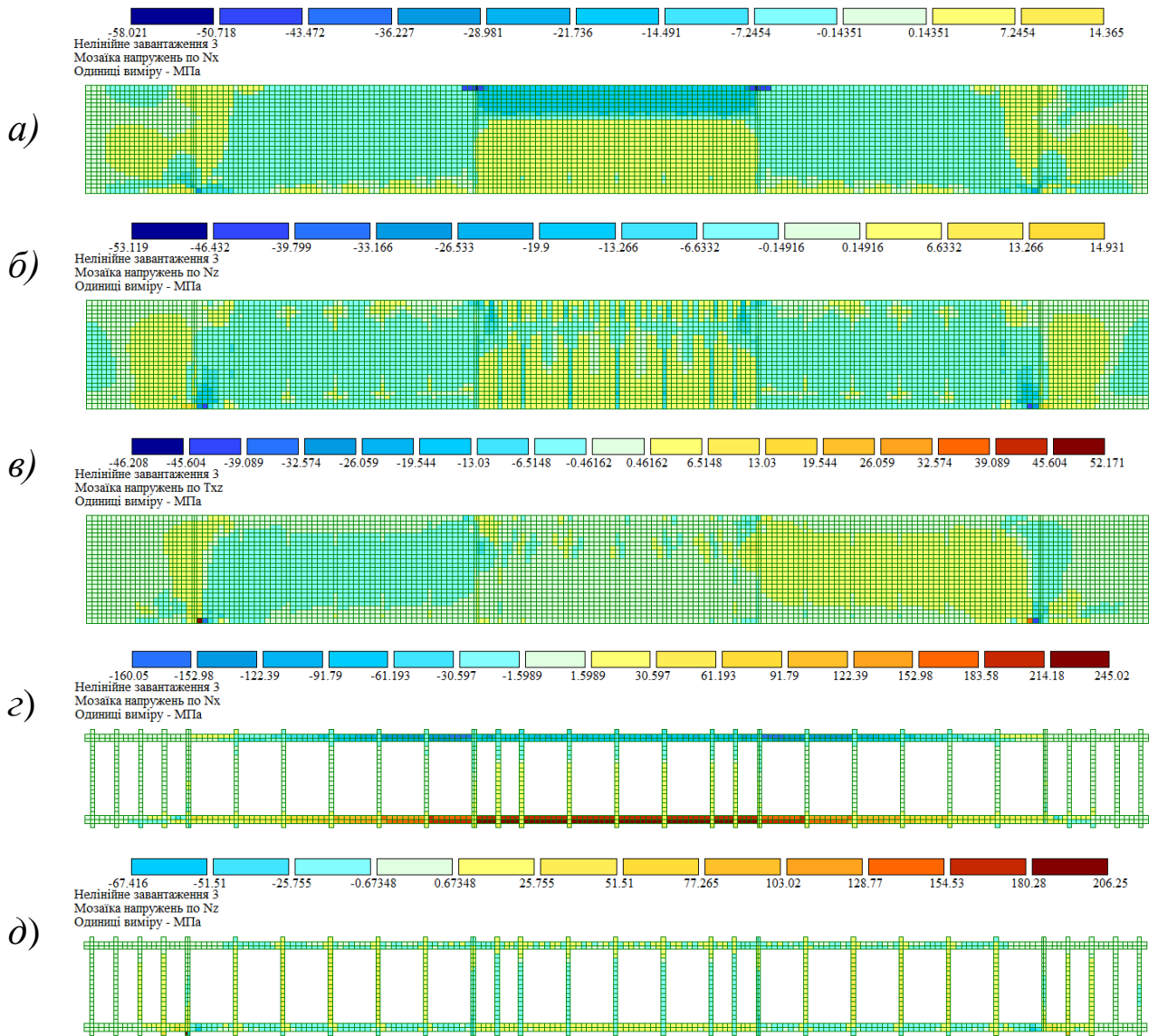


Рис. ГЗб - Ізополя нормальних σ_{cx} (а), σ_{cz} (б) і дотичних τ_{cxz} (в) напружень у бетоні в МПа та базальтопластикової поздовжньої σ_{fx} (г) і поперечної арматури σ_{fwz} (д) в МПа пошкодженої бетонної балки з BFRP № 3, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень в бетоні та арматурі.

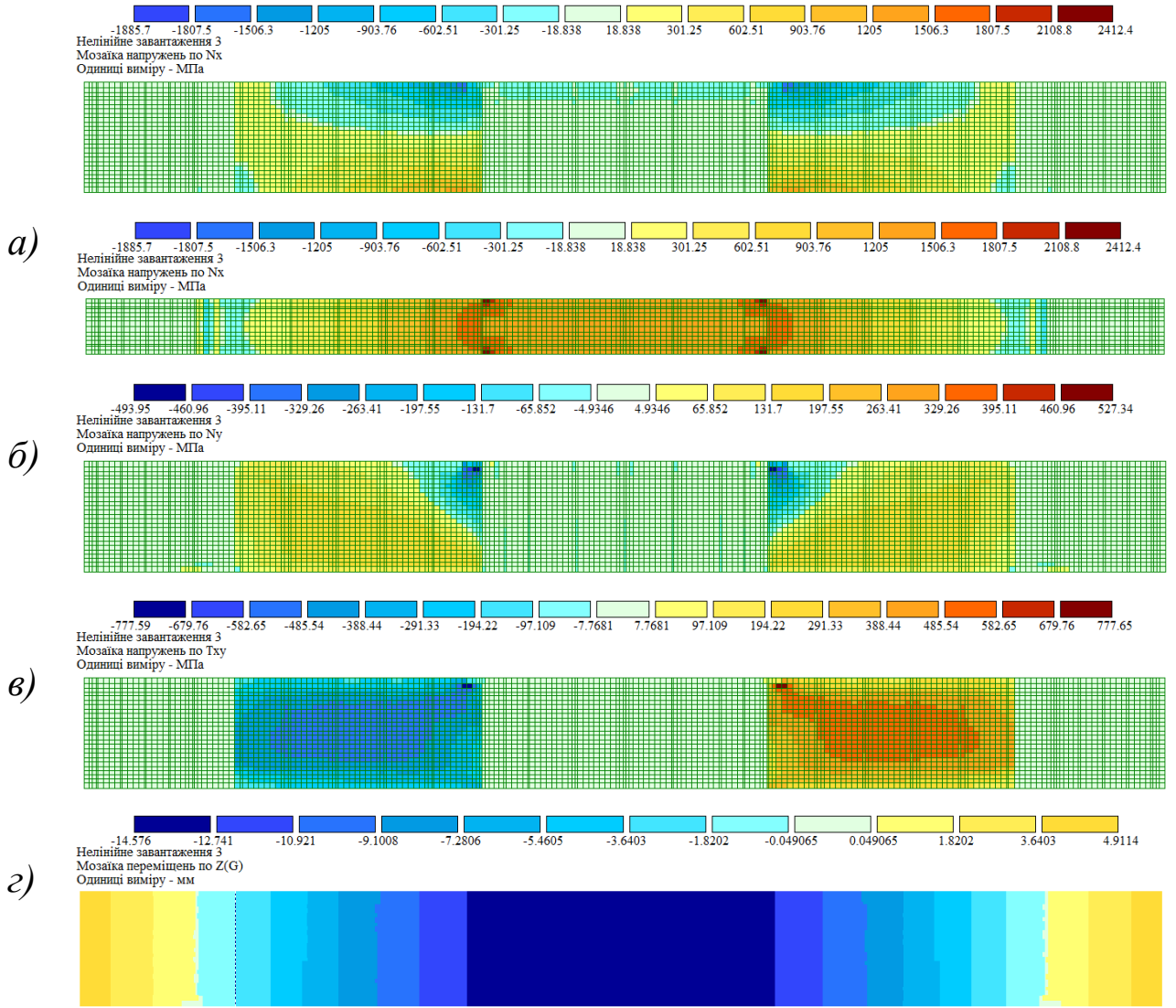



Рис. Г4а - Ізополі нормальних σ_x (а), σ_y (б) і дотичних τ_{xy} (в) напружень в МПа та вертикальних переміщень $z(x)$ (г) в мм пошкодженої бетонної балки з BFRP № 4, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень у вуглепластиковому полотні;

Координатні осі  – для вертикальних переміщень.

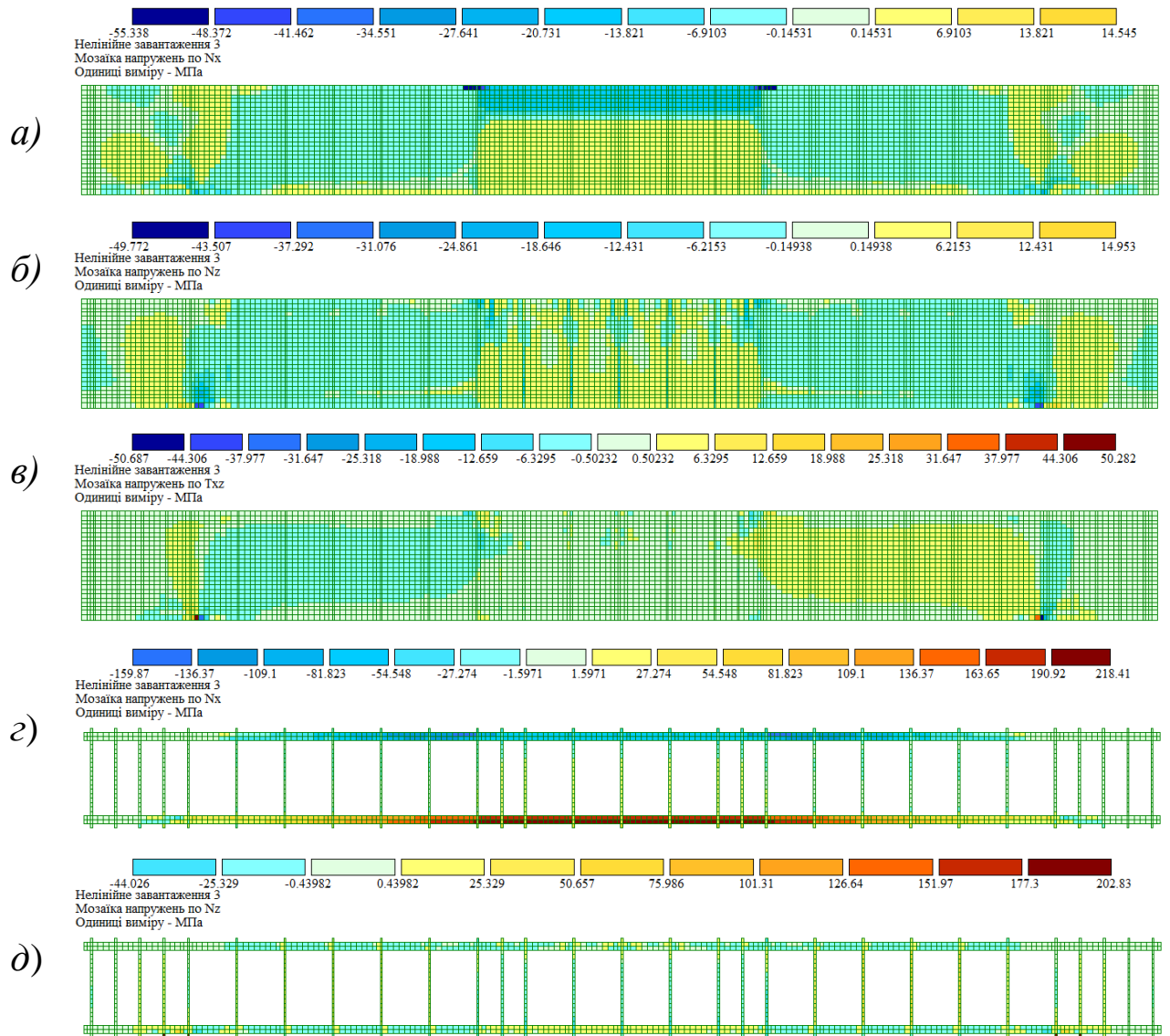



Рис. Г4б - Ізополі нормальних σ_{cx} (а), σ_{cz} (б) і дотичних τ_{cxz} (в) напружень у бетоні в МПа та базальтопластикової поздовжньої σ_{fx} (е) і поперечної арматури σ_{fwz} (д) в МПа пошкодженої бетонної балки з BFRP № 4, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень в бетоні та арматурі.

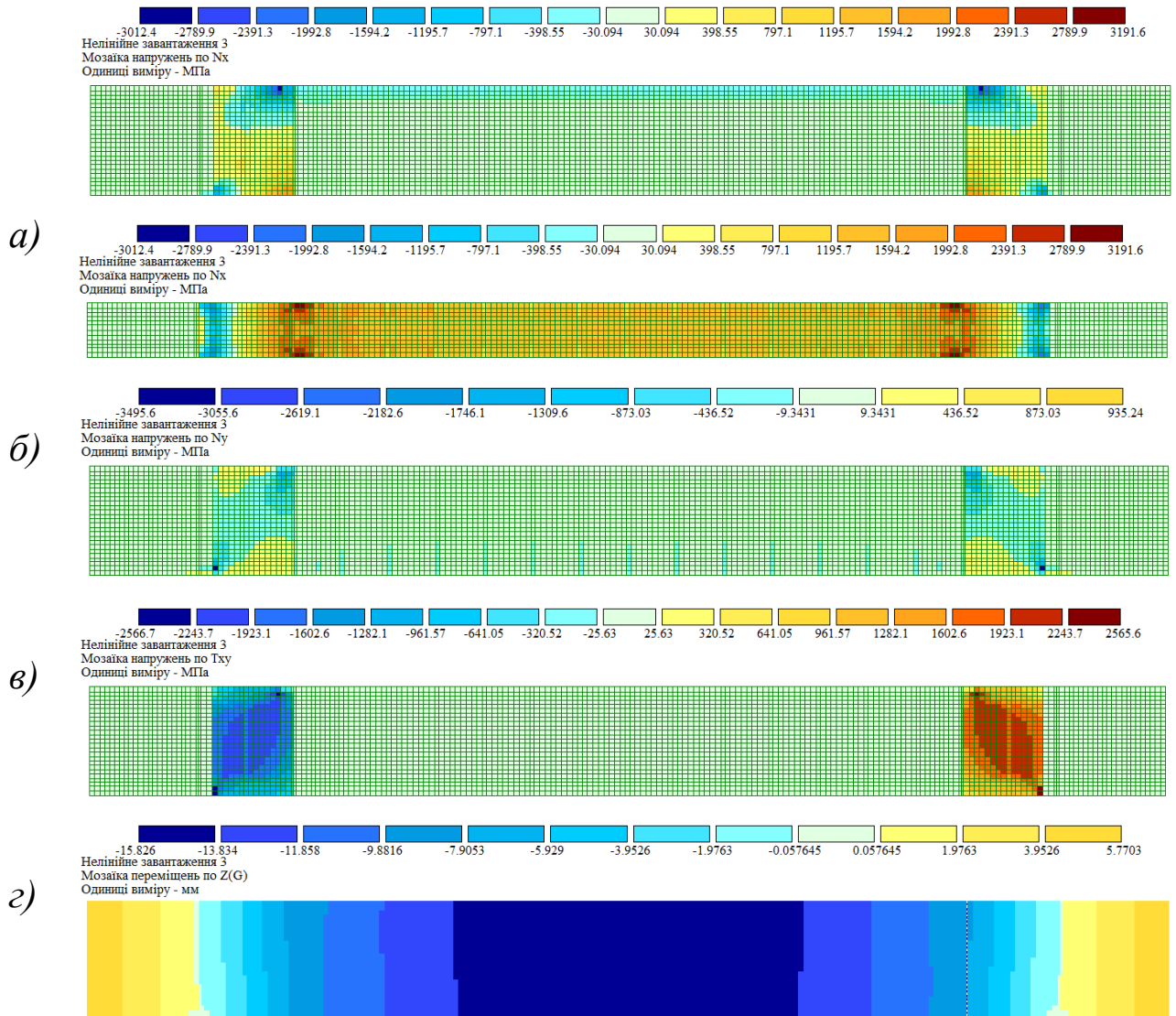




Рис. Г5а - Ізополі нормальних σ_x (а), σ_y (б) і дотичних τ_{xy} (в) напружень в МПа та вертикальних переміщень $z(x)$ (г) в мм пошкодженої бетонної балки з BFRP № 5, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень у вуглепластиковому полотні;

Координатні осі  – для вертикальних переміщень.

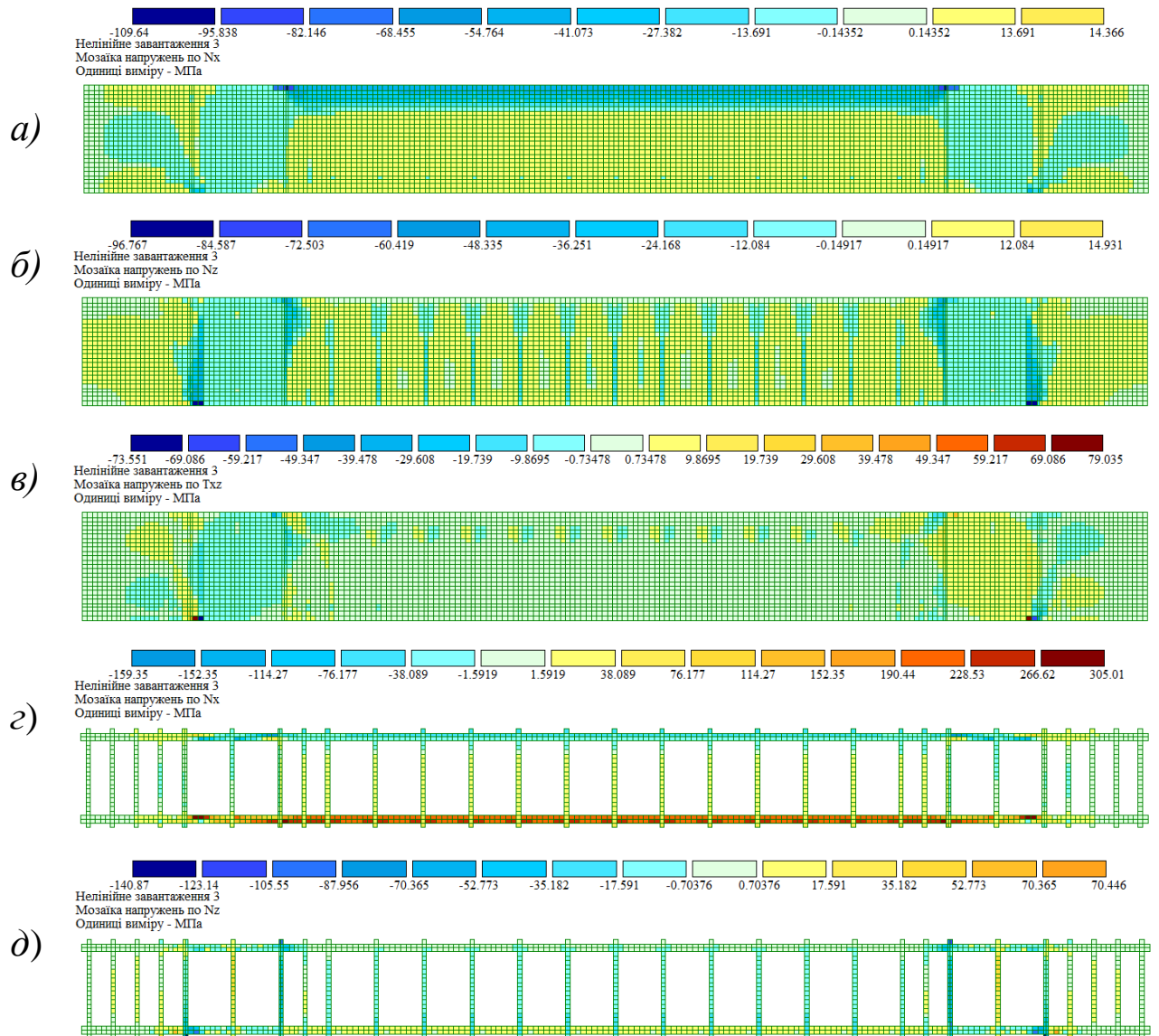



Рис. Г56 - Ізополя нормальних σ_{cx} (а), σ_{cz} (б) і дотичних τ_{cxz} (в) напружень у бетони в МПа та базальтопластикової поздовжньої σ_{fx} (г) і поперечної арматури σ_{fwz} (д) в МПа пошкодженої бетонної балки з BFRP № 5, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень в бетони та арматурі.

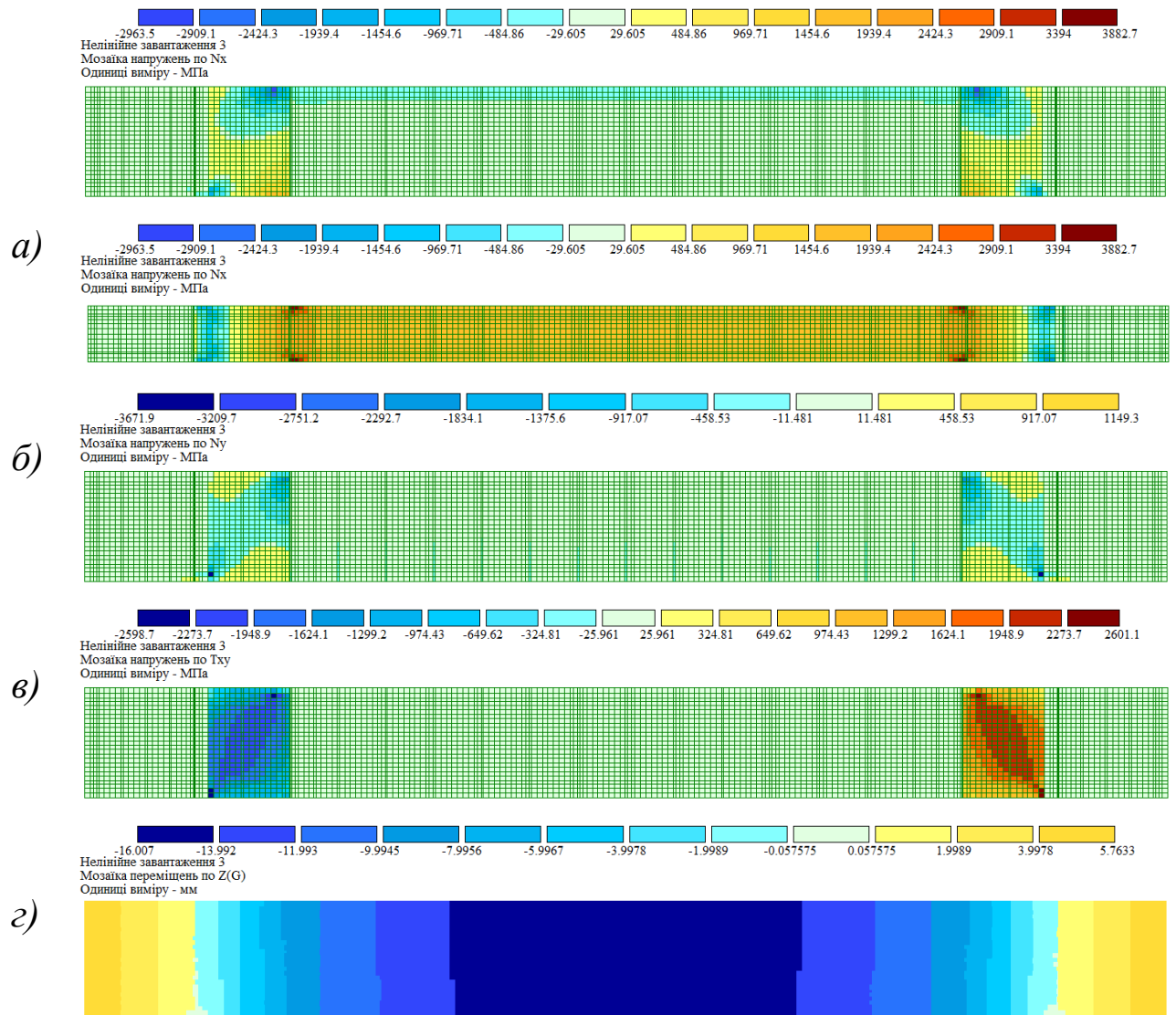




Рис. Гба-Ізополя нормальних σ_x (а), σ_y (б) і дотичних τ_{xy} (в) напружень в МПа та вертикальних переміщень $z(x)$ (г) в мм пошкодженої бетонної балки з BFRP № 6, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень у вуглепластиковому полотні;

Координатні осі  – для вертикальних переміщень.

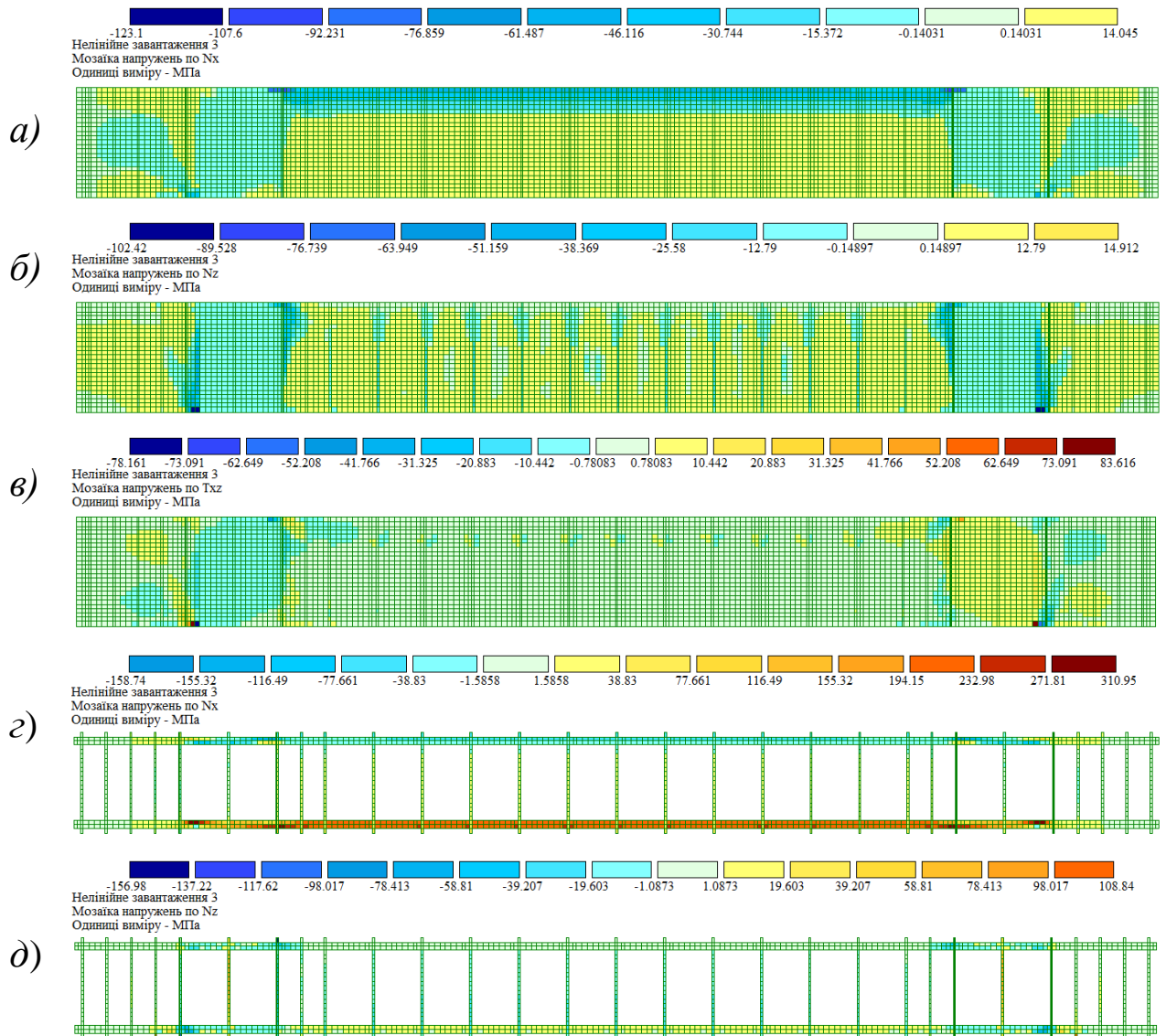



Рис. Гбб - Ізополі нормальних σ_{cx} (а), σ_{cz} (б) і дотичних τ_{cxz} (в) напружень у бетоні в МПа та базальтопластикової поздовжньої σ_{fx} (г) і поперечної арматури σ_{fwz} (д) в МПа пошкодженої бетонної балки з BFRP № 6, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень в бетоні та арматурі.

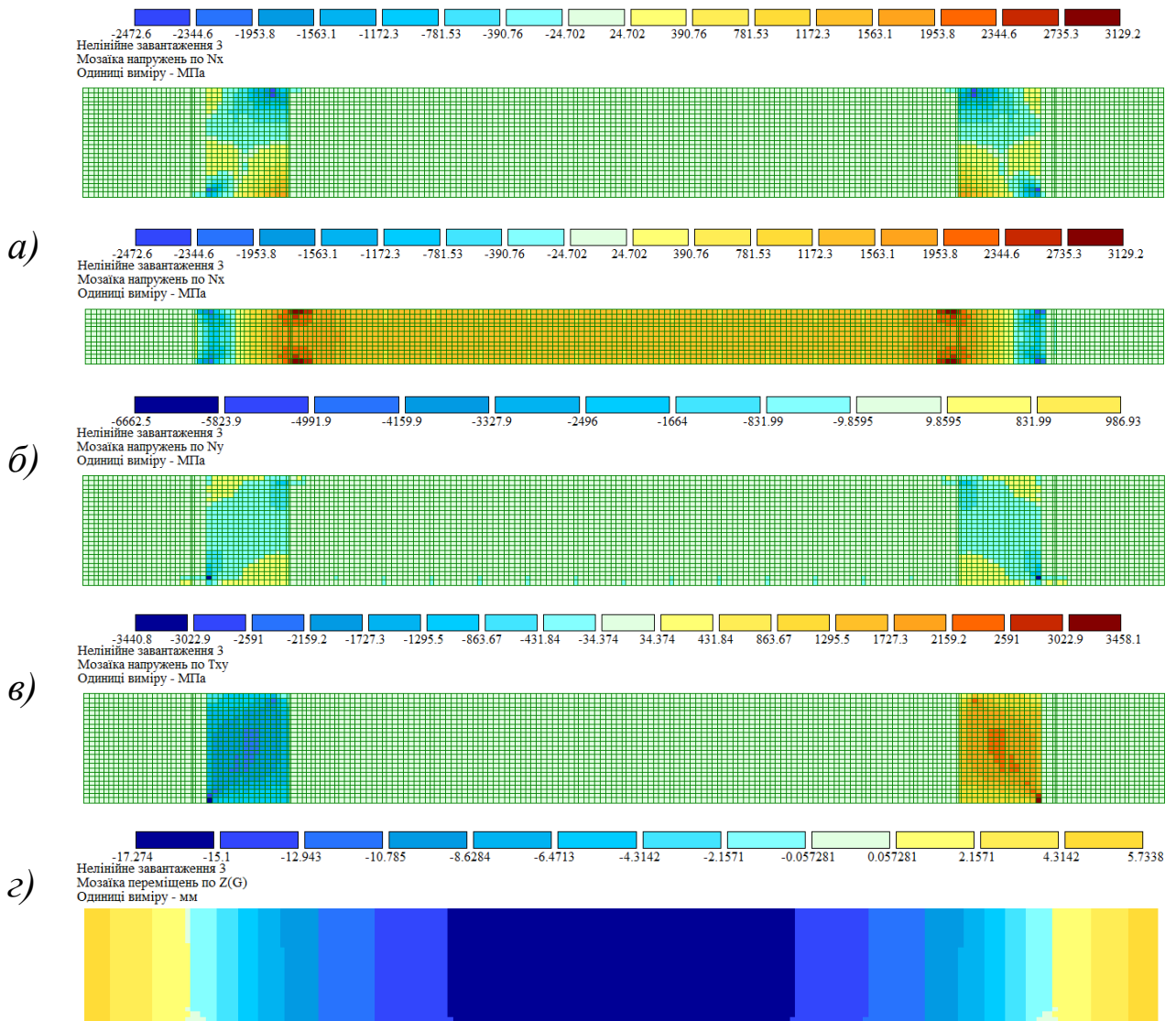




Рис. Г7а - Ізополя нормальних σ_x (а), σ_y (б) і дотичних τ_{xy} (в) напружень в МПа та вертикальних переміщень $z(x)$ (г) в мм пошкодженої бетонної балки з BFRP № 7, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень у вуглепластиковому полотні;

Координатні осі  – для вертикальних переміщень.

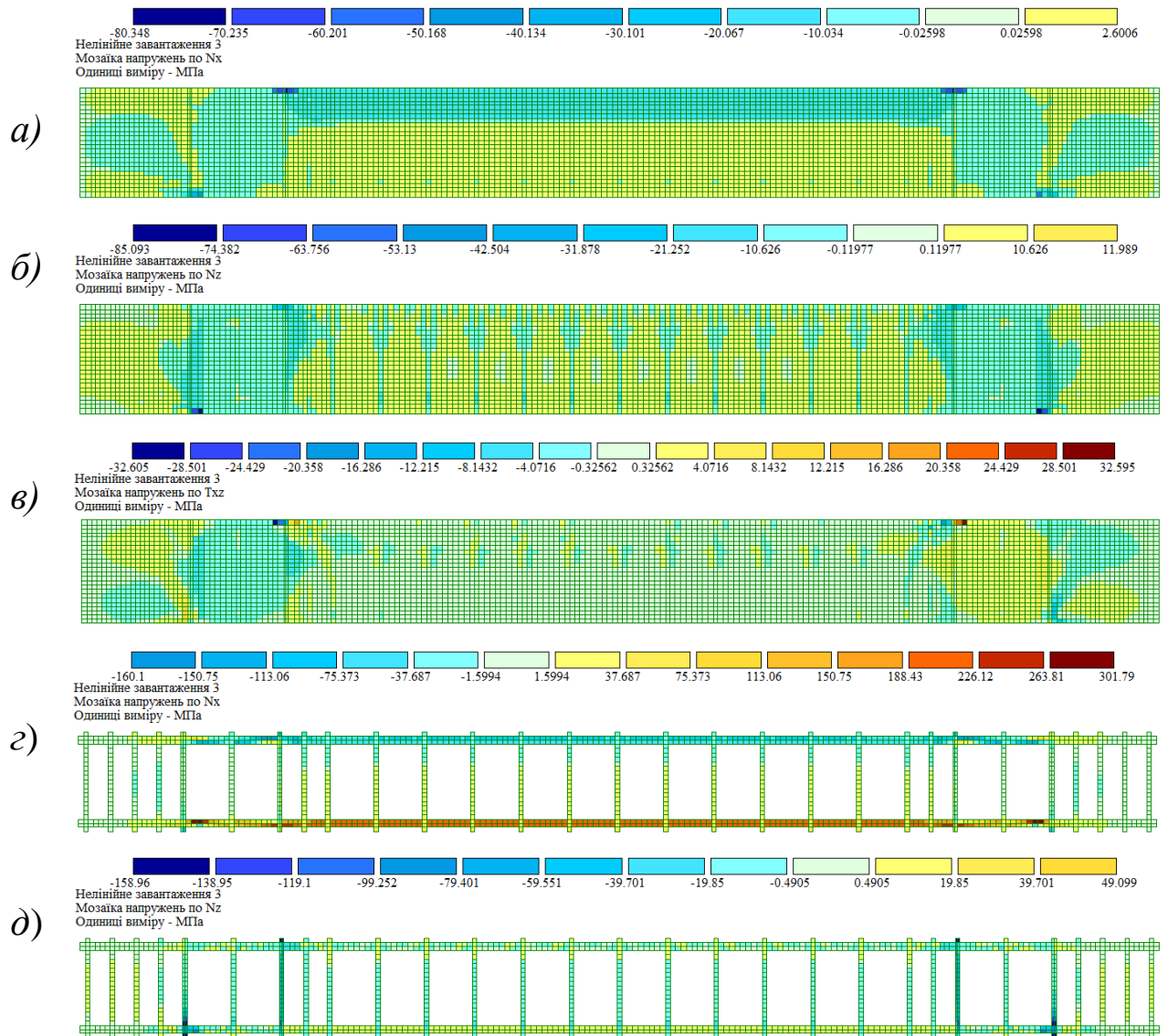



Рис. В7 б - Ізополі нормальних σ_{cx} (а), σ_{cz} (б) і дотичних τ_{cxz} (в) напружень у бетоні в МПа та базальтопластикової поздовжньої σ_{fx} (г) і поперечної арматури σ_{fwz} (д) в МПа пошкодженої бетонної балки з BFRP № 7, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень в бетоні та арматурі.

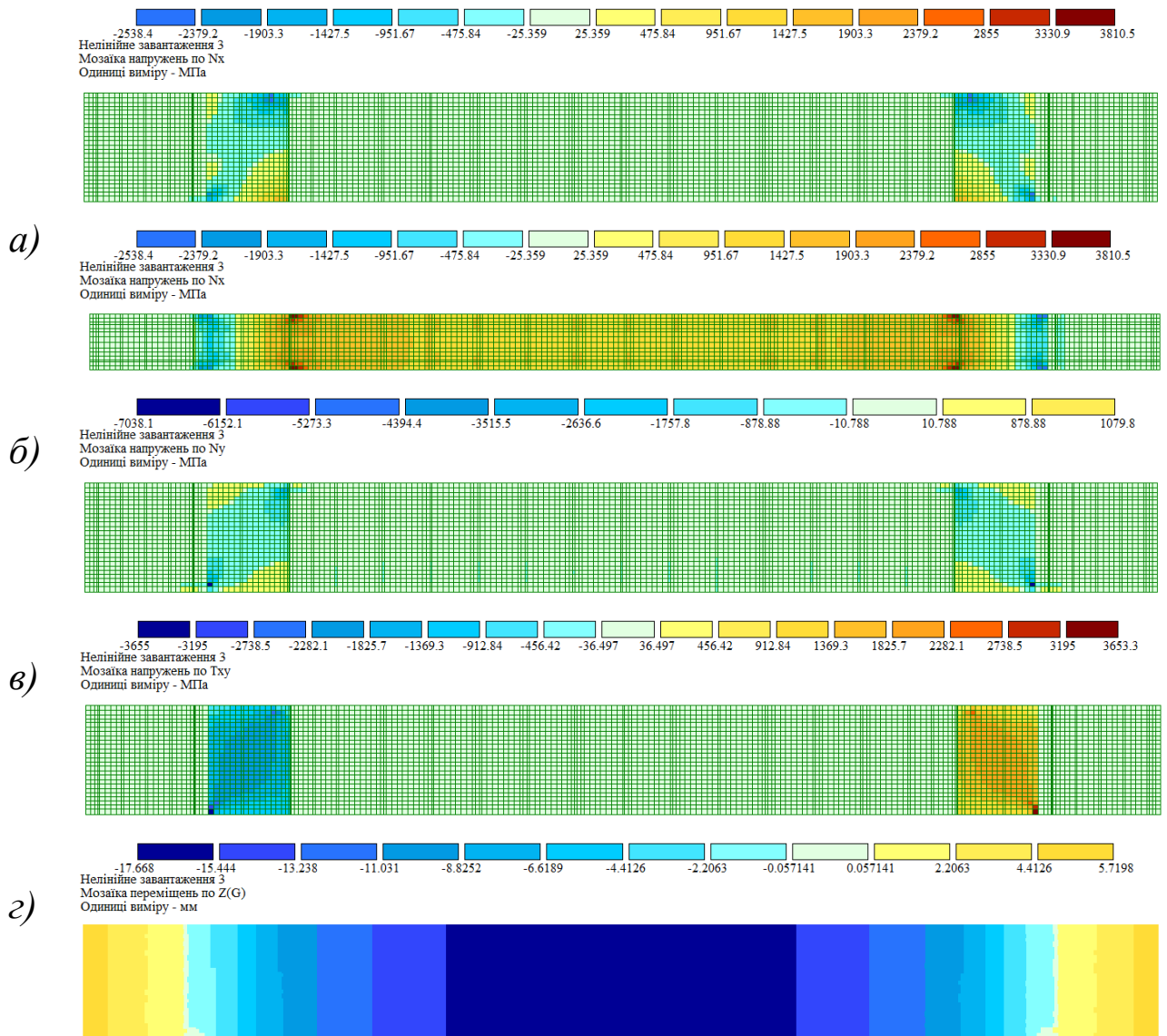




Рис. Г8а - Ізополі нормальних σ_x (а), σ_y (б) і дотичних τ_{xy} (в) напружень в МПа та вертикальних переміщень $z(x)$ (г) в мм пошкодженої бетонної балки з BFRP № 8, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень у вуглепластиковому полотні;

Координатні осі  – для вертикальних переміщень.

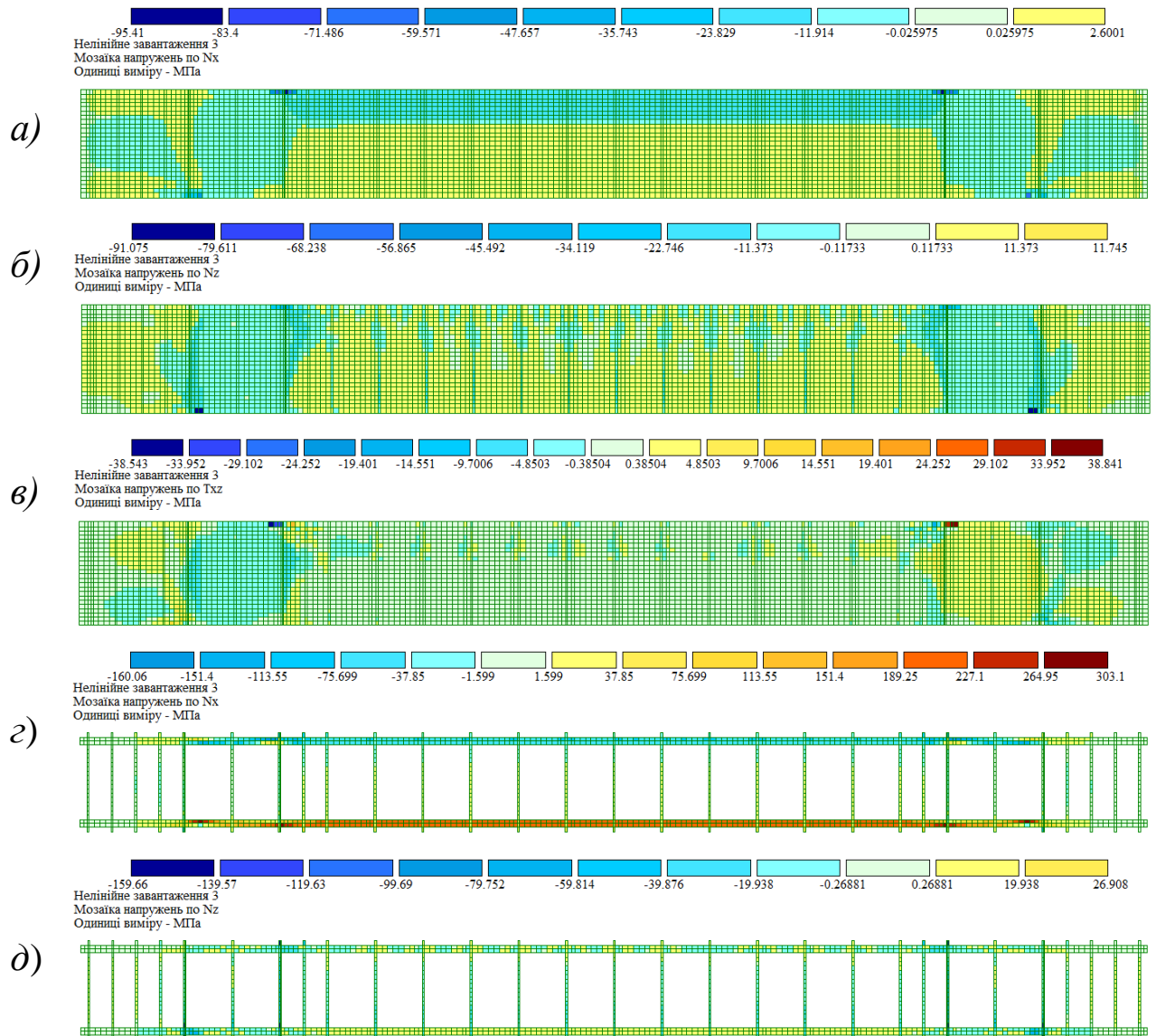



Рис. Г8б - Ізополя нормальних σ_{cx} (а), σ_{cz} (б) і дотичних τ_{cxz} (в) напружень у бетоні в МПа та базальтопластикової поздовжньої σ_{fx} (г) і поперечної арматури σ_{fwz} (д) в МПа пошкодженої бетонної балки з BFRP № 8, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень в бетоні та арматурі.

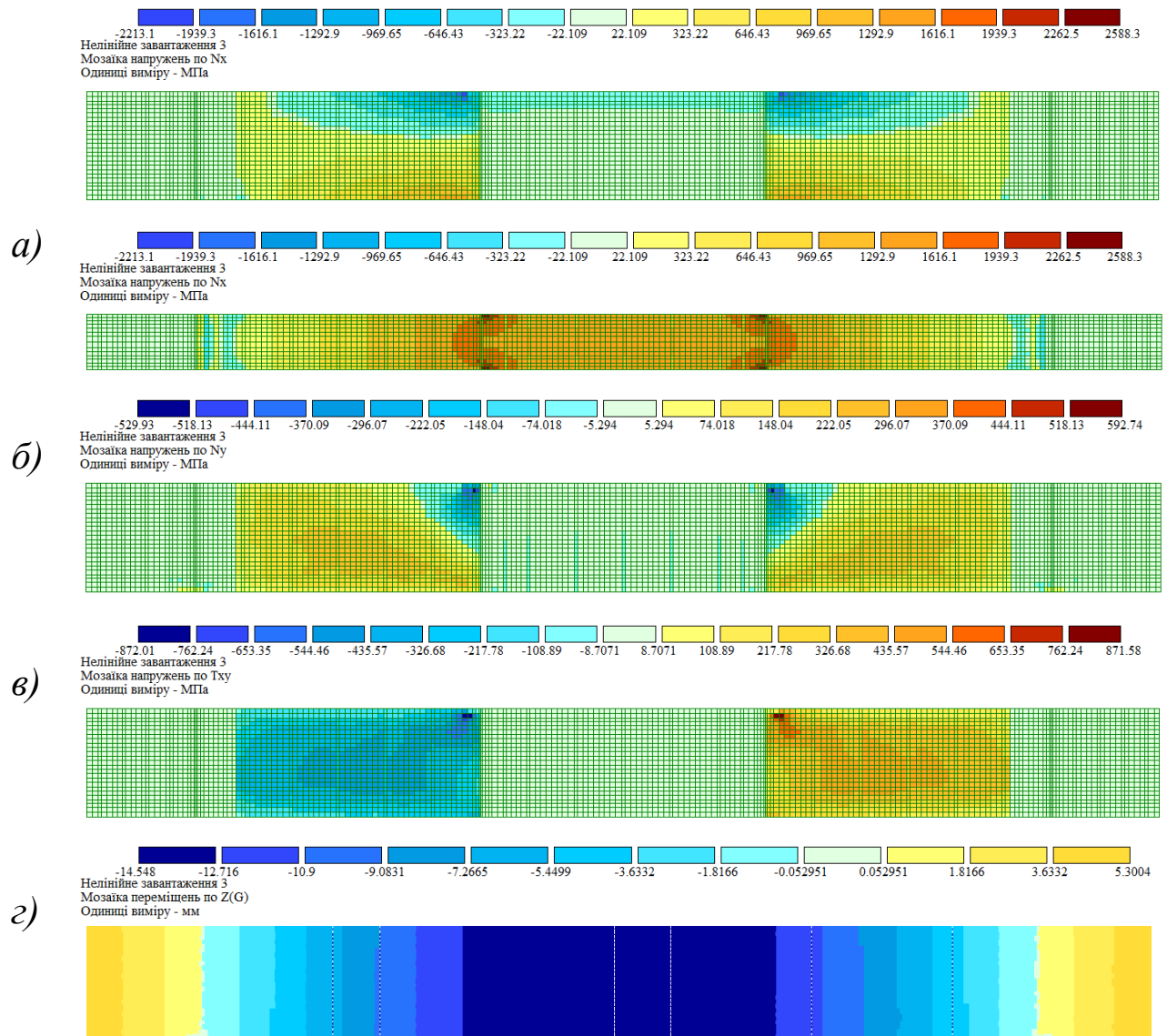




Рис. Г9а - Ізополя нормальних σ_x (а), σ_y (б) і дотичних τ_{xy} (в) напружень в МПа та вертикальних переміщень $z(x)$ (г) в мм пошкодженої бетонної балки з BFRP № 9, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень у вуглепластиковому полотні;

Координатні осі  – для вертикальних переміщень.

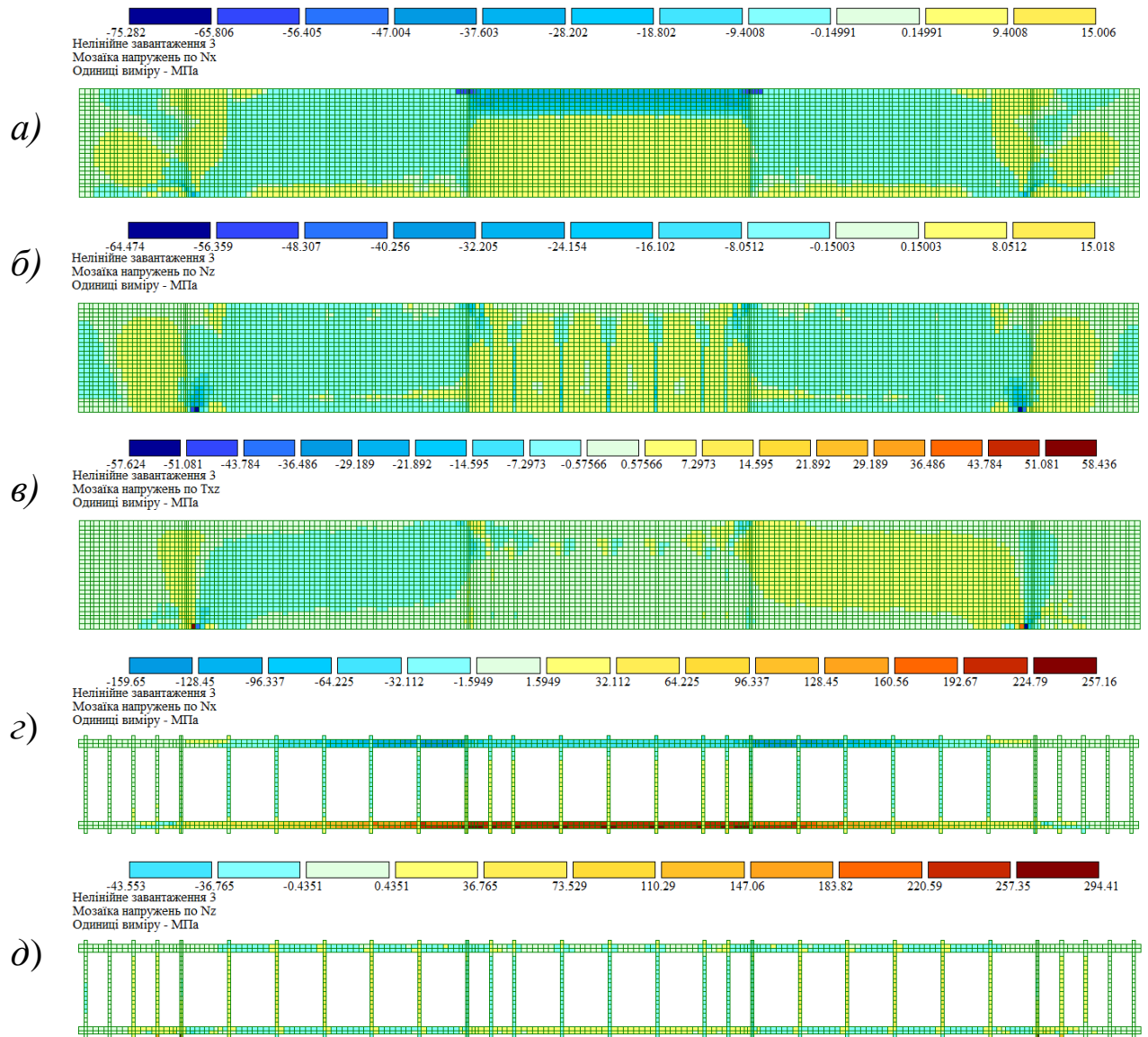


Рис. Г96 - Ізополя нормальних σ_{cx} (а), σ_{cz} (б) і дотичних τ_{cxz} (в) напружень у бетоні в МПа та базальтопластикової поздовжньої σ_{fx} (г) і поперечної арматури σ_{fwz} (д) в МПа пошкодженої бетонної балки з BFRP № 9, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  — для ізополів напружень в бетоні та арматурі.

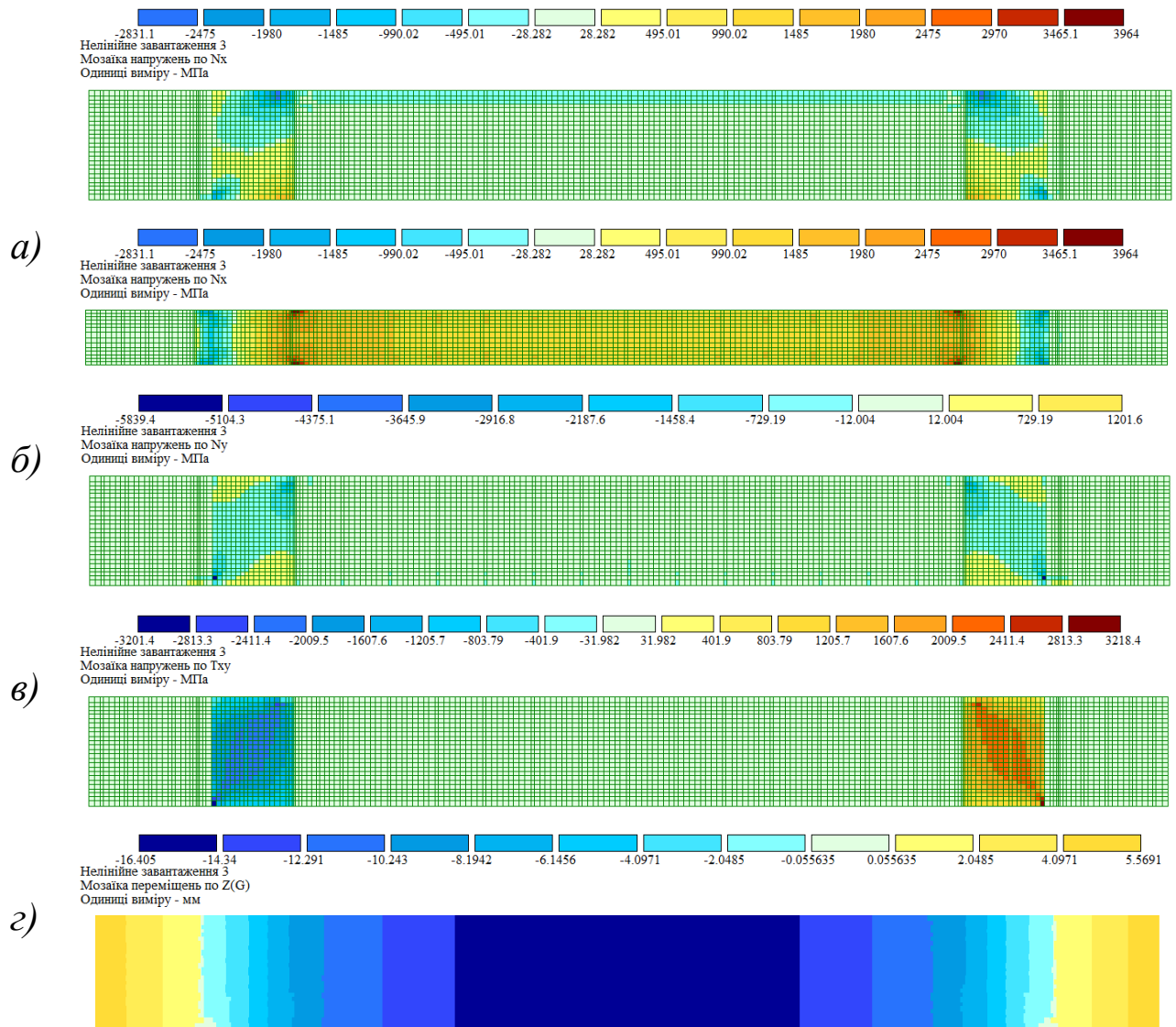


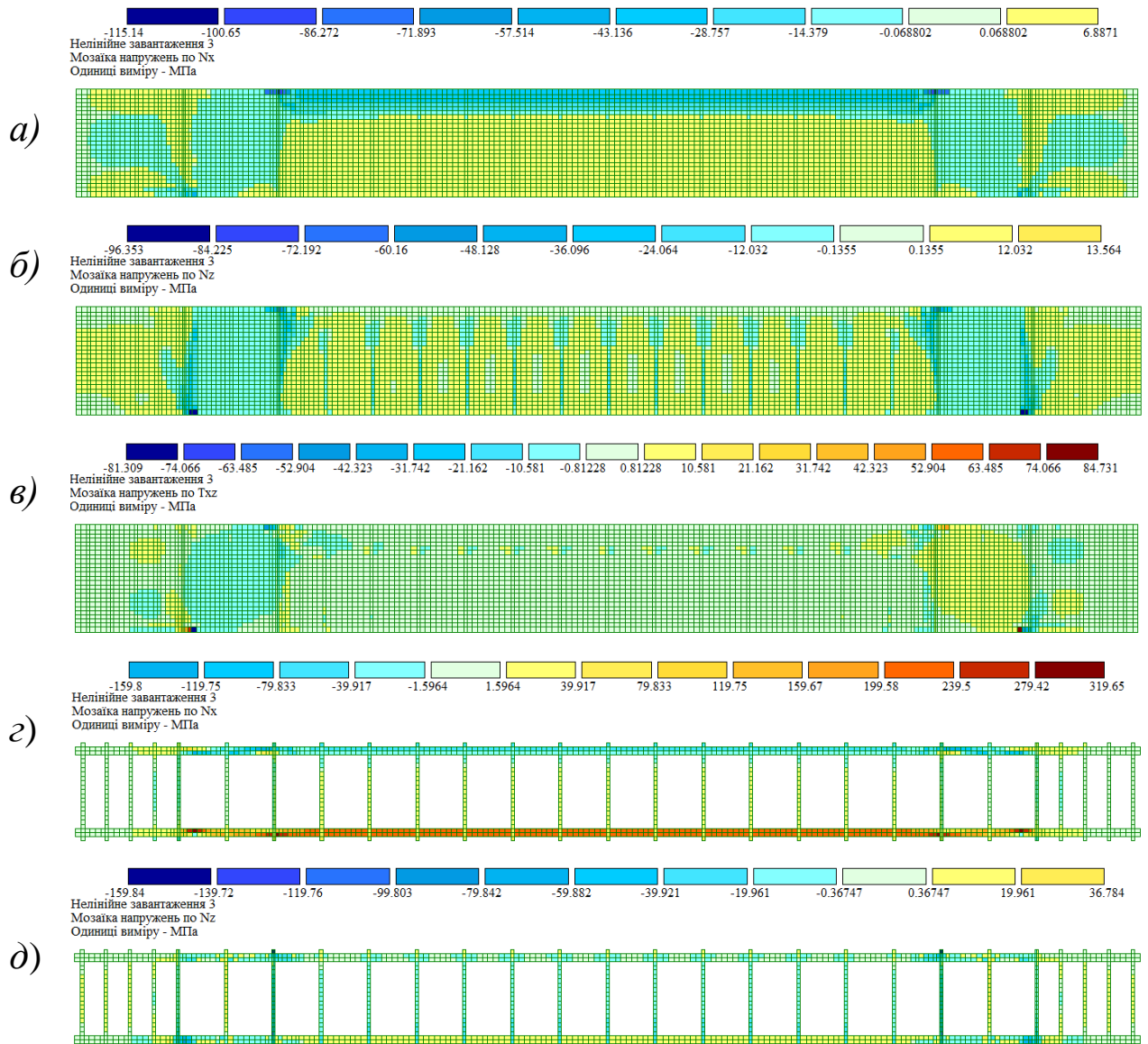



Рис. Г10а - Ізополя нормальних σ_x (а), σ_y (б) і дотичних τ_{xy} (в) напружень в МПа та вертикальних переміщень $z(x)$ (г) в мм пошкодженої бетонної балки з BFRP № 10, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень у вуглепластиковому полотні;

Координатні осі  – для вертикальних переміщень.



. Г10б - Ізополі нормальних σ_{cx} (а), σ_{cz} (б) і дотичних τ_{cxz} (в) напружень у бетоні в МПа та базальтопластикової поздовжньої σ_{fx} (г) і поперечної арматури σ_{fvz} (д) в МПа пошкодженої бетонної балки з BFRP № 10, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень в бетоні та арматурі.

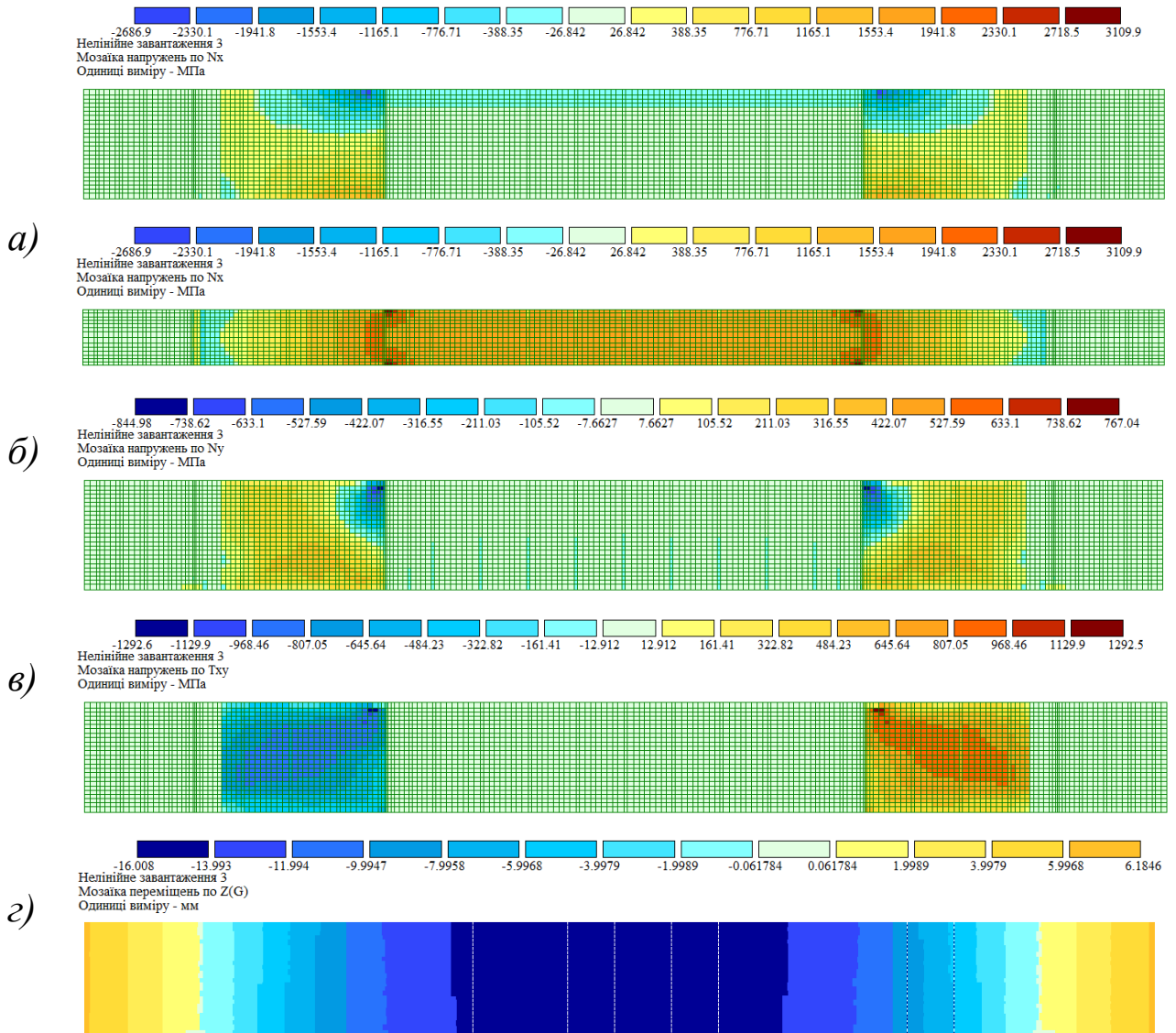



Рис. Г11а - Ізополі нормальних σ_x (а), σ_y (б) і дотичних τ_{xy} (в) напружень в МПа та вертикальних переміщень $z(x)$ (г) в мм пошкодженої бетонної балки з BFRP № 11, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень у вуглепластиковому полотні;

Координатні осі  – для вертикальних переміщень.

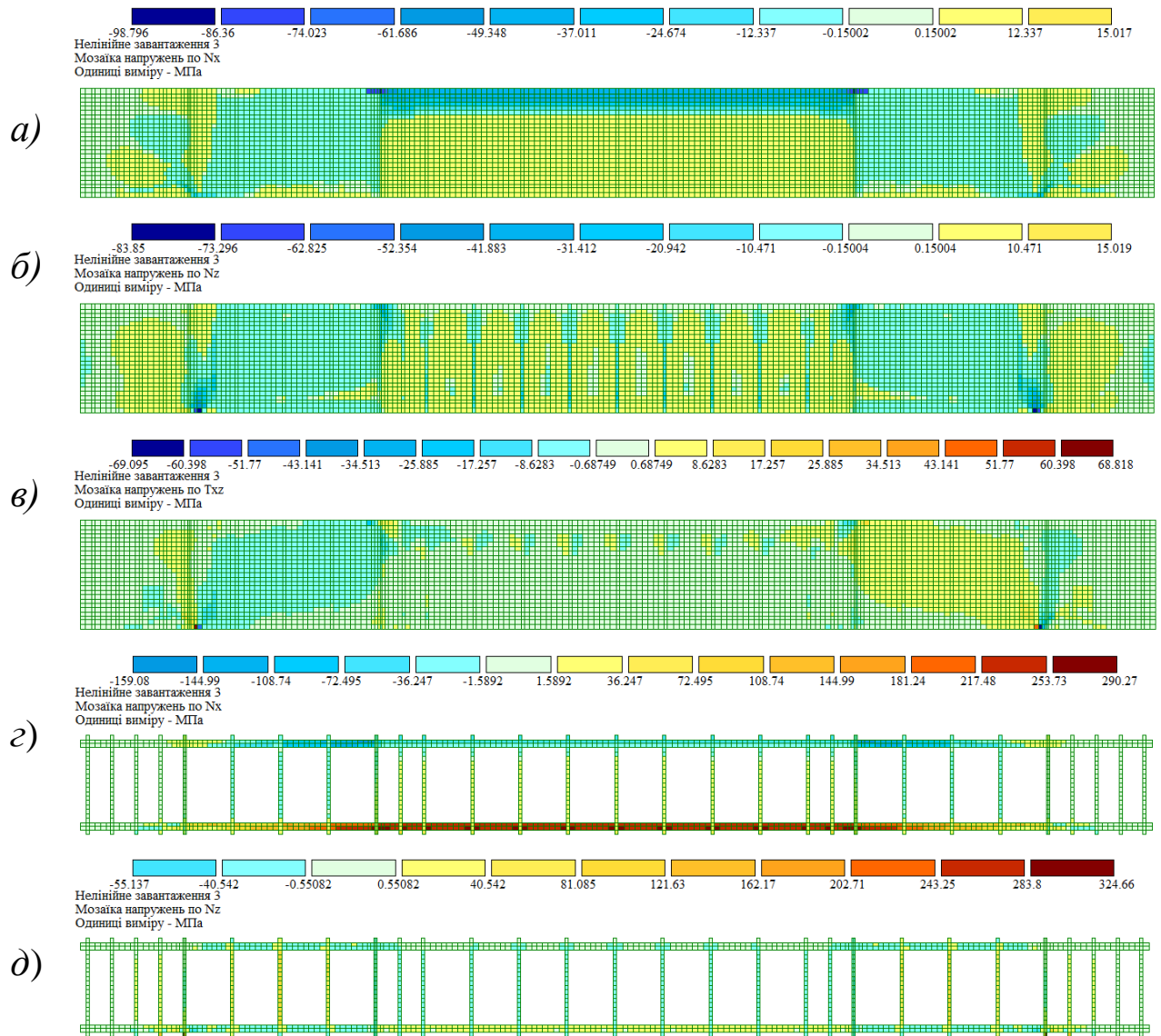



Рис. Г11б - Ізополя нормальних σ_{cx} (а), σ_{cz} (б) і дотичних τ_{cxz} (в) напружень у бетоні в МПа та базальтопластикової поздовжньої σ_{fx} (г) і поперечної арматури σ_{fvz} (д) в МПа пошкодженої бетонної балки з BFRP № 11, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень в бетоні та арматурі.

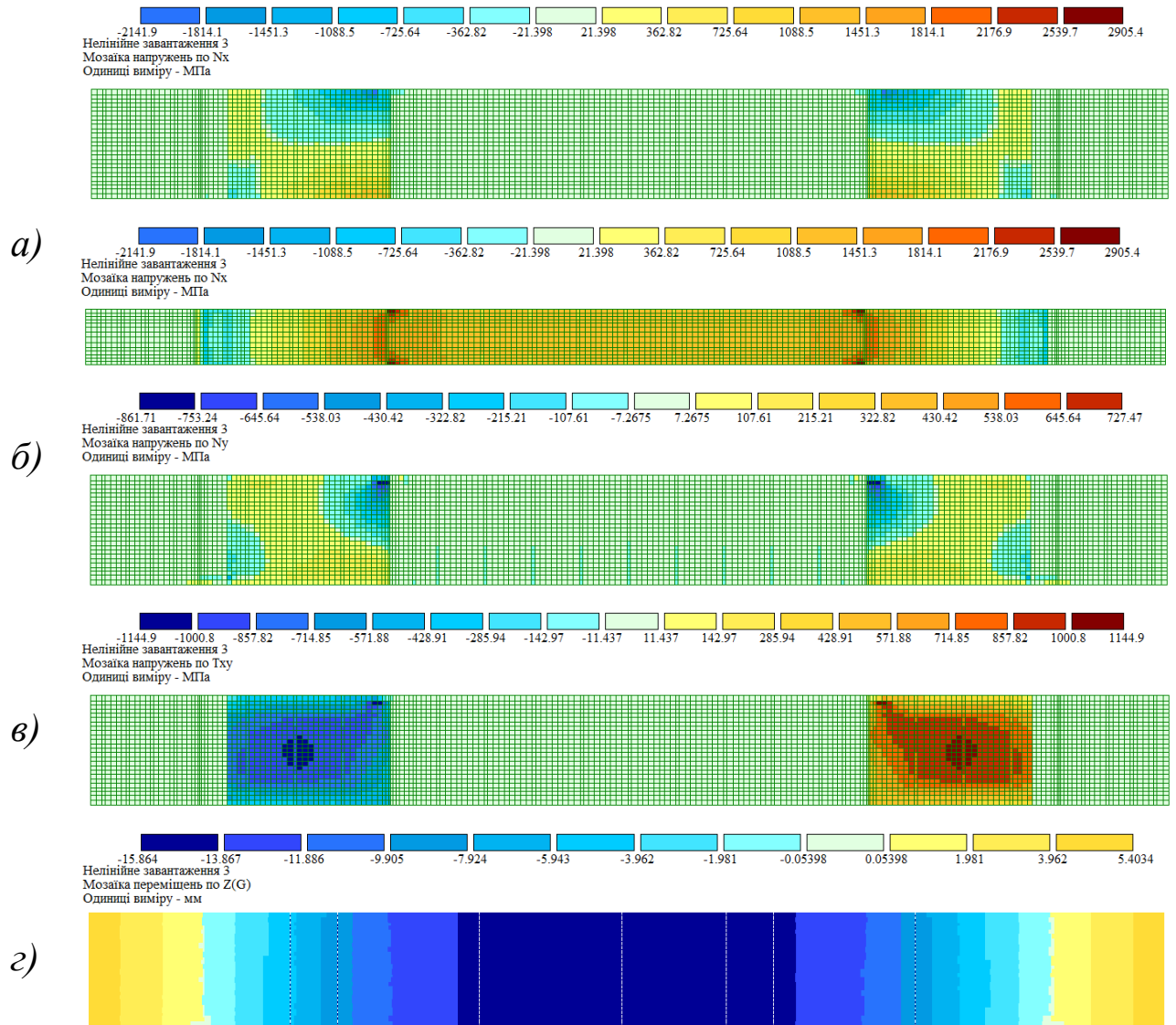



Рис. Г12а - Ізополя нормальних σ_x (а), σ_y (б) і дотичних τ_{xy} (в) напружень в МПа та вертикальних переміщень $z(x)$ (г) в мм пошкодженої бетонної балки з BFRP № 12, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень у вуглепластиковому полотні;

Координатні осі  – для вертикальних переміщень.

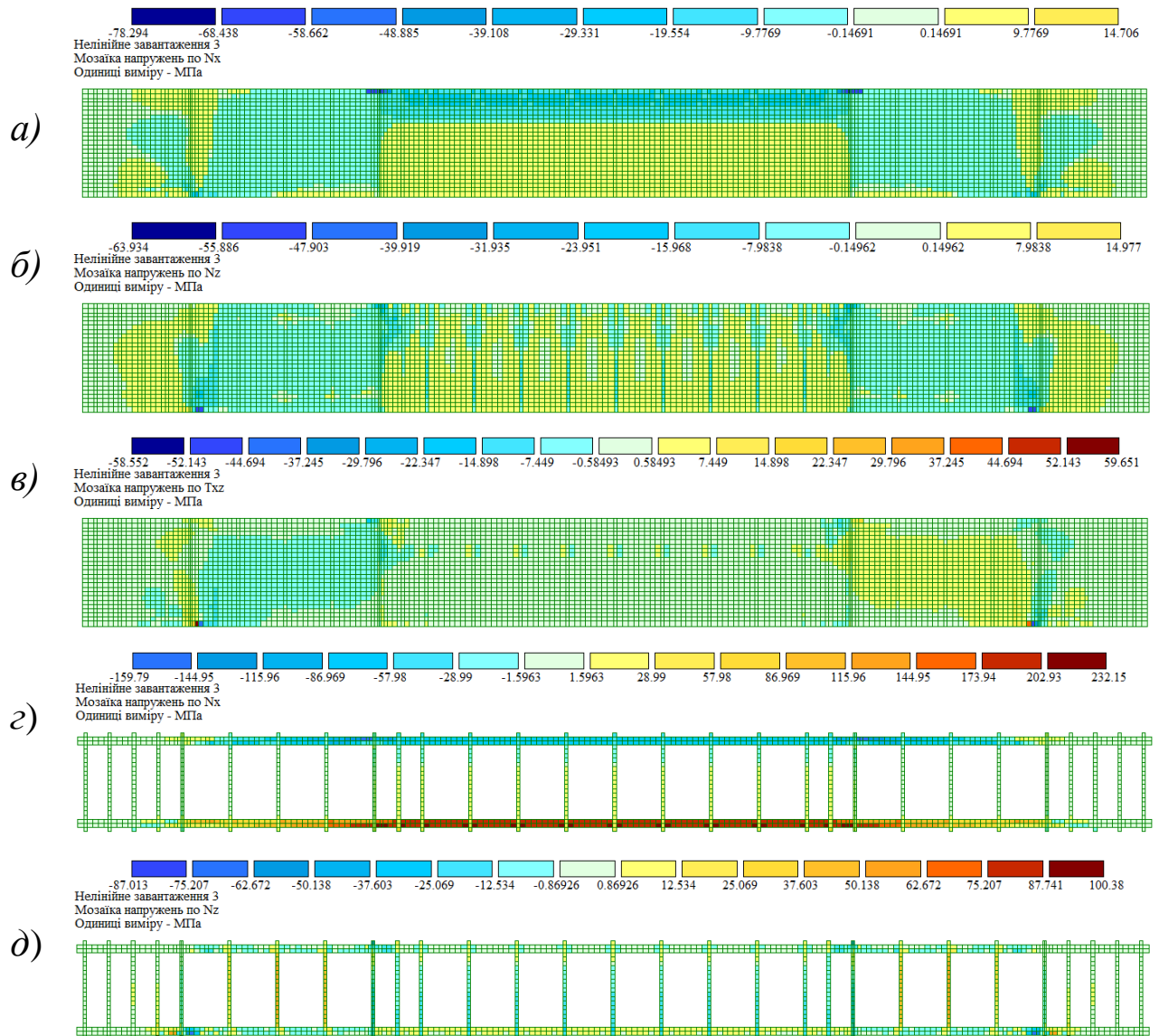


Рис. Г12б - Ізополя нормальних σ_{cx} (а), σ_{cz} (б) і дотичних τ_{cxz} (в) напружень у бетоні в МПа та базальтопластикової поздовжньої σ_{fx} (г) і поперечної арматури σ_{fvz} (д) в МПа пошкодженої бетонної балки з BFRP № 12, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі Z X – для ізополів напружень в бетоні та арматурі.

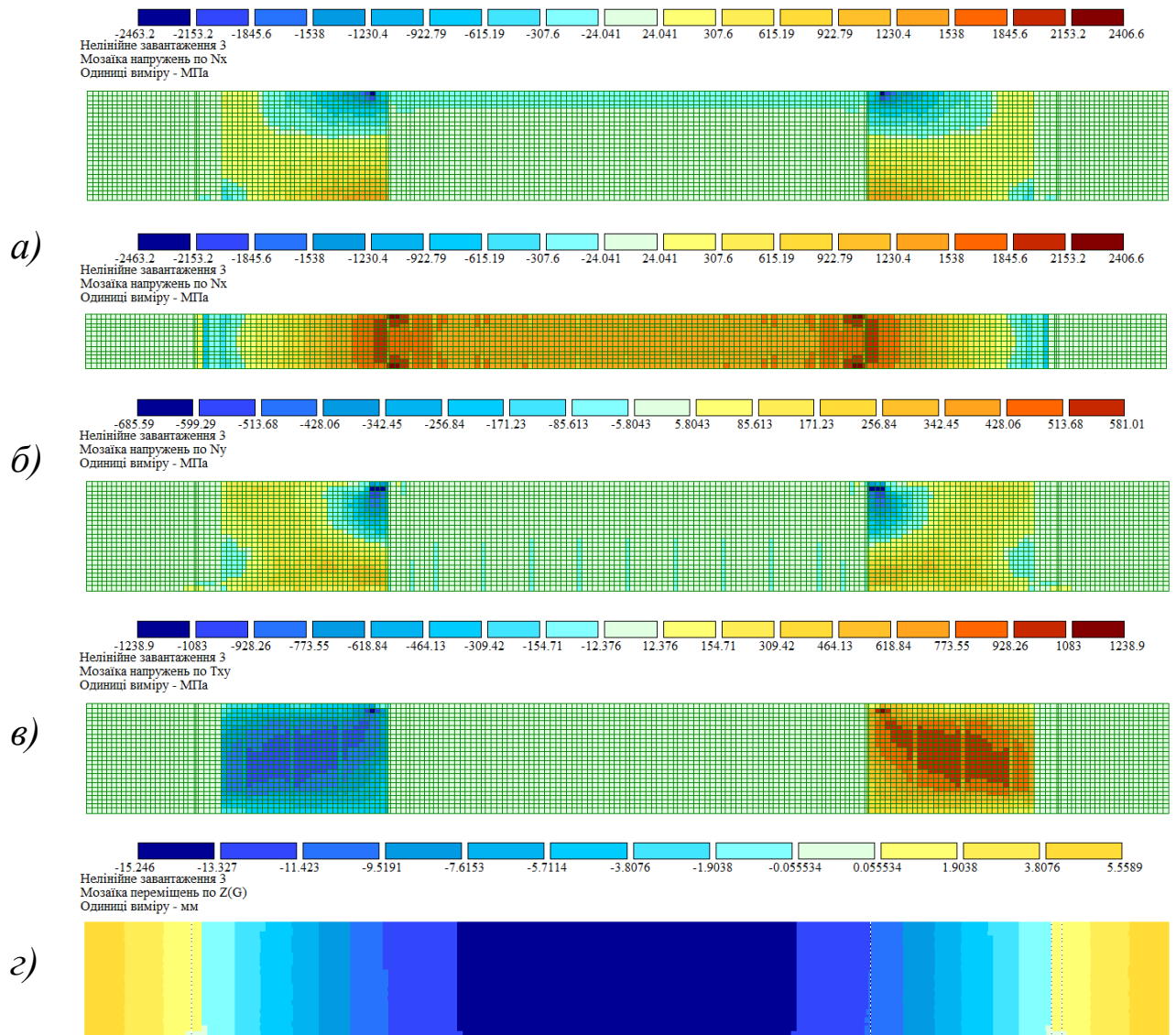




Рис. Г13а - Ізополі нормальних σ_x (а), σ_y (б) і дотичних τ_{xy} (в) напружень в МПа та вертикальних переміщень $z(x)$ (г) в мм пошкодженої бетонної балки з BFRP № 13, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень у вуглепластиковому полотні;

Координатні осі  – для вертикальних переміщень.

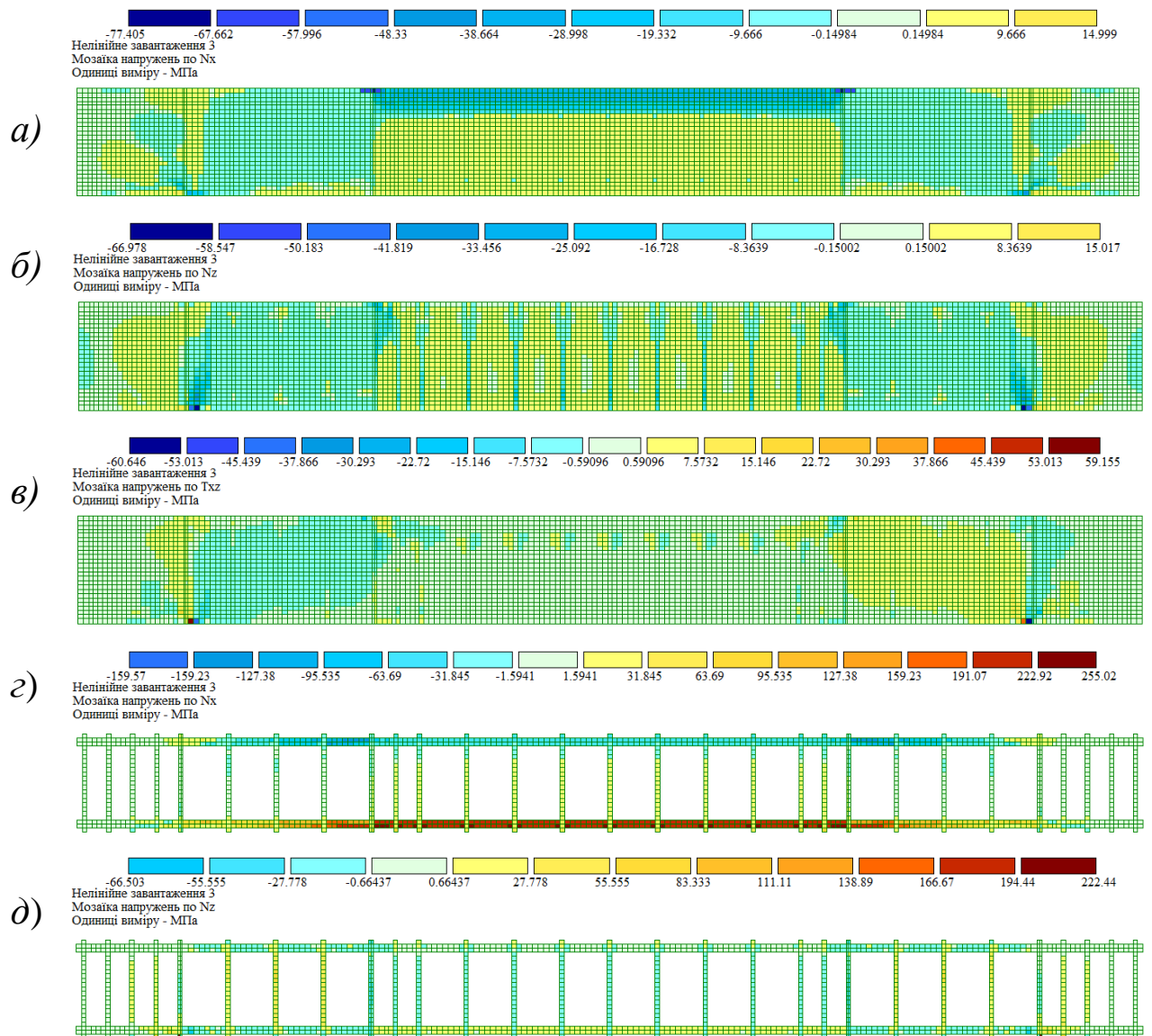


Рис. Г13б - Ізополя нормальних σ_{cx} (а), σ_{cz} (б) і дотичних τ_{cxz} (в) напружень у бетоні в МПа та базальтопластикової поздовжньої σ_{fx} (г) і поперечної арматури σ_{fvz} (д) в МПа пошкодженої бетонної балки з BFRP № 13, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі $\begin{matrix} z \\ \uparrow \\ x \end{matrix}$ – для ізополів напружень в бетоні та арматурі.

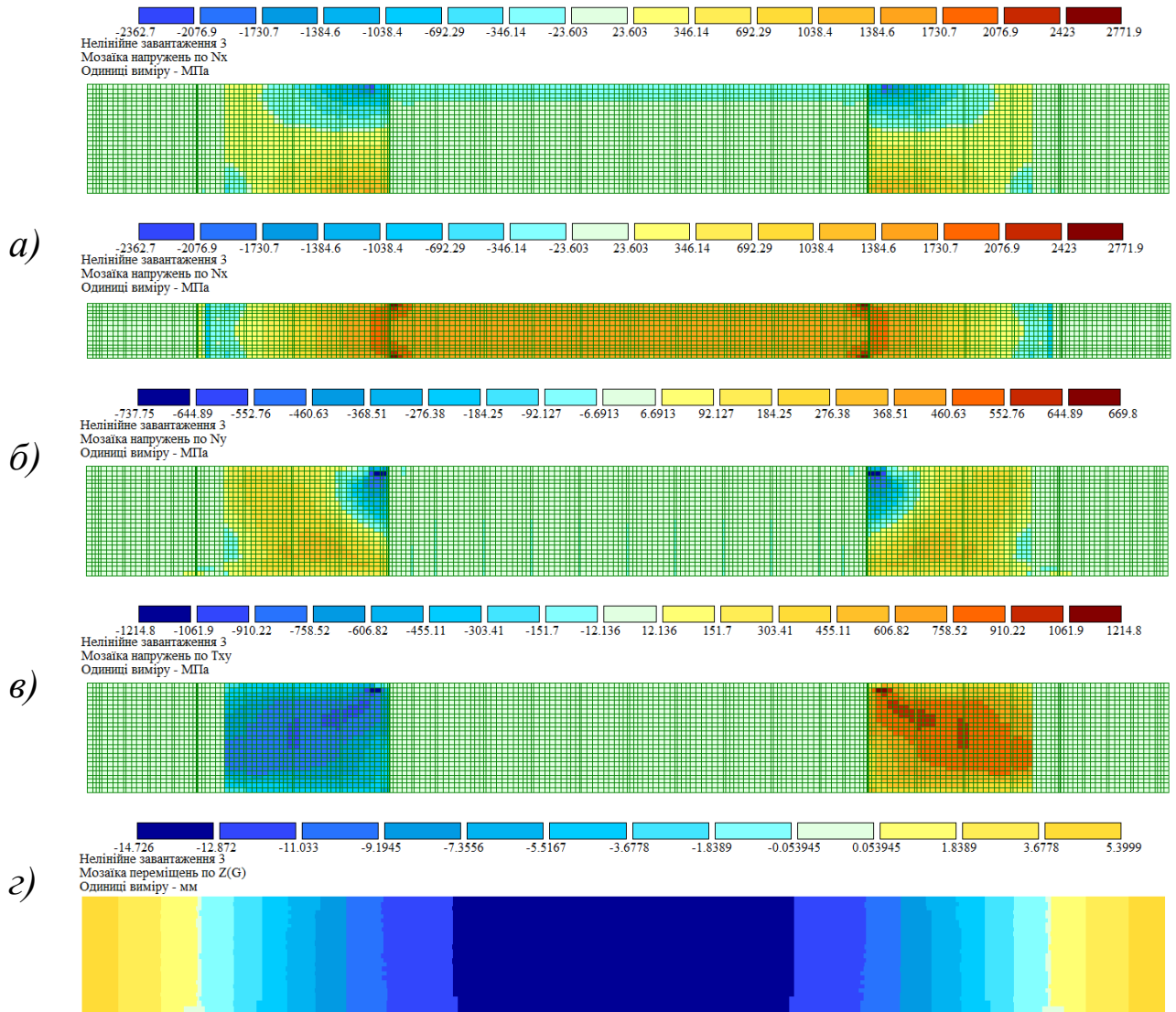




Рис. П14а - Ізополі нормальних σ_x (а), σ_y (б) і дотичних τ_{xy} (в) напружень в МПа та вертикальних переміщень $z(x)$ (г) в мм пошкодженої бетонної балки з BFRP № 14, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень у вуглепластиковому полотні;
Координатні осі  – для вертикальних переміщень.

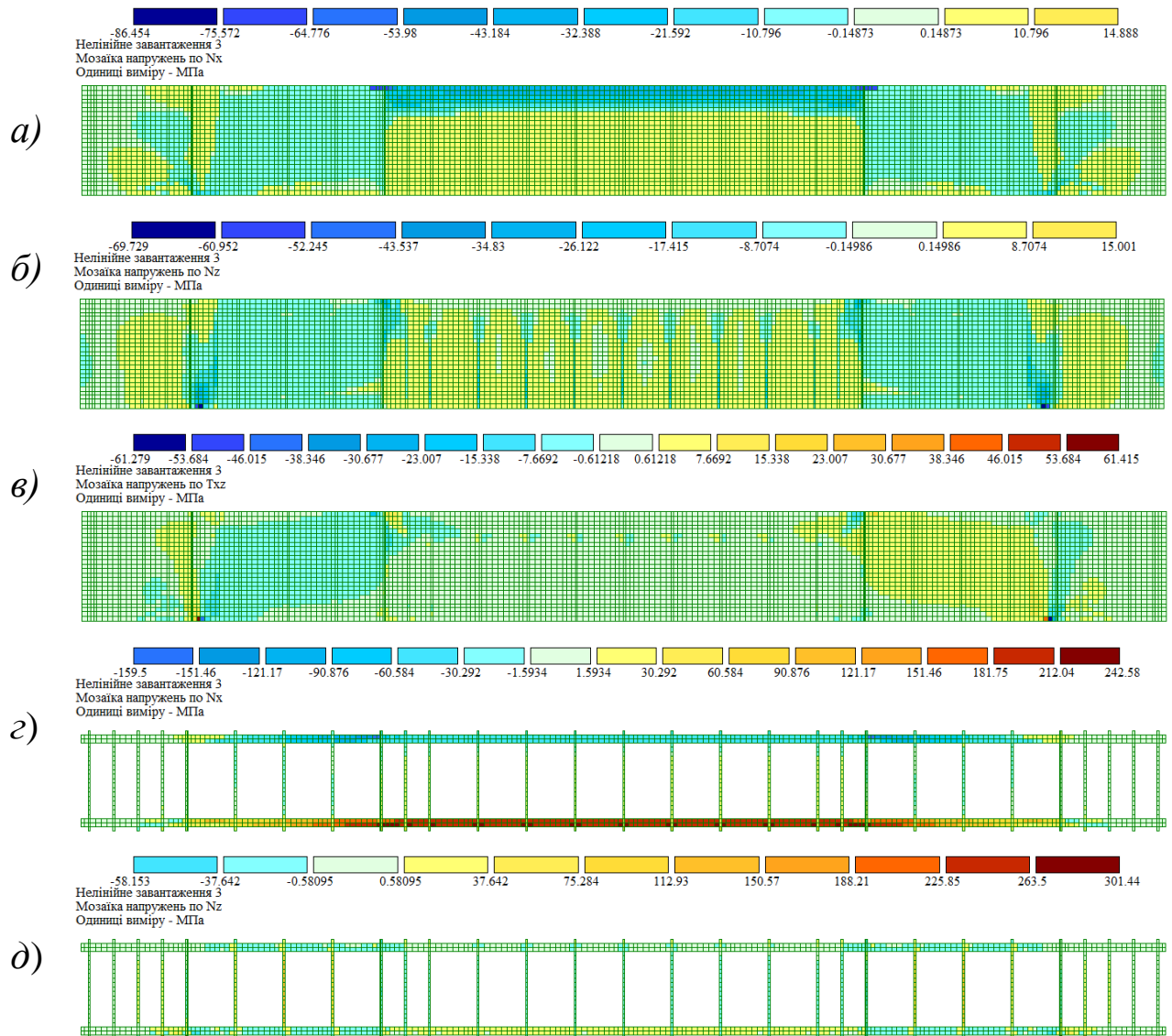


Рис. Г14б - Ізополі нормальних σ_{cx} (а), σ_{cz} (б) і дотичних τ_{cxz} (в) напружень у бетоні в МПа та базальтопластикової поздовжньої σ_{fx} (г) і поперечної арматури σ_{fvz} (д) в МПа пошкодженої бетонної балки з BFRP № 14, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень в бетоні та арматурі.

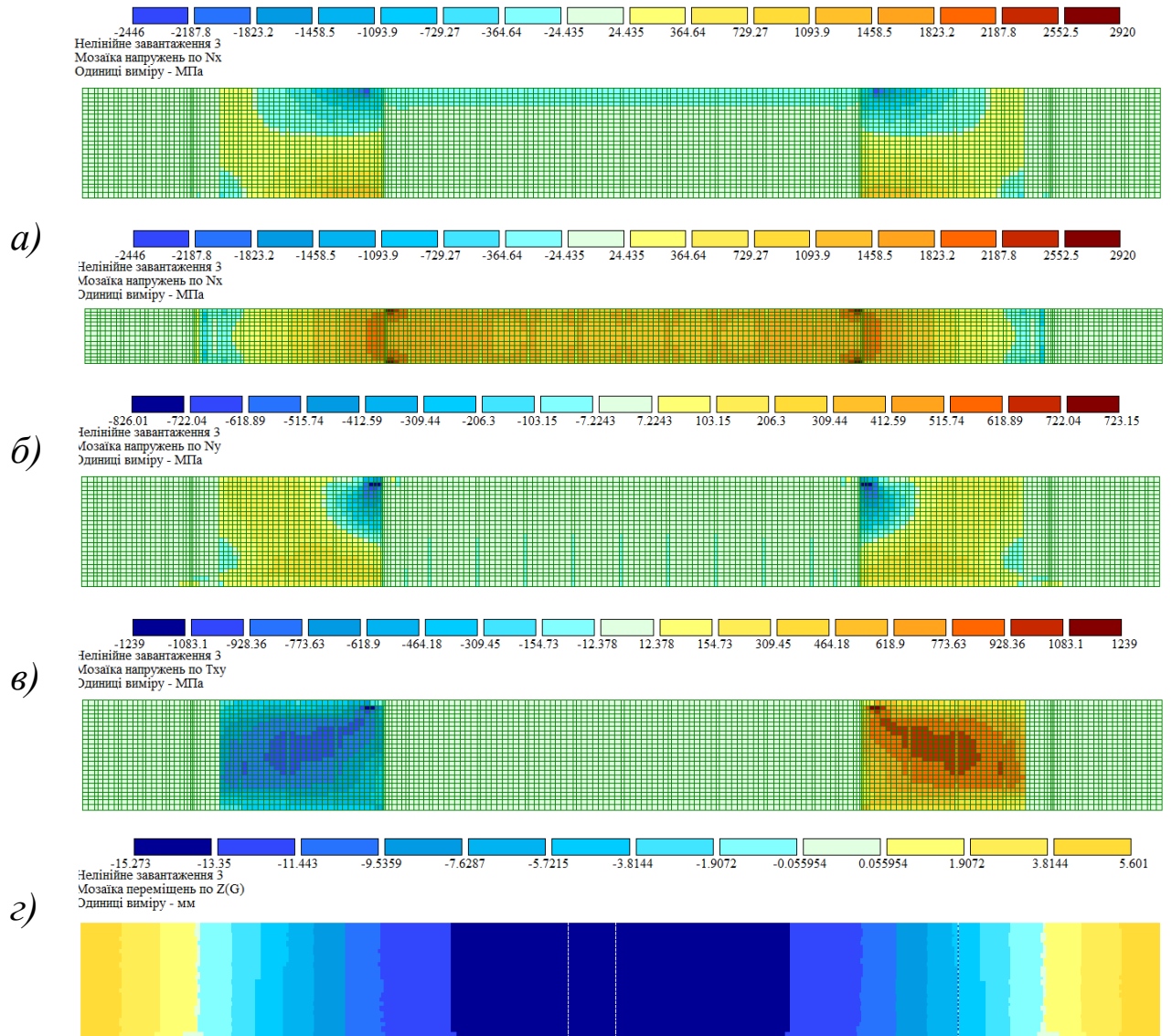




Рис. Г15а - Ізополі нормальних σ_x (а), σ_y (б) і дотичних τ_{xy} (в) напружень в МПа та вертикальних переміщень $z(x)$ (г) в мм пошкодженої бетонної балки з BFRP № 15, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень у вуглепластиковому полотні;

Координатні осі  – для вертикальних переміщень.

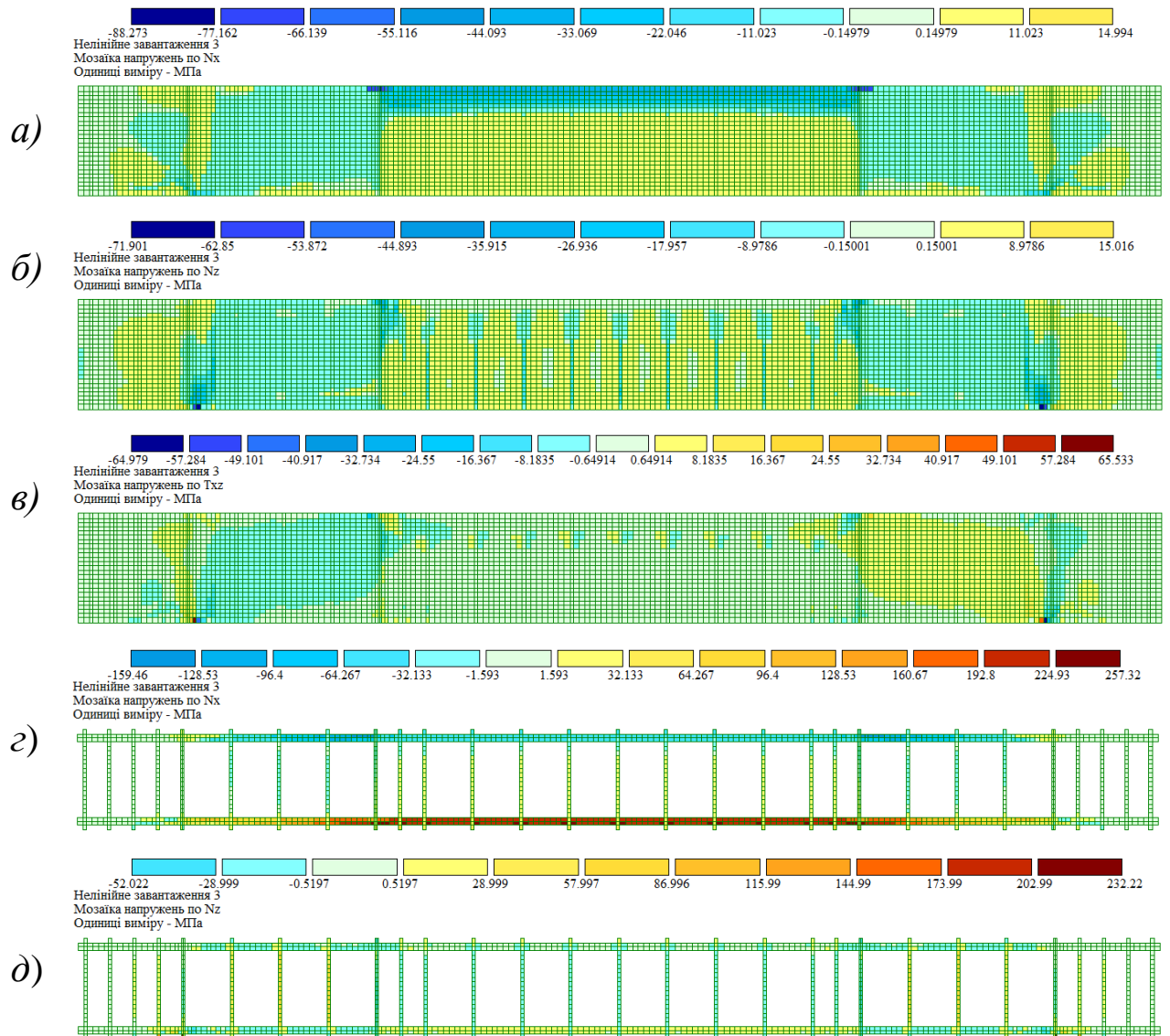



Рис. Г15б - Ізополя нормальних σ_{cx} (а), σ_{cz} (б) і дотичних τ_{cxz} (в) напружень у бетоні в МПа та базальтопластикової поздовжньої σ_{fx} (г) і поперечної арматури σ_{fvz} (д) в МПа пошкодженої бетонної балки з BFRP № 15, підсиленої зовнішнім фіброармованим вуглепластиком (CFRP)

Координатні осі  – для ізополів напружень в бетоні та арматурі.