

Міністерство освіти і науки України
Одеська державна академія будівництва та архітектури

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Целікова Аліна Сергіївна

УДК 624.011.9:624.072.2

ДИСЕРТАЦІЯ

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ БЕТОННИХ БАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ, АРМОВАНИХ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ

05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди»

19 «Архітектура та будівництво»

192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук (доктора філософії)

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

_____ А.С. Целікова

Науковий керівник – Карпюк Василь Михайлович, доктор технічних наук, професор

Одеса – 2020

АНОТАЦІЯ

Целікова А.С. Несуча здатність бетонних балкових конструкцій, армованих базальтопластиковою арматурою. - Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису. Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук (доктора філософії) за спеціальністю 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» (19 – Архітектура та будівництво). – Одеська державна академія будівництва та архітектури, Одеса, 2020.

Дисертаційне дослідження присвячене вивченню впливу статичного знакопостійного ступенево зростаючого навантаження на міцність, тріщиностійкість та деформативність прогінних базальтопластикових елементів.

У *вступі* роботи приведені 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 дана характеристика, описані основні властивості та досвід використання неметалевої композитної арматури (НКА) для армування бетонних конструкцій, наведений детальний аналіз існуючих досліджень стосовно прогінних бетонних конструкцій з НКА. Особливу увагу приділено розгляду існуючих нормативних та авторських методів розрахунку несучої здатності, тріщиностійкості та деформативності прогінних бетонних конструкцій, армованих композитною арматурою (КА). Детально розглядається вітчизняний та зарубіжний досвід проектування та застосування бетонних конструкцій, армованих КА в агресивних середовищах експлуатації. Розглядаються переваги та недоліки КА.

Наводиться аналіз рекомендацій нормативних документів різних країн світу щодо розрахунку бетонних конструкцій армованих КА. Аналіз цих документів та розрахунків, регламентованих ними, дозволяє зробити висновок, що всі вони базуються на двох підходах: північноамериканському та європейському. В усіх зарубіжних та вітчизняних нормах використовуються такі ж методики розрахунку, як і

для залізобетонних елементів, але з урахуванням характеристик НКА та застосуванням поправочних коефіцієнтів.

В ході аналізу літературних джерел встановлено, що вивченню можливості застосування КА для армування бетонних конструкцій особливу увагу приділяли такі вчені як Альперіна О. Н., Геніна Е.Е., Долголаптева В.М., Климов Ю.А., Коваль П.М., Мурин А. Я., Солдатченков О. С., Фролов Н.П., Altalmas A., Attia K., Atutis M., Cosenza E. , Elavenil S., Elgabbas F., Kampmann R., Kowalik T., Machanzi T., та інші.

Розглядається використання бетонних конструкцій, армованих КА, в агресивних середовищах, наводиться аналіз досліджень хімічної стійкості та фізико-механічних властивостей НКА, який вказує на доцільність використання базальтопластикової арматури в цивільному, дорожньому будівництві для гідротехнічних споруд, медичних та військових об'єктів, до яких пред'являються особливі вимоги, в тому числі магнітно- і електропрозорість, очисних споруд, об'єктів хімічної та харчової промисловості.

Аналіз останніх досліджень показав, що до невирішених частин проблеми, що вивчається, слід віднести:

1. У більшій степені опрацьовані питання нормування вимог до скло-, -органо- та вуглепластикової арматури. Застосування базальтопластикової арматури (BFRP) поки – що недостатньо унормовані.

2. На основі аналізу результатів досліджень хімічної стійкості, фізико-механічних властивостей та накопиченого досвіду застосування очевидно є доцільність використання BFRP у зазначених сферах будівництва. Проте, публікацій на цю тему у періодичних наукових виданнях недостатньо.

3. Абсолютна більшість публікацій у науковій літературі з означеної теми приходить на визначення несучої здатності нормальних перерізів конструкцій з НКА за першою і другою групами граничних станів, в той час, як вивчення міцності їхніх похилих перерізів залишається, практично, не висвітленим.

Невирішені частини означеної проблеми лягли в основу сформульованих мети та завдань дисертаційного дослідження автора.

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

В рамках запланованих комплексних досліджень розглядаються результати випробування 1-ї (Ю.А. Сьоміна, Д.С. Даниленко) та 6-ої (А.С. Целікова) серій дослідів, кожна з яких складалась з 30 ідентичних за планом експерименту зразків-балок прямокутного перерізу. Зразки обох серії піддавались дії короткочасного ступенево зростаючого статичного навантаження, практично, до досягнення граничного стану або руйнування і використовувались в подальших дослідженнях у якості еталонних, на підставі яких була встановлена фактична несуча здатність дослідних балок, випробуваних на дію малоциклового навантаження високих рівнів (Ю.А. Сьоміна, А. Худобич). Зразки 1-ої серії дослідів були армовані сталевую арматурою А500С, а зразки 6-ої серії – армувалися базальтопластиковою арматурою АКБ800.

Заплановані серії дослідів виконували за трифакторним факторним трирівневим Д-оптимальним планом Бокса В₄, який забезпечує однакову точність прогнозування вихідного параметра в області, що описується радіусом, рівним 1 (починаючи від нульової точки). В якості дослідних були обрані наступні фактори: відносний прольот зрізу, клас бетону та коефіцієнт поперечного армування.

В роботі приведена методика проведення експериментальних досліджень, повні діаграми деформування металевої та базальтової арматури, конструкція дослідних зразків – балок з великими, середніми і малими прольотами зрізу, склади бетонів класів С 16/20, С 30/35, С40/50, схема випробування та розташування вимірювальних приладів. Автор наводить також діаграми деформування дослідних призм та зразків-балок при їхньому статичному навантаженні.

Третьому розділі дисертації реалізований комплексний підхід до експериментально – теоретичного вивчення напружено деформованого стану балкових конструкцій, армованих сталевую та базальтопластиковою арматурою. Цей підхід дозволив зробити достовірну кількісну і якісну оцінку впливу конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії на їх несучу здатність, деформативність, тріщино-

стійкість та інші параметри працездатності. Детально розглядається вплив статичного навантаження та дослідних факторів на міцність нормальних та похилих перерізів зразків, ширину розкриття нормальних і похилих тріщин, максимальні довжини проєкцій небезпечних похилих тріщин на поздовжню вісь дослідних елементів, відстані між нормальними і похилими тріщинами, відносні деформації стиснутого бетону і розтягнутої арматури та величини прогинів дослідних зразків-балок. Також виведені адекватні експериментально – статистичні залежності вказаних параметрів працездатності вказаних елементів від дослідних факторів та побудовані відповідні графіки, за допомогою яких зроблений ґрунтовний аналіз на основні показники їх впливу несучої здатності залізобетонних і базальтобетонних балок.

Оскільки реальний коефіцієнт поздовжнього армування (BFRP) $\rho_{lf} = 0,0176$ (такий самий, як і у непереармованих залізобетонних балках) і, майже, у два рази перевищував пограничний $\rho_{fb} = 0,0086$, то руйнування усіх базальтобетонних зразків – балок з великими і середніми прольотами зрізу ($a/h_0 = 3$ і 2) відбувалося по стиснутій зоні бетону над вершиною небезпечної похилої тріщини, а елементів з малими прольотами зрізу – за похилою стислою смугою між опорою і зосередженою силою за класифікацією О.С. Залесова, О.Ф. Ільїна, Ю.А. Климова, Т.І. Баранової.

В ході аналізу даних експерименту встановлено, що заміна сталевих арматур на базальтопластикову при всіх інших однакових конструктивних чинниках призводить до зменшення несучої здатності похилих перерізів дослідних зразків балок при їх статичному навантаженні на 47%. Експериментально встановлено, що прогини бетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою, більш ніж у два рази перевищують прогини аналогічних залізобетонних балок і досягають, в середньому, $1/154$ від розрахункової довжини прольоту при експлуатаційному рівні ($0.65F_u$) навантаження і збільшуються до $1/110$ перед їх руйнуванням ($0.95F_u$).

Аналіз виконаних результатів досліджень показав, що для суттєвого збільшення несучої здатності похилих і нормальних перерізів прогінних базальтобетон-

них конструкцій, зменшення їх прогинів та ширини розкриття нормальних і похилих тріщин доцільно виготовляти їх із попередньо напруженою BFRP з відповідним науково – технічним обґрунтуванням.

В *четвертому розділі* дисертаційної роботи представлений порівняльний аналіз фактичної несучої здатності похилих перерізів базальтобетонних балок, армованих BFRP, та розрахункових їх значень, обчислених за рекомендаціями існуючих норм зарубіжних країн з точки зору проектування конструкцій з НКА.

Цей аналіз показав, що краща збіжність вказаних величин характерна для тих норм, які базуються не на модифікованій фермовій аналогії чи модифікованій теорії полів стиску, а на тих розрахункових схемах, які краще відображають фізичну картину їх роботи під навантаженням.

В даному розділі були виконані нелінійні скінчено-елементні розрахунки напруженого стану дослідних елементів, випробуваному ПК «Ліра-САПР», з використанням реальних діаграм деформування матеріалів та сучасних феноменологічних критеріїв їх міцності, які дали можливість числено відтворити результати експериментів, вказати найбільш вірогідну схему роботи і руйнування дослідних зразків – балок, зробити достовірний прогноз їхньої несучої здатності.

Виконаними експериментально – теоретичними дослідженнями у цьому розділі також розроблені розрахункові схеми визначення несучої здатності приопорних ділянок базальтобетонних балок:

- з великими ($a/h_0 = 3$) і середніми ($a/h_0 = 2$) прольотами зрізу – за похилою тріщиною із застосуванням змінних коефіцієнтів $\varphi_{c2}, \varphi_{c3}, \varphi_{c4}$, урахуванням реальної довжини небезпечної похилої тріщини l_{crf1} , суттєвим зменшенням розтягуючих напружень у поперечній арматурі до $(0,10 - 0,15)f_{fk}$;
- з малим прольотом зрізу ($a/h_0 \leq 1$) – за похилою стислою смугою між опорою та зосередженою силою, як для коротких консолей, з використанням змінного коефіцієнта k_f . Використанням вказаних розрахункових схем за-

безпечив задовільну збіжність ($U = 7,9\%$) розрахункових і експериментальних значень несучої здатності похилих перерізів базальтобетонних балок прямокутного перерізу.

Ключові слова: сталева і базальтопластиковая арматура (BFRP), статичне навантаження, тріщиностійкість, деформативність, напружено-деформований стан, балка, опорна ділянка, несуча здатність, бетон, розрахункові схема і модель.

ABSTRACT

Tselikova A.S. Bearing capacity of concrete beam structures reinforced with basalt-plastic reinforcement.

The dissertation on competition of a scientific degree of the candidate of technical sciences (doctor of philosophy) on a specialty 05.23.01 "Building constructions, buildings and constructions" (19 - Architecture and construction). - Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa, 2020.

The dissertation research is devoted to the study of the influence of static sign - constant step - increasing loading on the strength, crack resistance and deformability of deflection basaltoplastic elements.

The introduction of the work provides a justification for the choice of research topic, formulates the purpose and objectives of research, 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 describes the main properties and experience of using non-metallic composite reinforcement (NCA) for reinforcement of concrete structures, provides a detailed analysis of existing studies on beam concrete structures with NCA. Particular attention is paid to the consideration of existing normative and author's methods of calculation of bearing capacity, crack resistance and deformability of deflected concrete structures reinforced with composite reinforcement (KA). Domestic and foreign experience in the design and application of concrete structures reinforced by KA in aggressive environments is considered in detail. The advantages and disadvantages of KA are considered.

The analysis of recommendations of normative documents of different countries of the world concerning calculation of concrete designs of the reinforced KA is resulted. An analysis of these documents and the calculations regulated by them allows us to conclude that they are all based on two approaches: North American and European. All foreign and domestic standards use the same calculation methods as for reinforced concrete elements, but taking into account the characteristics of the NCA and the application of correction factors.

During the analysis of literature sources it is established that the study of the possibility of using spacecraft for reinforcement of concrete structures paid special attention to such scientists as Alperina O.N., Genina E.E., Dolgolapteva V.M., Klimov Y.A., Koval P.M., Murin A. Y., Soldatchenkov O.S., Frolov N.P., Altalmas A., Attia K., Atutis M., Cosenza E., Elavenil S., Elgabbas F., Kampmann R., Kowalik T., Machanzi T., and others.

The use of concrete structures reinforced KA in aggressive environments is considered, the analysis of researches of chemical stability and physical and mechanical properties of NKA which indicates expediency of use of basalt-plastic fittings in civil, road construction for hydraulic engineering constructions, medical and military objects to which special requirements, including magnetic and electrotransparency are shown, sewage treatment plants, chemical and food industry facilities.

Analysis of recent research has shown that the unsolved parts of the problem under study includes:

1. The issues of standardization of requirements for fiberglass, organ and carbon fiber fittings have been studied to a greater extent. The use of basaltoplastic reinforcement (BFRP) is still insufficiently standardized.
2. Based on the analysis of the results of research on chemical resistance, physical and mechanical properties and accumulated experience of application, the expediency of using BFRP in these areas of construction is obvious. However, there are not enough publications on this topic in scientific periodicals.
3. The vast majority of publications in the scientific literature on this topic are to determine the bearing capacity of normal sections of structures with NCA for the first and second groups of boundary conditions, while the study of the strength of their inclined sections remains virtually unexplored.

Unsolved parts of this problem formed the basis of the formulated goals and objectives of the author's dissertation research.

The second section of the work provides justifications and prerequisites for the selection of research factors, a plan of experimental research and a detailed description of the method of testing test specimens-beams.

Within the framework of the planned complex researches the results of testing of the 1st (Y.A. Semin, D.S. Danylenko) and the 6th (A.S. Tselikov) series of experiments are considered, each of which consisted of 30 identical according to the plan of experiment samples. beams of rectangular section. Samples of both series were subjected to short-term gradually increasing static load, practically, to reach the limit state or failure and were used in further studies as a reference, based on which the actual bearing capacity of experimental beams tested for low-cycle low-level load (Yu.A. Semina, A. Khudobich). Samples of the 1st series of experiments were reinforced with steel reinforcement A500C, and samples of the 6th series were reinforced with basalt-plastic reinforcement AKB800.

The planned series of experiments were performed according to the three-factor three-level D-optimal plan of Box B_4 , which provides the same accuracy of predicting the initial parameter in the area described by a radius of 1 (starting from zero). The following factors were selected as experimental: the relative span of the cut, the class of concrete and the coefficient of transverse reinforcement.

The method of experimental research, complete diagrams of deformation of metal and basalt reinforcement, construction of prototypes - beams with large, medium and small spans of the section, concrete compositions of classes C 16/20, C 30/35, C40 / 50, test scheme and location of measuring instruments. The author also gives diagrams of deformation of experimental prisms and samples-beams at their static loading.

The third section of the dissertation implements a comprehensive approach to the experimental - theoretical study of the stress - strain state of beam structures reinforced with steel and basalt - plastic reinforcement. This approach allowed to make a reliable quantitative and qualitative assessment of the influence of structural factors and factors of external action on their bearing capacity, deformability, crack resistance and other performance parameters. The influence of static load and experimental factors on the strength of normal and inclined cross sections of samples, width of opening of normal and inclined cracks, maximum lengths of projections of dangerous inclined cracks on the longitudinal axis of experimental elements, distances between normal and inclined cracks and tensile the values of the deflections of the prototype beams. Adequate experimental - statistical

dependences of the specified parameters of efficiency of the specified elements on research factors are deduced and the corresponding schedules by means of which the thorough analysis on the basic indicators of their influence of bearing capacity of reinforced concrete and basalt concrete beams are made and constructed.

Since the real coefficient of longitudinal reinforcement (BFRP) $\rho_{lf} = 0,0176$ (the same as in non-reinforced concrete beams) and almost twice the limit $\rho_{fb} = 0,0086$, the destruction of all basalt concrete samples - beams with large and medium shear spans ($a/h_0 = 3$ and 2) occurred along the compressed zone of concrete above the top of the dangerous inclined crack, and elements with small shear spans - along the inclined compressed strip between the support and the concentrated force according to the classification of O.S. Zalesova, O.F. Ilyina, Yu.A. Klimova, T.I. Baranova.

During the analysis of the experimental data it was found that the replacement of steel reinforcement with basalt-plastic with all other identical design factors leads to a decrease in the bearing capacity of the inclined sections of the test specimens of beams at their static load by 47%. It is experimentally established that the deflections of concrete beams reinforced with basalt-plastic reinforcement are more than twice the deflections of similar reinforced concrete beams and reach, on average, 1/154 of the calculated span length at the operating level ($0.65F_u$) load and increase to 1/110 before their destruction ($0.95F_u$).

The analysis of the performed research results showed that for significant increase of bearing capacity of inclined and normal sections of deflected basalt concrete structures, reduction of their deflections and width of opening of normal and inclined cracks it is expedient to make them with prestressed BFRP with appropriate scientific and technical substantiation.

The fourth section of the dissertation presents a comparative analysis of the actual load-bearing capacity of inclined sections of basalt-concrete beams reinforced with BFRP, and their calculated values calculated according to the recommendations of existing norms of foreign countries in terms of designing structures with NCA.

This analysis showed that the best convergence of these values is characteristic of

those norms that are not based on a modified truss analogy or a modified theory of compression fields, but on those calculation schemes that better reflect the physical picture of their work under load.

In this section, nonlinear finite element calculations of the stress state of the experimental elements tested by PC "Lira-CAD" were performed using real diagrams of deformation of materials and modern phenomenological criteria of their strength, which allowed to reproduce the results of experiments, indicate the most probable scheme and destruction of prototypes - beams, to make a reliable prediction of their bearing capacity.

Performed experimental - theoretical studies in this section also developed calculation schemes for determining the bearing capacity of the supporting sections of basalt concrete beams:

- with large ($a/h_0 = 3$) and medium ($a/h_0 = 2$) shear spans - on an inclined crack using variable coefficients $\varphi_{c2}, \varphi_{c3}, \varphi_{c4}$, taking into account the real length of the dangerous inclined crack l_{crf1} , a significant reduction in tension $(0,10 - 0,15)f_{fk}$;

- with a small slit span ($a/h_0 \leq 1$) - on an inclined compressed strip between the support and the concentrated force, as for short consoles, using a variable coefficient k_f . Using these calculation schemes provided satisfactory convergence ($\bar{U} = 7,9\%$) of the calculated and experimental values of the bearing capacity of inclined sections of basalt concrete beams of rectangular section.

Key words: steel and basaltoplastic reinforcement, static load, crack resistance, deformability, stress-strain state, beam, support section, bearing capacity, concrete, design scheme and model.

Список публікацій здобувача

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації

Статті у наукових фахових виданнях України

1. Дорофєєв В., Зінченко А., Целікова А. Вплив технологічної пошкодженості матеріалу на напружено-деформований стан згинальних залізобетонних елементів. Вісник Львівського національного аграрного університету, 2017, №18. С. 75-82.

2. Карпюк В.М., Петров Н.Н., Целикова А.С. Совершенствование деформационной модели расчета изгибаемых внецентренно растянутых железобетонных балок. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. 2018, Випуск №36. С. 108-113.

3. Karpiuk I., Karpiuk V., Klimenko E., Tselikova A., Khudobych A. Comparative analysis of research and calculated values of bearing capacity of reinforced concrete and basalt concrete beams according to recommendations. Вісник одеської державної академії будівництва та архітектури. 2020, № 80. С. 43-49. (*індексується базою Index Copernicus*).

Статті у наукових періодичних виданнях інших держав

4. Rusu I., Khudobych A., Tselikova A., Karpiuk V., Karpiuk I., Zavoloka M. Features of the stress-strain behaviour of basalt fibre reinforced concrete beam structures. Journal of Engineering Science, Kishinev, Moldova, 2020, Vol. XXVII, no (3) p. 186-202.

5. Karpiuk V., Karpiuk I., Tselikova A., Khudobych A. Calculating model of the bearing ability of the substructured areas of basalt concrete structures. Science and education a new dimension. Natural and Technical Science, Budapest, 2020, Vol. VI (29) p. 16-22. (*індексується базою Index Copernicus*).

Стаття у виданні, яке включене до міжнародних наукометричних баз

6. V. Karpiuk, A. Tselikova, A. Khudobych, I. Karpiuk, A. Kostyuk Study of strength, deformability property and crack resistance of beams with BFRP. Eastern-European journal of enterprise technologies. Харків, Vol. 4/7 (106) 2020. С. 42-53. (*індексується базами Scopus, EBSCO, DOAJ, Google Scholar, Index Copernicus*).

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

7. Карпюк В.М., Петров Н.Н., Целикова А.С. Трещиностойкость изгибаемых внецентренно растянутых железобетонных балок. Збірник тез доповідей міжнародної конференції «Структурутворення, міцність та руйнування композиційних будівельних матеріалів і конструкцій», Одеса, 2018. С. 55 – 57.

8. Карпюк В.М., Целикова А.С., Худобич А.А. Современная арматура для обычного железобетона. Збірник тез міжнародної конференції «Структурутворення, міцність та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій», Одеса, 2019. С. 50 – 52.

9. Карпюк В.М., Целикова А.С., Худобич А.О. Переваги конструкцій з неметалевою композитною арматурою. Тези доповідей 75-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії, Одеса, 2019. С. 87.

10. Карпюк В.М., Худобич А.О., Целикова А.С. Розрахунок бетонних конструкцій, армованих неметалевою композитною арматурою (НКА), за національними нормами проектування. Тези доповідей 75-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії, Одеса, 2019. С. 75.

11. Худобич А.О., Целикова А.С., Карпюк В.М., Техніко-економічне обґрунтування застосування базальтопластикової арматури в гідротехнічному будівництві на прикладі конструкцій сухого доку. Збірник тез міжнародної науково-технічної конференції «Гідротехнічне і транспортне будівництво», Одеса, 2019. С. 126 – 128.

12. Целикова А.С., Худобич А.О., Карпюк В.М. Применение неметаллической арматуры для дорожных покрытий. Збірник тез міжнародної науково-технічної конференції «Гідротехнічне і транспортне будівництво», Одеса, 2019. С. 129 – 131.

13. Целикова А.С., Худобич А.О., Карпюк В.М., Карпюк І.А. Особливості утворення нормальних та похилих тріщин у базальтобетонних балкових конструкціях. Тези доповідей VII Міжнародної науково-практичної конференції «Актуальні проблеми інженерної механіки», Одеса, 2020. С. 360 – 361.

14. Целикова А.С., Карпюк В.М., Карпюк І.А. Дослідження несучої здатності базальтобетонних балкових конструкцій. Тези доповідей 76-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії, Одеса, 2020. С. 88.

ЗМІСТ

АНОТАЦІЯ	2
УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ.....	18
ВСТУП.....	20
РОЗДІЛ 1	26
НАПРЯМКИ І СТАН ДОСЛІДЖЕНЬ ПРОГІННИХ БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З НЕМЕТАЛЕВОЮ КОМПОЗИТНОЮ АРМАТУРОЮ	26
1.1 Неметалева композитна арматура (НКА) та досвід її використання для армування бетонних конструкцій.....	26
1.2 Огляд існуючих нормативних і авторських методів розрахунку несучої здатності, тріщиностійкості та деформативності прогінних бетонних конструкцій, армованих НКА	39
1.3 Вітчизняний та зарубіжний досвід конструювання, проектування та застосування бетонних конструкцій, армованих КА, з урахуванням агресивності середовища експлуатації	50
1.4 Висновки за розділом 1	57
РОЗДІЛ 2. МАТЕРІАЛИ, МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРЕМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ОСНОВНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ДОСЛІДНИХ ЗРАЗКІВ	59
2.1 Вибір дослідних факторів. Планування натурних експериментів.....	59
2.2 Конструкція і армування дослідних елементів. Склад бетонів, їхня міцність та деформаційні характеристики	62
2.3 Методика проведення експериментальних досліджень. Схема силової установки, розташування вимірювальних приладів у дослідних зразках- балках	68
2.6 Висновки за розділом 2:	79
РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРЕМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ, ТРИЩИНОСТІЙКОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ ДОСЛІДНИХ БАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ, АРМОВАНИХ МЕТАЛЕВОЮ І БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ	81
3.1 Несуча здатність (міцність) дослідних зразків-балок	83

3.2 Основні параметри тріщиностійкості дослідних елементів	88
3.2.1 Максимальна ширина розкриття нормальних тріщин в зоні «чистого» згину	89
3.2.2 Максимальна ширина розкриття похилих тріщин на приопорних ділянках	92
3.2.3 Довжина проєкцій небезпечних похилих тріщин на приопорних ділянках на поздовжню вісь балок. Відстань між нормальними тріщинами в зоні «чистого» згину	94
3.3 Основні параметри деформативності матеріалів та дослідних зразків-балок	99
3.3.1 Відносні деформації стиснутого бетону	101
3.3.2 Відносні деформації робочої арматури	103
3.3.3 Прогини дослідних балок	105
3.4 Висновки за розділом 3	110
РОЗДІЛ 4. ВДОСКОНАЛЕННЯ ІСНУЮЧИХ ТА РОЗРОБКА НОВОЇ РОЗРАХУНКОВОЇ МОДЕЛІ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ БАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ, АРМОВАНИХ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ	112
4.1 Порівняльний аналіз дослідних і розрахункових значень несучої здатності залізобетонних і базальтобетонних балок, визначених за рекомендаціями національних норм проектування та вдосконаленою методикою О.С. Залєсова, О.Ф. Ільїна, Ю.А. Клімова	112
4.2 Моделювання напружено-деформованого стану базальтобетонних балок.	126
4.3. Розрахункова модель несучої здатності приопорних ділянок балкових базальтобетонних конструкцій	142
4.3.1. Загальні положення	147
4.3.2. Розрахунок конструкцій за несучою здатністю нормальних перерізів за дії згинальних моментів та поздовжніх сил.	147
4.3.3. Розрахунок конструкцій за несучою здатністю похилих перерізів за дії поперечних сил і згинальних моментів.	148
4.3.4. Розрахунок несучої здатності похилих перерізів базальтобетонних балок.	149
4.4. Висновки до розділу 4.	162
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ:	164
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	166

Додаток А.....	190
Додаток Б.....	192
Додаток В.....	195
Додаток Г.....	201
Додаток Д.....	216

УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ

Великі літери латинської абетки

A – площа поперечного перерізу

A_c – площа поперечного перерізу бетону

A_f – площа поперечного перерізу неметалевої арматури

$A_{f,min}$ – мінімальна площа поперечного перерізу неметалевої композитної арматури

A_{sw} – площа поперечного перерізу сталевий поперечної арматури

A_{fw} – площа поперечного перерізу композитної поперечної арматури

C – клас бетону

E_{cm} – середнє значення початкового модуля пружності бетону

E_{ck} – характеристичне значення початкового модуля пружності бетону

E_{cd} – розрахункове значення модуля пружності бетону

N_f – зовнішня осьова сила (розтягу або стиску), що прикладена до неметалевої композитної арматури

N_{Ed} – розрахункове значення зовнішньої осової сили (розтягу або стиску)

T_{Ed} – розрахункове значення зовнішнього крутного моменту

Малі літери латинської абетки

b – загальна ширина поперечного перерізу або фактична ширина полицки в Т- або Г- подібних перерізах

$d = h_0$ – робоча висота поперечного перерізу

f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск

f_{ck} – характеристичне значення міцності бетону на стиск у віці 28 діб

f_{ctk} – характеристичне значення міцності бетону на осьовий розтяг

f_{fk} – характеристичне значення міцності неметалевої композитної арматури на розтяг

f_{fd} – розрахункове значення міцності неметалевої композитної арматури на розтяг

f_{fcd} – розрахункове значення міцності неметалевої композитної арматури на стиск

f_{yk} – характеристичне значення міцності сталевий арматури на границі текучості

h – загальна висота перерізу

k – коефіцієнт

$l (L)$ – довжина; проліт

u – периметр бетонного перерізу площею A_c

Малі літери грецької абетки

α – кут; множник; коефіцієнт

β – кут; множник; коефіцієнт

γ – коефіцієнт надійності

γ_c – коефіцієнт надійності для бетону

γ_{sf} – коефіцієнт надійності для неметалевої композитної арматури

ε_c – значення відносних деформацій стиску бетону

ε_{c1} – значення відносних деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях f_{ck}

ε_{cu} – значення відносних граничних деформацій стиску бетону

ε_{ctm} – середні значення деформацій розтягу бетону

ε_{ctu} – значення відносних граничних деформацій розтягу бетону

ε_f – значення відносних деформацій видовження неметалевої композитної арматури

ε_{fu} – значення граничних відносних деформацій видовження неметалевої композитної арматури

ε_{f0} – значення відносних деформацій видовження неметалевої композитної арматури при досягненні напружень розрахункового опору f_{fd}

ξ – показник зменшення / коефіцієнт перерозподілу

θ – кут

ν – коефіцієнт Пуассона

p_{sw} – коефіцієнт армування для поперечної сталевий арматури

p_{fw} – коефіцієнт армування для поперечної композитної арматури

$\varphi_{(t,t_0)}$ – коефіцієнт повзучості, що визначає повзучість за проміжок часу між t і t_0 відносно пружних деформацій на 28 добу

$\emptyset$ – діаметр арматурного стержня

ВСТУП

Обґрунтування вибору теми дослідження. Завдяки високій міцності, стійкості до хімічної та фізичної корозії, діелектричним та дімагнетичним властивостям, малій вазі та низькій теплопровідності неметалева композитна арматура (НКА) все частіше заміняє сталеву. Проте, більш широке застосування НКА для армування бетонних конструкцій стримається недостатнім вивченням особливостей їх сумісної роботи, обмеженим нормативним забезпеченням та малим досвідом експлуатації відповідних об'єктів.

Практика показала перспективність та економічну доцільність використання НКА в дорожньому, гідротехнічному, транспортному будівництві, при зведенні прогонових будов мостів, очисних споруд, об'єктів хімічної та харчової промисловості, а також будівель спеціального призначення і улаштуванні фундаментів в агресивному ґрунтовому середовищі. При цьому, перспективність використання базальтопластикової арматури обумовлена невисокою вартістю основної сировини – базальтових волокон внаслідок наявності у світі значних запасів базальту, а також унікальними їх фізико-хімічними властивостями.

В Україні розвідані значні поклади легкодоступного базальту і ряд заводів Харківської та Хмельницької областей України вже випускають високоякісну базальтопластикову арматуру (BFRP). Характерно, що виробництво такої арматури, порівняно зі сталевую, є менш шкідливим для навколишнього середовища і більш дешевим.

Виходячи з наведеного, проведення експериментально-теоретичних досліджень несучої здатності конструкцій, армованих базальтопластиковою арматурою, з метою накопичення банку даних, вдосконалення існуючих та розробки нових нормативних документів є актуальним завданням.

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 – визначення впливу статичного навантаження на несучу здатність, тріщиностійкість та деформативність конструкцій, армованих (BFRP), з урахуванням зміни конструктивних чинників, вдосконалення деформаційного методу їх розрахунку, що базується на фізичній нелінійності деформування бетону і арматури та розвиток інженерної методики розрахунку їхньої несучої здатності.

Завдання дослідження:

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

- виготовити та випробувати балки, армовані BFRP, на дію ступенювано зростаючого статичного навантаження за стандартною чотирьохточковою схемою;

- дослідити напружено-деформований стан, несучу здатність, ширину розкриття нормальних і похилих тріщин, прогинів та характер руйнування балкових базальтобетонних елементів у процесі їх навантаження з використанням теорії планування експерименту;

- вивчити вплив основних конструктивних чинників на несучу здатність приопорних ділянок дослідних елементів, їхню тріщиностійкість та деформативність за допомогою експериментально-статистичних залежностей, отриманих у процесі обробки одержаних даних;

- експериментально перевірити можливість використання найбільш поширених нормативних і авторських методик для визначення несучої здатності похилих перерізів згинальних базальтобетонних конструкцій за дії статичного навантаження;

- розробити інженерну методику розрахунку несучої здатності їхніх приопорних ділянок.

Об’єкт досліджень – сумісна робота бетону і BFRP у балках, що зазнають впливу короткочасного статичного навантаження.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан, несуча здатність, тріщиностійкість та деформативність базальтобетонних балкових конструкцій за дії статичного навантаження.

Методи дослідження: ознайомлення з досвідом використання BFRP в Україні та розвинених країнах світу, вивчення та аналіз літературних джерел, розробка методики виконання натурних та числових експериментів із застосуванням теорії планування, загальних методів механіки залізобетону, обробка та аналіз отриманих результатів, математичне і комп’ютерне моделювання напружено-деформованого стану дослідних елементів та порівняння результатів розрахунків з експериментальними даними, формулювання основних висновків, абстрагування, аналіз, синтез, індукція, дедукція.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в наступному:

вперше:

- встановлений комплексний вплив на деформативність, тріщиностійкість та несучу здатність похилих і нормальних перерізів базальтобетонних балок, прольоту зрізу, класу бетону та кількості поперечної арматури як зокрема, так і при їхній взаємодії; побудовані адекватні експериментально-статистичені залежності основних параметрів їхньої працездатності з достатньою інформаційною корисністю;

- розкриті особливості деформування, тріщиноутворення та руйнування приопорних ділянок базальтобетонних балок з малим, середнім та великим прольотами зрізу з урахуванням їх складного напружено-деформованого стану. Встановлено, що заміна сталевих арматур на більш податливу BFRP при всіх інших однакових конструктивних чинниках і характері навантаження призводить до зменшення несучої здатності похилих перерізів дослідних елементів, в середньому, на 47%, збільшення прогинів на 50 % і зменшення тріщиностійкості на 23%;

вдосконалена:

- фізична модель роботи похилих перерізів прогінних бетонних констру-

кцій з BFRP, яка суттєво відрізняється від фізичних і розрахункових моделей існуючих нормативних документів і авторських методик, що базуються на фермовій аналогії та аналогії полів стиску;

отримала подальший розвиток:

— розрахункова модель несучої здатності приопорних ділянок балкових базальтобетонних конструкцій, яка ураховує їхній реальний напружено-деформований стан при високих рівнях статичного навантаження та передбачає найбільш вірогідні схеми руйнування цих ділянок:

- за похилою небезпечною тріщиною від переважної дії поперечної сили в балках з великими ($a/h_0 = 3$) і середніми ($a/h_0 = 2$) прольотами зрізу;
- за похилою стислою смугою між опорою і зосередженою силою в балках з малими ($a/h_0 = 1$) прольотами зрізу.

Практичне значення отриманих результатів роботи:

- поповнений банк дослідних та теоретичних даних, корисних для вдосконалення існуючих методів розрахунку несучої здатності як залізобетонних, так і базальтобетонних елементів за дії статичного навантаження;
- запропонована інженерна методика розрахунку несучої здатності приопорних ділянок прогінних базальтобетонних конструкцій;
- перевірена можливість та експериментально встановлені межі застосування відомих нормативних методів розрахунку міцності приопорних ділянок прогінних базальтобетонних конструкцій за дії вказаного навантаження;
- розроблені нелінійні деформаційні скінчено-елементні розрахункові моделі дозволяють за допомогою сучасного програмного комплексу «Ліра-САПР» анімувати процеси на всіх стадіях роботи прогінних базальтобетонних конструкцій з урахуванням їх складного напружено-деформованого стану, реальних фізико-механічних і реологічних властивостей використаних матеріалів;
- дана робота сприятиме більш широкому впровадженню BFRP у будівництві;
- результати досліджень за дисертаційною роботою впроваджені у навчальний процес Одеської державної академії будівництва та архітектури при підготовці ба-

калаврів та магістрів спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» спеціалізації «Промислове та цивільне будівництво», а також у проектній практиці провідних будівельних організацій м. Одеси, зокрема ТОВ «Стікон».

Особистий внесок здобувача полягає у:

- плануванні та проведенні комплексних експериментальних досліджень роботи базальтобетонних елементів 6-ої серії за дії статичного навантаження;
- аналізі отриманих результатів експериментів з визначення несучої здатності, тріщиностійкості та деформативності дослідних зразків – базальтобетонних балок за дії статичного навантаження;
- в пошуку та аналізі існуючих нормативних і авторських методик розрахунку дослідних елементів;
- внесенні пропозицій щодо розрахунку несучої здатності базальтобетонних згинальних елементів на основі проведених досліджень.

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

Апробація результатів дисертації. Основні положення дисертаційної роботи доповідалися й обговорювалися на таких конференціях: 73-ій науково-технічній конференції професорсько-викладацького складу академії (Одеса, ОДАБА, 16-17 травня 2017 р.), Міжнародній конференції «Структурутворення, міцність та руйнування композиційних матеріалів і конструкцій» (Одеса, ОДАБА, 11-13 квітня 2018 р.), 9-ій науково-технічній конференції «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» (Рівне, НУВГП 16-19 жовтня 2018 р.), Міжнародній науковій конференції «Структурутворення, міцність та руйнування композиційних матеріалів і конструкцій» (Одеса, ОДАБА, 23-24 квітня 2019 р.), 75-ій науково-технічній конференції професорсько-викладацького складу академії (Одеса, ОДАБА, 16-17 травня 2019 р.), Міжнародній науково-технічній конференції «Гідротехнічне і транспортне будівництво» (Одеса, ОДАБА, 30 травня 2019 р.), VII Міжнародній науково-практичній конференції «Актуальні проблеми інженерної механіки» (Одеса, ОДАБА 12-15 травня 2020 р.), 76-ій науково-технічній конференції професорсько-викладацького складу академії (Одеса, ОДАБА 21-22 травня 2020 р.).

Публікації. Основні наукові результати за темою дисертаційної роботи опубліковані у 14 наукових працях, в тому числі у 3 наукових публікаціях у спеціалізованих фахових виданнях України, 2 – у періодичних закордонних виданнях, 1 – у виданні, що входить до міжнародних наукометричних баз (індексується Scopus).

Структура і обсяг роботи. Дисертація складається зі вступу, 4 розділів, загальних висновків, списку використаних джерел, додатків. Робота викладена на 218 сторінках, які включають 119 сторінки основного тексту, 18 таблиць та 44 рисунки, 5 додатків на 28 сторінках та список використаних літературних джерел з 217 найменувань, викладений на 23 сторінках.

РОЗДІЛ 1

НАПРЯМКИ І СТАН ДОСЛІДЖЕНЬ ПРОГІННИХ БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З НЕМЕТАЛЕВОЮ КОМПОЗИТНОЮ АРМАТУРОЮ

1.1 Неметалева композитна арматура (НКА) та досвід її використання для армування бетонних конструкцій

У сучасній світовій практиці все більш широке застосування знаходить не металева композитна арматура (НКА), яка, переважно, застосовується в конструкціях, що експлуатуються у умовах агресивного середовища. Композитна арматура (КА) має порівняно зі сталевією більш високу довговічність в бетонному середовищі, стійкість до дії агресивного середовища, низьку теплопровідність, діелектричність і дімагнетичність. Переважно, ці властивості обумовлюють сферу її застосування. Ураховуючи високу хімічну стійкість, малу вагу, міцність на розтяг та відсутність спеціальних вимог щодо вогнестійкості, базальтова арматура має великі перспективи для використання її в будівництві.

Бетонні конструкції армовані композитною арматурією (КА) вивчали: Альперин В.П.[61], Асланова Л.Г.[67], Барашиков А.Я.[75], Бондарев А.Б.[82], Вільдавський Ю.М.[86], Волга В.С.[88], Гримак О.Я.[93], Кваша В.Г.[136], Кербер М. Л.[137], Климов Ю.А.[140], Коваль П.М.[144], Куліш В.І.[149], Кузенів Д.В.[148], Кустикова Ю.О.[150], Лешкевич О.Н.[153], Литвинов Р.Г.[154], Михайлов К.В.[165,166], Меттьюз Ф.[170], Моргун В.Н.[167], Піскунов В.Г.[180], Рахманов А.Д.[186], Савін В.Ф.[189], Таран В. В.[199], Устінов Б.В.[207], Aly A.[2], Brik V.B.[8], Boyd C. B.[9], Carter J.[12], Clarke J.L [13], Dolan C W.[16], Elgabbas F.[20], Hofmann S.[28], Nanni A.[43], Fico R.[48], Urbanski M.[56], Wolf B.[57], а також [7,27,195].

Вивченню можливості застосування (КА) у стислій зоні армованих бетонних конструкцій присвячені роботи авторів: Альперіної О. Н.[62], Геніної Е.Е.[90], Долголаптева В.М.[99], Климова Ю.А.[139], Ковалі П.М.[146], Мурина А. Я.[169], Солдатченкова О. С.[192], Фролова Н.П.[208], Altalmas A. [1], Attia K.[3], Atutis M.[4], Cosenza E. [15], Elavenil S.[17], Elgabbas F.[19], Kampmann

R.[34], Kowalik T.[39], Machanzi T.[42], та інших [50,52,54]. Можливість застосування (КА) у конструкціях, які експлуатуються в агресивних середовищах, у середовищах зі 100% -ю вологістю та в умовах впливу морського повітря, розглядали такі автори, як : Блазнов А.Н.[81], Джигиріс Д.Д.[98], Жаврид С.С.[112], Завгороднев А.В.[113], Зімін Д. Е.[119], Кадикова Ю. А.[121], Новіцький А. Г.[174], Розенталь Н.К.[188], Ombres L.[45], Уманський А.М.[205] та інші.

На сьогодні найбільша кількість досліджень бетонних елементів, армованих КА, проводиться із конструкціями зі склопластиковою арматурою. Це пов'язано з тим, що базальтопластикове волокно для виробництва композитної арматури стало використовуватися значно пізніше порівняно зі скловолокновою [150]. Цими дослідженнями було встановлено, що використання розрахункових залежностей та коефіцієнтів, які були виведені для конструкцій зі склопластиковою арматурою, ведуть до некоректного визначення несучої здатності та деформативності конструкцій, армованих базальтопластиковою арматурою.

КА є альтернативою металевій арматурі, як така, що поєднує високу міцність та корозійну стійкість. Матеріал не має здатності намагнічуватися, що дає можливість застосувати його в місцях розташування та роботи спеціального обладнання, наприклад, у лікарнях, промислових підприємствах та ін.

При виготовленні НКА безперервні тонкі волокна (ровінг) [187], змащуються в'язучою термореактивною смолою (пластиком). КА виробляється методом пултрузії, тобто протяжкою змащених в'язучим волокон через формоутворюючу філь'єру або методом нідлтрзії – такою ж протяжкою, але без використання фільєр [140]. Перший патент на виробництво композитних матеріалів (КМ) методом пултрузії був отриманий у США в 1951 році [51].

НКА є композитним матеріалом (КМ). Взагалі, вважається, що композитними є матеріали, які складаються із 2-х та більше компонентів, які відрізняються за хімічним складом та розділені виразною межею, складом, формою і розподілом. КМ неоднорідні в мікрмасштабі та однорідні в макромасштабі. Їх властивості визначаються властивостями кожного із компонентів, які присутні в матеріалі в достатньо великих кількостях. Матрицею слугує компонент, безперервний по всьому

об'єкту КМ, а армуючим елементом - компонент, розподілений в об'ємі композиції.

НКА – це анізотронний полімерний КМ, який складається із високоміцних волокон у полімерній матриці. Волокна є головним несним елементом і характеризуються високою міцністю при розтязі. Полімерна матриця (її називають смолою) захищає волокна від пошкоджень, забезпечує їх рівність та розподіляє навантаження між окремими волокнами НКА.

НКА із вуглецевими волокнами називають вуглепластиковою, із скляними волокнами – склопластиковою, із арамідними – органопластиковою, із базальтовими – базальтопластиковою.

Базальтопластикові композитна арматура (БКА – BFRP) виготовляється із базальтового ровінгу, який служить армуючим матеріалом та термореактивного в'язучого на основі синтетичних (епоксидних, поліефірних) смол, твердіння яких супроводжується незворотною хімічною реакцією, при ній утворюється неплавкий та нерозчинний матеріал, який є матрицею.

БКА виготовляють гладкого та періодичного профілю. Періодичний профіль поперечного перерізу формується шляхом спіральної обмотки стержня із вдавлюванням джгута у тіло стержня або без вдавлювання джгута [140]. Для покращення зчеплення арматури з бетоном може влаштовуватись також її піщане покриття.

Базальтопластикові арматура виготовляється, Климов Ю.А.[139], із використанням безперервного базальтового ровінгу. Зовні – це стержень з безперервною спіральною ребристою навивкою, сформованою шляхом його обмотування базальтовим джгутом, змоченим високоміцним полімерним з'єднанням (рис.1.1).

Технологія виробництва базальтової арматури поділяється на такі основні етапи:

- встановлення бобін базальтового ровінгу на шпулярник;
- видалення замаслювача з волокон на випарювачі;
- просочення ровінгу компонентами сполучної речовини;
- формування періодичного профілю на вузлі обмотування;

- охолодження арматури;
- формування довжини прутків на вузлі порізки арматури;
- пакування арматури в пачки, маркування.



Рис.1.1 Композитна базальтопластиковая арматура

Базальтопластиковая арматура має унікальні технічні характеристики [див. додаток А], які гарантують її позитивний вплив на бетонні конструкції, в яких вона використовується:

- вона майже у 3 рази міцніша за сталеву арматуру (міцність базальтової арматури коливається у межах 800-1400 МПа, залежно від діаметру, в той час як міцність сталевих арматур періодичного профілю досягає лише 360-800 МПа);
- має високу корозійну стійкість;
- нетеплопровідна;
- негігроскопічна;
- не потребує зварювальних робіт на об'єкті;
- в'яжеться звичайним в'язальним дротом або пластиковими хомутами (рис.1.2);

- має однакову теплопровідність з бетоном, що сприяє підвищенню довговічності цементобетонних конструкцій з даною КА.



Рис.1.2 Пластикові хомути для композитної арматури

Базальтопластикова арматура порівняно зі сталевую має такі переваги:

- діамагнітна та має діелектричні властивості, що дає змогу застосовувати її у спеціальних будівлях та спорудах, в тому числі в медичних та військових об'єктах;
- має більш високу міцність на розтяг (у кілька разів вищу, ніж звичайна сталева арматура);
- не кородує у більшості агресивних середовищ;
- легша від сталеві в 4-5 разів при однаковому діаметрі, а при рівномірній заміні – до 9 разів, що забезпечує суттєву економію під час її транспортування та монтажу;
- має коефіцієнт теплового розширення, близький до аналогічного коефіцієнта бетону, що виключає тріщиноутворення в бетоні у разі різкої зміни температури;
- на 10 – 30 % дешевша від сталеві арматури при рівномірній заміні;
- її виробництво у порівнянні зі сталевую є екологічно менш шкідливим.

До недоліків слід віднести менший (майже у 3 рази) модуль пружності базальтопластикові арматури порівняно зі сталевую, що суттєво збільшує прогини балкових елементів і знижує показники тріщиностійкості конструкцій. Що робить її

менш привабливою. До того ж базальтопластикову арматуру складно зігнути безпосередньо на будівельному майданчику (це робиться, переважно, в заводських умовах), її неможливо з'єднати зварюванням, тому сітки і каркаси виготовляються з використанням в'язального дроту або пластикових хомутів. Усе це потрібно ураховувати під час проектування бетонних конструкцій, армованих базальтопластиковою арматурою.

Французький інженер Ж. Вейс у 1938 році отримав патент на армування бетону сіткою зі скляних ниток. З тих пір дослідженнями властивостей і розробкою компонентів для впровадження КА у будівельну галузь займались розвинені країни світу: Канада, Японія, США, СРСР [10,32,63,184]. З часом роботу по впровадженню КА також розпочали у Нідерландах, Італії, Великобританії та Швеції [11,14,25,30].

Сучасні дослідження КА на основі базальтового і скляного ровінгу в останні роки також впровадяться у Росії та Україні [92,110].

Можливість використання КА для армування бетонних конструкцій зазначена у роботах [5,18,31,33,41,46,47,53,55,58,59,66,114].

Перший вітчизняний досвід застосування композитного матеріалу у вигляді стержня на основі скляних волокон для армування конструкцій був запропонований вченими у 1952-х роках [84]. Дослідження, які підтвердили можливість використання КА для армування бетонних конструкцій, були проведені такими вченими як Андріївська Г.Д. [84], Буровий А.К. [84], Вільдавський В.Ф. [86], Жаврід С.С. [112], Зеленський К.В. [118], Михайлов К.В. [164-166], Фролов Н.П. [208] та ін.

У 1974 році в Києві було засновано Науково-дослідну лабораторію базальтових волокон Інституту проблем матеріалознавства АН України [98]. Лабораторія займалась розробкою і удосконаленням технології виробництва базальтових волокон і виробів з них.

Після проведення комплексу досліджень було розпочато експериментальне зведення будівель та споруд із застосуванням бетонних конструкцій, армованих КА, для дослідження їх роботи в реальних експлуатаційних умовах.

На кислотній станції Світлогорського комбінату КА була застосована в конструкціях ребристих залізобетонних панелей ПБ П1 серії ІІІ-64 розмірами 1190 х 5660 мм під навантаження 20кПа. В даних панелях була застосована попередньо напружена склопластикова арматура. В процесі попередньої експлуатації в наслідок руйнування залізобетонних панелей від дії сірчаної кислоти кожні 5 років здійснювали капітальний ремонт даних панелей та їх заміну [208]. Для підвищення терміну експлуатації в кресленнях серії цих панелей були внесені зміни. Так, сталева арматура була замінена на композитну арматуру на основі скляного волокна діаметром 6 мм з попереднім її напруженням. Заміна сталевих арматур на склопластикову в даній конструкції була виправдана і обумовлена високою стійкістю композита до агресивного кислотного середовища.

У Хабаровському краї міст із застосуванням склопластикової арматури був побудований у 1989 році. У поперечному перерізі прогонової будови довжиною 15 м було встановлено 5 ребристих плит без розширення в нижній зоні балок. Арматування балок прогонової будови моста було прийнято комбінованим: створення початкових попередніх напружень в них здійснювалося чотирма пучками по 24 склопластикові стержні діаметром 6 мм в кожному і одним типовим пучком зі сталевих дротів.

У 1976 році були побудовані два насувних склади в районах річок Рогачов і Червень. Несучі похилі елементи верхнього поясу арок були армовані чотирма попередньо напруженими склопластиковими стержнями діаметром 6 мм. Стержні були розташовані в двох пазах перетином 10х18 мм, розташованими в нижній пластині елементів. Приопорні ділянки елементів біля конькового і опорних вузлів були підсилені дерев'яними накладками з дошок товщиною 20 мм.

Науково-дослідний інститут будівництва і архітектури Державного комітету БРСР у справах будівництва сумісно з Державним Проектним Інститутом «Сільскенергопроект» (м. Москва) у 1969 році розпочали дослідження та розробку електроізоляційних траверс для ліній електропередач ЛЕП-10 кВ і ЛЕП-35 кВ. Метою цієї роботи було підвищення надійності і здешевлення конструкції в процесі експлуатації [208].

Електролізні ванни на комбінаті кольорової металургії, як правило, виготовлялися із залізобетону з внутрішньою футеровкою вінілопластиковим або свинцевим листом. Термін експлуатації таких ванн не перевищував 3 років. На Усть-Каменогорському комбінаті кольорової металургії Науково-дослідний інститут будівництва і архітектури Державного комітету БРСР для продовження терміну експлуатації таких ванн запропонував їх армувати КА на основі скляного волокна. Термін експлуатації таких ванн уже перевищив 10 років [208].

З ініціативи Московського уряду в 2000 році були відновлені дослідження з розробки базальтопластикової арматури підвищеної довговічності.

Було розроблено та змонтовано дві дослідно-промислові установки за традиційним принципом пултрузії і за новою безфільтрною технологією. Остання технологія забезпечує значно вищу продуктивність виробництва базальтопластикової і склопластикової НКА, тому ця технологія була обрана як найбільш перспективна.

В Росії дослідженням КА активно займаються в Науково-дослідному, проектно-конструкторському і технологічному інституті бетону та залізобетону (м. Москва), а також ТОВ НПФ «Уралспецарматура» (м. Перм). На основі цілеспрямованих досліджень механічних характеристик, довговічності, стійкості до дії агресивного середовища, тріщиностійкості і деформативності згинальних конструкцій, армованих композитною арматурою на основі базальтового і скляного ровінгу, були видані технічні умови на виробництво КА періодичного профілю і технічні рекомендації по застосуванню КА в бетонних конструкціях [201]. У 2004 році були видані рекомендації [191], для армування бетонних конструкцій із застосуванням КА. У 2008 році було введено в дію міжнаціональний стандарт по захисту бетонних та залізобетонних конструкцій від корозії з вимогами до КА [91]. У цьому ж році був розроблений альбом робочих креслень НСК 296-07 дорожніх плит, армованих КА на основі базальтового ровінгу.

Результати досліджень російських вчених у сфері застосування бетонних конструкцій, армованих КА, висвітлені у [69,74,89,90,168,185,207].

В Україні у 2005 році було створене Державне підприємство «Науково-технологічний центр «Базальтоволокнисті матеріали», скорочена назва якого, ДП НТЦ

«Бавома» ІПМ НАНУ. За результатами експериментально-теоретичних досліджень композитної арматури центром були розроблені рекомендації та інструкції з розрахунку, конструювання і виготовлення відповідних конструкцій[182, 183].

В останні роки в Україні також налагоджено виробництво склопластикової та базальтопластикової КА на основі ровінгу, яка відповідає міжнародним стандартам, і розроблені технічні умови на її виробництво.

Одним із основних промислових виробництв в Україні з базальтопластикової КА є ТОВ "Технобазальт-Інвест" (м. Славута, Хмельницької обл.) і ТОВ "Технологічна група "Екіпаж" (м. Харків). На практичне застосування цієї арматури розроблені відповідні технічні умови [202,203].

На сьогодні в Україні підготовлено цілий ряд стандартів, які дозволяють використовувати базальтопластикову арматуру за будівельним призначенням:

- ДСТУ Б В.2.6-145:2010 “Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні вимоги” [105];
- ДСТУ Б В.2.7.-312:2016 “Арматура неметалева композитна базальтова періодичного профілю” [107];
- ДСТУ -Н Б В.2.6-185:2012 “Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і скло-ровінгу” [110];
- М 42.1-37641918-759:2017 «Методика розрахунку бетонних конструкцій мостів, армованих базальтопластиковою арматурою, на витривалість» [157];
- М 42.1-37641918-756:2017 «Методика розрахунку бетонних конструкцій мостів, армованих базальтопластиковою арматурою, на дію малоциклових навантажень» [156];
- Р В.2.3-03450778-846:2014 «Рекомендації з проектування базальтобетонних конструкцій мостів і труб» [182];
- Р В.3.2-03450778-830:2013 «Рекомендації із застосування неметалевої стержневої арматури для армування конструкцій плит прогонових будов мостів» [183].

КА знайшла своє застосування також в конструкціях ЛЕП, дорожньому будівництві, а також з урахуванням антикорозійних властивостей, в конструкціях, що

експлуатуються в умовах агресивних середовищ [6,23,58,93, 99,136,140,141,147,168,180].

У США та Канаді використання КА спочатку вважалось малоефективним і не мало комерційного розповсюдження аж до кінця 70-х років. Проте в США найбільший вклад у розвиток та впровадження КА внесли корпорації «Marshall-Vega Inc» та «International Grating», які займались цільовими дослідженнями впродовж 80-х років [63].

У США Міністерством транспорту у 1983 році була прийнята перша державна програма з дослідження і використання НКА «Застосування технології композитних матеріалів у проектуванні і будівництві мостів» [63-65]. Згідно цієї програми розроблено і реалізовано ряд проектів по реконструкції та будівництву мостів з використанням НКА, наприклад. таких як мости Морисон, Колорадо (США) та шляхопровід у Графстві Ньютон. В США і Канаді експлуатується понад 400 мостів, в яких використана НКА [12].

Також у США склопластикові арматури застосовані в конструкціях фундаментів і підлог при будівництві госпіталю Сан-Антоніо (штат Техас). Висока корозійна стійкість даної арматури дає можливість застосовувати її замість сталевих арматур в умовах, в яких сталь кородує. З використанням НКА можна виготовляти фундаментні балки і плити, палі і елементи конструкцій, які експлуатуються в морській воді та в якості вант в конструкціях платформ для видобутку нафти у відкритому морі та інших випадках.

Властивості довговічності і високої стійкості КА до дії агресивних середовищ були реалізовані у морських берегозахисних конструкціях, основ реакторів електричних підстанцій, злітно-посадових смуг і в лабораторіях електроніки [99]. При будівництві берегозахисних конструкцій в Холлс Харбор Бридж (Нова Шотландія, Канада) КА на основі скляного волокна була застосована у верхніх частинах палей і при армуванні розверків [5,6,46].

У 1987 році у Канаді був створений технічний комітет на базі Канадської асоціації інженерів (CSCE), який займався дослідженнями властивостей КА. Згодом КА була застосована при будівництві таких мостів у Канаді, як: Дофрі (Квебек),

Кроучаилд Бридж (Альберта), Ватерлоу Крик Бридж (Британська Колумбія), Чет-хем Бридж (Онтаріо) [5,6,44] та ін.

Пізніше у 1991 році Американський інститут бетону (ACI) створив Комітет 440, який займався дослідженнями властивостей КА для зовнішнього і внутрішнього армування бетонних конструкцій, розробкою нормативних документів, рекомендацій і впровадженню їх в будівельну галузь [63-65].

Активні досліді властивостей КА та конструкцій, армованих КА, розпочаті в Європі в період з 1980-х років. У 90-х роках Європейські інститути активно зайнялись вивченням міцнісних та деформативних характеристик різних видів КА. А в середині 90-х років – розпочата європейська програма в області застосування КА для армування бетонних конструкцій.

В 1986 році у Німеччині був побудований пішохідний міст у місті Дюссельдорф, в конструкції якого була використана попередньо напружена склопластиковою арматура на основі склоровінгу. А згодом і автодорожній двопрольотний міст шириною 15 м на Уленбергштрассе.

У країнах Азії першою використовувати КА в армуванні бетонних конструкцій почала Японська асоціація цивільних інженерів, а розширене застосування даного виду арматури розпочалось після виходу рекомендацій з конструювання та проектування конструкцій з КА – JSCE[32]. В середині 90-х в Японії вже налічувалось понад 100 комерційних проектів із застосуванням композитної арматури [31]. Японія - одна із перших країн, яка застосовувала попередньо напружену вуглепластикову арматуру в конструкціях мостів, що експлуатуються в умовах морського клімату. В наш час з усіх Азіатських країн – Китай є найбільшою країною – споживачем композитної арматури. Галузь застосування КА у Китаї охоплює майже усі види будівель та споруд.

В кінці 90-х років КА застосовували при будівництві найбільших метрополітенів, зокрема, у Бангкоку, Гонконгу, Нью-Делі, Лондоні, Берліні [4] тощо.

Використання базальтопластикової арматури в світі нормується такими документами: CAN/CSA-S6-00, CNR-DT 203/2006, ACI 440R-04, [10,14,65]. Придатність композитної арматури для армування бетонних конструкцій зазначена

у [5,31,15,43,49,55].

На сьогодні найпопулярнішими сферами для використання базальтопластикової арматури є: дорожня галузь, цивільне та промислове будівництво, спецконструкції, що працюють в агресивному середовищі, архітектурні цементобетонні виробы та ін. Є такі сфери, де неможливо обійтися без цього новітнього матеріалу, а саме: зведення і ремонт об'єктів водопідготовки і водоочищення, об'єктів зберігання, переробки та утилізації побутових твердих і рідких відходів життєдіяльності населених пунктів, армування бетонних споруд, що експлуатуються в умовах високої напруги електромагнітних полів і різниці потенціалів (боксы ЯМР-томографії, опорні конструкції високовольтних ліній та підстанцій), будівництво мостів, гідротехнічних споруд, укріплення берегових ліній, реконструкція споруд, що знаходяться під постійним впливом морської води чи інших агресивних чинників і т. д.

В результаті перерахунку проектів зі сталевую арматурою на альтернативні з використанням базальтопластикової арматури, окрім помітно якісних технологічних характеристик, досягається 30% економічний ефект (Коваль П.М., Гримак О.Я. [93]). Окрім цього, використання базальтопластикової арматури допомагає мінімізувати витрати на транспортних перевезеннях, вантажно-розвантажувальних роботах, ремонтних роботах, а також не потребує додаткового захисного шару бетону, оскільки базальтопластиковая арматура не кородує.

Отже, заміна сталевую арматури на неметалеву виключає пошкодження армованих конструкцій через корозію сталі та руйнування захисного шару бетону, дозволяє зберегти якість і попередній зовнішній вигляд конструкцій в процесі їх експлуатації, знизити експлуатаційні витрати за рахунок збільшення міжремонтного періоду. Неметалеву композитну арматуру (НКА) рекомендують (Коваль П.М., Клімов Ю.А., Солдатченко О.С. [93,140,143]) використовувати в бетонах, які характеризуються зниженою захисною дією по відношенню до сталевую арматури:

- в бетонах на портландцементі з вмістом лугів не більше 0,6% шлакопортландцементі, пуццолановому цементі, змішаних в'язучих (гіпсоцементно-пуццолановому, цементах з низькою водопотребою, з високим вмістом активних мінеральних добавок тощо);

- в монолітних бетонах з хлористими протиморозними добавками, які не містять лугів (хлорид кальцію ХК, нітрат-хлорид кальцію НХК, нітрат-хлорид кальцію з сечовиною НХКС та ін.);
- в крупнопористих бетонах для дренажних труб, легких крупнопористих бетонах, монолітних бетонах;
- для армування конструкцій, що піддаються впливу агресивних хлоридних середовищ: тротуарних плит, дорожніх покриттів та ін.

Рекомендованою областю застосування НКА є, в тому числі, зовнішній шар тришарових панелей і гнучкі в'язі, які дозволяють поліпшити зовнішній вигляд будівлі, зокрема, прибрати патьоки іржі і підвищити теплотехнічні характеристики стін.

КА використовується в тих випадках, коли її унікальні характеристики найбільш необхідні, а недоліки – не критичні. Приклади застосування композитної арматури наведені на рис.1.3.



Рис.1.3 Використання композитної базальтопластикової арматури

1.2 Огляд існуючих нормативних і авторських методів розрахунку несучої здатності, тріщиностійкості та деформативності прогінних бетонних конструкцій, армованих НКА

З 60-х років XX століття в різних країнах розроблялися норми та рекомендації з розрахунку бетонних конструкцій, армованих НКА. Переважно, вони гармонізовані з нормами розрахунку залізобетонних конструкцій із урахуванням особливостей фізико-механічних властивостей НКА. Всі ці норми базуються на даних експериментальних досліджень, вони ґрунтуються на принципі розрахунку конструкцій за методом граничних станів. Перша група граничних станів передбачає розрахунок за несучою здатністю, друга група – за придатністю до нормальної експлуатації.

В СРСР науково-дослідним інститутом залізобетону (НИИЖБ) в 1978 році були розроблені рекомендації Р-16-78 з розрахунку конструкцій зі склопластиковою арматурою [184].

В 1996 році в Європі були розроблені рекомендації Eurocrete [13], в Японії рекомендації JSCE [32]. У Канаді в 2000 році були розроблені рекомендації з розрахунку мостів з НКА CAN/CSA S6-00 [10], а також в 2002 р. – будівель з НКА – CAN/CSA S806-02 [11].

У США розроблено ряд норм, серед них: в 2003-му році 2-га редакція норм "Конструкції, армовані НКА" – ACI 440, 1R-03 [65]; в 2004 р. ACI 440, 4R (попередньо напружені конструкції з НКА) [63], в 2006 році стандарт ACI 440, 1R-06 [64].

У Швеції в 1999 р. розроблені рекомендації ISE (Institution of Structural Engineers) [30], в 2006 р. в Італії - норми з армування НКА [14], в 2007 р. введений в дію Fib bulletin 40 (НКА в бетонних і залізобетонних конструкціях) [25,26], в 2010 р. – Fib bulletin 55, Model Code 2010 (загальні положення з проектування конструкцій, в тому числі з неметалевою арматурою) [24].

У 2012 році в Російській Федерації був введений в дію новий стандарт [92] для армування бетонних конструкцій, який регламентує використання НКА.

В Україні під керівництвом проф. Клімова Ю.А. у цьому ж році був розроблений держаний стандарт України [110] з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з НКА на основі базальто- і склоровінгу.

Всі норми з розрахунку та проектування конструкцій з НКА поділяються на два напрямки:

1. Північноамериканський, в якому несуча здатність визначається за формулою:

$$\varphi R_n \geq S, \quad (1.1)$$

де R_n – опір перерізу як функція характеристичних показників матеріалів;

φ – узагальнений коефіцієнт надійності, величина якого залежить від механізму і виду руйнування;

S – зусилля в перерізі від зовнішніх розрахункових навантажень та впливів.

2. Європейський, який базується на умові:

$$R \geq S, \quad (1.2)$$

де R – розрахунковий опір перерізу як функція розрахункових характеристик матеріалів, тобто характеристичних значень, поділених на коефіцієнт надійності за матеріалом;

S – зусилля у перерізі від зовнішніх розрахункових навантажень та впливів.

Надійність у Європейських нормах [14,25,30] забезпечується коефіцієнтами надійності за матеріалами і навантаженнями, а в американських і канадських [10,65] – узагальненими коефіцієнтами надійності за несною здатністю і коефіцієнтами надійності за навантаженням. В японських нормах [32] застосовуються обидва ці напрямки.

В загальному вигляді розрахункове значення міцнісних (деформативних) характеристик матеріалів R за пропозицією П.М. Коваля і О.Я. Грімака [93] знаходять за виразом:

$$R = \eta R_n / \gamma_R, \quad (1.3)$$

де η – коефіцієнт умов роботи;

R_n – характеристичне значення міцності чи деформативності елемента;

γ_R – коефіцієнт надійності по матеріалу.

Італійські норми CNR-DT 203 [14] рекомендують значення коефіцієнта надійності для НКА $\gamma = 1,5$ для розрахунків за першою групою граничних станів і $\gamma = 1,0$ – для другої групи. В бюлетені fib [25] і Model Code 2010 [24] коефіцієнт надійності для першої групи граничних станів приймається не меншим від 1,25. В рекомендаціях НІИЖБ [184] коефіцієнт надійності по матеріалу був встановлений 1,3.

В українських нормах ДСТУ-Н [172] коефіцієнт надійності для НКА встановлений $\gamma_{sf} = 1,5$, що відповідає нормативним документам інших країн.

Розрахунки за першою групою граничних станів у нормах розвинених країн світу, виконуються для визначення несучої здатності конструкцій, армованих НКА. Основні передумови, закладені в основу розрахунків прогінних конструкцій і у зарубіжних країнах, і в Україні, практично, збігаються та мають вигляд:

- НКА і бетон працюють сумісно;
- на всіх стадіях роботи конструкції справедливою є гіпотеза плоских перерізів;
- робота бетону на розтяг не враховується;
- деформування бетону як у розрахунках із сталевую арматурою;
- НКА працює аж до руйнування пружно;
- робота бетону на розтяг не ураховується.

При армуванні бетонних балкових елементів НКА розрізняють два основних розрахункових випадки: руйнування по стиснутій зоні бетону і руйнування по розтягнутій арматурі. Норми ACI [65] і CSA [15] пропонують визначати розрахунковий випадок за величиною коефіцієнта армування:

$$\rho_{fb} = 0,85\beta_1 \frac{f'_c E_f \varepsilon_{cu}}{f_{fu} E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}}, \quad (1.4)$$

де $0,85\beta_1$ – емпіричний коефіцієнт норм АСІ, який ураховує перехід до умовної прямокутної епюри стиснутої зони бетону;

f'_c – розрахункова міцність бетону на стиск, яка дорівнює f_{cd} ;

f_{fu} – розрахункова міцність НКА на розтяг, яка дорівнює f_{fd} ;

E_f – модуль пружності НКА;

ε_{cu} – гранична відносна деформація бетону на стиск.

Визначається також коефіцієнт $\rho_f = A_f / b \times h$, і за порівнянням коефіцієнтів ρ_f і ρ_{fb} визначається розрахунковий випадок. При $\rho_f < \rho_{fb}$ руйнування нормального перерізу може відбутися по розтягнутій арматурі, а при $\rho_f > \rho_{fb}$ – по стиснутій зоні бетону як у випадку переармованого нормального перерізу. В залежності від розрахункового випадку вказані норми пропонують розрахункові формули для визначення несучої здатності нормальних перерізів, що базуються на казаних вище передумовах та емпіричних формулах.

Фахівці вважають, що оптимальне армування нормальних перерізів залізобетонних прогінних конструкцій, при якому раціонально використовуються бетон і сталева арматура коливається межах 1...2%, а для бетонних елементів, армованих НКА рекомендоване значення ρ_{fb} є близьким до 0,5% [25].

У зарубіжних нормах розрахунки за другою групою граничних станів включають розрахунки за деформаціями та за утворенням і розкриттям тріщин. Їх виконують за дії характеристичних ($n = 0,65F_u$) навантажень. Додатково здійснюється перевірка несучої здатності з урахуванням дії тривалих і циклічних навантажень за допустимими напруженнями. При цьому, розрахунок за деформаціями виконується за умовою:

$$f \leq f_u \quad (1.5)$$

де f – розрахунковий прогин при характеристичному навантаженні;

f_u – допустиме значення прогину конструкції, яке залежить від її розмірів.

Розрахунковий прогин визначається методами будівельної механіки з урахуванням властивостей бетону та НКА. При визначенні прогинів елементів, армованих НКА, Європейські норми використовують розрахункові моделі, наведені в Єврокоді 2 [22]. В них сумарний прогин визначається за формулою:

$$\delta = \delta_2 \xi + \delta_1 (1 - \xi), \quad (1.6)$$

де δ_1 – прогин, визначений без урахування тріщин;

δ_2 – прогин, визначений із врахуванням значення моменту інерції бетонного перерізу, зменшеного тріщинами:

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^m, \quad (1.7)$$

де M_{cr} , M_{max} – відповідно, момент тріщиноутворення і максимальний розрахунковий момент.

У розрахунках залізобетонних конструкцій емпіричні коефіцієнти приймаються рівними $\beta = 1,0$; $m = 2,0$. Експериментальні дослідження β і m [140,146] показали можливість використання цих емпіричних коефіцієнтів для бетонних конструкцій з НКА при умові забезпечення сумісної роботи НКА з бетоном.

Характерно що, канадські [15] та японські [32] норми також застосовують у розрахунках прогинів конструкцій з НКА методики, що базуються на методах розрахунку залізобетонних конструкцій.

Визначення моменту тріщиноутворення для бетонних елементів, армованих НКА, усі зарубіжні норми використовують методики такі ж, як і у розрахунках залізобетонних.

Розрахунок за розкриттям тріщин виконується за умовою [95]:

$$W_k \leq W_{k,ult}, \quad (1.8)$$

де W_k – розрахункова ширина розкриття тріщин при характеристичних навантаженнях;

$W_{k,ult}$ – гранично допустима ширина розкриття тріщин.

Гранично допустима ширина розкриття тріщин для конструкцій з НКА приймається більшою, ніж у залізобетонних, ураховуючи те, що НКА не кородує у вологому та агресивному середовищі.

Ширина розкриття тріщин бетонних конструкцій, армованих НКА, Fib [26] обчислюється за рекомендаціями Єврокоду 2, як і при розрахунку залізобетонних конструкцій:

$$w_{cr} = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm}, \quad (1.9)$$

де $\beta = 1,3$;

ε_{sm} – відносні деформації сталевोї арматури, які визначаються за формулою:

$$\varepsilon_{sm} = \delta_s \frac{\left(1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\delta_{sr}}{\delta_s}\right)^2\right)}{E_s}, \quad (1.10)$$

де β_1 – емпіричний коефіцієнт, який характеризує зчеплення арматури з бетоном ($\beta_1 = 1,0$ для арматури періодичного профілю з високими показниками зчеплення; $\beta_1 = 0,5$ для гладкої арматури);

β_2 – емпіричний коефіцієнт, який характеризує тривалість навантаження ($\beta_2 = 1,0$ при короткочасному навантаженні, $\beta_2 = 0,5$ для довготривалому навантаженні);

s_{rm} – середня величина кроку тріщин, що визначається за формулою:

$$\varepsilon_{sm} = 50 + 0,25 k_1 k_2 \frac{d}{P_r}, \quad (1.11)$$

де k_1 – емпіричний коефіцієнт, який характеризує зчеплення арматури з бетоном ($k_1 = 0,8$ для арматури періодичного профілю з високими показниками зчеплення; $k_1 = 1,6$ для гладкої арматури);

k_2 – емпіричний коефіцієнт, який характеризує тип роботи конструкції ($k_2 = 0,5$ для елементів, що згинаються; $k_2 = 1,0$ для центрально розтягнутих конструкцій).

Нормативний документ [172], що діє в Україні, розроблений на основі теоретичних і експериментальних досліджень, виконаних під керівництвом проф. Клімова Ю. А.

В Настанові [172] розрахункові значення опору НКА на розтяг f_{fd} визначаються за формулою:

$$f_{fd} = \frac{f_{fk}}{\gamma_{sf}}, \quad (1.12)$$

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

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

Очевидно, що коефіцієнт надійності для НКА, прийнятий в [172], відповідає європейським нормам. Так, італійські норми CNR-DT 203 [14] встановлюють значення $\gamma = 1,5$ для розрахунків за першою групою граничних станів і $\gamma = 1,0$ – для другої. В бюлетені Fib [26] та ModelCode [24] у розрахунках за першою групою граничних станів значення коефіцієнта надійності рекомендується приймати 1,25 і більше.

В Україні згідно з Настановою [172] розрахунок конструкцій, армованих НКА, регламентується виконувати по аналогії з діючими в Україні нормами розрахунку залізобетонних конструкцій. При цьому, відбувається заміни розтягнутої сталеві арматури на неметалеву з лінійною діаграмою її роботи. У розрахунках за другою групою граничних станів конструкцій з НКА гранична ширина розкриття тріщин [172] не повинна перевищувати 0,4 мм, згідно естетично – психологічних

вимог за ДСТУ [107], і 0,8 мм – в інших випадках. В зарубіжних нормах гранична ширина розкриття тріщин у конструкціях з НКА також приймається більшою, ніж у залізобетонних.

П.М. Коваль і О.Я. Гримак [145] стверджують, що граничні зусилля в перерізах необхідно визначити згідно з п. 3.62 – 3.71 ДБН В.2.3-14 [96], виходячи з таких передумов:

- опір бетону на розтяг приймається таким, що дорівнює нулю;
- опір бетону на стиск обмежується напруженнями, що дорівнюють $R_b = f_{cd}$, і рівномірно розподіллений у межах умовно стиснутої зони бетону;
- опір базальтопластикової арматури на розтяг обмежується розрахунковими опорами арматури на розтяг $R_{fd} = f_{fd}$.

У роботах [93,142,192] несуча здатність нормальних перерізів прогінних бетонних конструкцій, армованих базальтопластиковою арматурою, традиційно визначається, виходячи з умов сумісності деформацій КА і прилеглого бетону, рівноваги внутрішніх сил у розрахунковому перерізі, а також характеру їх руйнування. Згідно з гіпотезою плоских перерізів розглядаються три форми напружено-деформованого стану плоских перерізів, які обумовлюють характер руйнування конструкцій, що згинаються. Руйнування може відбуватись або в результаті розриву розтягнутої базальтопластикової арматури, або в результаті роздроблення стиснутої зони бетону. Проміжний стан, який характеризується одночасним досягненням граничних деформацій в бетонній стиснутої зони і в розтягнутій базальтопластиковій арматурі. Такий проміжний деформований стан отримав назву збалансованого перерізу [93].

Авторами [93,192] запропоновані алгоритми розрахунку міцності нормальних перерізів балкових базальтобетонних елементів, наведений на рис.1.4. та рис.1.5.

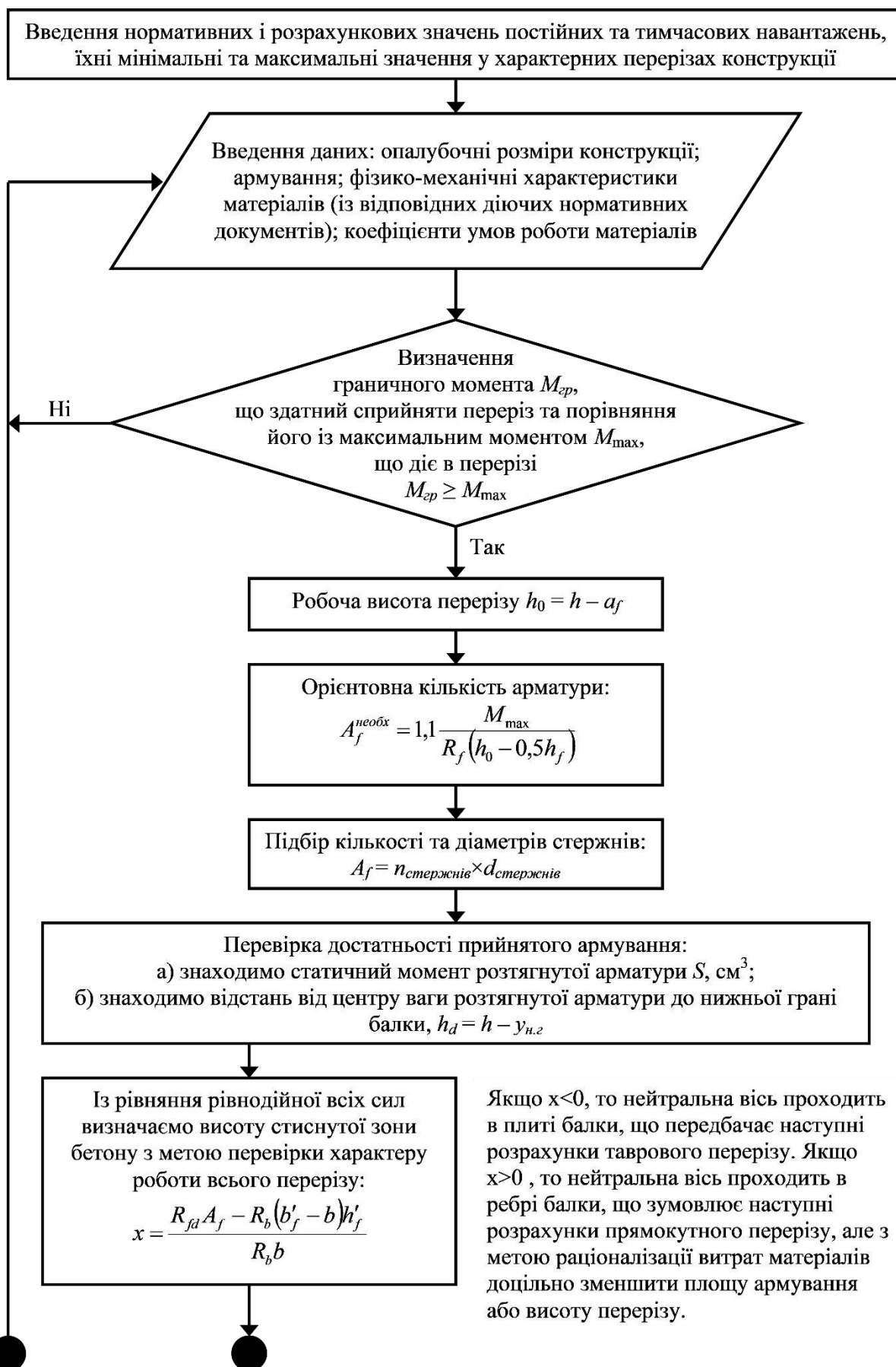
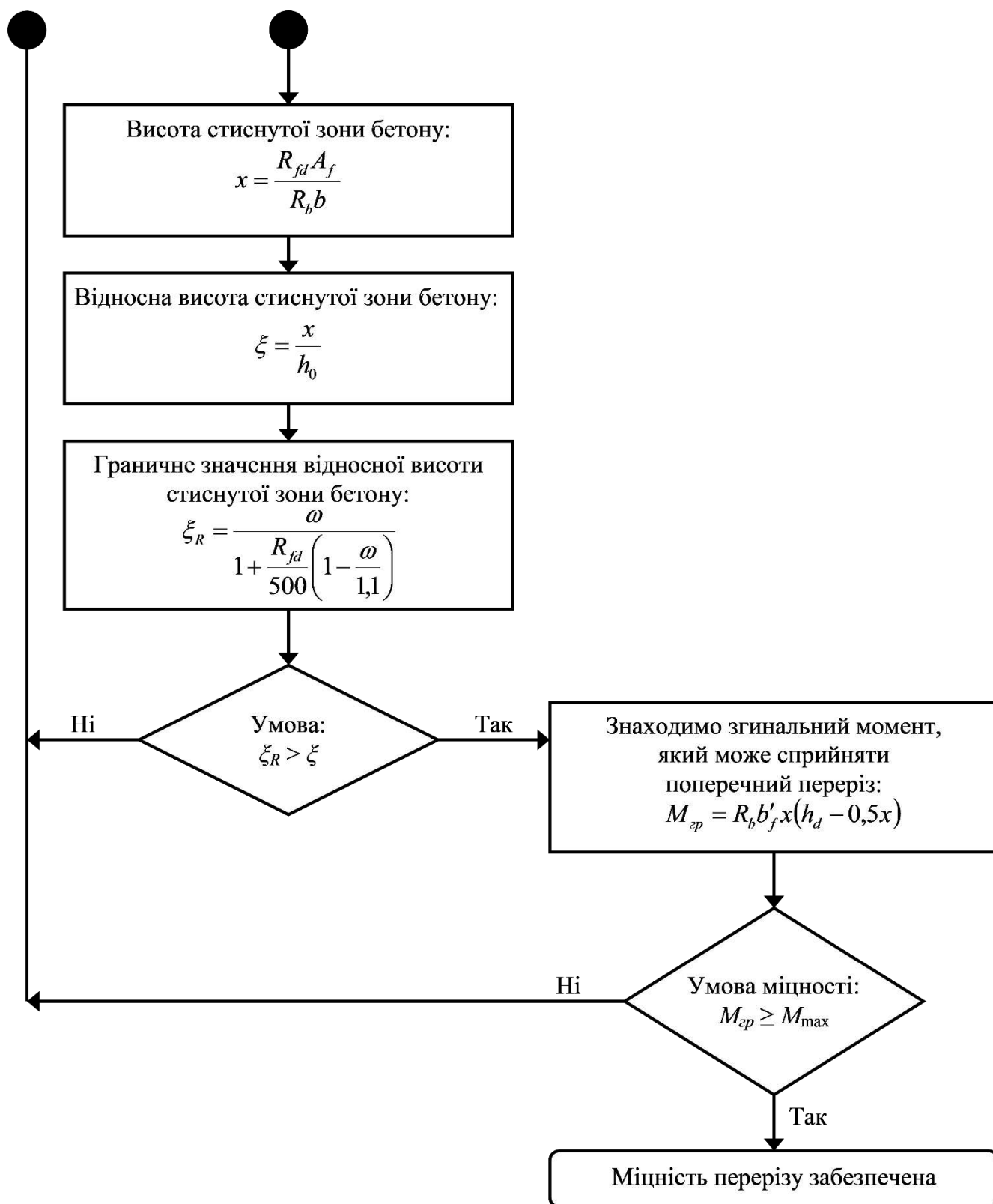


Рис. 1.4 Алгоритм розрахунку міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі балкових базальтобетонних елементів за [93].



Продовження рис. 1.4 Алгоритм розрахунку міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі балкових базальтобетонних елементів за [93].

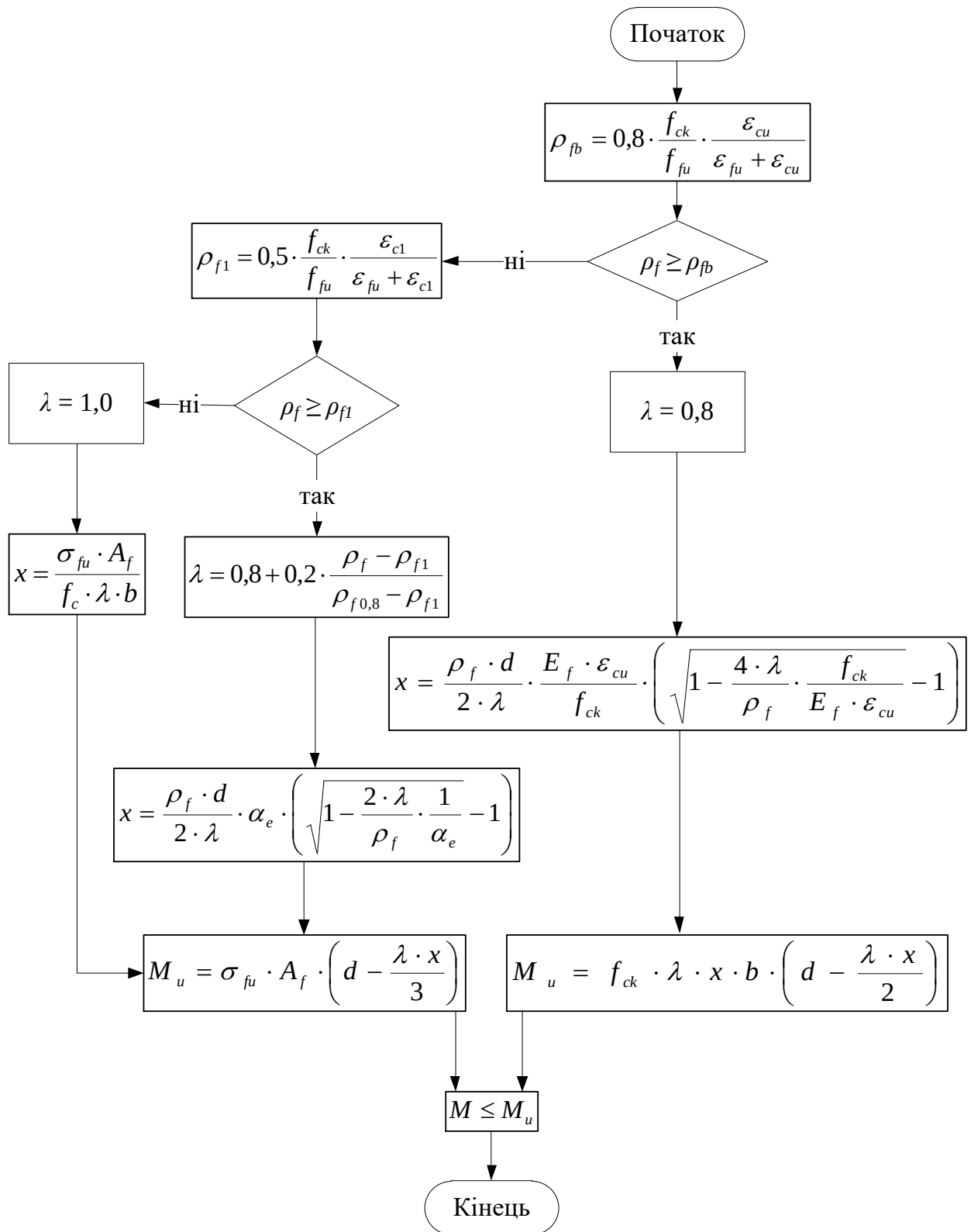


Рис. 1.5 Алгоритм розрахунку міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі балкових базальтобетонних елементів за [192] .

1.3 Вітчизняний та зарубіжний досвід конструювання, проектування та застосування бетонних конструкцій, армованих КА, з урахуванням агресивності середовища експлуатації

У 1978 році НІИЖБ [184] видав рекомендації для розрахунку конструкцій зі склопластиковою арматурою. Основне застосування композитної арматури в даному документі зводиться до конструкцій з попереднім напруженням. Він містить коефіцієнти умов роботи, які дозволяють урахувати зниження міцності властивостей НКА у зв'язку з тривалою дією навантажень, а також з нерівномірним розподілом напружень.

У 1980 році Н.П. Фролов [208] в своїй праці зробив підсумки різних досліджень напружено-деформованого стану бетонних конструкцій, армованих склопластиковою арматурою, проведених в СРСР до 1980-х. Автором досліджень проаналізовано вплив агресивного середовища і температури на несучу здатність цих конструкцій. Були вивчені різні методи виробництва склопластикової арматури, а також відзначений їх вплив на кінцеві властивості отриманої арматури.

У 2000-х роках Brik V.B.[8], Dolan C.W.[16] і Nanni A.[43] також займалися дослідженнями і впровадженням конструкцій, армованих КА. В результаті при розробці норм з розрахунку і проектування бетонних конструкцій, армованих КА, в Америці і Канаді за основу були взяті саме дослідження Nanni A.[43] У даній роботі узагальнені результати досліджень із застосування попередньо-напруженої КА в бетонних конструкціях. У роботах [40,51,148,150,186,207] наведені графіки і дослідні значення залежності повзучості КА від тривалості навантаження, що має велике практичне значення.

Бетонні конструкції з базальтопластиковою арматурою без попереднього напруження в США в 1998 – 2003 роках досліджував Brik V.B.[7,8]. Автор випробував 11 балок різного перетину прольотами 750-900 мм. Отримані результати порівнювали з результатами випробування балок – близнюків зі сталевим армуванням. Зразки з гладкою базальтопластиковою арматурою руйнувалися внаслідок недостатньої величини зчеплення арматури з бетоном та її проковзування в бетоні.

Дисертаційна робота R. Fico [27] була виконана в рамках розробки італійських

норм з розрахунку і проектування конструкцій з НКА. Автором проведено порівняльний аналіз різних вимог різних норм, що відносяться до розрахунку конструкцій з неметалевою арматурою. В рамках дослідження було проведено математичне моделювання великої кількості бетонних зразків, армованих композитної арматурою. При проведенні чисельного експерименту було враховано велику кількість варійованих факторів. Виконано зіставлення вимог норм різних країн. Автором відзначена незадовільна збіжність експериментальних і відповідних теоретичних значень [27,48].

Ю.А. Клімов [140] вивчав хімічну стійкість композитної арматури на основі скловолокна та базальтового волокна до впливу агресивних хімічних середовищ. Були досліджені міцнісні характеристики арматури. При визначенні несучої здатності конструкцій, армованих КА, автором відзначена можливість використання базових розрахункових закономірностей розрахунку залізобетону. Експериментально встановлені дані зчеплення композитної арматури з бетоном. Досліджена несуча здатність бетонних балкових елементів, армованих базальтопластиковою арматурою [33,41,47,56,58,59,148,200].

Проект українських норм ДСТУ є редакцією раніше виданих українських норм з розрахунку залізобетонних конструкцій [107]. Аналіз даного документа показує, що розрахунки конструкцій, армованих КА, потрібно виконувати відповідно до чинних норм розрахунку залізобетонних конструкцій. При цьому, приймається лінійна діаграма деформування КА при розтязі. Даний документ не передбачає використання додаткових коефіцієнтів умов роботи для НКА [107].

У 2012 році НІИЖБ розробив науково-технічний звіт за темою «Конструкції з композитною неметалевою арматурою. Огляд і аналіз зарубіжних і вітчизняних нормативних документів» [148]. У даному звіті детально проаналізовані розрахункові положення існуючих на той час норм проектування конструкцій з НКА.

У 2014 році Кустікова Ю.О. [150] займалася вивченням зчеплення бетону з базальтопластиковою арматурою. В рамках цих досліджень вона здійснила експериментально-теоретичні дослідження несучої здатності бетонних міні-балок, армо-

ваних базальтопластиковою арматурою. Були встановлені величини зчеплення базальтопластикової арматури з бетоном. Зроблено порівняння експериментальних і розрахункових даних.

У 2015 році Рахмонов А. Д. [186] провів експериментальні дослідження НДС нерозрізних балок з різним вмістом базальтопластикової арматури в опорних зонах багатопролітних балок. Прольотна зона дослідних зразків була армована сталевією арматурою. Автор запропонував вдосконалену методику для розрахунку несучої здатності багатопрогінних нерозрізних бетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою в опорних частинах. Розрахунок балок здійснюється з використанням реальних діаграм стану бетону, базальтопластикової і сталевієї арматури. Дана розрахункова модель дозволяє урахувувати перерозподіл зусиль між опорними і пролітними перетинами.

Що стосується рекомендацій та необхідних розрахункових коефіцієнтів для конструкцій, армованих базальтопластиковою арматурою, то їх майже немає ні в одних міжнародних нормах, окрім СП [80], доповненого в 2015 році додатком Л "Розрахунок конструкцій з композитною полімерною арматурою".

У табл. 1.1 наведено хронологічний огляд появи найважливіших документів з розрахунку і проектування бетонних конструкцій, армованих КА.

Таблиця 1.1

Відомості про публікацію основних документів з проектування бетонних конструкцій, армованих КА

Рік видання	Назва документу
1978	НИИЖБ опублікував рекомендації щодо розрахунку конструкцій зі склопластикової арматури
1987	Японське суспільство цивільних інженерів (JSCE) створило комісію з питань КМ
1991	EUROCRETE (Європа) опублікував звід рекомендацій з проектування та розрахунку конструкцій з КА
1997	Японське суспільство цивільних інженерів (JSCE) опублікувало звід рекомендацій з проектування та розрахунку конструкцій з КА

Продовження таблиці 1.1

1998	CSCE (Канада) опублікував звіт рекомендацій щодо застосування КА при будівництві мостів
1999	Опубліковані Шведські національні норми проектування для конструкцій з КА Японське будівельна асоціація опублікувала рекомендацій з модернізації існуючих бетонних споруд в зоні сейсмічної активності за допомогою армування КМ
2001	Дослідницький центр ISIS (Канада) видав інструкцію з використання КА в якості робочої арматури Американський інститут бетону (ACI) опублікував першу версію рекомендацій щодо розрахунку конструкцій з КА в якості робочої арматури
2002	Canadian Standard Association опублікувала набір рекомендацій щодо розрахунку будівель із застосуванням КА (CAN / CSA-S806- 02) Cur building and infrastructure опублікувало набір рекомендацій щодо застосування КА (Голландія)
2003	Американський інститут бетону (ACI) опублікував другу версію рекомендацій щодо розрахунку конструкцій з КА в якості робочої арматури
2004	Американський інститут бетону (ACI) опублікував ACI 440.3R (рекомендації з випробувань) та ACI440R4 (попередньо напружений бетон з КА) Національний дослідницький департамент Італії опублікував рекомендації для конструкцій із зовнішньою КА (CNR-DT 200/2004) НИИЖБ опублікував технічні рекомендації ТР 013-1-04, щодо використання НКА в бетонних конструкціях
2006	Національний дослідницький департамент Італії опублікував рекомендації щодо розрахунку конструкцій, армованих КА (CNR-DT2006) 203/2006) Американський інститут бетону (ACI) опублікував ACI440.1R (керівництво з проектування бетонних конструкцій, армованих БА та СА) Canadian Standard Association опублікувала набір рекомендацій щодо проектування мостів и шосе із застосуванням КА (CAN / CSA-S6- 06)
2008	Американський інститут бетону (ACI) опублікував ACI440.2R (керівництво з проектування зовнішнього армування бетонних конструкцій з використанням БА)
2010	Опубліковано СТО 83269053-001-2010 з використання КА для транспортного виробництва
2012	В Росії публікується ГОСТ 31938-2012 для КА Опублікований СП 63.13330.2012, в якому Додаток Л розроблений для розрахунку конструкцій з КА

Продовження таблиці 1.1

	СТО НОСТРОЙ в Росії опублікував стандарт з використання НКМ в бетонних та гідротехнічних конструкціях
	В Україні публікується ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012 для проектування конструкцій з НКА
2016	В Україні публікується ДСТУ Б В.2.7-312:2016 для НКА
2017	Опублікований СП 295.1325800.2017 з правилами проектування КА

Досвід експлуатації показує, що у залізобетонних конструкціях морських споруд руйнування захисного шару бетону і корозію сталевих арматур в зоні змінного рівня води можна виявити вже через 3-10 років після їх зведення. Арматура схильна до корозії із-за агресивного впливу навколишнього середовища, чому сприяють розкриття тріщин у бетоні під навантаженням, локальні пошкодження або дефекти. В роботі Фролова [208] наведені результати обстежень технічного стану залізобетонних конструкцій, які експлуатувалися в реальних умовах діючого технологічного процесу. Розглядалися конструкції на заводах синтетичних волокон (кисле середовище), на комбінатах і складах мінеральних добрив (сольова корозія). На підставі результатів обстеження автором [208] були зроблені наступні висновки:

1) Термін експлуатації залізобетонних конструкцій на заводах синтетичних волокон не перевищує 4-5 років внаслідок впливів розчинів сірчаної кислоти різних концентрацій, а також сірководню і сірчистого газу. Під дією даного агресивного середовища відбувається інтенсивна корозія та руйнування сталевих арматур, а також цементного каменю. Наприклад, на кислотній станції Світлогорського заводу штучного волокна залізобетонні панелі перекриття над технологічними тунелями необхідно замінювати кожні 4 роки експлуатації;

2) Термін служби залізобетонних конструкцій скорочується до семи років при впливі солей на конструкції, які експлуатуються на складах і комбінатах мінеральних добрив.

Очевидно, що використання НКА в конструкціях, які піддаються впливу агресивних середовищ, є доцільним і обґрунтованим.

С.С. Жаврид [111] був обраний критерій залишкової міцності арматури після впливу на неї агресивного середовища. В роботі була визначена залишкова міцність склопластикової арматури після витримки її в агресивному вологому середовищі бетону. Дані цих досліджень дозволили отримати характеристики порівняльної стійкості склопластикової і сталеві арматури у залежності від часу, проведеного в агресивному середовищі (рис.1.6). Зразки арматури перебували в тілі бетонних призм і їх випробували до занурення в агресивне середовище і після тривалої витримки в ньому. Отримані результати послужили вихідними даними для побудови графіків залежності (рис.1.6) залишкової міцності арматури від часу, проведеного в агресивному середовищі. Дані дослідження дозволили встановити, що у всіх вологих середовищах відбувається зниження міцності склопластикової арматури, а ступінь зниження залишкової міцності арматури залежить від вологості бетону і не залежить від виду цементу [111,184]. Автором досліджень [111] були зроблені наступні висновки:

а) склопластикову арматуру не слід застосовувати в конструкціях, виготовлених з цементних бетонів, які експлуатуються у вологому стані;

б) при проектуванні конструкцій, армованих склопластиковою арматурою, які експлуатуються в повітряному середовищі з вологістю понад 70%, необхідно враховувати зниження міцності арматури протягом усього терміну експлуатації таких конструкцій;

в) при експлуатації конструкцій, армованих склопластиковою арматурою в повітряному середовищі з відносною вологістю менше 70% слід враховувати зниження міцності арматури всього на 10% на весь термін експлуатації конструкції.

При застосуванні склопластикової арматури в конструкціях гідротехнічних споруд слід враховувати постійне зниження її міцності.

Дослідження базальтопластикової арматури свідчать про високу стійкість базальтового волокна до лугу [147, 177]. Крім того, дані дослідження показали, що багаторазове заморожування і відтавання при температурі мінус 20 ° С і мінус 50 ° С, а також у водній витяжці з цементу істотно не знижують міцність базальтопласт-

тикової арматури. Тривале зберігання стержнів базальтопластикової арматури у сухому бетоні не впливає на міцність цієї арматури. У вологому бетоні руйнівне навантаження для стержнів знижується до 15%. При цьому, її модуль пружності не знижується навіть після експозиції в гарячих лугах.

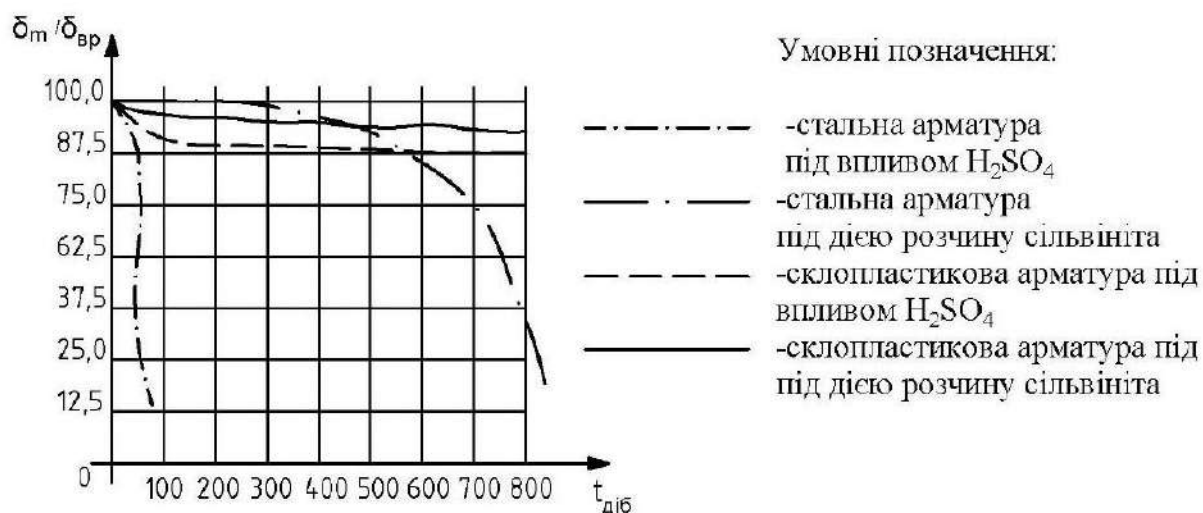


Рис. 1.6 Порівняння стійкості склопластикової та високоміцної сталевій арматури в агресивних середовищах за [111]

Базальтове волокно має такі ж позитивні властивості як і скловолокна: висока корозійна і хімічна стійкість до впливу агресивних середовищ, зокрема таких, як розчини солей та кислот. У порівнянні зі склопластиковою арматурою базальтопластикові є лугостійкою, а також стійкою по відношенню до морської води. У табл. 1.2 представлені дані щодо хімічної стійкості базальтових волокон у порівнянні зі скловолокном [177].

Таблиця 1.2

Залежність хімічної стійкості арматури від виду волокна за [177]

Вид волокна	Хімічна стійкість H_2O (втрата міцності, %)	Хімічна стійкість $2NaOH$ (втрата міцності, %)	Хімічна стійкість $2NHCl$ (втрата міцності, %)
Базальтове волокно	1,6	2,8	2,2
Скловолокно	6,2	6,0	38,9

Перспективність базальтопластикової арматури обумовлена невисокою вартістю основної сировини - базальтових волокон, а також їх фізико-хімічними властивостями і наявністю у світі значних запасів базальту. Волокно з базальту перевершує скляне волокно за гігроскопічністю в 40 разів, а також за стійкістю до агресивних середовищ, що робить базальтопластикову арматуру більш привабливою для застосування у гідротехнічному будівництві [175].

Як видно з табл. 1.2, базальтові волокна мають кращу хімічну стійкість, а також стійкість як до лужного, так і кислотного середовища, що дозволяє більш широко використовувати даний вид НКА у будівництві. Ці властивості базальтових волокон відкривають широкі перспективи для застосування даної арматури для конструкцій морських споруд, які експлуатуються при впливі змінного зволоження, розчинів солей, хімічних і лужних середовищ. Встановлено, що максимальну стійкість до лужного середовища має базальтове волокно, отримане з діабазів і амфіболитів.

1.4 Висновки за розділом 1

На основі аналізу результатів експериментально-теоретичних досліджень бетонних конструкцій, армованих НКА, можна зробити наступні висновки:

1. В кінці минулого – на початку нинішнього тисячоліття використання КА в будівництві збільшується з кожним роком. Область застосування постійно розширюється завдяки таким властивостям, як корозійна стійкість, висока міцність на розтяг, мала вага, низька теплопровідність, діелектричність та дімагнетичність тощо.
2. До негативних властивостей КА слід віднести крихкість та ламкість КА у поперечному напрямку, повзучість за дії тривалих навантажень, низький модуль пружності та низька вогнестійкість.
3. Найбільшу кількість досліджень бетонних елементів, армованих НКА, вчені присвятили конструкціям зі склопластиковою арматурою. Особливості напружено- деформованого стану бетонних конструкцій з базальтопластиковою арматурою досліджені ще недостатньо.

4. Систематизація теоретичних та експериментальних досліджень на даний час завершилась в Україні виданням у 2012 році Настанови [172], у 2015 році в Росії додатку Л для СП [80] та більш ранніх зарубіжних публікаціях, наведених в табл. 1.1. Вони, в основному, базуються на аналогіях з розрахунком залізобетонних конструкцій, що не завжди реально відображає роботу бетонних конструкцій з КА.
5. На основі аналізу результатів досліджень хімічної стійкості, фізико-механічних властивостей та практики застосування КА в будівництві очевидно є доцільність використання базальтової арматури в цивільному та дорожньому будівництві, для гідротехнічних споруд, а також для споруд, до яких не пред'являються особливі умови, в тому числі щодо вогнестійкості конструкцій.
6. Порівняння опублікованих дослідних даних з результатами розрахунків несучої здатності базальтобетонних конструкцій за наявними вітчизняними та зарубіжними нормами, а також авторськими методиками показує незадовільну, їх збіжність. При цьому, лівова частка публікацій приходить на визначення несучої здатності нормальних перерізів конструкцій з НКА за першою і другою групами граничних станів, в той час, як вивчення міцності їхніх похилих перерізів знаходиться ще у зародковому стані і залишається, практично, не висвітленим.

Аналіз даної проблеми дозволив сформулювати мету та завдання досліджень, наведені у вступі дисертації.

РОЗДІЛ 2. МАТЕРІАЛИ, МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРЕМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ОСНОВНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ДОСЛІДНИХ ЗРАЗКІВ

2.1 Вибір дослідних факторів. Планування натурних експериментів

Аналіз літературних даних показав, що питання впливу статичного і малоциклового навантаження на напружено-деформований стан приопорних ділянок залізобетонних елементів, що згинаються, вивчене в недостатній мірі та вимагає проведення більш детальних і системних досліджень з урахуванням того, що вони армовані композитною арматурою. В першу чергу необхідно з'ясувати: яким чином впливають конструктивні фактори і фактори зовнішнього впливу на основні параметри несучої здатності дослідних елементів з метою уточнення фізичної моделі їх роботи.

Абдалла Х.Х. [60], Залєсов О.С. [116], Клімов Ю.А. [140], Карпюк В.М. [127], Коваль П.М. [142], Мірсаяпов І.Т. [162] і багато інших вчених відзначають, що основним, найбільш значимим, конструктивним чинником є величина прольоту зрізу, a/h_0 , другим за ступенем впливу є клас бетону, C , а третім - коефіцієнт поперечного армування, p_w . Практика показала, що розподіл основних параметрів несучої здатності елементів, що досліджуються, підпорядковується нормальному закону Гауса, що дає можливість використовувати для цих цілей метод найменших квадратів і математичну теорію планування експерименту.

На підставі викладеного при проведенні експериментальних досліджень в якості змінних були обрані фактори, представлені в табл.2.1.

Заплановані дослідження є продовженням раніше прийнятого системного підходу до комплексного вивчення впливу конструктивних чинників і факторів зовнішнього впливу на несучу здатність похилих і нормальних перетинів звичайних бетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою (BFRP), а також звичайних залізобетонних балок з аналогічними конструктивними чинниками і сталеною арматурою.

На кафедрі залізобетонних конструкцій та транспортних споруд ОДАБА ра-

ніше були проведені дослідження за аналогічним планом B_4 за п'ятьма серіями відповідно до плану і завдань держбюджетних тем «Розрахункові моделі силового опору складнонапружених прогінних залізобетонних конструкцій з урахуванням дії малоциклового навантаження високих рівнів» (номер державної реєстрації – U

та «Розробка розрахункових моделей прогінних залізобетонних конструкцій при

Таблиця 2.1

Характеристика дослідних факторів та рівнів їх варіації,
6 серія

а № дп/п, нкод	Натуральні значення	Рівні зміни		
		«-»	«0»	«+»
о X_1 м	Відносний проліт зрізу, a/h_0	1	2	3
у X_2	Клас бетону, С, МПа	C16/20(B20)	C30/35(B35)	C40/50(B50)
н X_3	Коефіцієнт поперечного армування, ρ_{fw}	0,0014 (2ø4АКБ800)	0,0032 (2ø6АКБ800)	0,0057 (2ø8 АКБ800)

а

П Дослідні фактори доцільно апроксимувати поліномом другого ступеня, тому що вони можуть впливати нелінійно на функцію виходу. У зв'язку з цим запланована серія експериментів виконана за трифакторним трирівневим Д-оптимальним планом Бокса B_3 , який забезпечує однакову точність прогнозування вихідного параметру в області, описуваній радіусом, що дорівнює 1 (починаючи від нульової точки). План експерименту в кодованих і натуральних значеннях факторів представлений в табл .2.2.

У запланованих дослідженнях з використанням базальтопластикової арматури було передбачено здійснити випробування дослідних зразків – балок, призм і кубів, виготовлених відповідно до представленого плану, на дію поступово зростаючого пропорційного статичного навантаження до настання граничного стану, тобто,

е
ф

о

п

практично, до руйнування в 6-й (з базальтопластиковою арматурою) та серії дослідів для визначення їх фактичної (еталонної) несучої здатності. Всього було виготовлено і випробувано $15+15=30$ напівнатурних дослідних балок з розмірами $1975 \times 200 \times 100$ мм, сотні кубів та призм.

Таблиця 2.2

План експерименту в кодованих і натуральних значеннях факторів з бетонними балками, армованими базальтопластиковою арматурою періодичного профілю АКБ800 (6 серія)

№ дослідів експерименту	Кодовані значення факторів			Натуральні значення факторів		
	X_1	X_2	X_3	a/h_0	C, МПа	$p_w(\varnothing \text{АКБ800})$
1	2	3	4	5	6	7
1	+	+	+	3	C40/50	0,0057(2 $\varnothing$ 8)
2	+	+	-	3	C40/50	0,0014(2 $\varnothing$ 4)
3	+	-	-	3	C16/20	0,0057(2 $\varnothing$ 8)
4	+	-	-	3	C16/20	0,0014(2 $\varnothing$ 4)
5	-	+	+	1	C40/50	0,0057(2 $\varnothing$ 8)
6	-	+	-	1	C40/50	0,0014(2 $\varnothing$ 4)
7	-	-	+	1	C16/20	0,0057(2 $\varnothing$ 8)
8	-	-	-	1	C16/20	0,0014(2 $\varnothing$ 4)
9	+	0	0	3	C30/35	0,0032(2 $\varnothing$ 6)
10	-	0	0	1	C30/35	0,0032(2 $\varnothing$ 6)
11	0	+	0	2	C40/50	0,0032(2 $\varnothing$ 6)

Продовження таблиці 2.2

12	0	-	0	2	C16/20	0,0032(2ø6)
13	0	0	+	2	C30/35	0,0057(2ø8)
14	0	0	-	2	C30/35	0,0014(2ø4)
15	0	0	0	2	C30/35	0,0032(2ø6)

У дисертаційній роботі для порівняння представлені також результати досліджень 1 серії дослідів з металевою арматурою класу А500С та однаковими іншими конструктивними чинниками. Системність підходу проведених експериментальних досліджень полягає в тому, що їх результати можна порівнювати за серіями і вони доповнюють один одного, оскільки дослідні зразки-балки ідентичні за конструкцією, виготовлені із заданих планом однакових класів бетону з використанням відповідної арматури згідно з планом експерименту, що дає можливість отримати адекватні експериментально – статистичні залежності вихідних параметрів несучої здатності балок від дослідних факторів та дозволить більш обґрунтовано розробити фізичну модель їх опору навантаженням.

2.2 Конструкція і армування дослідних елементів. Склад бетонів, їхня міцність та деформаційні характеристики

Дослідні зразки являють собою вільно оперті однопрогінні балки прямокутного перерізу з розмірами 1975×200×100мм з розрахунковою довжиною прольоту $L = 9 \cdot h_0 = 1575\text{мм}$, де h_0 – робоча висота перерізу, яка дорівнює 175мм. Балки армуються двома плоскими в'язаними каркасами з поздовжньою верхньою і нижньою арматурою по 2ø14АКБ800. Поперечна арматура на приопорних ділянках і по довжині балок складається з 2 ø 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.2.1, 2.2, 2.3.

Для виготовлення дослідних зразків-балок використовується звичайний важкий бетон класу С16/20, С30/35 і С40/50 на гранітному щебні фракцій 5...10мм, кварцовому піску з модулем крупності 1,5...2,5. В якості в'язучого використовується звичайний портландцемент марки 500 без добавок. Для зменшення водоцементного відношення, поліпшення легкоукладності бетонної суміші та скорочення термінів набору міцності бетону в усіх дослідях використовується комплексна добавка Релаксол – СЗ - Р (атестат акредитації НААУ № ІА 6.002.Н.592, сертифікат відповідності ISO 9001 №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. 2.3, 2.4, 2.5. Ущільнення бетонної суміші здійснюється на спеціальному вібростолі зі стандартними характеристиками.

Таблиця 2.3

Дослідний склад бетону класу міцності на стиск С16/20

Клас бетону	Натуральні значення дослідних факторів							
	на 1 м ³				на 1 балку V=0,0395м 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 2.4

Дослідний склад бетону класу міцності на стиск С30/35

Клас бетону	Натуральні значення дослідних факторів							
	на 1 м ³				на 1 балку V=0,0395м 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 2.5

Дослідний склад бетону класу міцності на стик С40/50

Клас бетону	Натуральні значення дослідних факторів							
	на 1 м ³				на 1 балку V=0,0395м 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

В процесі виготовлення зразків-балок в кожному дослідні з тією ж бетонної суміші виготовляються по 6 бетонних кубів розмірами 100*100*100мм і 4 призми розмірами 400*100*100мм, 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 [108], ДСТУ Б.В.2.6-7-95 [109], [161]. Таким чином, всього випробувано 90 бетонних кубів і 60 призм. Для зменшення усадочних деформацій і забезпечення нормальних умов твердіння бетону дослідних зразків протягом 90 ... 120 діб вони витримували 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.2.6, 2.7.

Таблиця 2.6

Осереднені дослідні значення характеристик міцності і деформаційних властивостей бетону по класах

Клас бетону	Середня міцність бетону, МПа				Модуль пруж- ності бетону, МПа		Коефіцієнт Пуассона, $\mu_c = \nu_c$		Граничні від- носні дефор- мації стис- нення, $\times 10^{-5}$	
	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

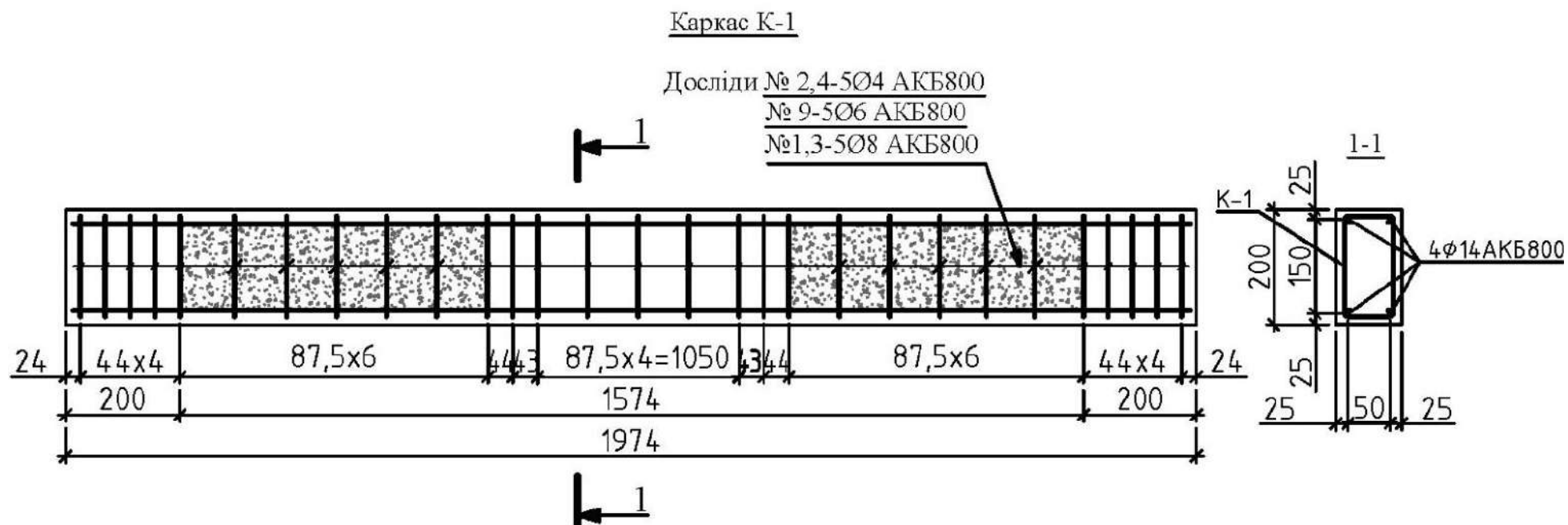


Рис. 2.1. Конструкція і армування дослідних зразків балок з малим прольотом зрізу ($a/h_0=3$)

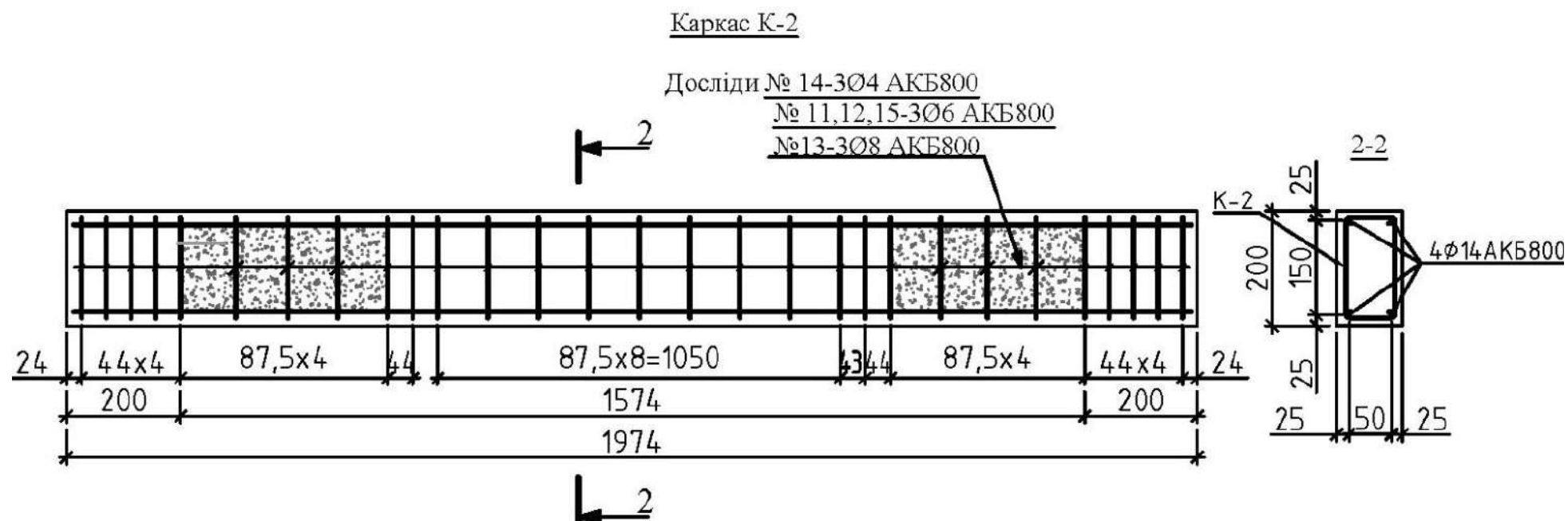


Рис. 2.2. Конструкція і армування дослідних зразків балок з малим прольотом зрізу ($a/h_0=2$)

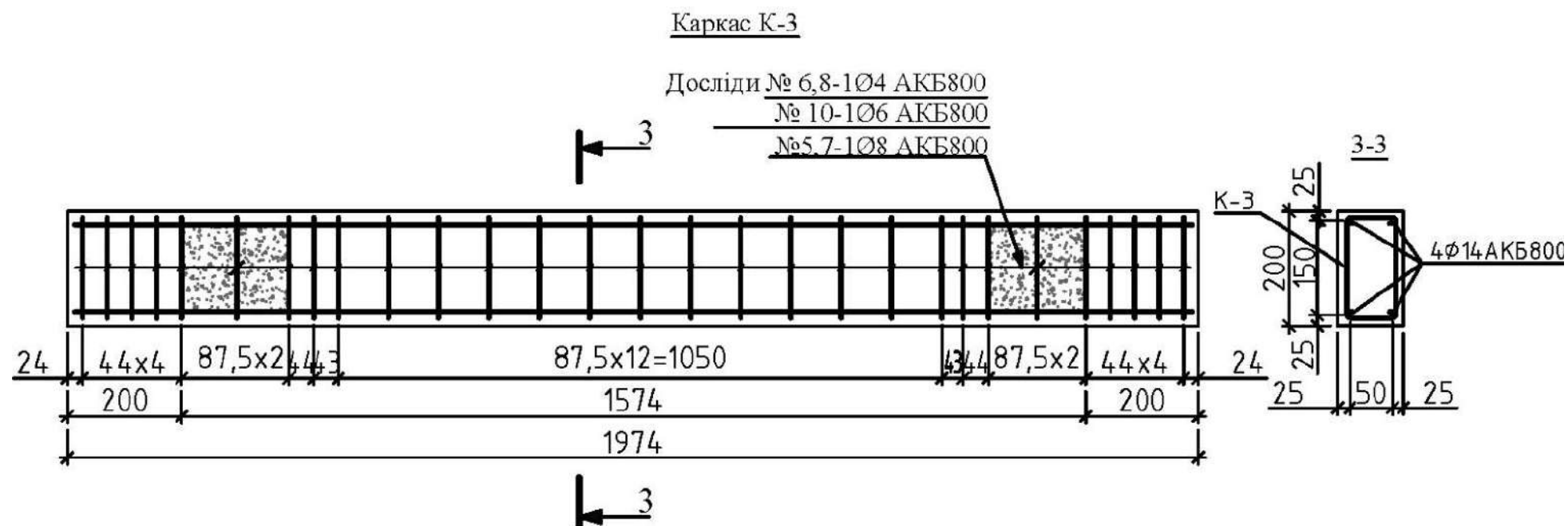


Рис. 2.3. Конструкція і армування дослідних зразків балок з малим прольотом зрізу ($a/h_0=1$)

Таблиця 2.7

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 стисненні, МПа	20,0	35,7	64,2	800
2	Гранична міцність при розтягуванні, 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

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

Для випробування дослідних зразків-балок була запроектована та виготовлена спеціальна універсальна силова установка (рис. 2.4).

Плоский поперечний згин дослідної балки в силовій установці створювався за допомогою гідравлічного домкрата ДГ-50 і підсиленої металевої двотаврової 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. 2.4 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 кожному ступені складала 10-15 хвилин з усіма вимірами на початку і в кінці кожного ступеня навантаження та фіксацією появи нових і розвитку старих тріщин.

Для запобігання зминання бетону в місцях прикладання навантаження і опорних реакцій використовували розподільні пластини шириною 30мм, 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. 2.5.

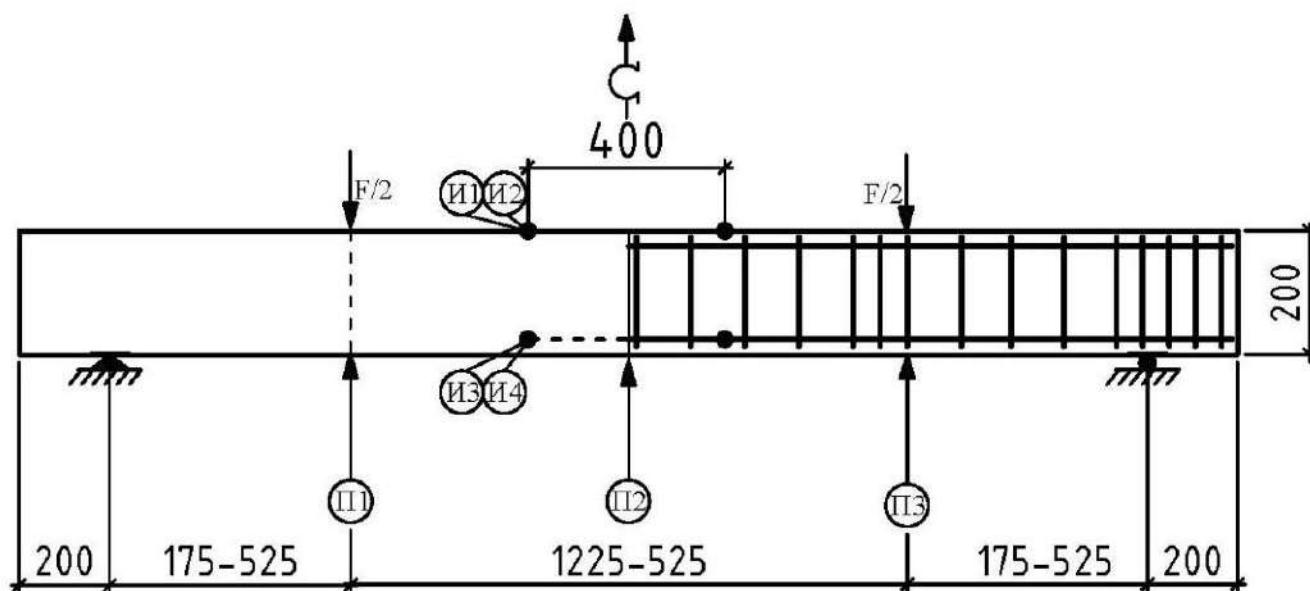


Рис. 2.5 Схема розташування вимірювальних приладів в дослідних зразках

Ширина розкриття похилих і нормальних тріщин визначалася за допомогою мікроскопа марки МПБ-2 (рис.2.6) з ціною поділки 0,05мм. Ширину розкриття нормальних тріщин заміряли на рівні розташування нижньої розтягнутої арматури, а похилих тріщин – в прольоті зрізу в місці, де вона візуально здавалася найбільшою.

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. 2.6 Мікроскоп марки МПБ-2

Призми випробовували по аналогії з балками відповідно до рекомендацій ДСТУ Б В.2.7-217: 2009 [108] на пресі марки ЗІМ П-125. Дослідні зразки-призми піддавалась дії короткочасного статичного навантаження. Навантаження на зразки подавали ступенями, витримка на кожному ступені становила 5 хвилин. Картина випробувань зазначених зразків показана на рис. 2.7.



Рис. 2.7 Схеми випробування бетонних призм і кубів

2.4 Повні діаграми деформування металевої та базальтопластикової арматури, використаного бетону

Вивченню діаграм деформування бетону присвячені роботи таких авторів, як: Бабича Є.М. [68], Залого В.Ф. [117], Лубина Дж. [155], Школи Ю.А. [213] та ін. Відповідно до положень норм з проектування залізобетонних конструкцій ДСТУ [78], [79] 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, Т.А. Мухамедієва,

М.А. Сапожникова [122,124,123], О.Ф. Яременка, М.М. Сороки, В.С. Дорофєєва, В.Ю. Барданова [216, 214, 215, 103], Л.Л. Лемиша [151, 152], В.Н. Мітасова, В.В. Михайлова [163], Ю.П. Гушчі [94], Є.В. Клименка, М.Я. Шпінталя, В. Альхарірі [138], Т.І. Мамедова [159], О.Б. Пірадова, В.І. Аробелідзе [179], Л.І. Стороженка [196], В.І. Веретенникова, А.А. Бармотіна [85], Н.Г. Маткова [160], І.А. Узуна [204], К.Л. Сурова, С.В. Григор'єва [197], В.Е. Ящука [217] та ін.

Широко відомі пропозиції щодо аналітичному опису діаграм деформування бетону Ю.А. Іващенко [120], Г.Г. Соломєнцева [193], В.С. Дорофєєва [103], В.Ю. Барданова [76] та ін.

Байков В.М. [70,71] запропонував степеневу функцію п'ятого порядку для описання діаграми деформування бетону при стиску:

$$\sigma = A\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u}\right) + B\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u}\right)^2 + C\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u}\right)^3 + D\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u}\right)^4 + F\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u}\right)^5, \quad (2.1)$$

де ε_u – гранична деформація стиснутого бетону;

A, B, C, D, F – постійні коефіцієнти.

В.М. Байков, С.А. Мадатян та ін. в роботі [176] наводять уточнені аналітичні вирази для діаграми розтягу арматурної сталі шляхом введення додаткової в порівнянні з [158] 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 були отримані в результаті обробки та аналізу значного обсягу проведених експериментів [72,73,77].

$$\begin{aligned}
E_b &= 54,6 R_b / (R_b + 20), \\
\varepsilon_R &= [235 - 81 / (1 + 775 \cdot 10^{-4} R_b^2)] \cdot 10^{-5}, \\
\varepsilon_u &= [235 + 320 / (1 + R_b^3 \cdot 6 \cdot 10^{-5})] \cdot 10^{-5}
\end{aligned}
\tag{2.2}$$

Для аналітичного опису діаграми $\varepsilon_b - \sigma_b$ при стиску авторами [72,73,77] був прийнятий поліном п'ятого ступеню:

$$\sigma_b = R_b \sum_{k=1}^5 \alpha_k (\varepsilon_b / \varepsilon_{bR})^k,
\tag{2.3}$$

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 [173]. 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:

$$\sigma(\varepsilon) = \sigma_i + \sum_{n=1}^3 m_{in} (\varepsilon - \varepsilon_i)^n, \quad i = -3, -2, \dots, 4
\tag{2.4}$$

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. 2.8), які задовільно апроксимуються залежностями А.М. Бамбури [72].

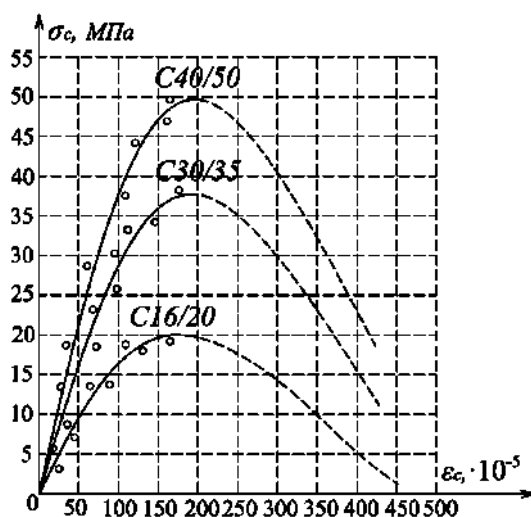


Рис. 2.8 Осереднені дослідні діаграми деформування бетонних призм за класами бетонів у проведених експериментах

Т.М. Пецольд і В.В. Тур [178] приводять повні діаграми деформування бетонів різної міцності, отримані експериментальним шляхом (рис. 2.9). Як видно з цих графіків, зі зростанням короткочасної 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 пологої низпадну гілку. У разі застосування високоміцних бетонів, їхні розрахункові характеристики повинні вводитися в розрахунок з більшим 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 [178] відзначають, що досить складно підібрати єдину математичну залежність, придатну для апроксимації всіх дослідних даних. При проектуванні залізобетонних конструкцій норми [190] і [21] 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:

$$\sigma_c = f_c \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (2.5)$$

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

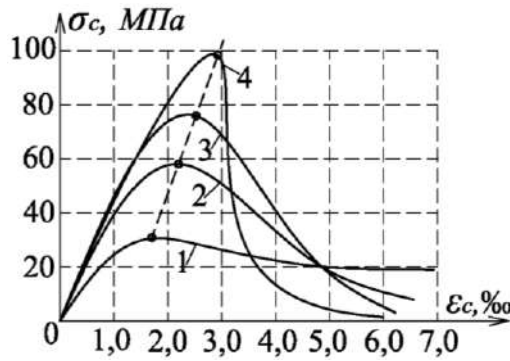


Рис. 2.9 Залежність « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » для бетонів різної міцності:

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

$$k = 1,1 E_{c,nom} \frac{|\varepsilon_{cl}|}{f_c} \quad (2.6)$$

Пропозиції з аналітичного опису діаграм розтягу арматурних сталей зробив С.А. Мадатян в роботі [158]. Він наводить функції, запропоновані А.Є. Надаї, Ф. Бергесом, Рембергом, Остгудом, 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 [158]:

$$\varepsilon_s = \sigma_s E_s + m (\sigma_s / \sigma_{s,0.2} - \eta)^3, \quad (2.7)$$

Практика показала доцільним використання опису діаграми в кусочно-лінійному вигляді (рис. 2.10) за [83].

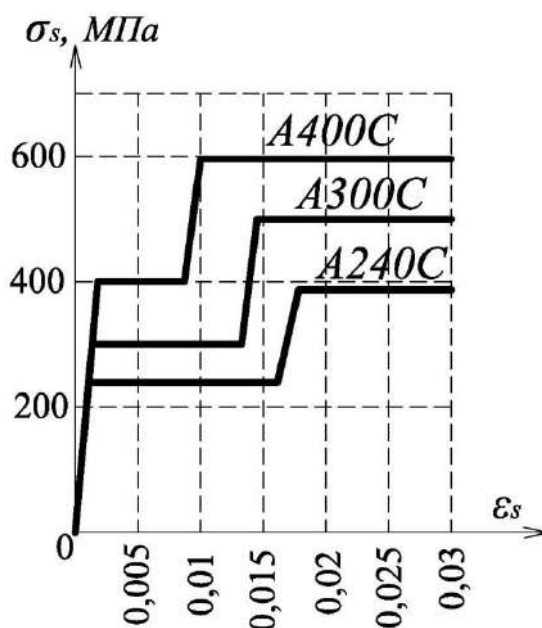


Рис. 2. 10. Ідеалізовані розрахункові діаграми розтягу використаних у серії 1 арматурних сталей з фізичною площадкою текучості за даними [83]

Для армування бетонних конструкцій зазвичай використовують неметалеву композитну арматуру діаметром 4,6,8,10,12 мм згідно [203] та діаметром 3,5,6,8,10,12,14,16,18,20,22,25,25,32 мм згідно [202].

Основною характеристикою міцності композитної неметалевої арматури є характеристичне значення опору на розтяг, що відповідає значенням, які встановлені у [202, 203].

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

$$f_{fd} = \frac{f_{fk}}{\gamma_{sf}} \quad (2.8)$$

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

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

Розрахункові значення опору неметалевої композитної арматури на стиск слід приймати:

$$f_{fcd} = 0,2 f_{fd} \quad (2.9)$$

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 [202, 203], а відносні деформації видовження арматури ε_{f0} при досягненні напружень розрахункового опору f_{fd} визначаються за формулою:

$$\varepsilon_{f0} = \frac{f_{fd}}{E_f} \quad (2.10)$$

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 деформацій видовження для всієї номенклатури діаметрів неметалевої композитної арматури наведені у ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012 [110].

При розрахунку конструкції з неметалевою композитною арматурою у якості розрахункової діаграми стану деформування арматури приймають діаграму, що наведена на рис. 2.12.

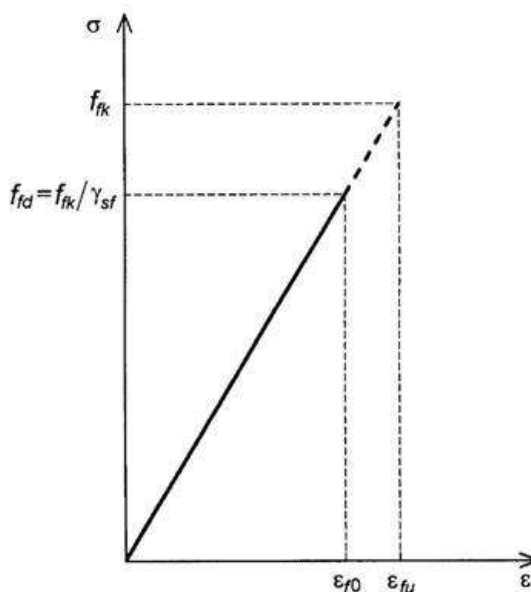


Рис. 2.12 Діаграма напруження-деформації розтягу композитної арматури

2.6 Висновки за розділом 2:

1. Використання математичної теорії планування експерименту, прийнятий план і рівні варіювання конструктивних чинників та факторів зовнішнього впливу дозволяють застосувати комплексний підхід до вивчення розглянутих явищ, порівнювати отримані результати.

2. Отримання необхідних достовірних результатів обумовлене використанням універсальної силової установки, детально розробленою методикою експериментальних досліджень та застосуванням сучасних вимірювальних приладів.

3. Дослідні зразки-балки мають напівнатурні розміри і дозволяють в повній мірі дослідити механізм їх деформування, тріщиноутворення та руйнування без застосування теорії подібності для перенесення отриманих результатів на інші подібні елементи.

4. Конструкція дослідних зразків-балок дозволяє в повній мірі експериментально вивчити тріщиностійкість, деформативність та міцність непереармованих прогінних залізобетонних елементів.

5. Навантаження дослідних зразків зосередженими силами є найбільш поширеним способом випробування будівельних конструкцій у лабораторних умовах. Він дає можливість чітко прогнозувати ділянки появи похилих і нормальних тріщин, розділяючи їх, раціонально розташовувати вимірювальні прилади.

РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРЕМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ, ТРИЩИНІСТІЙКОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ ДОСЛІДНИХ БАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ, АРМОВАНИХ МЕТАЛЕВОЮ І БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ

Однією з найбільш важливих і недостатньо вивчених проблем, як у теорії залізобетону, так і в реальному проектуванні є опір бетонних елементів, армованих базальтопластиковою арматурою, сумісній дії поперечних сил і згинальних моментів за дії статичного навантаження високих рівнів.

Основні нормативні документи і рекомендації з розрахунку конструкцій з НКА розроблені у США, Канаді, Японії, Великобританії, Італії на протязі останніх 23 років на основі норм з розрахунку і проектування залізобетонних конструкцій зі сталлюю арматурою. В Україні та Росії підготовлені, відповідно, Настанова [172] та додаток Л до СП [80], які можна розглядати як проекти майбутніх нормативних документів.

Специфіка роботи конструкцій з НКА ураховується введенням спеціальних понижуючих коефіцієнтів умов роботи і нормування характеристик матеріалів. Формули для визначення розрахункових параметрів конструкцій з НКА, в цілому, повторяють формули для конструкцій зі сталлюю арматурою. Проте, конструктивні вимоги у більшості випадків прийняті більш обережними порівняно із залізобетонними конструкціями.

У більшій степені опрацьовані питання нормування вимог до скло-, органо- та вуглепластикової арматури. Застосування базальтопластикової арматури поки що недостатньо унормовано.

На основі аналізу результатів досліджень хімічної стійкості, фізико-механічних властивостей та практики застосування КА очевидно є доцільність використання базальтопластикової арматури в цивільному та дорожньому будівництві, для гідротехнічних споруд, а також об'єктів, до яких пред'являються особливі вимоги.

Порівняння опублікованих дослідних даних з результатами розрахунків несучої здатності базальтобетонних конструкцій за наявними вітчизняними та зару-

біжними нормами, а також авторськими методиками показує незадовільну, в цілому, їх збіжність. При цьому, лєвова частка публікацій приходитьсь на визначення несучої здатності нормальних перерізів конструкцій з неметалевою композитною арматурою за першою і другою групами граничних станів, в той час, як вивчення міцності їхніх похилих перерізів знаходиться ще у зародковому стані та залишається, практично, не висвітленим.

Попередні дослідження [100-102], [127] показали, що у залежності від співвідношення конструктивних чинників та факторів зовнішнього впливу руйнування приопорних ділянок плосконапружених прогінних залізобетонних елементів відбувається:

- за схемою ***B/M*** за похилими перерізами при переважній дії згинального моменту в непереармованих ($\rho_{sw} \leq 0.003$ (BrI), $\rho_{ls} \leq 0.018$ (A500C)) звичайних, нерозрізних та попередньо напружених залізобетонних елементах внаслідок текучості поздовжньої робочої арматури в усті небезпечної похилої тріщини та стержнів поперечної арматури, що перетинаються нею;
- за схемою ***C/V*** за похилою тріщиною при переважній дії поперечної сили у балках з відносно великим прольотом зрізу ($a/h_0 = 3$), коефіцієнтами поздовжнього робочого та поперечного армування, відповідно, $\rho_{lf} \geq 0,018$ і $\rho_{sw} \leq 0,0044$ внаслідок текучості поперечної арматури та зрізу або зминання бетону стиснутої зони бетону над вершиною небезпечної похилої тріщини;
- за схемою ***D/cm*** за похилою стислою смугою між двома похилими тріщинами, як правило, в позацентрово стиснутих або попередньо напружених балках з малими прольотами зрізу ($a/h_0 \leq 1$) внаслідок розроблення бетону в цій смузі за траєкторією головних стискаючих напружень;

Мета досліджень у даному розділі полягає в експериментальному вивченні міцності, тріщиностійкості та деформативності базальтобетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою, і створення відповідного банку даних для подальшої розробки фізичної та математичної моделей несучої здатності нормальних і

похилих перерізів прогінних бетонних конструкцій, армованих базальтопластикою арматурою, з урахуванням дії статичного, а згодом і малоциклового навантаження високих рівнів по аналогії з подібними моделями [37,38,128], розробленими для залізобетонних конструкцій.

3.1 Несуча здатність (міцність) дослідних зразків-балок

Неперearмовані дослідні балки були запроєктовані так, щоб їхня міцність за нормальними і похилими перерізами була майже однаковою, але руйнування зразків відбувалося б, все – таки, на приопорних ділянках за відносно плоскими похилими перерізами під дією на завершальному етапі їхньої роботи руйнуючих поперечної сили та пов'язаного з нею згинального моменту з урахуванням дії інших факторів зовнішнього впливу та конструктивних чинників.

У табл.3.1 наводяться отриманні експериментальні данні. Експериментально – статистичні залежності міцності, тобто руйнуючої поперечної сили в натуральних або приведених до розмірів поперечного перерізу виразах, які мають достатню інформаційну користь та показують задовільну збіжність з дослідними даними і характеризують несучу здатність похилих перерізів дослідних елементів, отримали шляхом обробки даних за допомогою ефективної комп'ютерної програми COM-PLEX, розробленої під керівництвом проф. Вознесенського В.А.:

$$\hat{Y}(V_{us}) = 98 - 41x_1 + 12x_2 + 6x_3 + 16x_1^2 - 7x_2^2 - 7x_1x_2, \text{ кН}, \quad (3.1)$$

$$\bar{U} = 5,1\%$$

$$\hat{Y}(V_{us}^{cyc}) = 90 - 36x_1 + 10x_2 + 7x_3 + 18x_1^2 - 6x_2^2 - 6x_3^2 - 8x_1x_2, \text{ мм}, \quad (3.2)$$

$$\bar{U} = 5,1\%$$

$$\hat{Y}(V_{uf1}) = 51,8 - 30,1x_1 + 11,8x_2 + 5,5x_3 + 15,9x_1^2 - 5,5x_2^2 - 2,3x_3^2 - 10,6x_1x_2 - 4,8x_1x_3, \text{ кН}. \quad (3.3)$$

$$\text{Коефіцієнт варіації } \bar{U} = 5,0\%$$

де V_{us} , V_{us}^{cyc} – руйнуюча поперечна сила, відповідно, при статичному і малоцикло- вому навантаженнях залізобетонних балок за [128];

V_{uf1} – руйнуюча поперечна сила при статичному навантаженні бетонних балок, ар- мованих базальтопластиковою арматурою, при тих же значеннях конструктивних чинників.

Таблиця 3.1

Основні параметри несучої здатності залізобетонних (індекси S) та базальтобетон- них (f) балок з однаковою кількістю поздовжньої арматури ($\rho_{ls} = \rho_{lf} = 0,0176$)

№ досліду	План експери- менту			Поперечна сила (V_H , кН), що відповідає руйну- ванню						Характер руйнування балок	
	X_1	X_2	X_3	За даними [128]				V_{uf_1}	$\hat{V}_{uf_1}$ (3.3)	зал. бет.	баз. бет.
				V_{us}	$\hat{V}_{us}$ (3.1)	V_{us}^{cyc}	$\hat{V}_{us}^{cyc}$ (3.2)				
1	+	+	+	69,5	72	65	67	33,4	31,7	⊥, ∠	∠
2	+	+	-	63	60	56	53	30,1	30,3	∠, ⊥	∠
3	+	-	+	67	62	62,5	63	30,1	29,3	⊥	∠
4	+	-	-	50	50	45,5	49	28,0	27,3	∠	∠
5	-	+	+	172	168	155,5	155	125,3	122,7	∠	∠
6	-	+	-	157	156	138	141	98,5	102,1	∠	∠
7	-	-	+	125,5	130	111,5	119	75,2	77,9	∠	∠
8	-	-	-	117	118	104	105	58,2	57,3	∠	∠
9	+	0	0	69	73	65	72	35,1	37,6	∠	∠
10	-	0	0	165	155	156	144	100,2	97,8	∠	∠
11	0	+	0	104	103	98	94	57,6	58,1	∠	∠
12	0	-	0	79	79	73	74	35,1	34,5	∠	∠
13	0	0	+	100	99	90	91	52,6	55,0	∠	∠
14	0	0	-	79	87	73	77	46,4	44,0	∠	∠
15	0	0	0	100	98	88	90	50,0	51,8	∠	∠
$\sum (y_i - \hat{y}_i)^2$				348,5 кН ²		331 кН ²		93,91 кН ²		За ∠ похи- лими пере- різами	
$\sigma = \sqrt{\sum (...)^2 / 14}$				4,99 кН		4,86 кН		2,59 кН			
$v = (6/b_0) * 100, \%$				5,1 %		5,4 %		5,0 %		За ⊥ нор- мальними перерізами	

Представлені адекватні експериментально-статистичні залежності (3.1)...(3.3), названі проф. Вознесенським В.А. математичними моделями [87], мають суттєву перевагу над кореляційними та іншими залежностями тому, що вони дозволяють комплексно оцінити вплив кожного зазначеного вище фактора на визначальні вихідні параметри несучої здатності дослідних балок не тільки зокрема, а й у взаємодії один з одним, а також порівняти величину цього впливу як на залізобетонні балки, так і на бетонні елементи, армовані базальтопластиковою арматурою, за дії ступенево зростаючого статичного навантаження. Геометрична інтерпретація несучої здатності приопорних ділянок дослідних зразків-балок частково представлена на рис. 3.1.

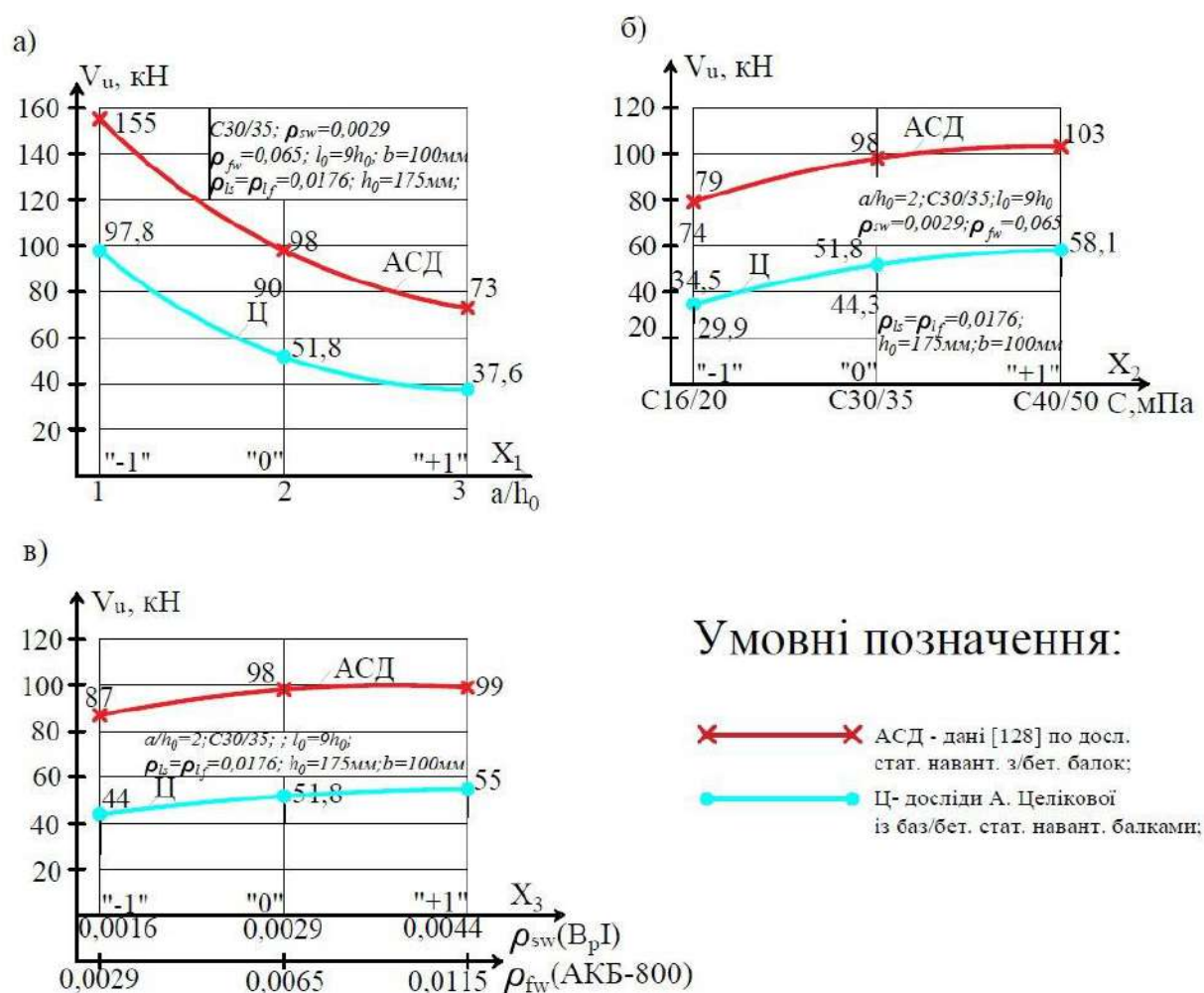


Рис. 3.1 Вплив відносного прольоту зрізу (а), класу бетону (б), кількості поперечної арматури (в) на несучу здатність приопорних ділянок дослідних елементів за статичної дії навантаження

Серед конструктивних чинників найбільший вплив на несучу здатність приопорних ділянок дослідних елементів має величина відносного прольоту зрізу (рис. 3.1, а). В цілому, підтверджується виявлена О.С. Залєсовим, Ю.А. Климовим [116], В.М. Карпюком [38,37,128] та іншими дослідниками закономірність зменшення міцності похилих перерізів балок, армованих як сталевую, так і базальтопластиковою арматурою, зі збільшенням прольоту зрізу за нелінійним законом.

Наступним за величиною впливу є клас бетону. При цьому, при його збільшенні від С16/20 до С40/50 несуча здатність похилих перерізів значно зростає.

Аналогічна картина спостерігається з підвищенням коефіцієнту поперечного армування $\rho_{sw}(B_p I) = 0,0016; 0,0028; 0,0044$, $\rho_{fw}(АКБ - 800) = 0,0029; 0,0065; 0,0115$.

На рис. 3.1 видно, що приведені результати досліджень бетонних балок з НКА добре узгоджуються з попередніми дослідними даними [128].

Аналіз експериментально – статистичних залежностей (3.1) і (3.3) показує, що вони є якісно подібними. Відмінності спостерігаються у кількісних показниках.

Так, несуча здатність похилих перерізів дослідних зразків-балок, виражена через руйнуючу поперечну силу V_u , збільшується по відношенню до середніх їхніх значень (вільних членів b_0), відповідно, 98 та 51,8:

- зі збільшенням класу бетону від С16/20 до С40/50 в серії зі сталюю арматурою на 24%, а в серії із базальтопластиковою – на 46%;
- зі збільшенням кількості поперечної сталеві арматури ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044 і базальтопластикові арматури ρ_{fw} від 0,0029 до 0,0115, відповідно, на 12% та 21%.

Несуча здатність похилих перерізів дослідних зразків-балок, збільшується:

- зі зменшенням відносного прогону зрізу a/h_0 від 3 до 1 у зазначених серіях, відповідно, на 84% та 116%;
- при одночасному зменшенні відносного прольоту зрізу a/h_0 і збільшенні класу бетону С, в серії зі сталюю арматурою на 7%, а в серії із базальтопластиковою – на 20%;

- при одночасному зменшенні відносного прольоту зрізу a/h_0 і збільшенням кількості поперечної базальтопластикової арматури ρ_{fw} від 0,0029 до 0,0115, на 9%.

Наявність квадратичних ефектів при факторах X_1^2, X_2^2, X_3^2 зі знаками, протилежними прямому впливу вказаних чинників, свідчить про те, що за межами зміни дослідних факторів ($a/h_0 > 3$, $C > 40/50$ МПа, $\rho_{sw} > 0,0044$ і $\rho_{fw} > 0,0115$) подальше збільшення a/h_0 не призведе до суттєвого зниження несучої здатності (руйнуючої поперечної сили (рис. 3.1.а), а подальше збільшення класу бетону C (рис. 3.1.б) та кількості поперечної сталевий $\rho_{sw} \geq 0,0044$ і базальтопластикової $\rho_{fw} \geq 0,0115$ арматури (рис. 3.1.в) є недоцільним, оскільки процес збільшення V_u , при цьому, носить затухаючий характер.

Внаслідок значно більшої деформативності (у 4.44 рази) заміна сталевий арматури на базальтопластикову при всіх інших однакових конструктивних чинниках призвела до зниження руйнуючої поперечної сили V_u при статичному навантаженні дослідних зразків-балок, в середньому, на 47%, Характерно, що таке зниження їхньої несучої здатності притаманне на всьому діапазоні зміни конструктивних чинників (рис.3.1).

Усі дослідні базальтобетонні балки зруйнувалися за похилими перерізами в обох або одному (частіше) із прольотів зрізу. Критерієм руйнування дослідних зразків слугували досягнення граничних деформацій в бетоні або арматурі з явними ознаками виникнення в них пластичних деформацій, надмірне розкриття (до 1 мм і більше) похилих тріщин, суттєве збільшення стріли прогинів ($F \geq \frac{1}{100} l_0$), відсутність приросту або деякий спад (до 15%) показів манометра насосної станції силової установки.

Непереармовані ($\rho_{sw} \leq 0,003$ (ВрІ), $\rho_{es} \leq 0,018$ (А500С)) залізобетонні дослідні зразки-балки при ступенево зростаючому статичному навантаженні [128], як правило, руйнувалися за схемою В/М [38], тобто за похилими перерізами при переважній дії згинального моменту внаслідок текучості поздовжньої робочої арматури в усті небезпечної похилої тріщини та поперечної арматури, що перетинається нею. Зі зменшенням кількості поперечної арматури $\rho_{sw} \leq 0,0044$ аналогічні дослідні

елементи з середніми ($a/h_0=2$) і великими ($a/h_0=3$) прольотами зрізу руйнувалися за схемою C/V [38], тобто за похилою тріщиною при переважній дії поперечної сили внаслідок текучості поперечної арматури та зрізу або зминання бетону стиснутої зони над вершиною небезпечної похилої тріщини. При малих прольотах зрізу ($a/h_0 \leq 1$) дослідні залізобетонні балки, як правило, руйнувалися за схемою Д//см [38], тобто за похилою стислою смугою між двома похилими тріщинами внаслідок роздроблення бетону в цій смузі за траєкторією головних стискаючих напружень або його зрізу під впливом максимальних дотичних напружень.

Ураховуючи відносно велику кількість поздовжньої базальтопластикової арматури ($\rho_{ef}=0.0176$), руйнування базальтопластикових балок відбувалося по бетону за похилими тріщинами внаслідок його роздроблення в штучно зменшеній із-за перекочування нейтральної лінії доверху стиснутій зоні над вершиною небезпечної похилої тріщини. При цьому, напруження і деформації у поперечних базальтопластикових стержнях, які пересікаються цією похилою тріщиною, не досягають граничних значень: $\sigma_{fw} = (0,10 - 0,15)f_{fk}$.

3.2 Основні параметри тріщиностійкості дослідних елементів

При випробуванні дослідних зразків-балок зі сталевую та базальтопластиковою арматурою на дію короткочасного одноразового навантаження слідкували також за утворенням, розвитком та шириною розкриття тріщин (табл. 3.2) на їхній поверхні. Ширину розкриття нормальних тріщин визначили на рівні розтягнутої робочої арматури, а похилих – посередині висоти балок в місцях, де візуально вона виявлялася найбільшою.

Процес утворення нормальних та похилих тріщин відбувався прогнозовано: першими утворювалися нормальні тріщини у зоні чистого згину та під зосередженими силами на рівнях навантаження $\eta=0,15 \dots 0,25$ від руйнівного, а перші похилі тріщини з'являлися при навантаженнях $\eta=0,4 \dots 0,6$ від руйнівного.

Слід зазначити, що з ростом величини внутрішніх зусиль утворювалися нові

тріщини, збільшувалася довжина і ширина розкриття існуючих тріщин, а подальший розвиток тріщин визначає інтенсивність поперечного армування в прольотах зрізу. При достатній кількості армування в дослідних зразках відбувалось руйнування за нормальними перерізами а при недостатній – раніше утворені похилі тріщини зливалися в одну магістральну або декілька майже паралельних, утворюючи смугу, за якими, власне, і відбувалось руйнування (див. додаток Б).

3.2.1 Максимальна ширина розкриття нормальних тріщин в зоні «чистого» згину

Максимальна ширина розкриття нормальних тріщин на рівні розтягнутої арматури в зоні чистого згину при заданих планом рівнях одноразового ступенево зростаючого статичного навантаження в серіях зі сталевую і базальтопластиковою арматурою може бути охарактеризована наступними експериментально – статистичними залежностями:

$$\hat{Y}(W_{ks}^{\perp}) = 0,14 + 0,02x_1 + 0,03x_2 + 0,01x_3 + 0,01x_1^2 - 0,03x_2^2 + 0,01x_1x_3 \text{ мм}, \bar{U} = 6,2\% \quad (3.4)$$

$$\hat{Y}(W_{kf1}^{\perp}) = 0,35 + 0,06x_1 + 0,10x_2 + 0,05x_3 + 0,02x_1x_3, \text{ мм}, \bar{U} = 11,5\% \quad (3.5)$$

геометрична інтерпретація якої може бути представлена рис. 3.2.

Аналіз залежностей моделей (3.4) та (3.5) показує, що максимальна ширина розкриття нормальних тріщин в зоні чистого згину в зазначених серіях збільшується порівняно із середніми значеннями 0,14мм та 0,35мм при середніх значеннях інших дослідних факторів:

Таблиця 3.2

Максимальна ширина розкриття нормальних ($\perp$) і похилих (/) тріщин у залізобетонних (індекси S) та базальтобетонних (f) однаково армованих ($\rho_{ls} = \rho_{lf} = 0,0176$) балках при поперечному навантаженні середніх і високих рівнів

№ досліду	План експерименту			Середніх ($\eta=0,65F_u$) рівнів							Перед руйнуванням ($\eta\cong0,95F_u$)			
	X 1	X 2	X 3	$\widehat{W}_{ks}^{\perp cyc}$ (3.4)	$W_{kf1}^{\perp}$ exp	$W_{kf1}^{\perp}$ (3.5)	$\widehat{W}_{ks}^{/}$ (3.6)	$\widehat{W}_{ks}^{/cyc}$ (3.7)	$W_{kf1}^{/}$ exp	$\widehat{W}_{kf1}^{/}$ (3.8)	$W_{kfu1}^{\perp}$ exp	$\widehat{W}_{kfu1}^{\perp}$	$W_{kfu1}^{/}$ exp	$\widehat{W}_{kfu1}^{/}$
1	+	+	+	0,21	0,50	0,58	0,24	0,29	0,50	0,50	0,65	0,75	1,20	1,22
2	+	+	-	0,17	0,45	0,44	0,28	0,35	0,35	0,30	0,55	0,61	1,15	1,14
3	+	-	+	0,14	0,35	0,38	0,30	0,35	0,15	0,14	0,45	0,49	0,70	0,68
4	+	-	-	0,11	0,20	0,24	0,34	0,41	0,05	0,06	0,35	0,35	0,60	0,60
5	-	+	+	0,15	0,40	0,42	0,39	0,44	0,65	0,66	0,65	0,67	1,75	1,72
6	-	+	-	0,15	0,35	0,32	0,38	0,39	0,45	0,46	0,55	0,53	1,60	1,64
7	-	-	+	0,09	0,20	0,22	0,44	0,51	0,25	0,30	0,35	0,41	0,60	0,62
8	-	-	-	0,09	0,18	0,12	0,44	0,45	0,20	0,25	0,25	0,27	0,55	0,54
9	+	0	0	0,17	0,45	0,41	0,29	0,35	0,20	0,25	0,60	0,55	0,90	0,91
10	-	0	0	0,13	0,25	0,29	0,41	0,45	0,45	0,41	0,40	0,47	1,15	1,13
11	0	+	0	0,14	0,45	0,45	0,32	0,37	0,38	0,45	0,65	0,64	1,45	1,43
12	0	-	0	0,08	0,22	0,25	0,38	0,43	0,22	0,15	0,35	0,38	0,60	0,61
13	0	0	+	0,17	0,43	0,40	0,34	0,40	0,40	0,37	0,65	0,58	1,05	1,06
14	0	0	-	0,15	0,25	0,30	0,36	0,40	0,20	0,25	0,35	0,44	0,95	0,98
15	0	0	0	0,14	0,32	0,35	0,35	0,40	0,30	0,30	0,45	0,51	0,95	1,02
$\sum (y_i - \hat{y}_i)^2$				За даними [128]	0,0227 мм ²		За даними [128]	0,0236 мм ²		0,0439 мм ²		0,0108 мм ²		
$\sigma=\sqrt{\Sigma(...)^2/14}$					0,040 мм			0,041 мм		0,056 мм		0,028 мм		
$v=(\epsilon/b_0) * 100, \%$					11,5 %			13,7 %		11 %		2,7 %		

- зі збільшенням величини відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3 у серії зі сталеву арматурою на 29% та 34% у серії з базальтопластиковою арматурою;
- зі збільшенням класу бетону від С 16/20 до С 40/50 на 43% у серії зі сталеву арматурою та на 57% у серії з базальтопластиковою арматурою;
- зі збільшенням кількості поперечного армування у серії зі сталеву ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044 на 14% та у серії з базальтопластиковою арматурою зі збільшенням ρ_{fw} від 0,0029 до 0,0115 – на 29%;
- при одночасному збільшенні прольоту зрізу і збільшенні кількості поперечної арматури в обох серіях на 7%.

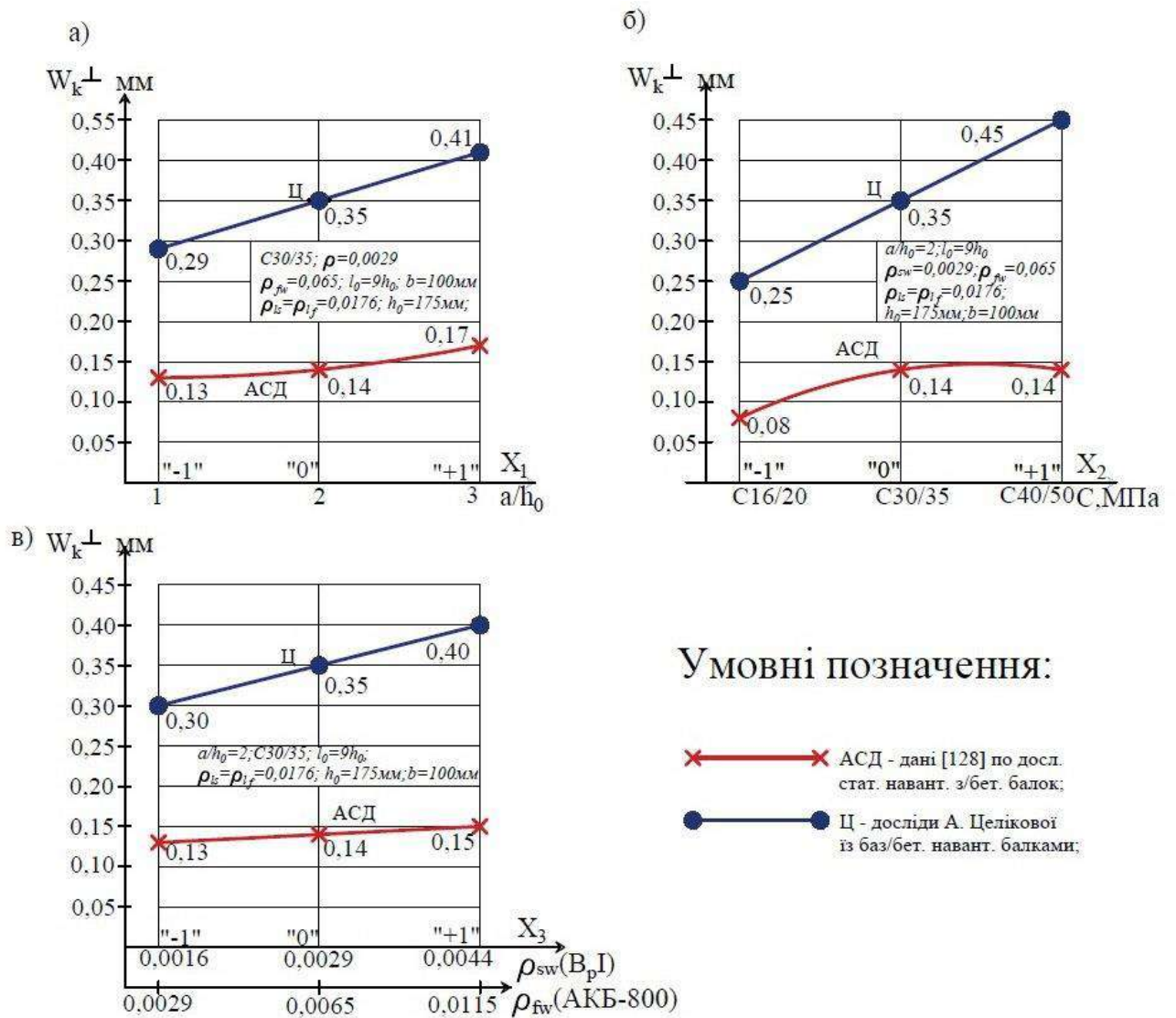


Рис. 3.2 Вплив конструктивних чинників на ширину розкриття нормальних тріщин у дослідних залізобетонних і базальтобетонних балках при статичному їх навантаженні експлуатаційного рівня ($\eta \cong 0,65F_u$).

Наявність позитивного знаку при квадратичному ефекті x_1^2 і від'ємного при x_2^2 свідчить про те, що зі збільшенням відносного прогону зрізу a/h_0 та зменшені класу бетону С за зазначеними межами ширина розкриття нормальних тріщин у залізобетонних балках, відповідно, суттєво збільшиться з відомих причин або залишиться майже без змін у зв'язку з відставанням росту міцності на розтяг від міцності на стиск у високоміцних бетонах.

Як видно із рис. 3.2, ширина розкриття нормальних тріщин у експериментальних базальтобетонних зразках при експлуатаційному рівні навантаження не перевищує допустимих значень.

3.2.2 Максимальна ширина розкриття похилих тріщин на приопорних ділянках

Експериментально – статистичні залежності, які характеризують максимальну ширину розкриття похилих тріщин посередині висоти приопорних ділянок при заданих планом рівнях навантаження у серіях зі сталевую та базальтопластиковою арматурою:

$$\hat{Y}(W_{ks}') = 0,35 - 0,06x_1 - 0,03x_2 - 0,01x_3 - 0,01x_1x_3, \text{ мм}, \bar{U} = 10,4\%; \quad (3.6)$$

$$\hat{Y}(W_{ks}^{cyc}) = 0,40 - 0,05x_1 - 0,03x_2 - 0,03x_1x_3, \text{ мм}, \bar{U} = 6,0\%; \quad (3.7)$$

$$\hat{Y}(W_{kf1}') = 0,30 - 0,08x_1 + 0,15x_2 + 0,07x_3 + 0,03x_1^2 + 0,03x_2x_3, \text{ мм}, \quad (3.8)$$

$$\bar{U} = 13,7\%,$$

геометрична інтерпретація яких відображена на рис. 3.3.

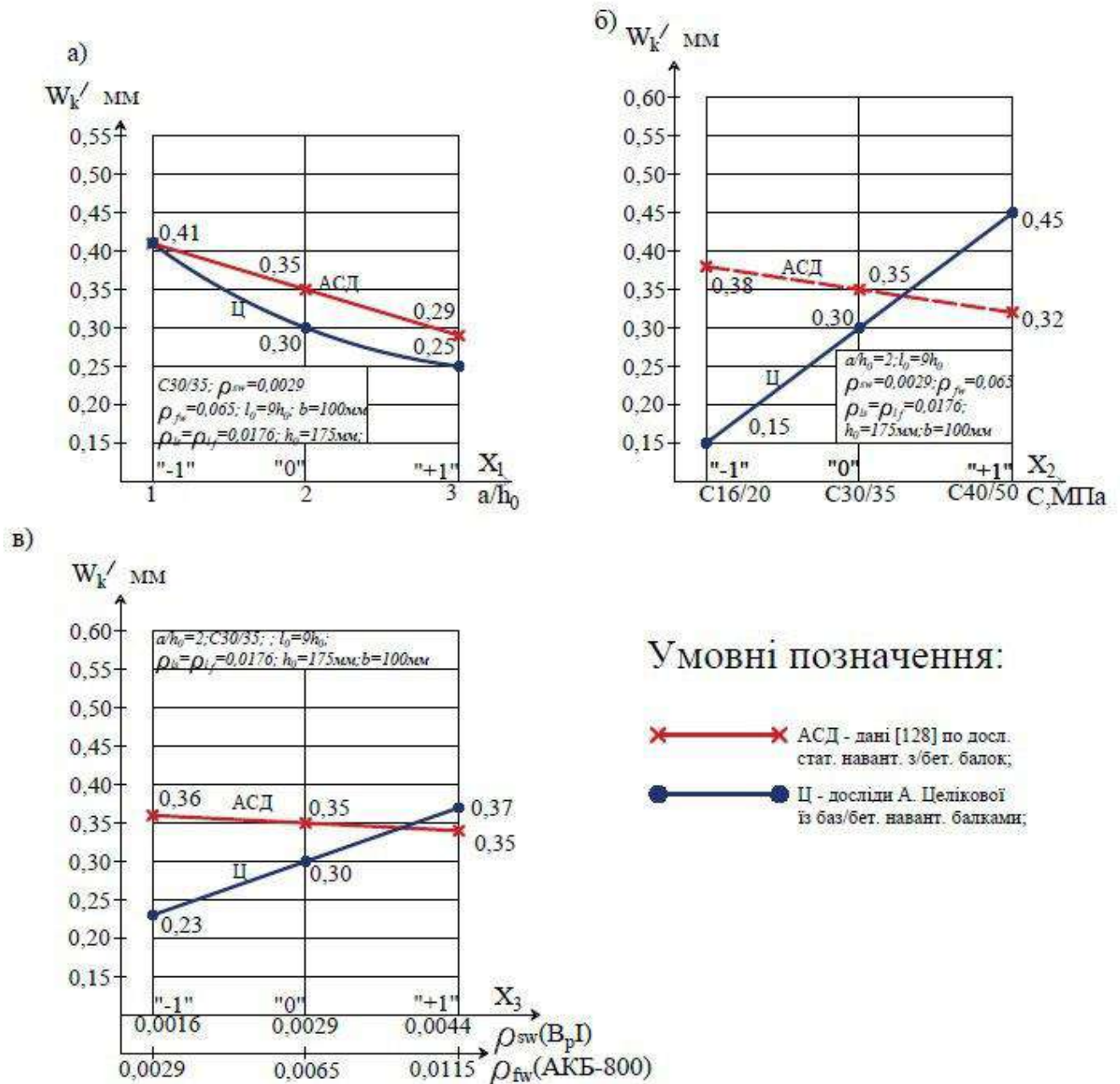


Рис. 3.3 Залежність ширини розкриття похилих тріщин у дослідних залізобетонних (АСД) і базальтобетонних (Ц) зразках-балках при експлуатаційному рівні ($\eta \cong 0,65F_u$) їх навантаження від величини відносного прольоту зрізу (а), класу бетону (б) і кількості поперечної арматури (в)

У зв'язку з підвищенням ролі згинального моменту і ймовірності руйнування за нормальними перерізами балки, встановлено, що зі збільшенням величини відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3 ширина розкриття похилих тріщин при одно-

разовому статичному навантаженні зменшується у залізобетонних на 34% і у базальтобетонних зразках на 53% порівняно із середніми їх значеннями, відповідно, 0,35 і 0,30 мм.

Аналіз моделей (3.6)...(3.8) показує, що максимальна ширина розкриття похилих тріщин на приопорних ділянках в зазначених серіях зменшується при середніх значеннях дослідних факторів:

- зі збільшенням величини відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3 при одноразовому статичному навантаженні у серії з базальтопластиковою арматурою на 53%, а у серії зі сталлюю – на 34%;
- зі збільшенням класу бетону від С 16/20 до С 40/50 ширина розкриття похилих тріщин у серії зі сталлюю арматурою зменшується на 17%;
- зі збільшенням кількості поперечного армування ρ_{sw} а в серії зі сталлюю арматурою від 0,0016 до 0,0044 зменшується на 6%;
- при одночасному зменшенні прольоту зрізу і зменшенні кількості поперечного армування в серії зі сталлюю арматурою, зменшується на 3%.

Ширина розкриття похилих тріщин на приопорних ділянках у дослідній серії з базальтопластиковою арматурою збільшується при середніх значеннях дослідних факторів порівняно з $W_{kf}' = 0,30$ мм:

- зі збільшенням класу бетону від С 16/20 до С 40/50 на 100%;
- зі збільшенням кількості поперечного армування ρ_{fw} від 0,0029 до 0,0115 на 47%;
- при одночасному збільшенні класу бетону і кількості поперечної арматури на 10%.

3.2.3 Довжина проекцій небезпечних похилих тріщин на приопорних ділянках на поздовжню вісь балок. Відстань між нормальними тріщинами в зоні «чистого» згину

При випробуванні дослідних зразків-балок на дію короткочасного одноразового навантаження були зафіксовані основні параметри небезпечних похилих і нормальних тріщин у дослідних залізобетонних та базальтобетонних зразках, які наведені в табл. 3.3. Для порівняння дослідних даних з результатами досліджень інших

авторів, а також можливості екстраполювати їх на балкові елементи більших розмірів доцільно розглянути ці відстані, приведені до робочої висоти перерізу h_0 .

Таблиця 3.3

Основні параметри небезпечних похилих ($/$) і нормальних ($\perp$) тріщин у дослідних залізобетонних (індекси S) і базальтобетонних (f) однаково армованих ($\rho_{ls} = \rho_{lf} = 0,0176$) балках при статичному навантаженні.

№ досліду	План експерименту			Довжина небезпечних похилих тріщини, l'_{cr} , мм				Середня відстань між нормальними тріщинами, $l_{cr}^{\perp\perp}$, мм			
	X ₁	X ₂	X ₃	$\hat{l}_{crs}$ (3.9)	$\hat{l}_{crs}^{cyc}$ (3.10)	l'_{crf1} exp	$\hat{l}'_{crf1}$ (3.11)	$\hat{l}_{crs}^{\perp\perp}$ (3.12)	$\hat{l}_{crs}^{\perp\perp cyc}$ (3.13)	$l_{crf1}^{\perp\perp}$ exp	$\hat{l}_{crf1}^{\perp\perp}$ (3.14)
1	+	+	+	208	169	185	175	67	60	71	73
2	+	+	-	296	169	224	225	61	64	68	67
3	+	-	+	216	169	150	157	63	62	81	79
4	+	-	-	300	169	200	207	57	66	70	73
5	-	+	+	156	143	145	143	73	72	82	79
6	-	+	-	148	143	153	157	79	76	84	85
7	-	-	+	148	143	135	125	69	66	71	73
8	-	-	-	140	143	148	139	75	70	80	79
9	+	0	0	254	169	204	192	62	63	73	73
10	-	0	0	148	143	130	142	74	71	79	79
11	0	+	0	201	156	190	193	70	68	77	76
12	0	-	0	201	156	180	175	66	66	75	76
13	0	0	+	182	156	145	151	68	65	74	76
14	0	0	-	220	156	190	183	68	69	78	76
15	0	0	0	201	156	168	176	68	67	77	76

Продовження таблиці 3.3

$\sum (y_i - \hat{y}_i)^2$	За даними [128]	1265 мм ²	За даними [128]	219 мм ²
$\sigma = \sqrt{\sum (...) ^2 / 14}$		7,504 мм		3,95 мм
$v = (s/b_0) * 100, \%$		5,4 %		5,2 %

Експериментально – статистичні залежності проекції довжини небезпечних похилих тріщин на поздовжню вісь балки від дослідних конструктивних чинників мають вигляд:

$$\hat{Y}(l'_{crs}) = 210 + 53x_1 - 19x_3 - 4x_1x_2 - 23x_1x_3, \text{ мм}, U = 8,5 \%; \quad (3.9)$$

$$\hat{Y}(l'^{cyc}_{crs}) = 156 + 53x_1, \text{ мм}, U = 8,0 \%; \quad (3.10)$$

$$(l'_{crf1}) = 176 + 25x_1 + 9x_2 - 16x_3 - 9x_1^2 + 8x_2^2 - 9x_3^2 - 9x_1x_3, \text{ мм}, \quad (3.11)$$

$$U = 5,4 \%,$$

геометрична інтерпретація яких моделей відображена на рис. 3.4.

Проекція небезпечної похилої тріщини на поздовжню вісь балки на приопорних ділянках дослідних елементів збільшується по відношенню до їх середніх значень 210 і 176 мм:

- при збільшенні відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3, у серії зі сталеву арматурою на 51%, а в серії з базальтопластиковою – на 28%. Це пов'язано зі збільшенням впливу згинального моменту і зменшенням впливу поперечної сили;
- зі збільшенням класу бетону від С16/20 до С40/50 в серії з базальтопластиковою арматурою внаслідок збільшення міцності бетону на розтяг збільшується на 10%, а в серії зі сталеву арматурою – не впливає.

Проекція небезпечної похилої тріщини на приопорних ділянках дослідних елементів зменшується:

- при одночасному збільшенні прольоту зрізу і зменшенні кількості поперечної арматури на 11 % в серії зі сталювою арматурою та на 5% в серії з базальтопластиковою.

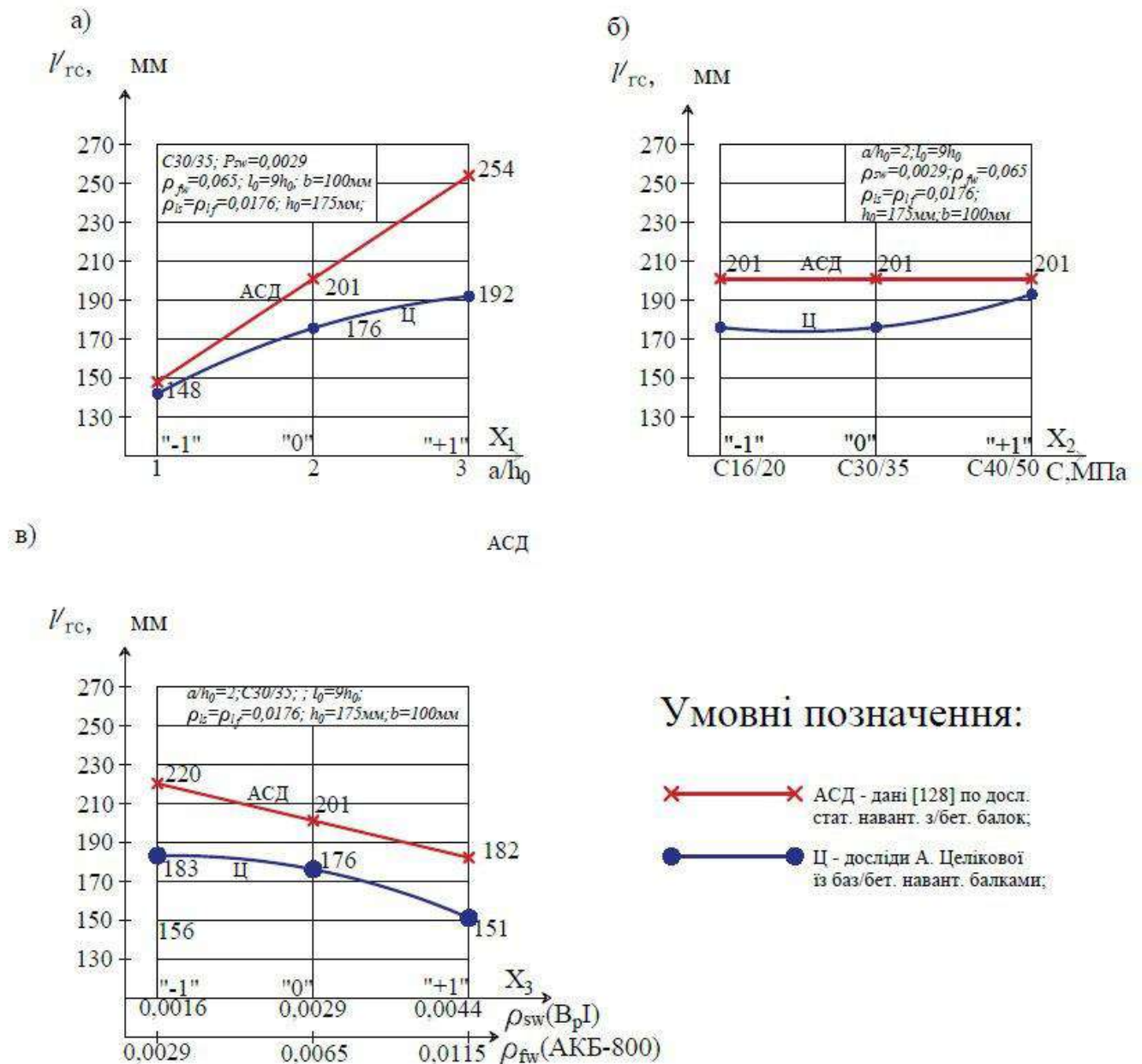


Рис. 3.4 Вплив величини відносного прольоту зрізу (а), класу бетону (б), кількості поперечної арматури (в) на довжину горизонтальної проекції небезпечної похилої тріщини на приопорних ділянках дослідних елементів.

Адекватні експериментально – статистичні залежності, що характеризують відстані між нормальними (первинними і вторинними) тріщинами в зоні «чистого» згину, мають вигляд:

$$\hat{Y}(l_{crs}^{\perp\perp}) = 68 - 5x_1 + 2x_2 + 4x_1x_3, \text{ мм}, \bar{U} = 5,1 \% \text{ за [128];} \quad (3.12)$$

$$\hat{Y}(l_{crs}^{\perp\perp c}) = 67 - 4x_1 + 2x_2 - 2x_3 - 2x_1x_2, \text{ мм}, \bar{U} = 4,7 \% \text{ за [128];} \quad (3.13)$$

$$\hat{Y}(l_{crf1}^{\perp\perp}) = 76 - 3x_1 - 3x_1x_2 + 3x_1x_3, \text{ мм}, \bar{U} = 5,2 \%. \quad (3.14)$$

Ці залежності можна привести до робочої висоти перерізу h_0 для можливості їх переносу на балки інших розмірів.

Геометрична відображення даних залежностей представлено на рис. 3.5

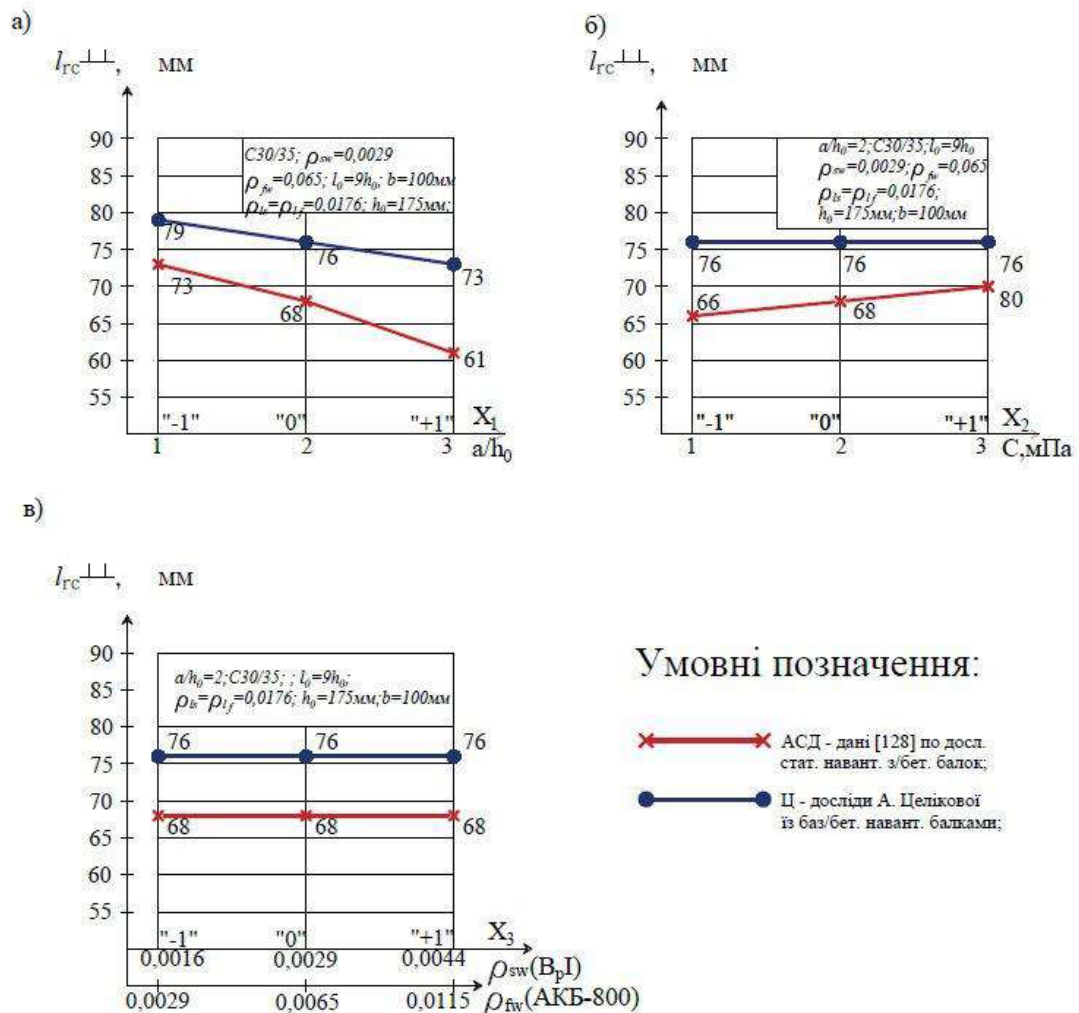


Рис. 3.5 Залежність середньої відстані між нормальними тріщинами в зоні «чистого» згину балки від величини відносного прольоту зрізу (а), класу бетону (б), кількості поперечної арматури (в)

Аналіз виразів (3.12) та (3.14), які можна привести до h_0 , показує, що середні відстані між вказаними тріщинами є досить близькими і коливаються в межах 68...76. Характер впливу дослідних факторів в серіях зі сталевую та базальтопластиковою арматурою, як показано на рис. 3.5, а, б, в, є однотипним.

Відносні відстані між нормальними тріщинами в зонах «чистого» згину зменшуються :

- зі збільшенням відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3, в серії зі сталевую арматурою на 15%, а в серії з базальтопластиковою – на 8% ;
- при одночасному зменшенні відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3, та збільшенні класу бетону від C16/20 до C40/50, в серії з базальтовою арматурою зменшується на 4%.

Відстані між нормальними тріщинами в зонах «чистого» згину збільшуються :

- зі збільшенням класу бетону від C16/20 до C40/50 в серії зі сталевую арматурою на 6%, а в серії з базальтопластиковою – не змінюється;
- при одночасному зменшенні прольоту зрізу і збільшенні кількості поперечного армування в серії зі сталевую арматурою ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044 на 6% та в серії з базальтопластиковою арматурою ρ_{fw} від 0,0029 до 0,0115 на 4% ;
- при одночасному зменшенні прольоту зрізу і збільшенні класу бетону в серії з базальтопластиковою арматурою на 4%.

Вказані відстані зі збільшенням кількості поперечної арматури в обох серіях залишаються не – змінними.

3.3 Основні параметри деформативності матеріалів та дослідних зразків-балок

При виконанні експериментальних досліджень здійснювали вимірювання деформацій крайніх, найбільш стиснутих у даному циклі, волокон бетону та, відповідно, розтягнутої робочої арматури, результати яких представлені в табл. 3.4, по середині прольотів (в зоні «чистого» згину), а також опосередковану оцінку деформацій поперечної арматури на приопорних ділянках дослідних зразків-балок.

Експериментально було встановлено, що значення відносних деформацій ма-

теріалів після дії статичного навантаження на певному рівні суттєво зростають, накопичуються залишкові деформації. Дія статичного навантаження суттєво впливає на напружено-деформований стан дослідних балок. Елюра напружень стиснутої зони поступово змінюється внаслідок ущільнення бетону, відбувається перерозподіл внутрішніх зусиль між стиснутим бетоном і розтягнутою арматурою, в якій змінюються відповідні деформації.

Таблиця 3.4

Відносні деформації ($\varepsilon \cdot 10^{-3}$) матеріалів дослідних балок з металевою (індекси S) і базальтопластиковою (f) арматурою ($\rho_{ls} = \rho_{lf} = 0,0176$) перед їх руйнуванням ($\eta \cong 0,95F_u$)

№ досліду	План експерименту			Деформації бетону				Деформації металевої і базальтопластикової арматури			
	X ₁	X ₂	X ₃	$\hat{\varepsilon}_{cus}$ (3.15)	$\hat{\varepsilon}_{cus}^{cyc}$ (3.16)	ε_{cfu1} exp	$\hat{\varepsilon}_{cfu1}$ (3.17)	$\hat{\varepsilon}_{su}$ (3.18)	$\hat{\varepsilon}_{su}^{cyc}$ (3.19)	ε_{fu1} exp	$\hat{\varepsilon}_{fu1}$ (3.20)
1	+	+	+	1,87	2,01	1,99	1,82	3,64	3,96	8,60	8,89
2	+	+	-	1,53	1,67	1,63	1,48	2,79	3,13	7,80	7,95
3	+	-	+	1,57	1,79	2,16	2,16	3,16	3,44	6,80	6,91
4	+	-	-	1,23	1,45	1,61	1,82	2,30	2,51	6,30	5,97
5	-	+	+	1,15	1,30	1,65	1,48	1,90	2,23	6,85	6,65
6	-	+	-	1,05	1,20	1,40	1,14	1,44	1,73	5,28	5,71
7	-	-	+	0,85	1,08	1,26	1,34	1,42	1,34	4,90	4,67
8	-	-	-	0,75	0,98	1,01	1,00	0,96	0,87	3,93	3,73
9	+	0	0	1,55	1,75	2,04	1,82	3,03	3,40	8,53	8,32
10	-	0	0	0,95	1,15	1,18	1,24	1,49	1,72	5,88	6,08
11	0	+	0	1,44	1,59	1,50	1,52	2,60	3,02	8,43	7,77

Продовження таблиці 3.4

12	0	-	0	1,14	1,35	1,60	1,62	2,12	2,29	5,13	5,79
13	0	0	+	1,40	1,60	1,69	1,74	2,72	2,81	7,68	7,70
14	0	0	-	1,18	1,38	1,45	1,40	2,06	2,34	6,78	6,76
15	0	0	0	1,29	1,49	1,58	1,57	2,39	2,58	7,31	7,45
$\sum (y_i - \hat{y}_i)^2$				За даними [128]	0,2564		За даними [128]	2,3505			
$\sigma=\sqrt{\Sigma(...)^2/14}$					0,1034			0,4098			
$v=(^6/b_0) *$ 100, %					6,6 %			5,5 %			

3.3.1 Відносні деформації стиснутого бетону

Отримані експериментально – статистичні залежності деформацій бетону стиснутої зони посередині прольотів дослідних елементів від конструктивних чинників напередодні їх руйнування (при $\eta = 0,95F_u$) мають вигляд:

$$\hat{Y}(\varepsilon_{csu} \cdot 10^3) = 1,29 + 0,30x_1 + 0,15x_2 + 0,11x_3 + 0,06x_1x_3, \quad (3.15)$$

$$\bar{U} = 6,5\%;$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{csu}^{cyc} \cdot 10^3) = 1,49 + 0,30x_1 + 0,11x_2 + 0,11x_3 - 0,04x_1^2 - 0,02x_2^2 + 0,06x_1x_3, \quad (3.16)$$

$$\bar{U} = 6,1\%;$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{cfu1} \cdot 10^3) = 1,57 + 0,29x_1 - 0,05x_2 + 0,17x_3 + 0,04x_1^2 - 0,12x_1x_2, \quad (3.17)$$

$$\bar{U} = 6,6\%,$$

геометрична інтерпретація яких представлена на рис. 3. 6.

Аналіз (3.15)...(3.17) показує, що деформації стиснутого бетону і, відповідно, стискаючі напруження в ньому, при заданих планом експерименту рівнях навантаження, як правило, не досягають екстремальних значень, а руйнування дослідних зразків, (якщо таке трапляється без підвищення рівня навантаження) відбувається, як правило, за похилими перерізами.

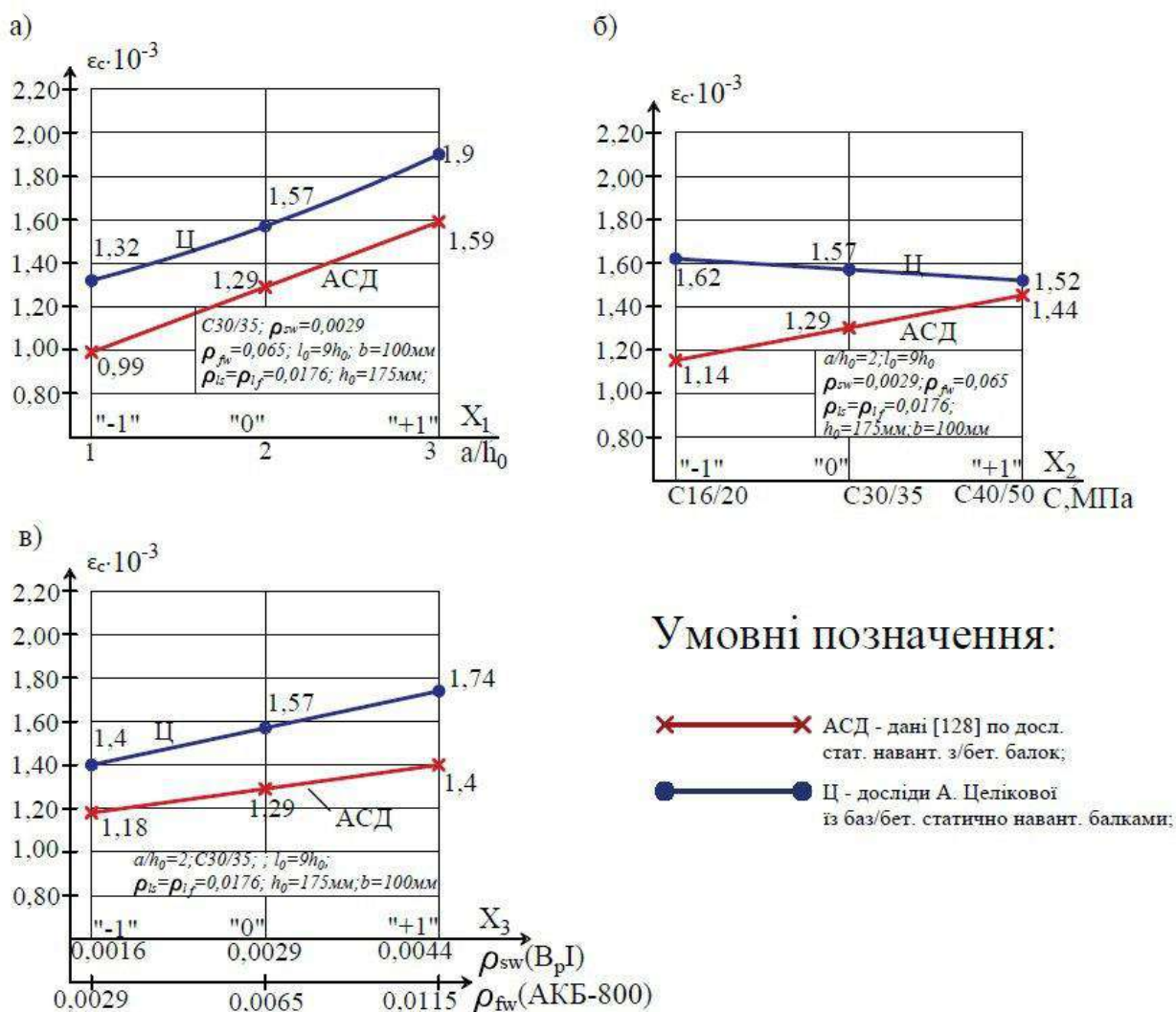


Рис. 3.6 Залежність деформацій крайніх стиснутих волокон бетону дослідних зразків-балок перед їхнім руйнуванням від величини відносного прольоту зрізу (а), класу бетону (б), кількості поперечної арматури (в).

В бетонних балках зі сталевую та базальтопластиковою арматурою, деформації стиснутого бетону при заданих планом рівнях навантаження та перед руйнуванням збільшуються відносно середніх значень 1,29 та 1,57 зі збільшенням:

- відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3, в серії зі сталевую арматурою на 47%, а в серії з базальтопластиковою – на 37%;
- класу бетону від C16/20 до C40/50 в серії зі сталевую арматурою на 23%, а в серії з базальтопластиковою арматурою, навпаки, зменшується на 6%;

- кількості поперечної арматури ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044 на 17%, а в серії з базальтовою ρ_{fw} від 0,0029 до 0,0115 – на 22%;
- при одночасному збільшенні відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3 та класу бетону від C16/20 до C40/50, в серії зі сталлювою арматурою на 9%;
- при одночасному збільшенні відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3 та зменшенні класу бетону від C40/50 до C16/20 в серії з базальтопластиковою арматурою на 15%.

3.3.2 Відносні деформації робочої арматури

Адекватні експериментально – статистичні залежності відносних деформацій робочої арматури в зоні «чистого» згину балок (табл. 3.4) перед їхнім руйнування (при $\eta=0,95F_u$) мають вигляд:

$$\hat{Y}(\varepsilon_{su} \cdot 10^3) = 2,39 + 0,77x_1 + 0,24x_2 + 0,33x_3 - 0,13x_1^2 - 0,04x_2^2 + 0,10x_1x_3, \bar{U} = 7,1\%; \quad (3.18)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{su}^{cyc} \cdot 10^3) = 2,58 + 0,84x_1 + 0,34x_2 + 0,35x_3 - 0,013x_1^2 - 0,03x_2^2 + 0,10x_1x_3, \bar{U} = 5,3\%; \quad (3.19)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{fu1} \cdot 10^3) = 7,45 + 1,12x_1 + 0,99x_2 + 0,47x_3 - 0,25x_1^2 - 0,67x_2^2 - 0,22x_3^2, \bar{U} = 5,5\%, \quad (3.20)$$

геометричне відображення яких представлено на рис 3.7.

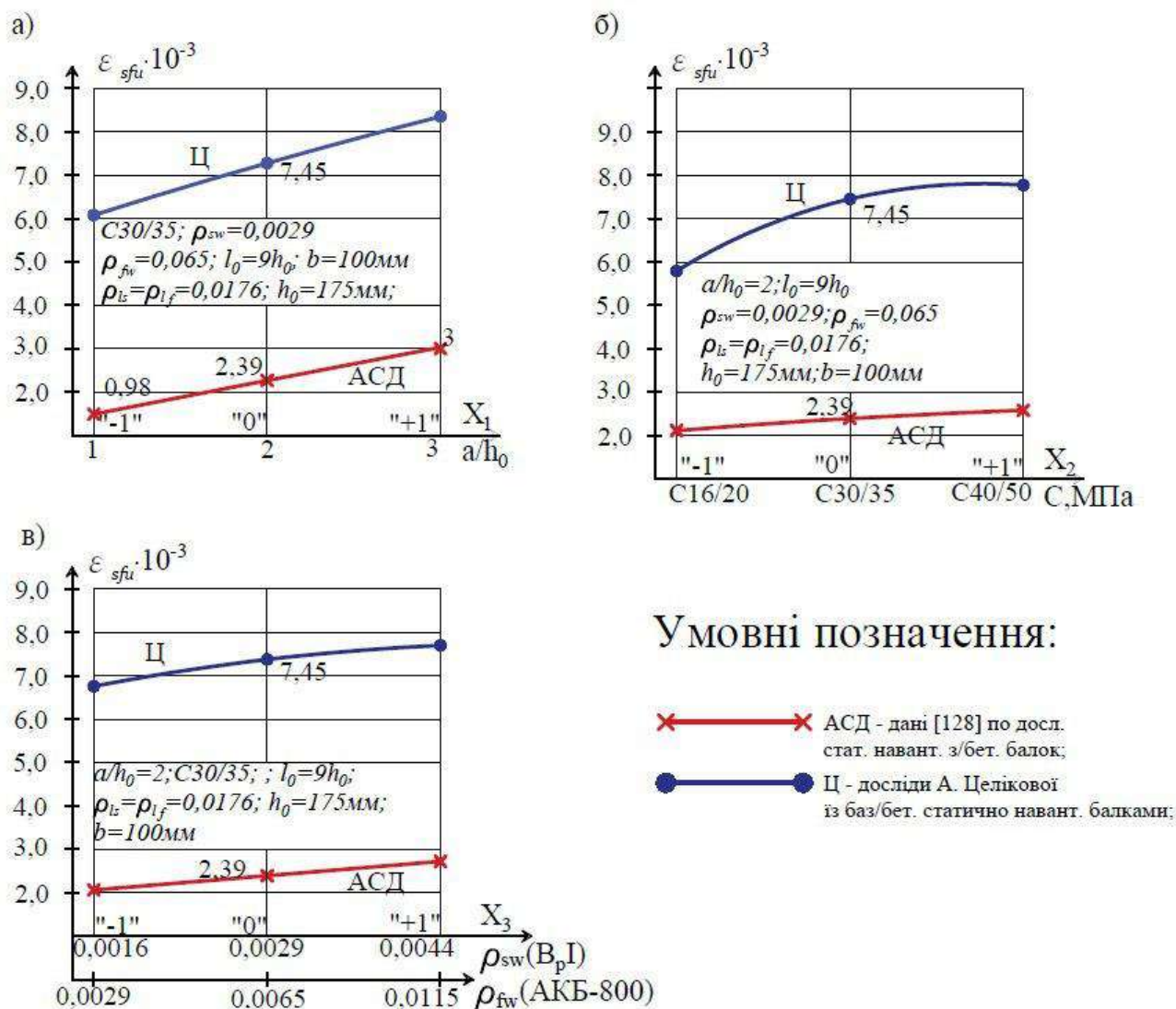


Рис. 3.7 Вплив величини відносного прольоту зрізу (а), класу бетону (б), кількості поперечної арматури (в) на відносні деформації сталевий (індекси S) і базальтопластиковий (f) розтягнутої арматури дослідних балок перед їхнім руйнуванням ($\eta \cong 0,95F_u$)

Аналіз залежностей (3.18)...(3.20) показує, що середні значення відносних деформацій розтягнутої арматури посередині балок при статичному навантаженні збільшуються. Усі фактори суттєво впливають на вказаний вихідний параметр. Так, відносні деформації розтягнутої арматури дослідних зразків-балок перед їхнім руйнуванням збільшуються відносно середніх значень 2,39 та 7,45:

- при збільшенні відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3 у серії зі сталювою арматурою на 64%, а в серії з базальтопластиковою – на 30%;
- при збільшенні класу бетону від C16/20 до C40/50 у серії зі сталювою арматурою на 21%, а в серії з базальтопластиковою – на 27%;
- при збільшенні кількості поперечної арматури ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044 у серії зі сталювою арматурою на 28%, а в серії з базальтопластиковою арматурою ρ_{fw} від 0,0029 до 0,0115 – на 13%.

Відносні деформації розтягнутої сталювої арматури зразків-балок при заданих планом рівнях малоциклового навантаження та перед руйнуванням збільшуються при одночасному збільшенні відносного прольоту зрізу a/h_0 та кількості поперечної арматури ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044 на 8%.

Характерним є також наявність від'ємних знаків при квадратичних ефектах зазначених факторів, що свідчить про те, що з їхнім збільшенням за вказаними межами варіювання подальше збільшення деформацій розтягу носитиме затухаючий характер.

3.3.3 Прогини дослідних балок

В табл. 3.5 наведенні результати виміру стріли прогинів у дослідних зразках-балках після їх стабілізації при заданих планом експерименту рівнях ($\eta=0,65F_u$) навантаження, а також перед їх руйнуванням ($\eta=0,95F_u$).

Таблиця 3.5

Стріла прогинів дослідних зразків-балок при однократному ступенево зростаючому статичному та малоцикловому навантаженнях заданих рівнів та перед їхнім руйнуванням

№ досліду	План експерименту			Стріла прогинів (f_u , мм)						Стріла прогинів ($\eta=0,65F_u$)		Характер руйнування балок	
	X ₁	X ₂	X ₃	f_{us}	$\hat{f}_{us}$ (3.21)	f_{us}^{cyc}	$\hat{f}_{us}^{cyc}$ (3.22)	$f_{uf1,2}^{cyc}$	$\hat{f}_{u1,2}^{cyc}$ (3.23)	$f_{\eta f1}^{cyc}$	$f_{\eta f1}$ (3.26)	зал. бет.	баз. бет.
1	+	+	+	8,25	8,55	9,20	9,15	15,7	17,1	12,8	12,1	⊥, ∠	∠

Продовження таблиці 3.5

2	+	+	-	6,70	6,75	7,24	7,25	13,6	15,0	10,1	10,7	∠, ⊥	∠
3	+	-	+	7,35	7,25	7,67	7,67	13,7	14,1	10,6	10,1	⊥	∠
4	+	-	-	5,20	5,45	5,81	5,75	12,1	12,1	8,1	8,6	∠	∠
5	-	+	+	5,60	5,15	5,93	5,75	14,3	14,4	10,9	10,3	∠	∠
6	-	+	-	4,30	4,15	4,87	4,65	11,6	12,4	8,4	8,9	∠	∠
7	-	-	+	3,90	3,85	4,45	4,25	10,6	11,5	8,7	8,2	∠	∠
8	-	-	-	3,20	3,35	3,44	3,15	8,7	9,4	6,4	6,8	∠	∠
9	+	0	0	7,20	7,00	7,59	7,45	15,8	14,5	11,0	10,4	∠	∠
10	-	0	0	4,00	4,00	4,81	4,45	12,2	11,9	9,0	8,6	∠	∠
11	0	+	0	6,60	6,70	7,42	7,25	15,5	15,7	10,6	11,2	∠	∠
12	0	-	0	5,50	5,40	5,88	5,75	11,0	12,8	8,7	9,2	∠	∠
13	0	0	+	6,70	6,70	7,50	7,25	14,8	15,3	11,6	10,9	∠	∠
14	0	0	-	5,50	6,30	5,96	5,75	12,9	13,3	10,6	9,5	∠	∠
15	0	0	0	6,30	6,40	6,72	6,50	13,9	14,3	9,7	10,2	∠	∠
$\sum (y_i - \hat{y}_i)^2$				1,61 мм ²		1,54 мм ²		11,24 мм ²		4,1161		За ∠ похи- лими пер.	
$\sigma=\sqrt{\Sigma(...)^2/14}$				0,34 мм		0,33 мм		0,896 мм		0,542			
$v=(^6/b_0)^* 100, \%$				5,3%		5,1%		6,3%		5,3%		За ⊥ нормаль- ними пер.	

Обробка результатів наведених в табл. 3.5 дозволила отримати наступні експериментально-статистичні залежності прогинів експериментальних зразків перед їх руйнуванням ($\eta \cong 0,95F_u$):

$$\hat{Y}(f_{us}) = 6,00 + 1,50x_1 + 0,65x_2 + 0,70x_3 - 0,50x_1^2 + 0,20x_1x_3, \text{ мм}, \quad (3.21)$$

$$U = 5,8\% \text{ за [128];}$$

$$\hat{Y}(f_{us}^{cyc}) = 6,5 + 1,5x_1 + 0,75x_2 + 0,75x_3 - 0,55x_1^2 + 0,20x_1x_3, \text{ мм}, \quad (3.22)$$

$$U = 5,1\% \text{ за [128];}$$

$$\hat{Y}(f_{uf1}) = 14,28 + 1,34x_1 + 1,46x_2 + 1,01x_3 - 1,03x_1^2, \text{ мм}, \quad (3.23)$$

$$\bar{U} = 5,6\%,$$

геометрична інтерпретація яких відображена на рис. 3.8.

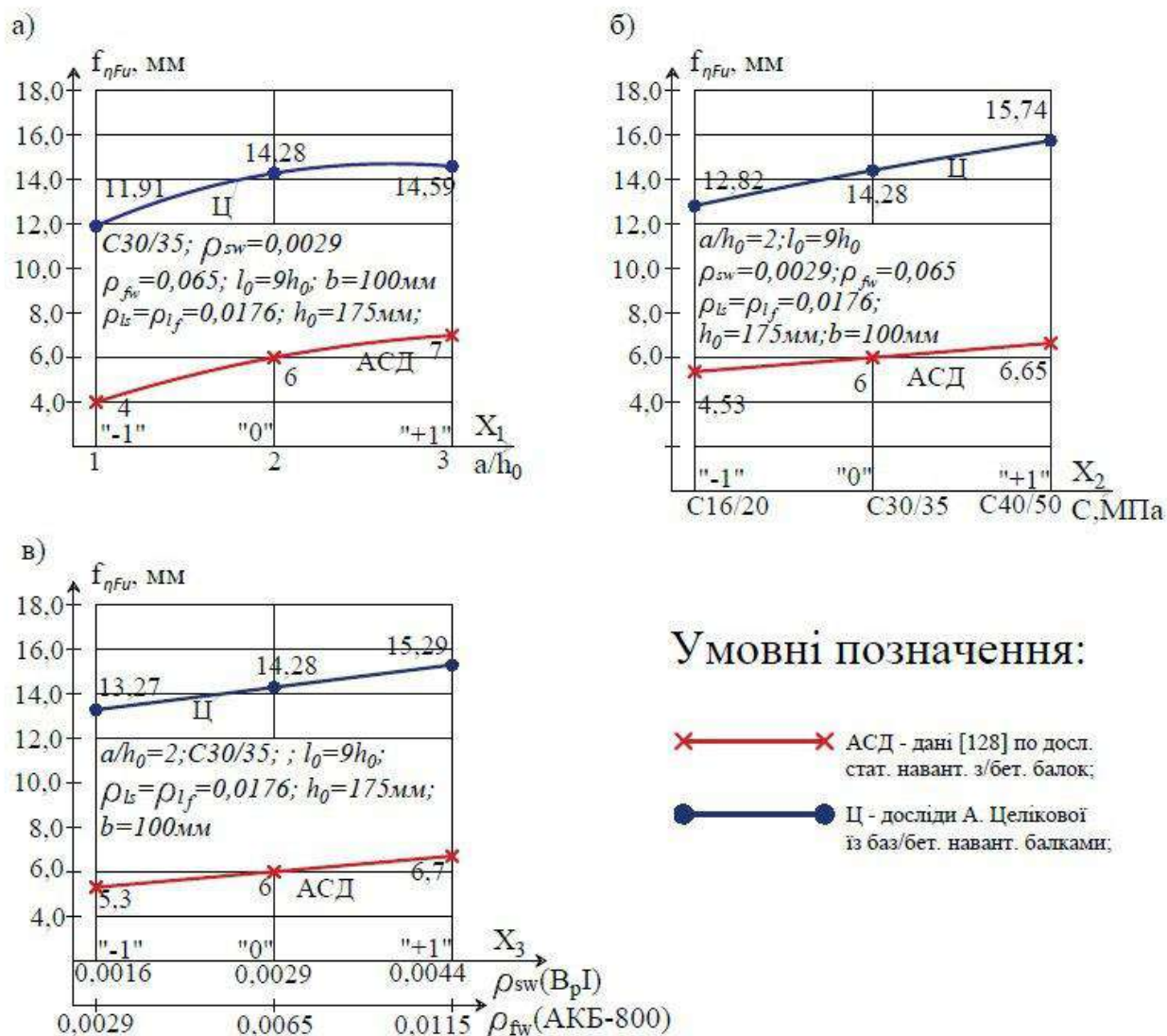


Рис. 3.8 Вплив конструктивних чинників (відносного прольоту зрізу (а), класу бетону (б), кількості поперечної арматури (в)) на прогини дослідних зразків-балок перед їхнім руйнуванням ($\eta \cong 0,95F_u$).

Аналіз моделей (3.21)...(3.23) показує, що прогини зразків перед їхнім руйнуванням збільшуються відносно середніх значень 6,0 і 14,28 мм при збільшенні:

- відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3 в серії зі сталювою арматурою на 50%, а в серії з базальтопластиковою арматурою – на 19%;

- класу бетону від C16/20 до C40/50, відповідно, на 22% та 20%;
- кількості поперечної арматури в серії зі сталювою арматурою ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044 на 23%, а в серії з базальтопластиковою арматурою ρ_{fw} від 0,0029 до 0,0115 – на 14%;
- при одночасному збільшенні відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3 та кількості поперечної арматури ρ_{fw} від 0,0016 до 0,0044, в серії зі сталювою арматурою збільшується на 7%.

Перед руйнуванням прогини базальтобетонних балок досягнули, в середньому, $\left(\frac{1}{110}\right)l_0$ і перевищували прогини залізобетонних балок, приблизно в 2,2...2,4 рази. Подібні результати експериментів описані в [40,47].

Обробка результатів, наведених в табл. 3.5, дозволила отримати наступні експериментально-статистичні залежності прогинів експериментальних зразків при експлуатаційному ($\eta \cong 0,65F_u$) рівні навантаження:

$$\hat{Y}(f_{s,2F_u}) = 4,5 + 0,8x_1 + 0,35x_2 + 0,25x_3 - 0,35x_1^2 - 0,15x_2^2 + 0,30x_1x_3, \text{ мм, } U = 6,0\%; \quad (3.24)$$

$$\hat{Y}(f_{s,\eta F_u}^{cyc}) = 5,00 + 0,85x_1 + 0,40x_2 + 0,25x_3 - 0,40x_1^2 - 0,15x_2^2 + 0,30x_1x_2, \text{ мм, } U = 6,4\%; \quad (3.25)$$

$$\hat{Y}(f_{f1\eta F_u}^{cyc}) = 10,20 + 0,91x_1 + 1,04x_2 + 0,73x_3 - 0,74x_1^2, \text{ мм, } U = 5,3\%. \quad (3.26)$$

Графічне відображення прогинів базальтобетонних і залізобетонних балок при експлуатаційному ($\eta \cong 0,65F_u$) рівні навантаження відображені на рис. 3.9.

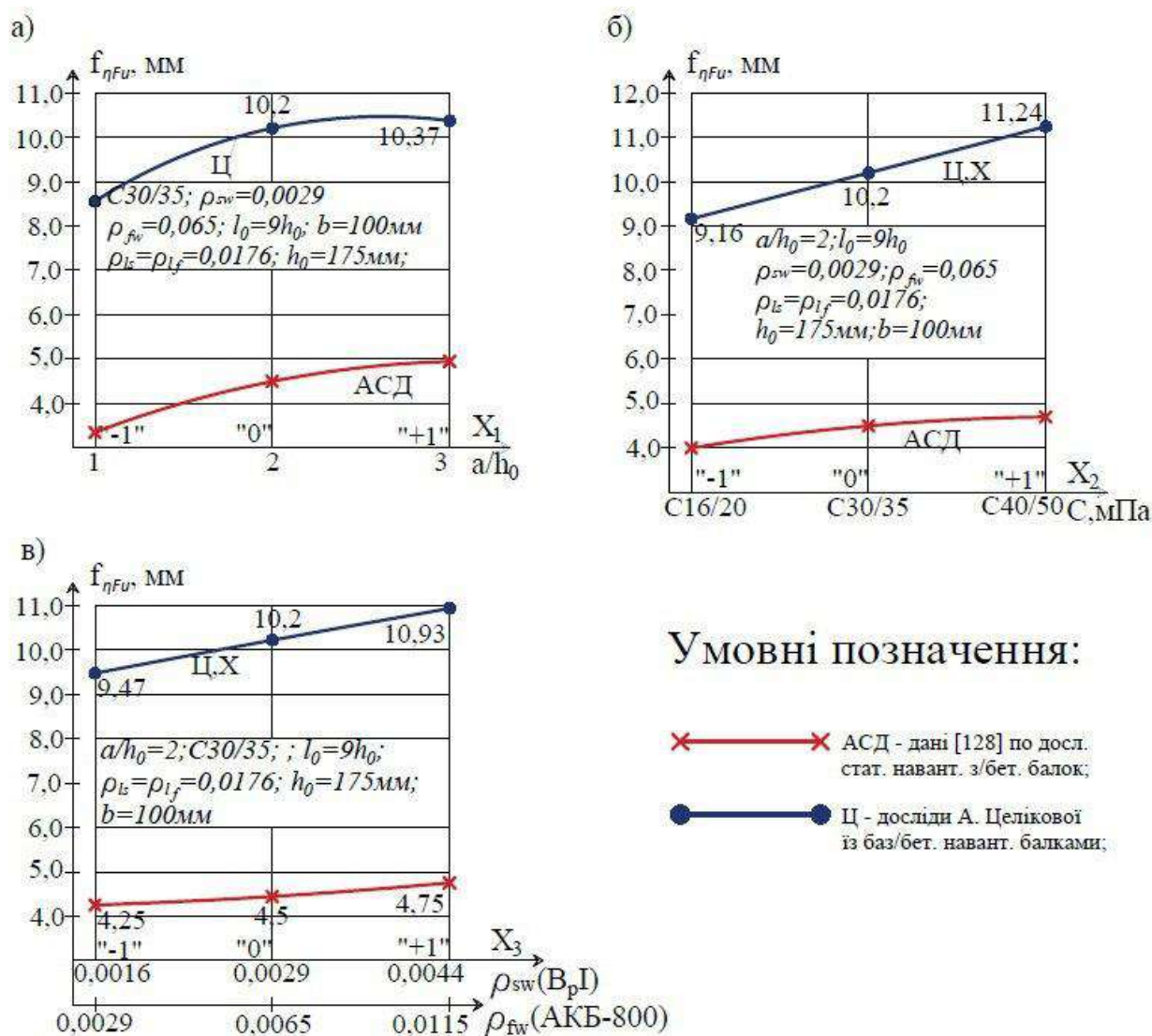


Рис. 3.9 Залежність прогинів балок при експлуатаційному ($\eta \approx 0,65 F_u$) рівні статичного поперечного навантаження від відносного прогону зрізу (а), класу бетону (б) та кількості поперечної арматури (в).

Аналіз математичних моделей (3.24)...(3.26) та рис. 3.9 показує, що прогини бетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою більш, ніж у 2 рази перевищують прогини аналогічних залізобетонних балок та досягають, у середньому, 1/154 від розрахункової довжини прольоту. Прогини залізобетонних та базальтобетонних дослідних зразків на експлуатаційному рівні навантаження збільшуються відносно середніх значень 4,5 та 10,2 мм при збільшенні:

- відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3 в серії зі сталевую арматурою на 36%, а в серії з базальтопластиковою – на 18%;

- класу бетону від C16/20 до C40/50 в серії зі сталевую арматурою на 16%, а в серії з BFRP – на 20%;
- кількості поперечної арматури в серії зі сталевую арматурою ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044 на 11%, а в серії з базальтопластиковою арматурою ρ_{fw} від 0,0029 до 0,0115 – на 14%;
- при одночасному збільшенні відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3 та кількості поперечної сталеві арматури ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044, в серії зі сталевую арматурою збільшується на 7%.

Наведені експериментальні дані підтверджуються результатами досліджень [56].

3.4 Висновки за розділом 3

1. Виконані дослідження дозволили встановити якісну і кількісну картину деформування, тріщиноутворення та руйнування дослідних базальтобетонних балок, вперше представлених у вигляді експериментально-статистичних залежностей за дії статичного навантаження, що дало можливість порівняти основні параметри несучої здатності бетонних елементів, армованих BFRP і сталевую арматурою. Дана комплексна якісна і кількісна характеристика основних параметрів несучої здатності однакових балкових елементів, армованих базальтопластиковою і сталевую арматурою. Оскільки реальний коефіцієнт поздовжнього армування базальтової арматури $\rho_{lb} = 0,0176$ майже у два рази перевищував пограничний $\rho_{lf} = 0,0086$, то руйнування усіх базальтобетонних балок відбувалося по стиснутій зоні бетону над вершиною небезпечної похилої тріщини.
2. Представлені експериментально-статистичні залежності дають можливість якісно і кількісно оцінити вплив дослідних чинників на несучу здатність вказаних балок не тільки зокрема, а й у взаємодії один з одним. Зокрема було встановлено, що міцність експериментальних зразків-балок збільшується відносно середніх значень (вільних членів рівнянь регресії) у представлених залежностях:
 - зі зменшенням величини відносного прольоту зрізу a/h_0 від 3 до 1 у

- зазначених серіях на 80...122%;
- зі збільшенням класу бетону від C16/20 до C 40/50 на 24...47%;
 - зі збільшенням кількості поперечної арматури ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044 і базальтопластикової ρ_{fw} від 0,0029 до 0,0115, відповідно, на 12... 16% і 20...21%;
 - одночасному зменшенні відносного прольоту зрізу і збільшенні класу бетону на 7...23%;
 - одночасному зменшенні a/h_0 і збільшенні ρ_{fw} на 7... 9%.
3. Заміна сталевих арматур на більш податливу базальтопластикову при всіх інших однакових конструктивних чинниках призводить до зменшення несучої здатності похилих перерізів дослідних зразків – балок при їх статичному навантаженні, в середньому.
 4. Прогини бетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою, більше, ніж у два рази перевищують прогини аналогічних залізобетонних елементів з такими ж конструктивними чинниками і досягають, в середньому, 1/154 від розрахункової довжини прольоту при експлуатаційному рівні ($0,65F_u$) навантаження і збільшуються до 1/110 перед їх руйнуванням ($0,95F_u$).
 5. Середнє значення ширини розкриття похилих тріщин у залізобетонних балках становить 0,35 мм, а базальтобетонних – 0,30 мм при аналогічному навантаженні.
 6. Для суттєвого збільшення несучої здатності похилих перерізів прогінних базальтобетонних конструкцій, зменшення їхніх прогинів та ширини розкриття нормальних і похилих тріщин автор вважає за доцільне виготовлювати їх із попередньо напруженою базальтопластиковою арматурою з відповідним науково – технічним супроводом.
- За результатами досліджень у даному розділі опубліковані роботи [130,135, 206, 209,210, 211,212].

РОЗДІЛ 4. ВДОСКОНАЛЕННЯ ІСНУЮЧИХ ТА РОЗРОБКА НОВОЇ РОЗРАХУНКОВОЇ МОДЕЛІ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ БАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ, АРМОВАНИХ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ

4.1 Порівняльний аналіз дослідних і розрахункових значень несучої здатності залізобетонних і базальтобетонних балок, визначених за рекомендаціями національних норм проектування та вдосконаленою методикою О.С. Залєсова, О.Ф. Ільїна, Ю.А. Клімова

У цьому підрозділі представлені результати розрахунку несучої здатності похилих перерізів звичайних однопрогінних бетонних балок, армованих як сталевою, так і базальтопластиковою арматурою (BFRP), та зроблено їх порівняння з експериментальними даними (табл. 4.1), наведеними у третьому розділі. Для порівняння серед зарубіжних були обрані ті національні норми проектування (європейські EUROCODE – 2 [22], японські JSCE [32], американські ACICODE [63], канадські CSA[10], італійські CNR[14]), у яких були наведені методи розрахунків несучої здатності бетонних балкових конструкцій, армованих НКА.

Методи розрахунку міцності приопорних ділянок прогінних конструкцій, армованих сталевою і неметалевою композиційною арматурою (НКА), національних норм проектування різних країн, окрім загальновідомого методу граничних зусиль у редакції О.С. Залєсова, О.Ф. Ільїна, Ю.А. Клімова [115,116], опираються на класичну модель фермової аналогії W. Ritter – E. Morsh та різні її модифікації, а також аналогію або поєднання фермової та арочної аналогій. Усі названі вище норми включно з раніше діючим вітчизняним СНиП передбачають окремий розрахунок похилих перерізів на дію поперечних сил і нормальних перерізів на дію згинальних моментів.

Пріоритетним напрямком досліджень і публікацій з вказаної теми в останні роки є розвиток нормативної бази в області будівельних конструкцій та впровадження деформаційного методу розрахунку їхньої несучої здатності. І якщо ви-

вченню несучої здатності нормальних перерізів присвячені численні праці вітчизняних та зарубіжних дослідників, то несуча здатність похилих перерізів балкових елементів залишається ще недостатньо вивченою.

При проектуванні реальних конструкцій з НКА у розрахунках за першою групою граничних стані (VLS) використовуються розрахункові характеристики матеріалів та розрахункові зусилля. З метою визначення руйнівних зусиль та верифікації розрахункових формул національних норм проектування в них використанні характеристичні значення міцності бетону й базальтопластикової арматури (BFRP) при порівняльному аналізі.

Основні принципи розрахунку згинаних конструкцій, армованих НКА, у всіх зарубіжних нормах [10,11,14,21,22, 24,25,26,32, 63,65,64] та вітчизняній Настанові [172] збережені такими ж, як для елементів зі сталевую арматурою.

У нормах ACI [63] і CSA[10] виділяють два основні розрахункові випадки: руйнування по стиснутій зоні бетону або по розтягнутій НКА. Межа переходу між цими двома випадками встановлюється по величі коефіцієнта поздовжнього армування:

$$\rho_{fb} = 0,85\beta_1 \frac{f_c E_f \varepsilon_{cu}}{f_{fu} E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}}, \quad (4.1)$$

де $0,85\beta_1$ – емпіричний коефіцієнт норм ACI [63], який ураховує перехід від фактичної до умовної прямокутної епюри стиснутої зони бетону;

f_c – розрахункова міцність бетону на стиск;

f_{fu} – розрахункова міцність НКА на розтяг;

E_f – модуль пружності НКА;

ε_{cu} – гранична відносна деформація бетону на стиск, приймається 0,003.

Подібний вираз міститься і у EUROCODE – 2 [22]:

$$\rho_{fb} = \frac{0,81(f_{ck} + 8)\varepsilon_{cu}}{f_{fk} \left(\frac{f_{fk}}{E_{fk}} + \varepsilon_{cu} \right)}, \quad (4.2)$$

Так, при коефіцієнті армування $\rho_f = \frac{A_f}{bh} > \rho_{fb}$ нормальний переріз вважається «переармованим» і руйнування відбудеться по стиснутій зоні бетону. І, навпаки, при $\rho_f < \rho_{fb}$ – по розтягнутій арматурі.

Для нормальних перерізів залізобетонних конструкцій граничними значеннями коефіцієнта армування, при якому повністю використовуються міцнісні властивості арматури, вважаються $\rho_f = 0,025 - 0,030$, а для елементів, армованих НКА, відповідне граничне значення $\rho_{fb} = 0,005$.

В італійських нормах CNR [14] у розрахунках міцності згинаних елементів вводиться додаткова умова надійності шляхом обмеження граничних деформацій НКА:

$$\varepsilon_{fu} = 0,9\eta\varepsilon_{fk}/\gamma_R, \quad (4.3)$$

де 0,9 – додатковий коефіцієнт надійності, який ураховує відмінність реальних умов експлуатації НКА в конструкції від стандартних умов її випробування;

η – добуток коефіцієнтів умов роботи;

ε_{fk} – характеристичне (із забезпеченням 0,95) значення граничної деформації;

γ_R – коефіцієнт надійності по матеріалу.

Відмінність американських норм ACI [63] від європейського підходу полягає в урахуванні узагальнюючого коефіцієнта надійності (запасу) при визначенні несучої здатності балкових конструкцій. Так, для випадку $\rho_f > 1,4\rho_{fb}$ (коли руйнування відбувається по стиснутій зоні бетону) прийнято $\varphi = 0,65$ як і для залізобетонних елементів. А у випадку $\rho_f < \rho_{fb}$ (руйнування по розтягнутій арматурі) $\varphi = 0,55$. Для проміжних значень ρ_f величина понижуючого коефіцієнта φ приймається по інтерполяції.

У японських нормах JSCE [32] прийнята величина узагальнюючого коефіцієнта надійності 1/1,3.

В італійських нормах CNR [14] і російських нормах (п.6.2.4 СП 52 - 101 – 2003 [80]) існує обмеження, пов'язане із співвідношенням граничної несучої здатності та моменту тріщиноутворення в елементах, що згинаються: $M_{ult} \geq 1,5M_{cr}$. В американських нормах АСІ [63] умова $\varphi M_{ult} \geq 1,5M_{cr}$ представлена у вигляді обмеження мінімальної кількості поздовжньої арматури:

$$A_{f,min} = \frac{0,41\sqrt{f_c}}{f_{fu}} b_w d \geq \frac{2,26}{f_{fu}} b_w d, \quad (4.4)$$

де f_c – розрахункова міцність бетону на стиск;

f_{fu} – розрахункова міцність НКА на розтяг;

$b_w d$ – ширина і робоча висота перерізу.

Дана умова отримана перемноженням параметрів аналогічної умови американських норм для сталевих арматур на 1,8 ($\varphi_s/\varphi_{f\text{ гр}} = 0,9/0,5$).

Використовуючи аналогічний підхід і опираючись на положення EUROCODE – 2 [22], рекомендації fib [26] обмежують мінімальну кількість поздовжньої арматури :

$$A_{f,min} = 0,25 \frac{f_{ctm}}{f_{fk}} bd \geq 0,0013bd, \quad (4.5)$$

де f_{ctm} – середня міцність бетону на розтяг;

f_{fk} – характеристична міцність НКА на розтяг;

bd – ширина і робоча висота перерізу.

Ураховуючи крихкий характер руйнування елементів, армованих НКА, нормами АСІ [63] не передбачають перерозподіл моментів у статично невизначених конструкцій.

Проект українських норм ДСТУ [172] пропонують виконувати розрахунки, як для залізобетонних конструкцій, замінюючи сталеву арматуру на неметалеву з урахуванням лінійної діаграми НКА та її розрахункової міцності. Якихось розрахункових залежностей ці норми не містять.

У стиснутих елементах у нормах АСІ [63], CNR [14], а також у звіті fib [26] не рекомендується ураховувати НКА у якості стиснутої арматури до проведення спеціальних досліджень. У проекті українських норм ДСТУ [172] розрахункову міцність на стиск базальтопластикової (BFRP) і склопластикової (GFRP) арматури рекомендується приймати величиною 20% від міцності на розтяг.

Принципи розрахунку на поперечну силу в зарубіжних нормах збережені такими ж, які прийняті для розрахунку конструкцій зі сталеву арматурою. При цьому, зазначено, що вони (норми) ураховують основні фізико – механічні властивості НКА та особливості її сумісної роботи з бетоном (анізотропність, значні прогини і ширину розкриття тріщин, штучно зменшену висоту стиснутої зони бетону на приопорній ділянці, крихке руйнування, відсутність перерозподілу зусиль, відсутність нагельного ефекту в НКА тощо). Відмінність зарубіжних методик між собою заключається у відмінності основних емпіричних і теоретичних моделей розрахунку на дію поперечної сили.

Одним із факторів, які ураховуються нормами при проектуванні конструкцій з поперечною НКА з відгинами (хомутами), є зниження її міцності на 50 – 60% порівняно з прямолінійною стержневою робочою НКА. У японських JSCE [32] і американських АСІ [63] прийнята наступна умова міцності НКА, яка використовується, у вигляді відгинів:

$$f_{fb} = \left(0,05 \frac{r_b}{d_b} + 0,3\right) f_{fu} \leq f_{fu}, \quad (4.6)$$

де r_b – радіус загину (по внутрішній грані);

d_b – діаметр стержня.

В італійських нормах CNR [14] передбачено обмеження радіуса загину хомутів $r_b \geq 6d$. При цьому, їхня міцність $f_{fb} = 0,5R_f$, якщо немає інших експериментальних даних.

Основною передумовою розрахунку на поперечну силу за зарубіжними нормами являється сумісна робота поперечної НКА і бетону, в тому числі при перетині її похилою тріщиною. Ураховуючи те, що всі моделі розрахунку на поперечну силу базуються на вивченні роботи конструкцій зі сталевую поперечною арматурою, в fib [26] запропоновано на початковому етапі досліджень обмежити відносні деформації поперечної НКА 0,2 – 0,25 %. Згодом, опираючись на експериментальні дані, було прийнято рішення підвищити максимальне значення відносних деформацій до 0,45%.

Ще одним підходом при розробці розрахункових формул є застосування у розрахунках приведеної площі поперечної арматури, яка базується на гіпотезі рівності відносних деформацій та зусиль у сталевій і неметалевій арматурі:

$$A_\varepsilon = A_f \frac{E_f}{E_c}, \quad (4.7)$$

де A_ε – приведена площа арматури;

A_f – площа НКА;

E_f, E_c – модулі пружності, відповідно, НКА і сталевій арматурі.

Так, у **японських нормах JSCE** [32] емпірична формула для визначення складової несучої здатності по бетону при обчисленні поперечної сили записана у вигляді, що повторює формулу розрахунку залізобетонного елемента, але з урахуванням приведеної площі поперечної арматури:

$$V_{cf} = 2\sqrt[4]{1/d} \cdot \sqrt[3]{\frac{100A_f \cdot E_f}{b_w \cdot d \cdot E_s}} \cdot \sqrt[3]{f_c} \cdot b_w \cdot d, \quad (4.8)$$

де b_w – ширина перерізу;

d – робоча висота перерізу.

Складова несучої здатності по НКА записана з урахуванням обмеження деформацій за емпіричною залежністю:

$$V_{sf} = \frac{A_{fw} \cdot E_{fw} \cdot \varepsilon_{fwd}}{s} \cdot z, \quad (4.9)$$

де ε_{fwd} – розрахункова границя відносних деформацій поперечної НКА, яка визначається за формулою:

$$\varepsilon_{fwd} = \sqrt{\left(\frac{h}{0,3}\right)^{0,1} \cdot f_c \frac{\rho_f \cdot E_f}{\rho_{fw} \cdot E_{fw}} \cdot 10^{-4}}, \quad (4.10)$$

де ρ_{fw} – коефіцієнт поперечного армування балки;

z – плече внутрішньої пари сил, $z = 0,9d = 0,9h_0$;

s – крок поперечної арматури.

Виходячи із такого ж принципу, **європейські норми Eurocode – 2** [22] пропонують визначити складову поперечної сили по бетону за формулою:

$$V_{cf} = 0,12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \left(100 \frac{A_f \cdot E_f}{b_w \cdot d \cdot E_s} \varphi_\varepsilon \cdot f_{ck} \right)^{1/3} \cdot b_w \cdot d, \quad (4.11)$$

де коефіцієнт $\varphi_\varepsilon = \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_y}$, $\varepsilon_f = 0,0045$, як експериментально встановлена величина.

Складова несучої здатності поперечного перерізу по НКА визначається з урахуванням обмеження її деформацій величиною 0,25%:

$$V_{sf} = \frac{A_{fw} \cdot f_{fw} \cdot d}{s}, \quad (4.12)$$

де $f_{fw} = E_{fw} \cdot 0,0025$.

В американських нормах АСІ [63] при визначенні складової несучої здатності похилого перерізу по бетону прийнята така ж модель, як і для залізобетонного елемента, із застосуванням коефіцієнта $12k/5$:

$$V_{cf} = (12k/5) \cdot 0,167\sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d, \quad (4.13)$$

$$\text{де } k = \sqrt{\rho_f \cdot n_f \cdot 2 + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f \cdot n_f;$$

$$\rho_f = \frac{A_f}{b_w d}; \quad n_f = \frac{E_f}{E_c}.$$

Складову несучої здатності похилого перерізу по НКА визначається як і для сталевих арматур, але з обмеженням її деформацій 0,40% та обмеженням міцності для НКА з відгинами:

$$V_{sf} = \frac{A_{fw} \cdot f_{fw} \cdot d}{s}, \quad (4.14)$$

$$\text{де } f_{fw} = 0,004E_f \leq f_{fb};$$

f_{fb} – розрахункова міцність поперечної арматури з відгинами або хомутив. Звичай $f_{fb} = 0,5 - 0,6f_{fu}$.

У канадських нормах канадські CSA [10] складову несучої здатності по бетону приймається без зміни відносно формул для залізобетонних елементів:

$$V_{cg} = 1,3 \cdot \lambda \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_v, \quad (4.15)$$

де $\lambda = 1$ для важкого бетону;

$\beta = 0,167$ – коефіцієнт, який ураховує опір зрізу похилих перерізів з діагональними тріщинами;

$d_v = 0,9d$ – плече пари внутрішніх сил;

f'_c - характеристичний опір бетону на стиск (пікова точка розрахункової діаграми деформування).

Складова несучої здатності похилих перерізів базальтобетонних балок по НКА приймається з урахуванням тільки 40%-ї міцності НКА:

$$V_{sf} = \frac{0,4 \cdot A_{fw} \cdot f_{fw} \cdot d}{s}, \quad (4.16)$$

В італійських нормах CNR [14] використовуються формули із методики Eurocode 2 до внесення до неї змін у 2004 році. При цьому, складова несучої здатності по бетону змінюється пропорційно жорсткості НКА:

$$V_{cf} = 1,3 \left(\frac{E_f}{E_s} \right)^{0,5} \cdot \tau_{Rd} \cdot k(1,2 + 40\rho_f)b_w d, \quad (4.17)$$

де $\tau_{Rd} = 0,25f_{ctd}$ – розрахункове значення опору бетону зсуву;

f_{ctd} – розрахункова міцність бетону на розтяг;

k – коефіцієнт, який дорівнює 1, якщо більше 50% нижньої робочої арматури згинаного елемента не доводиться до опори і $k = 1,6$ – в інших випадках.

Складова несучої здатності по НКА визначається з урахуванням коефіцієнта умов роботи поперечної арматури 0,5:

$$V_{Rd,f} = \frac{A_{fw} \cdot f_{fr} \cdot d}{s} = \frac{0,5 \cdot f_{fw} \cdot A_{fw} \cdot d}{s}. \quad (4.18)$$

Результати розрахунків очікуваної несучої здатності дослідних зразків – балок, армованих BFRP (серія 6, досліді автора), за наявними нормами проектування зарубіжних країн, які одні із перших почали застосовувати НКА для армування прогінних бетонних конструкцій, представлені в табл. 4.1. У цій же таблиці наведена також прогнозована несуча здатність похилих перерізів залізобетонних експериментальних балок (серії 1 АСД, досліді Албу К.І., Сьоміної Ю.А., Даниленко Д.С.) з аналогічними конструктивними чинниками та використанням сталевोї поздовжньої і поперечної арматури замість базальтопластикової.

Аналіз отриманих результатів показує, що розрахункові схеми О.С. Залєсова, О.Ф. Ільїна, Ю.А. Клімова [115,116] мають значно кращу збіжність (коефіцієнт варіації $v = 17,5\%$) розрахункових та дослідних даних несучої здатності залізобетонних балок порівняно з діючим в Україні Eurocode 2 [22] у вигляді ДСТУ Б. В.2.6. – 156: 2010 [105] ($v = 65,4\%$) тому, що вони краще від європейських та інших зарубіжних норм відображають фізичну картину роботи дослідних (серія АСД) балок під навантаженням. Проте, в досліді з великими прольотами зрізу ($a/h_0 = 3$) і максимальною кількістю поперечного армування ($\rho_{sw} = 0,0044$) прогнозована за СНиП [191] несуча здатність похилих перерізів в середньому на 28% перевищує їхню фактичну міцність, що є небезпечним.

Порівняння фактичної несучої здатності похилих перерізів базальтобетонних балок та розрахункових її значень, обчислених за рекомендаціями наявних норм проектування зарубіжних країн, показало незадовільну, в цілому, їхню збіжність. Так, коефіцієнти варіації за Eurocode 2 [22] $v = 85,2\%$; JSCE [32] $v = 77,9\%$; ACI [63] $v = 81,7\%$; CSA [10] $v = 61,1\%$; CNR [14] $v = 59,0\%$. Із табл. 4.1 видно, що європейські Eurocode 2 [22], японські JSCE [32] і американські ACI [63] норми значно недооцінюють несучу здатність похилих перерізі дослідних бетонних балок, армованих BFRP. Канадські CSA [10] та італійські CNR [14] нормативні документи суттєво (до 2 разів) перевищують несучу здатність базальтобетонних балок з великими прольотами зрізу ($a/h_0 = 3$), що може створювати аварійну ситуацію на реальних об'єктах.

Таблиця 4.1

Порівняння експериментальної несучої здатності похилих перерізів однаково армованих ($\rho_{ls} = \rho_{lf}$) звичайних залізобетонних (серія АСД) та базальтобетонних (серія Ц) балок з її розрахунковими значеннями, обчисленими за існуючими нормативними і вдосконаленою автором методиками

№ досліду	План експерименту			Несуча здатність V_u , кН, похилих перерізів										
	X_1	X_2	X_3	V_{us}^{exp} (3.1)	V_{us}^{calc} [191]	V_{us}^{calc} [22]	V_{uf}^{exp} (3.3)	V_{uf}^{calc} [22]	V_{uf}^{calc} [32]	V_{uf}^{calc} [63]	V_{uf}^{calc} [10]	V_{uf}^{calc} [14]	$V_{uf,1}^{calc}$	$V_{uf,2}^{calc}$
1	+	+	+	72	108	87	32	35	36	43	68	86	34	34
2	+	+	-	60	69	43	30	19	31	17	36	46	34	34
3	+	-	+	62	89	83	29	32	27	40	59	73	29	29
4	+	-	-	50	46	39	28	16	24	14	27	33	25	25
5	-	+	+	168	170	60	123	35	36	43	68	86	120	124
6	-	+	-	156	150	50	102	19	31	17	36	46	90	103
7	-	-	+	130	114	49	78	32	27	40	59	73	82	78
8	-	-	-	118	95	39	57	16	24	14	27	33	64	58
9	+	0	0	73	76	61	38	24	30	27	45	56	30	30
10	-	0	0	155	128	50	98	24	30	27	45	56	88	93
11	0	+	0	103	109	52	58	26	34	28	49	63	59	59
12	0	-	0	79	81	47	35	22	25	25	41	50	45	45
13	0	0	+	99	116	66	55	34	32	42	64	79	59	59
14	0	0	-	87	77	37	44	18	28	16	32	39	44	44

Продовження таблиці 4.1

15	0	0	0	98	94	50	52	24	30	27	45	56	51	52
$\sum (y_i - \hat{y}_i)^2$				4140 кН ²	57465 кН ²	27479 кН ²	22970 кН ²	25265 кН ²	14124 кН ²	13194 кН ²	529 кН ²	238 кН ²		
$\sigma = \sqrt{\Sigma(\dots)^2 / 14}$				17,2 кН	64,1 кН	44,3 кН	40,5 кН	42,5 кН	31,8 кН	30,7 кН	6,15 кН	4,12 кН		
$v = (b/b_0)^6 * 100, \%$				17,5 %	65,4 %	85,2 %	77,9 %	81,7 %	61,1 %	59,0 %	11,8 %	7,9 %		

Загальною рисою усіх розглянутих закордонних норм проектування, як показали наведені у табл. 4.1 порівняння, є недооцінка до декількох разів несучої здатності похилих перерізів дослідних зразків – балок, армованих як сталевою, так і базальтопластиковою арматурою.

Аналіз методів розрахунку несучої здатності приопорних ділянок прогінних залізобетонних і базальтобетонних конструкцій, закладених у національних нормах проектування, а також авторських методах, показав, що абсолютна більшість із них базується не на новому загальному методі, а на частково вдосконалених методиках, які використовувалися в свій час у раніше діючих нормах. Зокрема, методи розрахунку Eurocode 2 [22] та інших зарубіжних країн базуються на різних умовних схемах та аналогіях, які вимагають застосування емпіричного підходу і використання все більшої кількості формул такого ж походження. При цьому, для великої кількості дослідних зразків – балок з великими прольотами зрізу ($a/h_0 = 3$) спостерігається недостатня надійність розрахункових формул, оскільки розрахункова міцність їхніх похилих перерізів значно перевищувала фактичну несучу здатність.

Отже, виконане порівняння експериментальних і розрахункових значень несучої здатності похилих перерізів дослідних залізобетонних і базальтобетонних дослідних елементів, обчислених за рекомендаціями вказаних національних норм проектування, показало, що краща збіжність цих величин характерна для тих норм, які базуються не на модифікованій фермовій аналогії чи модифікованій теорії полів стиску, а на тих розрахункових схемах, які краще відображають фізичну картину їх роботи під навантаженням (рис. 4.1, 4.2).

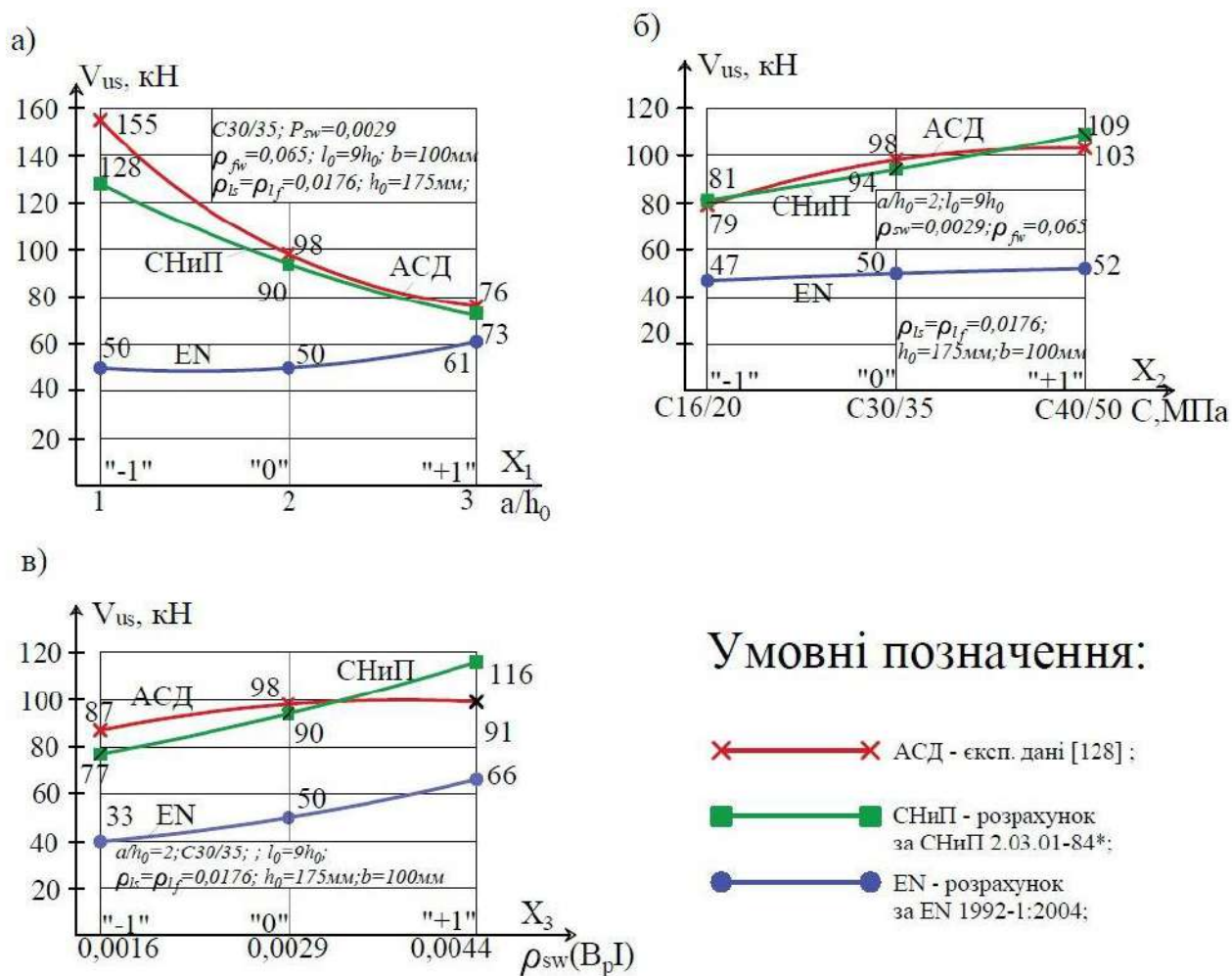


Рис.4.1 Вплив конструктивних чинників на дослідну і розрахункову несучу здатність похилих перерізів залізобетонних балок [128], визначену за розрахунковими схемами О. С. Залєсова, О. Ф. Ільїна, Ю. А. Клімова (нормами проектування СНиП 2.03.01 – 84*[191]) та EN 1992 – 1:2004 [22]

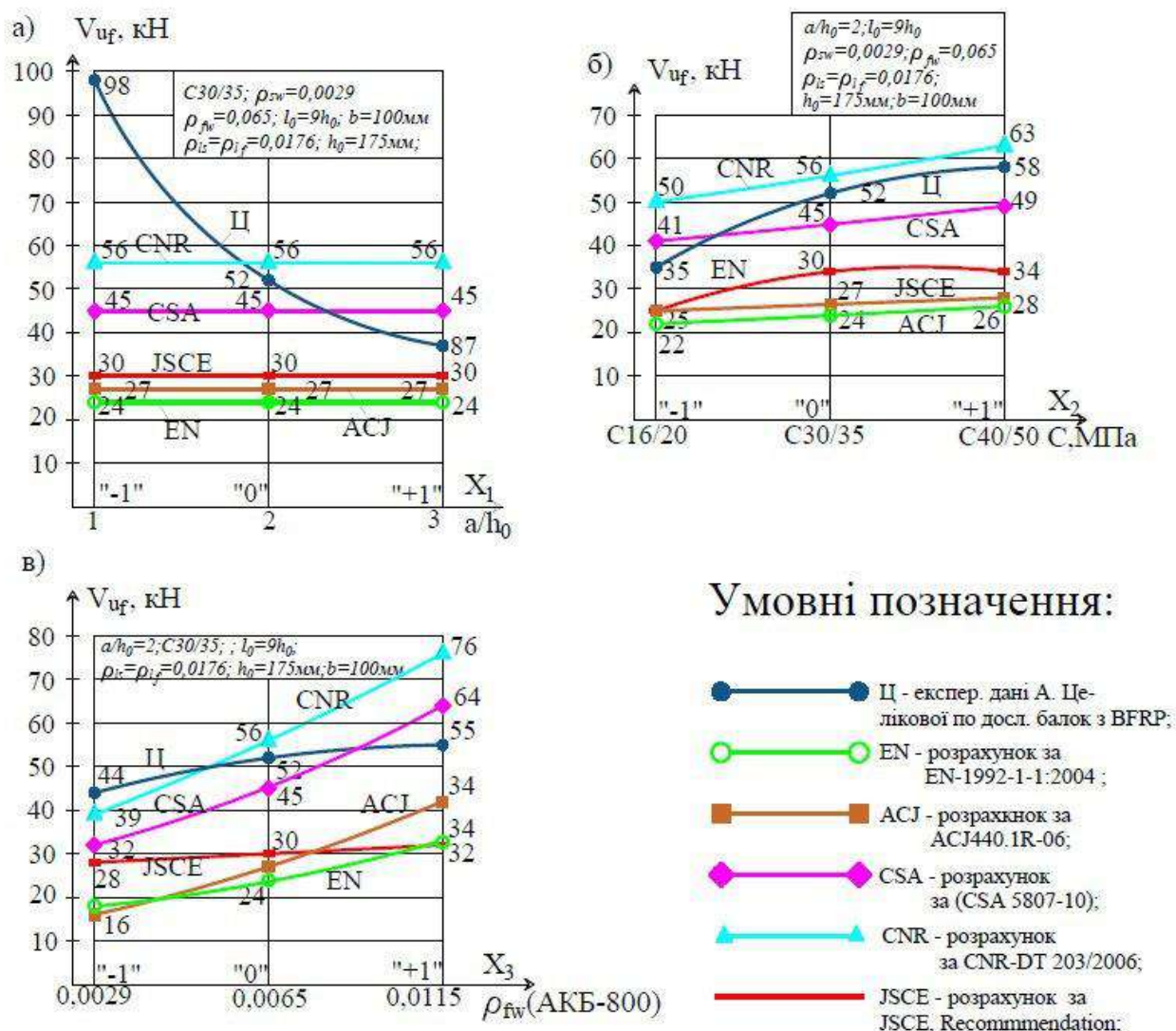


Рис. 4.2 Вплив відносного прольоту зрізу (а), класу бетону (б), кількості поперечної арматури (в) на дослідну і розрахункові значення несучої здатності похилих перерізів бетонних балок з BFRP, визначені за існуючими будівельними нормами іноземних держав

4.2 Моделювання напружено-деформованого стану базальтобетонних балок

Моделювання складного напружено – деформованого стану дослідних зразків – балок виконано в нелінійній постановці методом скінчених елементів у апробованому програмному комплексі «Ліра – САПР» версії 2018 року, який базується на загальній теорії залізобетону з тріщинами, розроблений проф. Карпенком М. І. [181] та його учнями. Ураховуючи те, що бетон і базальтопластикові арматура працюють

сумісно і мають різні фізико – механічні властивості, зокрема бетон характеризується нелінійною залежністю між напруженнями та деформаціями, характеристики бетону були прийняті за результатами випробування кубів та призм (див. розділ 2). Характеристики базальтопластикової арматури прийняті згідно з сертифікатом якості заводу – виготовлювача (див. додаток А) та ДСТУ Н Б В.2.6 – 185 2012 [110] та за результатами контрольних випробувань.

Границю міцності бетону при складному напруженому стані дослідних зразків визначали за допомогою феноменологічного критерію міцності Г.О. Генієва, В.М. Киссюка, Г.О. Тюпіна, закладеного в зазначеному програмному комплексі.

Виходячи із розмірів поперечного перерізу, балку умовно розбивали на восьмивузлові ізопараметричні скінчені елементи розміром $10 \times 10 \times 10$ мм для зручності моделювання арматури, а також виходячи з розмірів щебню для бетону. Загальна кількість скінчених елементів в моделі складала 39400, а вузлів – 45738. Використовували кроковий і кроково – ітераційний методи розрахунку, а також використовували кусочно – лінійний закон деформування матеріалів №14 бібліотеки з відповідним алгоритмом. Як і в натурному експерименті, зовнішнє навантаження прикладали кроково до вузлів згідно з рис 4.3. Для уникнення ефекту місцевого зминання у місцях прикладання навантаження були встановлені пластини розмірами $0,01 \times 0,01$ м із заданою жорсткістю. Така ж кількість жорстких пластин з такими ж розмірами була встановлена в місцях біля опор. Спосіб обпирання дослідної балки задавали шляхом унеможливлення переміщень за відповідними осями.

За результатами розрахунків були отримані ізополя напружень і прогинів на кожному етапі навантаження дослідних зразків – балок. На рис. 4.3 -4.14 наведений, для прикладу, напружено – деформований стан бетону і базальтопластикової арматури в експериментальних балках № 2, 5, 15 безпосередньо перед їхнім руйнуванням ($\eta \cong 0,95F_u$).

Підсумкові результати моделювання напружено – деформованого стану базальтобетонних балок перед їх руйнуванням за дії статичного навантаження представлені в табл. 4.2.

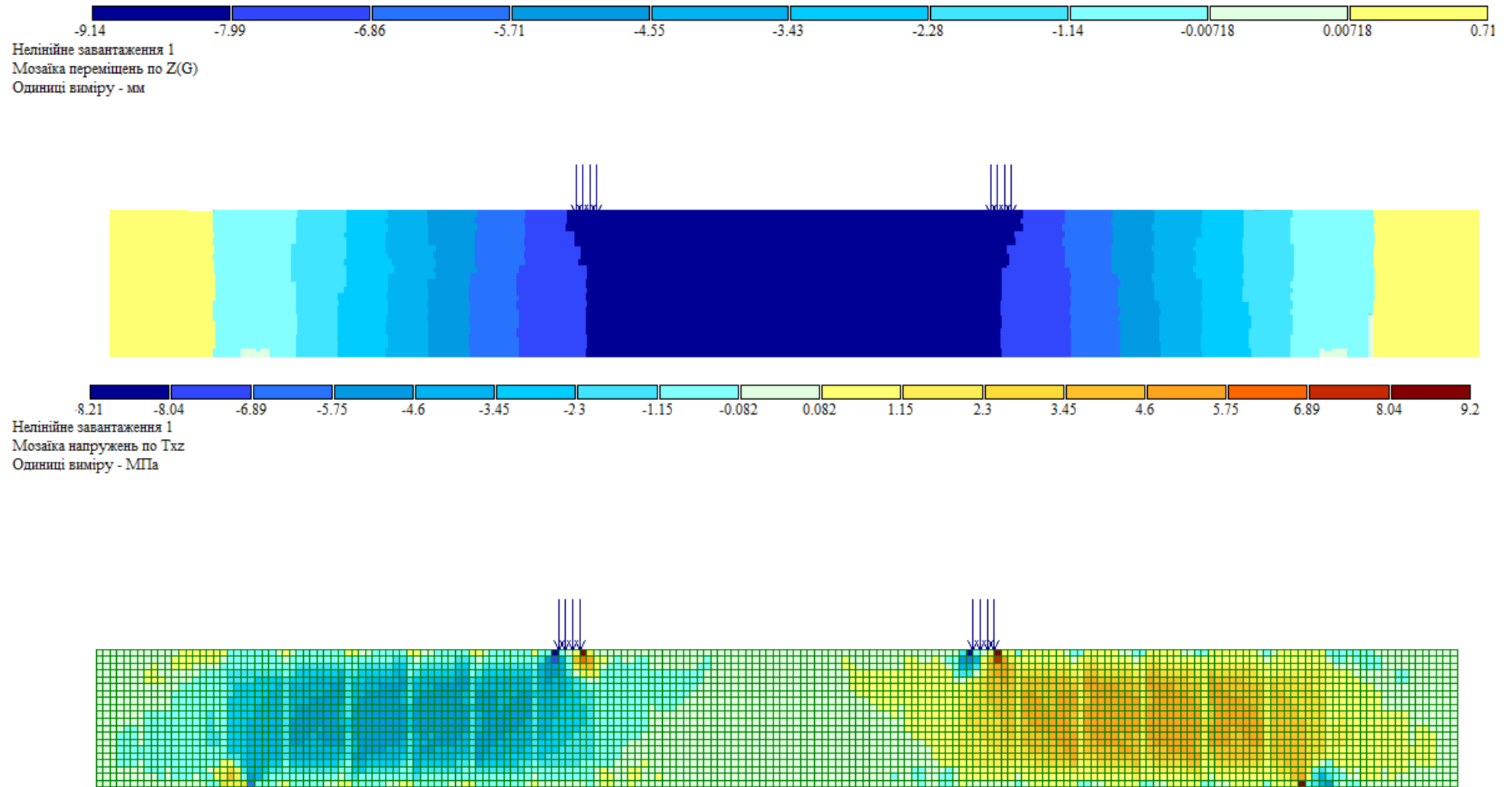


Рис.4.3. Ізополя вертикальних переміщень балки №2 з великим прольотом зрізу ($a/h_0 = 3$) і дотичних напружень τ_{xz} на її бічній грані перед руйнуванням

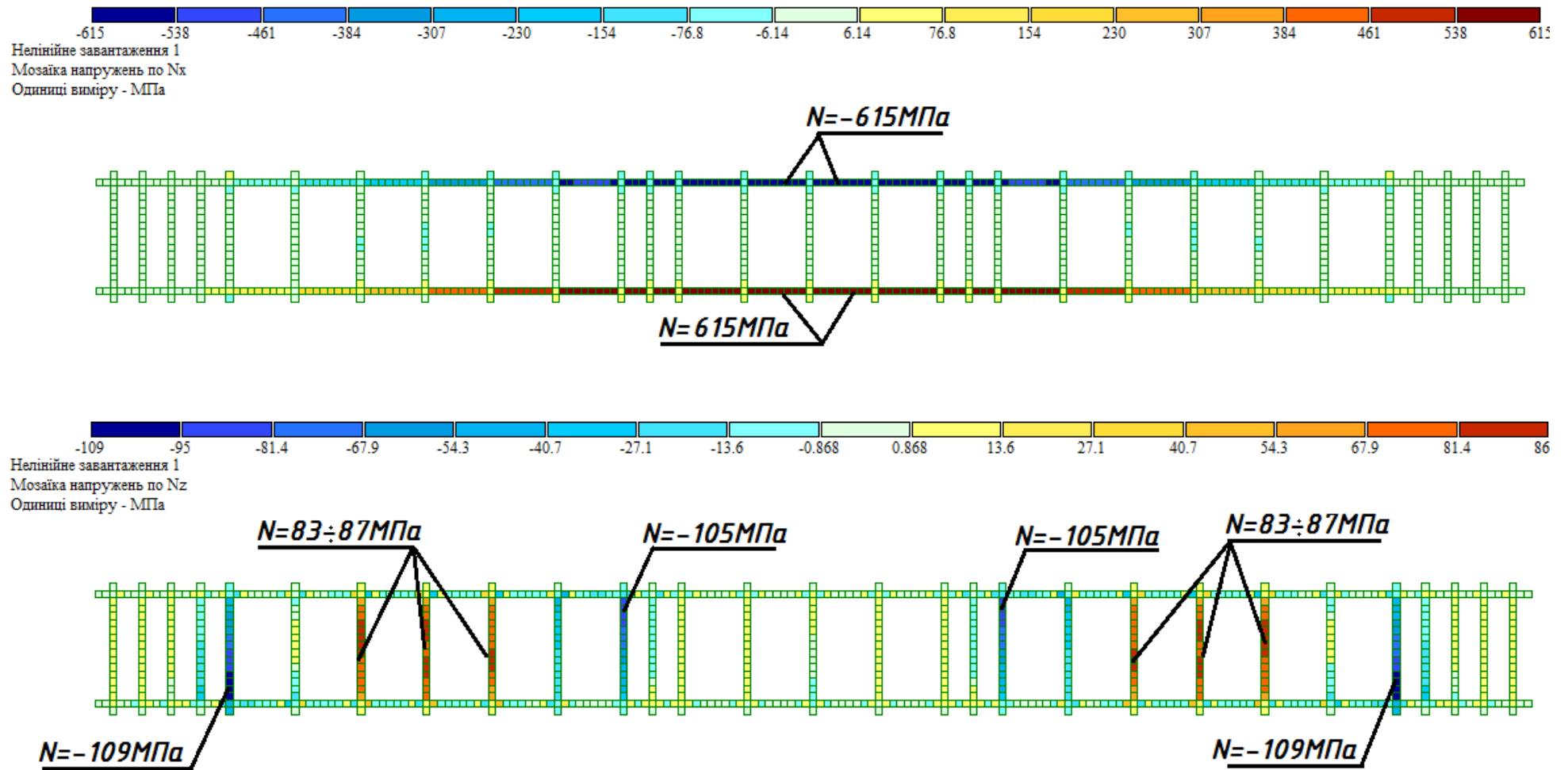


Рис.4.4. Ізополя напружень у поздовжній та поперечній базальтопластиковій арматурі балки №2 перед її руйнуванням

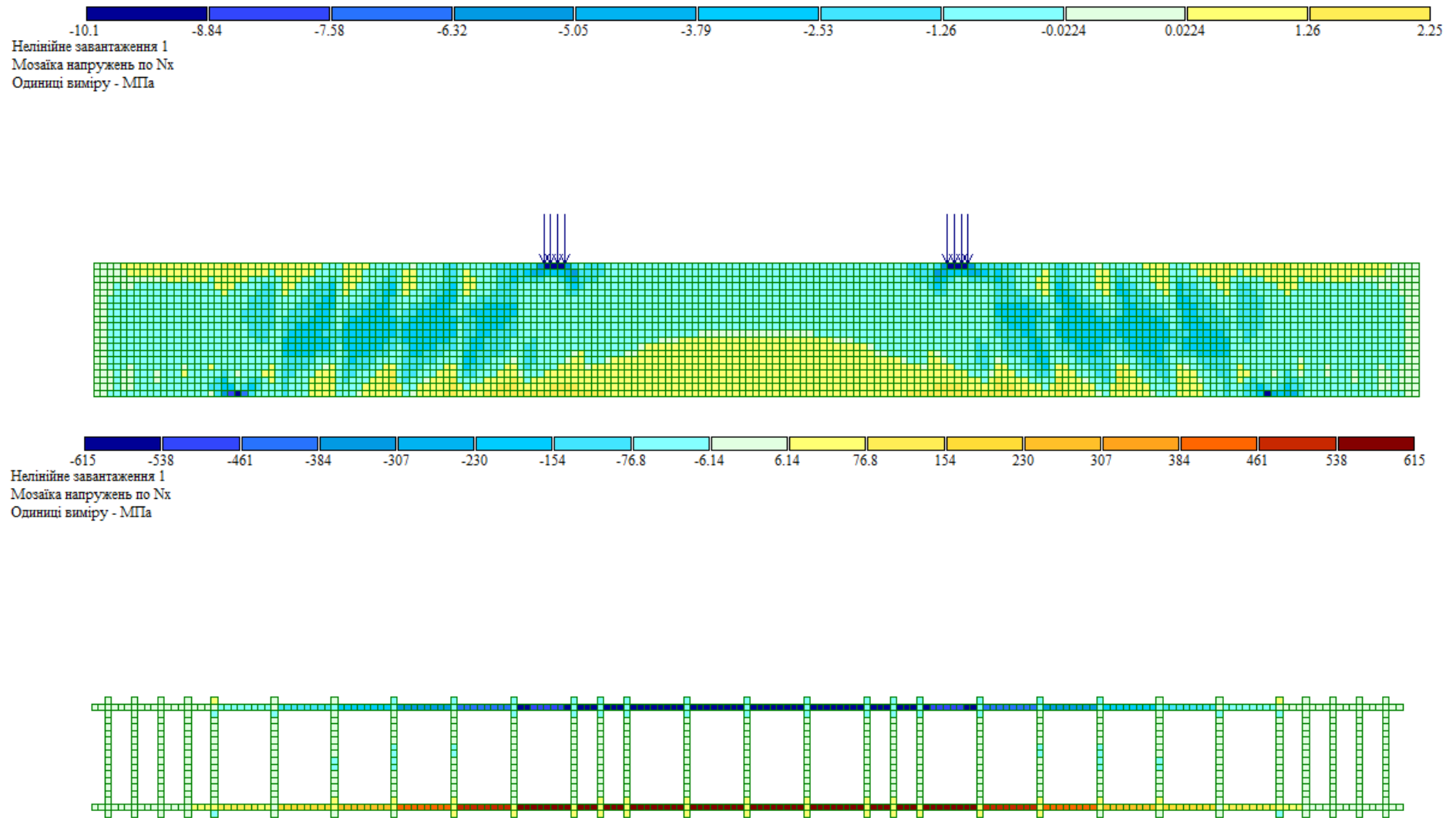


Рис.4.5. Ізополя нормальних вертикальних напружень σ_{cx} в бетоні та поздовжній BFRP σ_{fx} по довженні балки №2 перед її руйнуванням

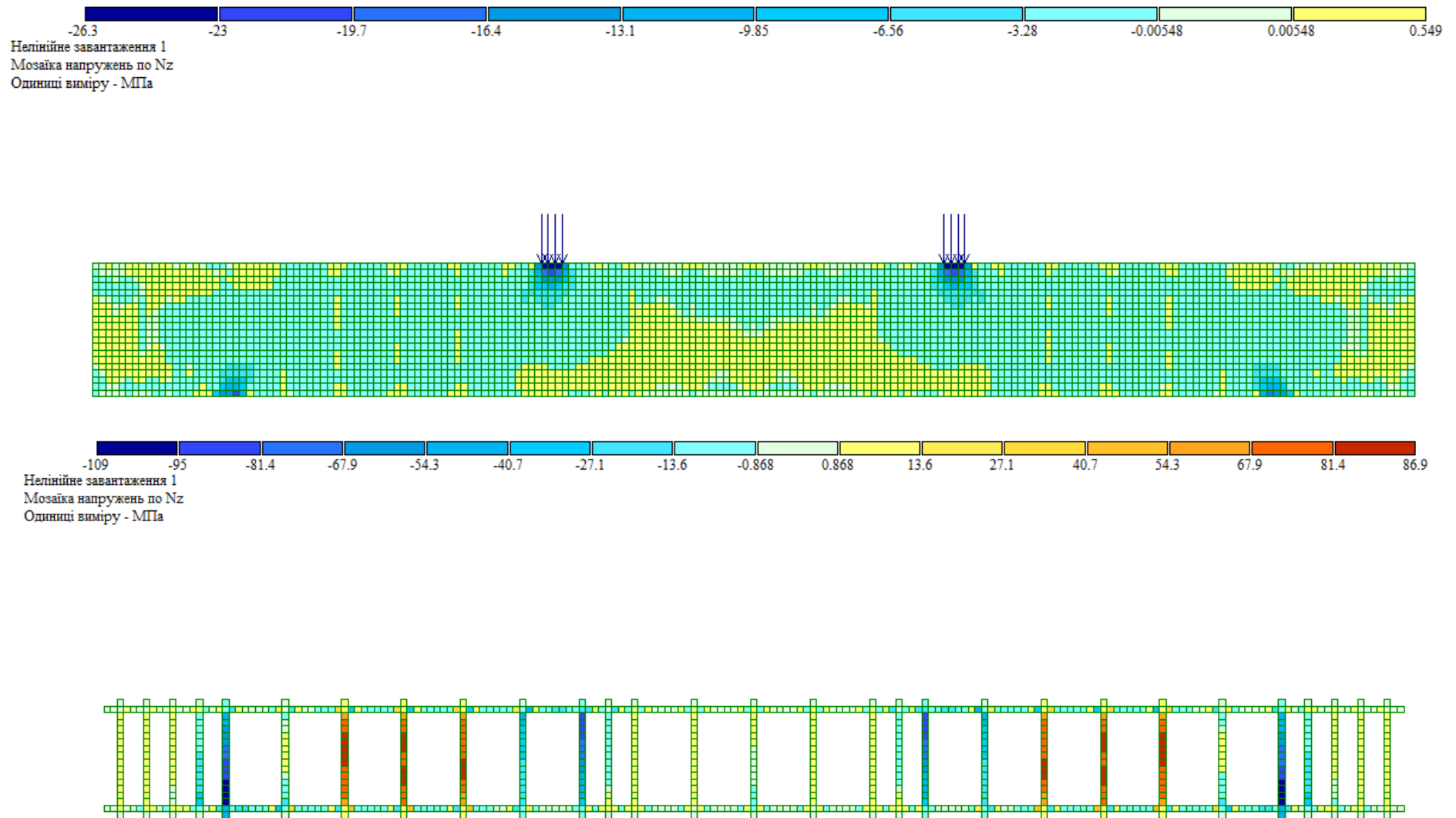


Рис.4.6. Ізополя вертикальних напружень σ_{cz} в бетоні та поперечній BFRP σ_{fwz} по довженні балки №2 перед її руйнуванням

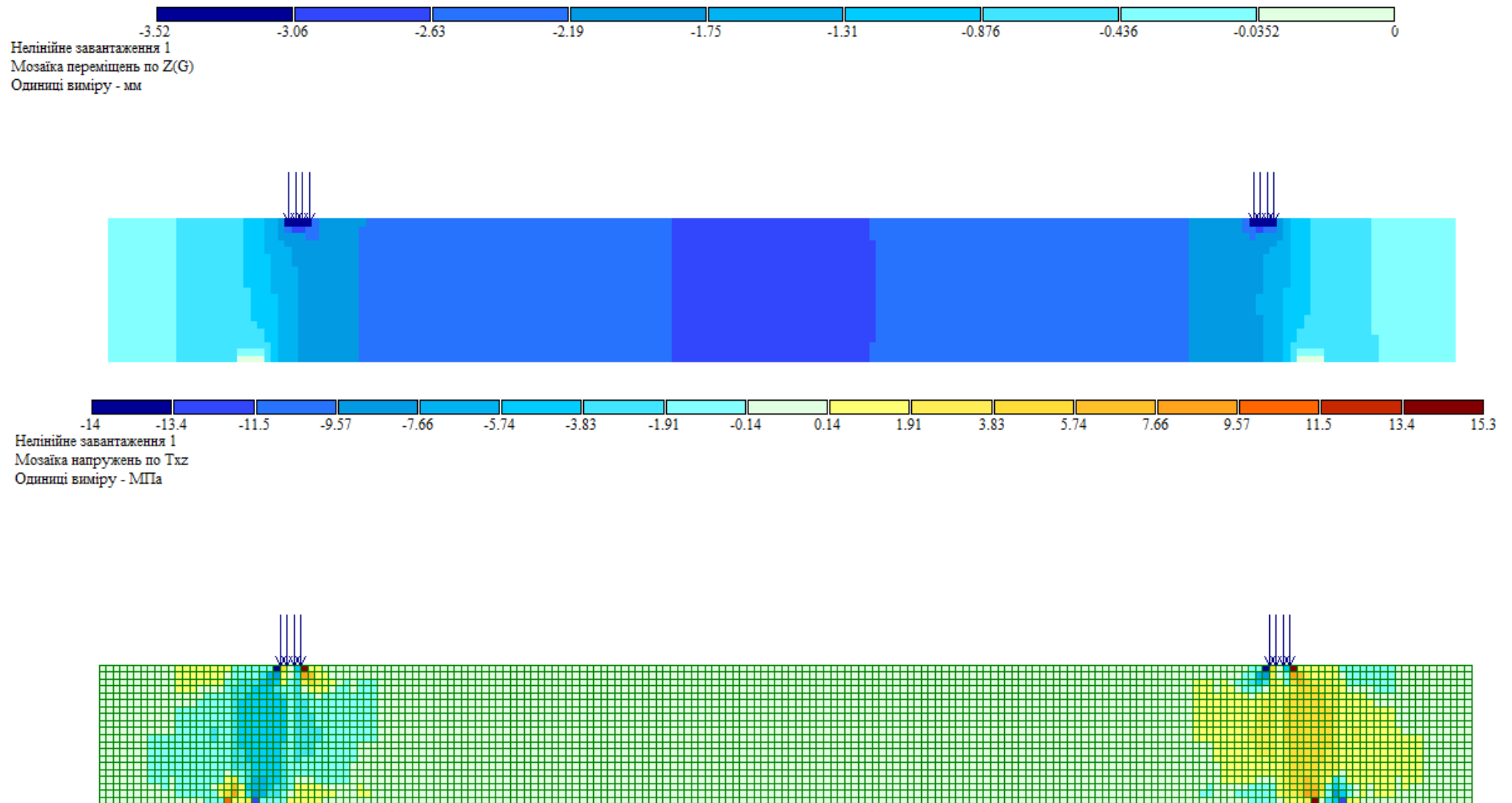


Рис.4.7. Ізополя вертикальних переміщень балки №5 з малим прольотом зрізу ($a/h_0 = 1$) і дотичних напружень τ_{xz} на її бічній грані перед руйнуванням

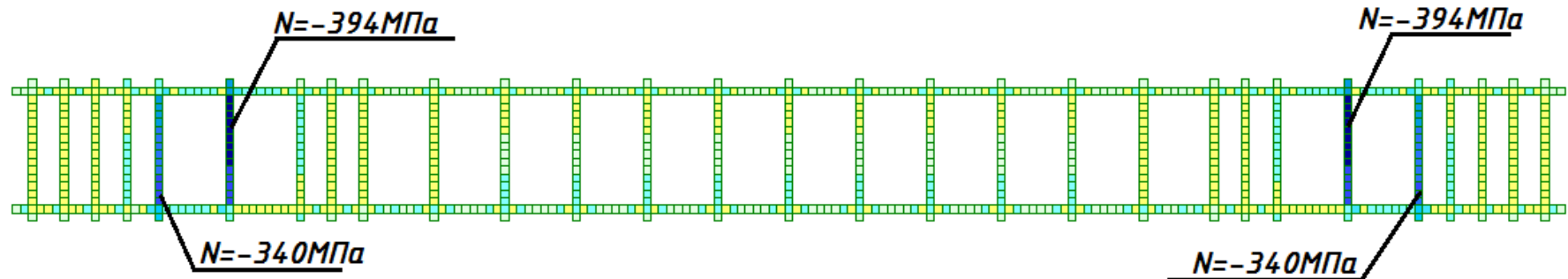
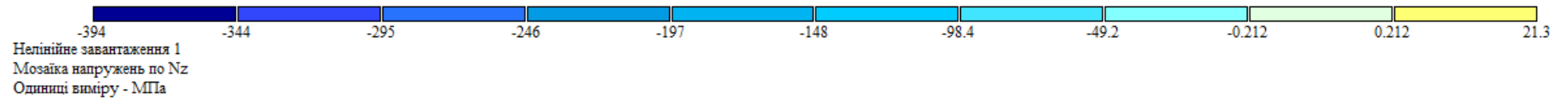
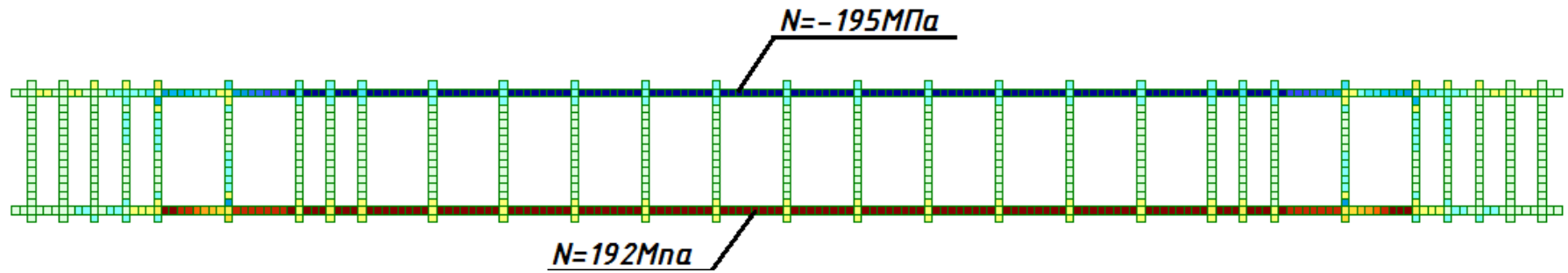
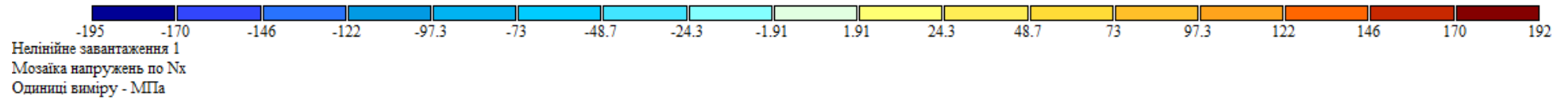


Рис.4.8. Ізополя напружень у поздовжній та поперечній базальтопластиковій арматурі балки №5 перед її руйнуванням

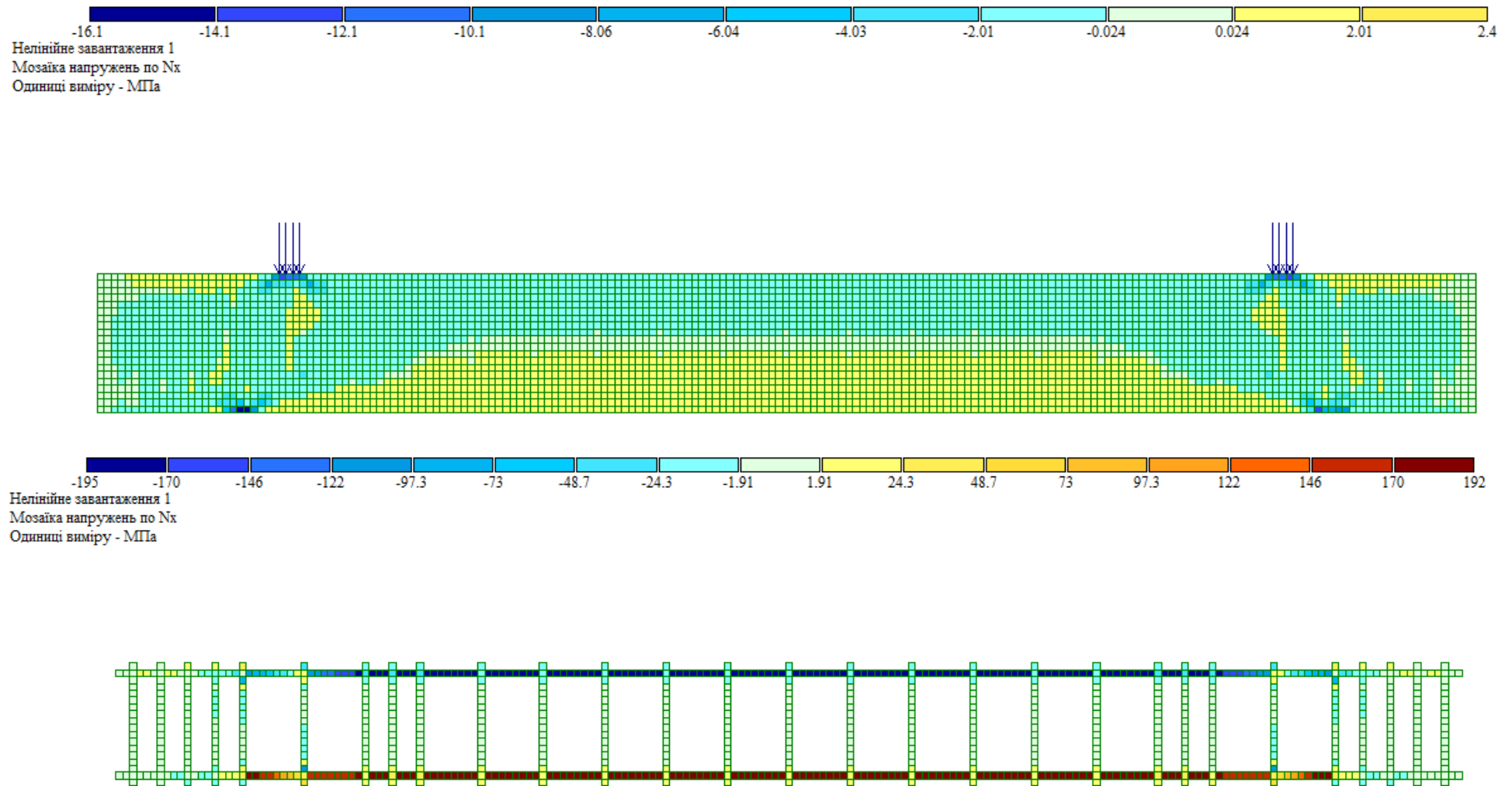


Рис.4.9. Ізополя нормальних горизонтальних напружень σ_{sx} в бетоні та поздовжній BFRP σ_{fx} по довженні балки

№5 перед її руйнуванням

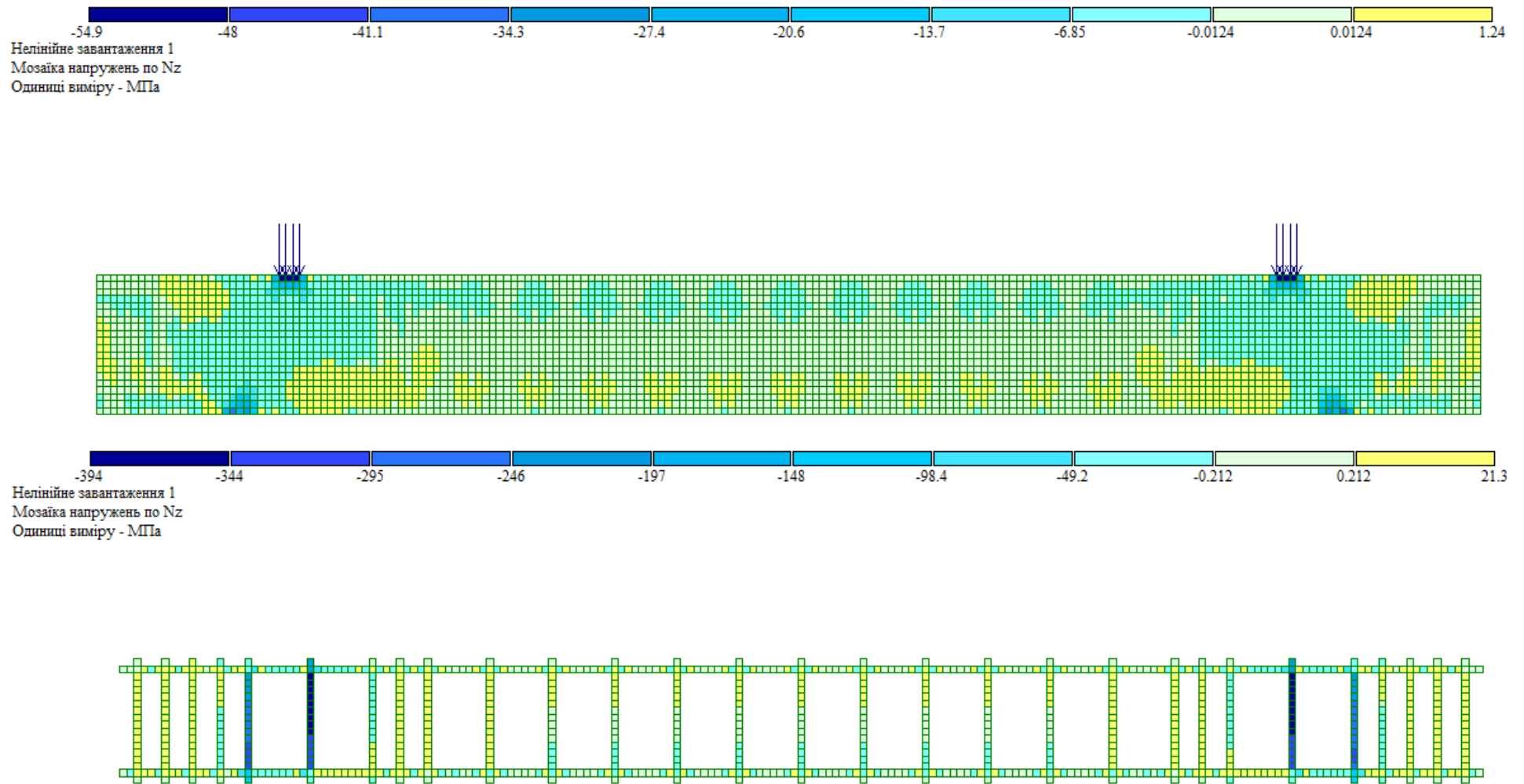


Рис.4.10. Ізополя вертикальних напружень σ_{cz} в бетоні та поперечній BFRP σ_{fwz} по довженні балки №5 перед її руйнуванням

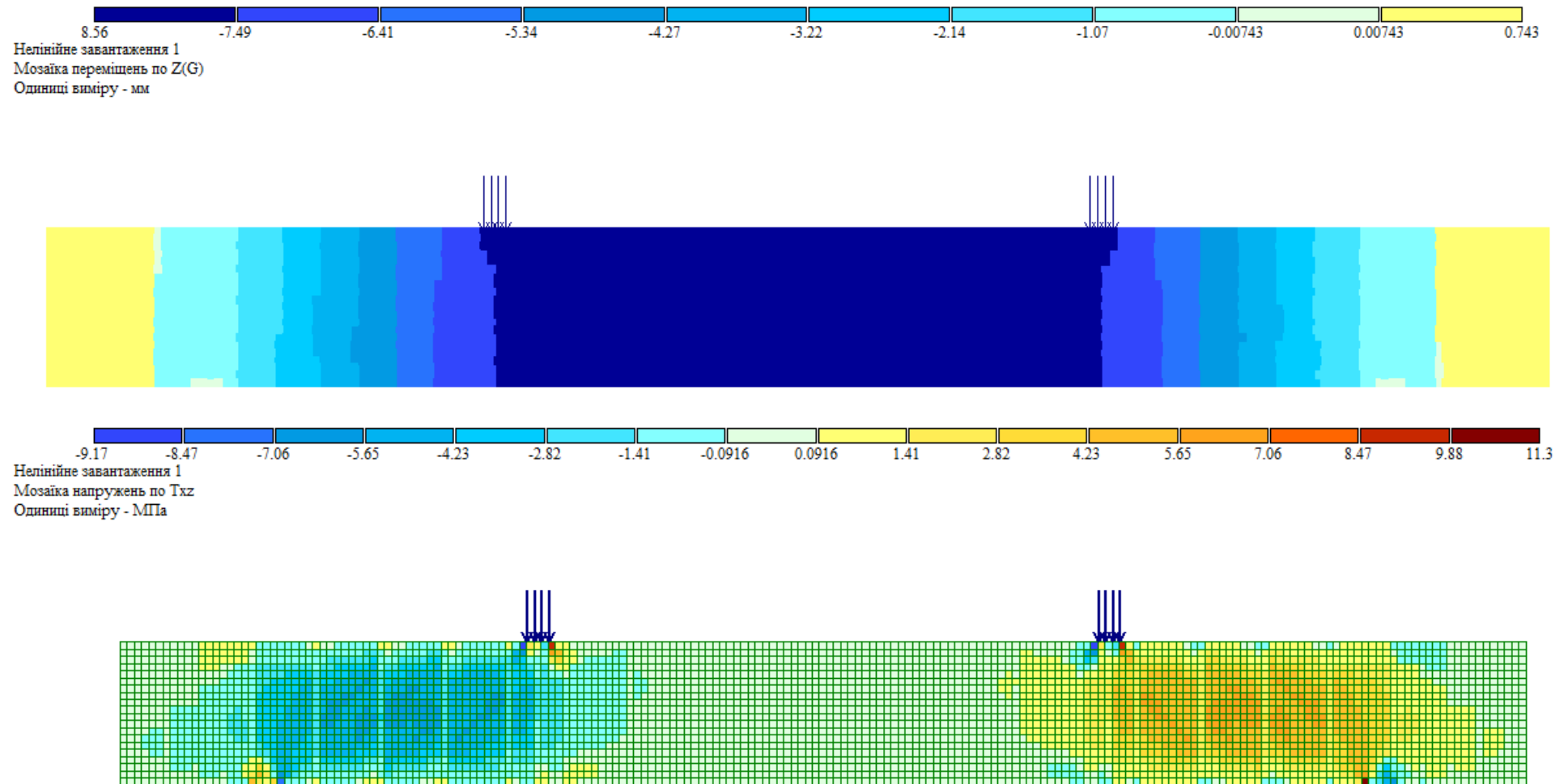


Рис.4.11. Ізополя вертикальних переміщень балки №15 з середнім прольотом зрізу ($a/h_0 = 2$) і дотичних напружень τ_{xz} на її бічній грані перед руйнуванням

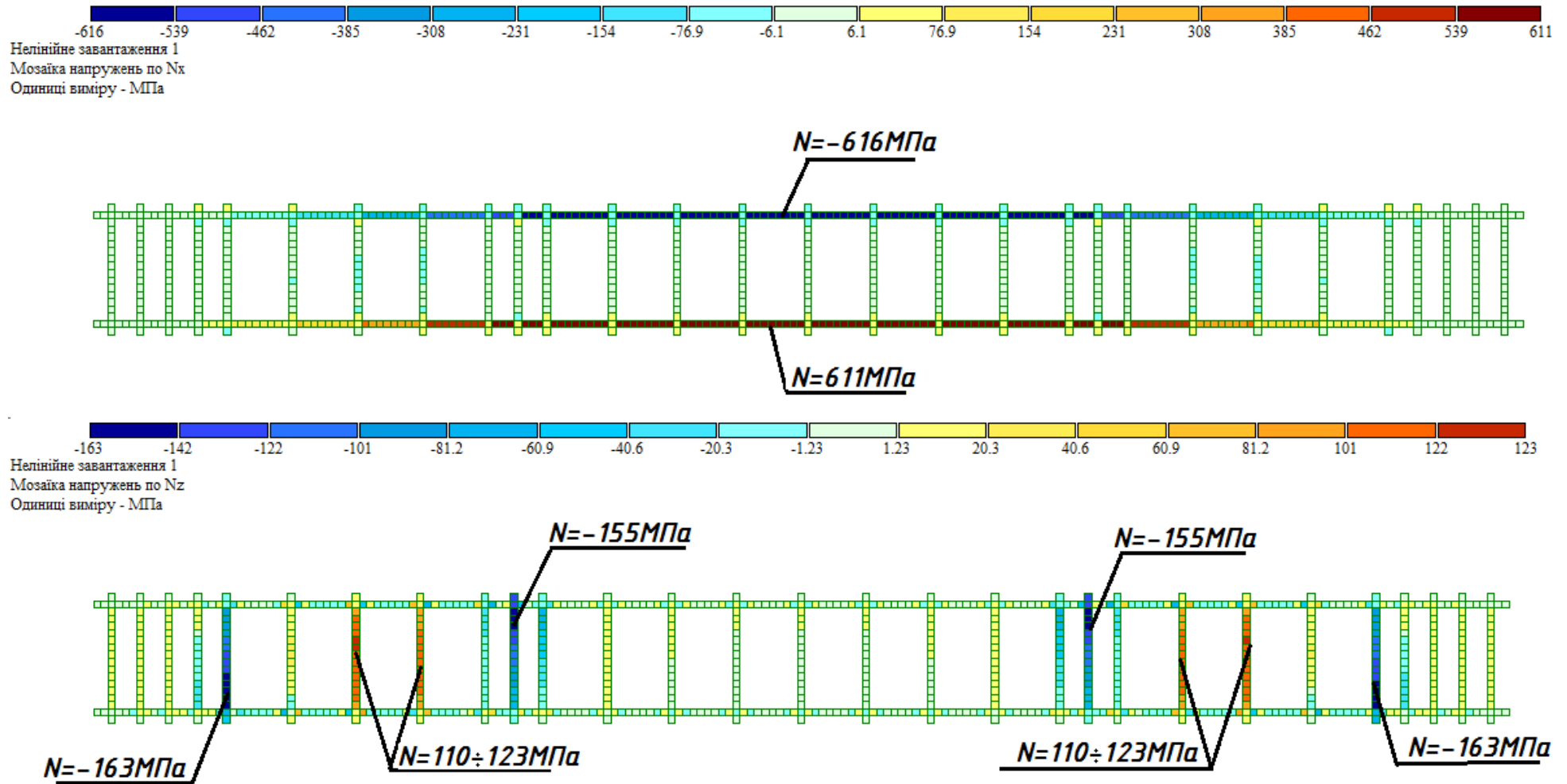


Рис.4.12. Ізополя напружень у поздовжній та поперечній базальтопластиковій арматурі балки №15 перед її руйнуванням

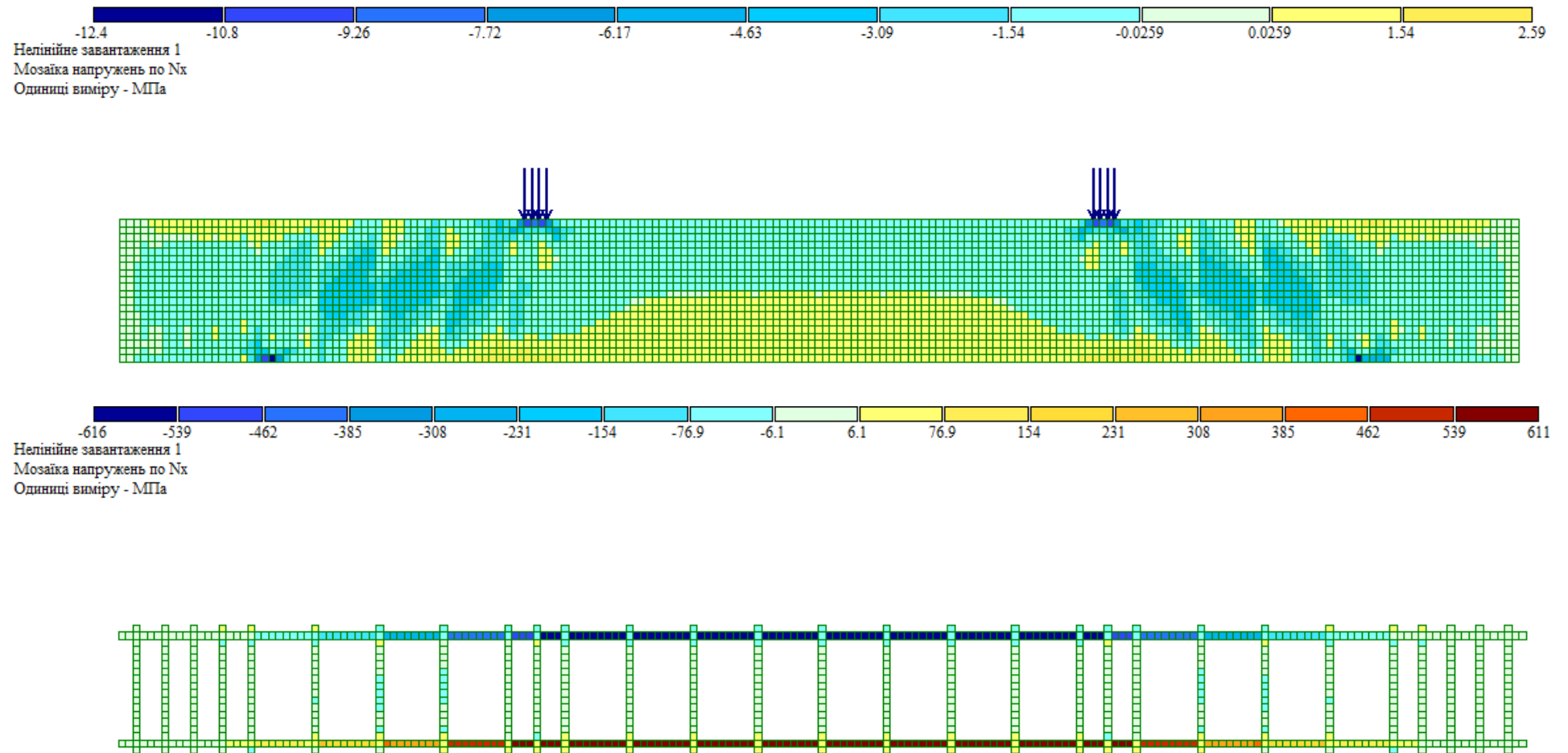


Рис.4.13. Ізополя нормальних горизонтальних напружень σ_{cx} в бетоні та поздовжній BFRP σ_{fx} по довженні балки №15 перед її руйнуванням

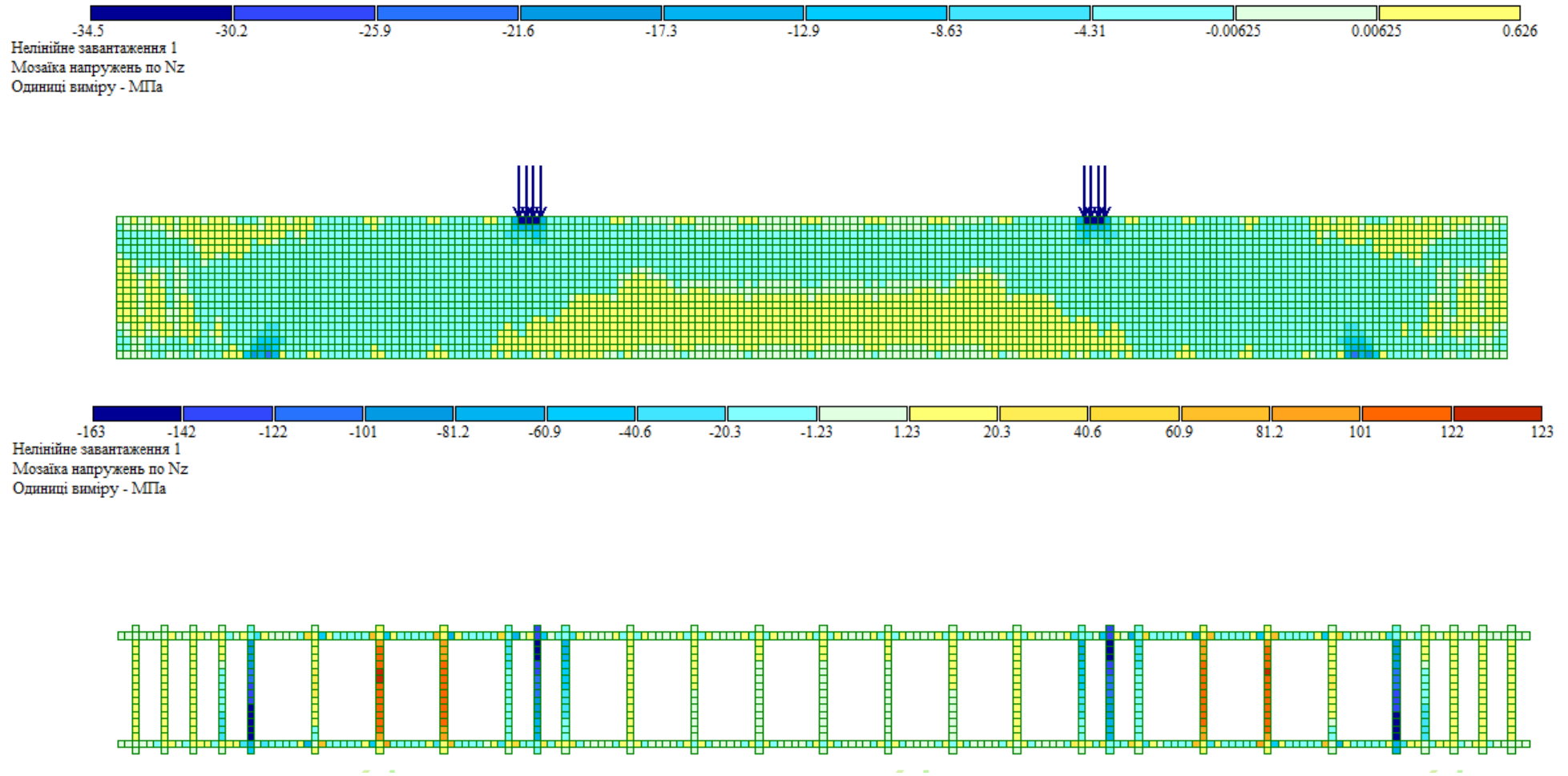


Рис.4.14. Ізополя вертикальних напружень σ_{cz} в бетоні та поперечній BFRP σ_{fwz} по довженні балки №15 перед її руйнуванням

Таблиця 4.2

Результати моделювання напружено – деформованого стану базальтобетонних балок перед їх руйнуванням за дії статичного навантаження ($\eta \cong 0,95 F_u$)

№ досліду	План експерименту			Прогини f , мм	Напруження в арматурі і бетоні, МПа						
	X_1	X_2	X_3		σ_{ftx}	σ_{fcx}	σ_{fwtz}	σ_{fwcz}	τ_{cxz}	σ_{cx}	σ_{cz}
1	+	+	+	7,8	630	-630	70	-89	8,8	-9,7	-26,3
2	+	+	-	9,1	615	-615	87	-105	9,2	-10,1	-26,3
3	+	-	+	7,8	630	-630	70	-107	8,8	-9,7	-26,3
4	+	-	-	9,1	615	-615	87	-105	9,2	-10,1	-26,3
5	-	+	+	3,5	192	-195	-	-394	15,3	-16,1	-54,9
6	-	+	-	3,7	183	-187	-	-327	15,4	-16,4	-54,4
7	-	-	+	3,5	192	-195	-	-394	15,3	-16,1	-54,9
8	-	-	-	3,7	183	-187	-	-327	15,4	-16,4	-54,4
9	+	0	0	8,4	622	-624	80	-129	9,0	-9,8	-26,3
10	-	0	0	3,6	189	-192	-	-372	15,4	-16,3	-54,7
11	0	+	0	8,6	611	-616	123	-163	11,3	-12,4	-34,5
12	0	-	0	8,6	611	-616	123	-163	11,3	-12,4	-34,5
13	0	0	+	7,9	617	-625	109	-178	11,1	-12,0	-34,6
14	0	0	-	9,4	606	-604	133	-135	11,6	-12,8	-34,4
15	0	0	0	8,6	611	-616	123	-163	11,3	-12,4	-34,5
Середнє, $a/h_0 = 3$				8,44	622	-623	79	-	9,0	-9,9	-26,3
Середнє, $a/h_0 = 2$				8,62	611	-615	122	-	11,3	-12,4	-34,5
Середнє, $a/h_0 = 1$				3,60	188	-191	-	-363	15,4	-16,3	-54,7

Аналіз прямих вимірів прогинів, деформацій бетону і базальтопластикової арматури, а також узгоджених з ними ізополів переміщень та напружень в експериментальних зразках – балках перед їх руйнуванням показав, що середні розтягуючі і стискаючі напруження, відповідно, у нижній робочій та верхній монтажній арматурі в балках з великими і середніми прольотами зрізу ($a/h_0 = 2 - 3$) коливаються в межах 611-623 МПа, тобто на рівні $0,76 - 0,78 f_{fk}$, а в балках з малими прольотами зрізу ($a/h_0 = 1$) – 188-191 МПа, тобто на рівні $0,24 f_{fk}$.

Середні розтягуючі напруження у поперечній арматурі BFRP у балках з великими прольотами зрізу ($a/h_0 = 3$) незалежно від її кількості дорівнювали $\sigma_{fwt} = 79 \text{ МПа} \approx 0,1 f_{fk}$ при середніх відносних деформаціях $\varepsilon_{fwt} \cong 0,0018$. А у балках із середнім прольотами зрізу ($a/h_0 = 2$) середні розтягуючі напруження $\sigma_{fwt} = 122 \text{ МПа} \approx 0,15 f_{fk}$ при $\varepsilon_{fwt} \cong 0,0028$.

У всіх балках з мінімальними прольотами зрізу ($a/h_0 = 1$) поперечна арматура була стиснута. Середні стискаючі напруження в ній склали $\sigma_{fwc} = -363 \text{ МПа} \approx 0,45 f_{fk}$ при $\varepsilon_{fwc} \cong -0,0084$.

Максимальні горизонтальні стискаючі напруження в бетоні у місцях прикладання зосереджених сил незалежно від класу бетону у балках з великими прольотами зрізу, в середньому, дорівнювали $\sigma_{cx} = -9,9 \text{ МПа}$, у балках із середніми прольотами зрізу $\sigma_{cx} = -12,4 \text{ МПа}$, у балках з малими прольотами зрізу $\sigma_{cx} = -16,3 \text{ МПа}$, тобто не досягаючи граничних значень.

Максимальні вертикальні стискаючі напруження у бетоні у тих же місцях прикладання зосереджених сил також незалежно від класу бетону майже у три рази перевищували максимальні горизонтальні стискаючі напруження і, в середньому, дорівнювали в балках з великими прольотами зрізу $\sigma_{cz} = -26,3 \text{ МПа}$, у зразках із середніми прольотами зрізу $\sigma_{cz} = -34 \text{ МПа}$, у балках з малими прольотами зрізу $\sigma_{cz} = -54,7 \text{ МПа}$. Ці величини свідчать про те, що локальні вертикальні стискаючі напруження у бетоні у дослідках №7 і 8, приблизно, у два рази перевищували пікові призові σ_{ck} .

Максимальні дотичні напруження в бетоні також спостерігалися у місцях прикладання зосереджених сил і на опорах. У балках з великими прольотами зрізу $\tau_{cxz} = 9,0 \text{ МПа}$, у балках із середніми прольотами зрізу $\tau_{cxz} = 11,3 \text{ МПа}$, а у балках з малими прольотами зрізу $\tau_{cxz} = 15,4 \text{ МПа}$, що досягає $0,5 \sigma_{ck}$ у балках №7 і 8.

Аналізуючи прямі виміри деформацій бетону і базальтопластикової арматури, а також результати моделювання їх напружено – деформованого стану стає очевидним, що руйнування дослідних зразків – балок, армованих BFRP, з великими і се-

редніми прольотами зрізу відбувалося за небезпечними похилими тріщинами внаслідок розроблення і зрізу бетону над ними. При цьому, розтягуючі напруження у поперечній арматурі BFRP не досягали границі текучості і дорівнювали, відповідно, $0,1 f_{fk}$ і $0,15 f_{fk}$.

Руйнування балок з малими прольотами зрізу ($a/h_0 = 1$) відбувалося як за небезпечними похилими тріщинами (досліди №5,6,10), так і за похилими стислими смугами між зосередженими силами і опорами (досліди №7,8). При цьому, у всіх випадках поперечна арматура у прольотах зрізу зазнавала стискаючих напружень $\sigma_{fwz} \cong -363 \text{ Мпа} = -0,45 f_{fk}$.

Отже, моделювання складного напружено- деформованого стану дослідних базальтобетонних балок шляхом нелінійних скінчено – елементних розрахунків за допомогою апробованого програмного комплексу «Ліра - САПР» дає можливість зробити прогнозні оцінки їхньої несучої здатності, величини напружень, зокрема в поперечних стержнях, передбачити найбільш вірогідну схему роботи і руйнування та зробити достовірний прогноз їхньої несучої здатності.

4.3. Розрахункова модель несучої здатності приопорних ділянок балкових базальтобетонних конструкцій

Як показало виконане у п.4.1 порівняння, експериментальні і розрахункові значення несучої здатності похилих перерізів дослідних залізобетонних і базальтобетонних балок мають, в цілому, незадовільну збіжність. Коефіцієнти варіації $\bar{U}$ коливаються в межах від 17,5% (методика О.С. Залєсова, О.Ф. Ільїна, Ю.А. Клімова у редакції СНиП 2.03.01 – 84*) до 85,2% (Eurocode 2). Дані розбіжності представлені графічно у вигляді впливу конструктивних чинників на несучу здатність похилих перерізів залізобетонних балок (рис.4.1) і базальтобетонних елементів, армованих BFRP (рис. 4.2).

Як видно із рис.4.1, раніше діючий СНиП 2.03.01 – 84*, який базувався на експериментально забезпеченій фізичній картині роботи прогінних залізобетонних конструкцій, краще узгоджується з наявними експериментальними даними АСД

[128], ніж Європейські норми EN, які базуються на модифікованій фермовій аналогії.

Експериментальні дані А. Целікової по дослідженню несучої здатності бетонних балок, армованих BFRP, погано узгоджуються з результатами розрахунків за зарубіжними нормами (рис.4.2, коефіцієнти варіації $\bar{U} = 59,0 - 85,2\%$). Особливо неадекватно відображений в них вплив відносного прольоту зрізу a/h_0 (рис. 4.2, а). Очевидно, що модифікована фермова аналогія чи модифікована теорія полів стиску, на яких базуються зарубіжні норми, не можуть слугувати адекватними розрахунковими схемами для визначення несучої здатності похилих перерізів балкових базальтобетонних конструкцій. Ураховуючи те, що складові несучої здатності вказаних перерізів по бетону і поперечній арматурі у всіх зазначених нормах визначаються окремо, то представимо їх окремо у вигляді порівняльної табл. 4.3 для залізобетонних балок та табл. 4.4 базальтобетонних балок.

Аналіз даних табл.4.3 та табл. 4.4 показує, що середні експериментальні значення несучої здатності залізобетонних балок (серія АСД) з великими, середніми та малими прольотами зрізу дорівнюють, відповідно 63, 93 і 145 кН.

Таблиця 4.3

Порівняна таблиця складових несучої здатності похилих перерізів залізобетонних (серія АСД) балок по бетону і арматурі, обчислених за нормативними методиками, кН

№ досліду	План експерименту			Серія АСД				
	X_1	X_2	X_3	V_{us}^{exp} (3.1)	Q_b [191]	$V_{Rd,c}$ [22]	Q_{sw} [191]	$V_{Rd,s}$ [22]
1	+	+	+	72	46	18	62	69
2	+	+	-	60	46	18	22	25
3	+	-	+	62	28	14	62	69
4	+	-	-	50	28	14	19	25
5	-	+	+	168	139	44	31	15
6	-	+	-	156	139	44	11	6
7	-	-	+	130	83	34	31	15
8	-	-	-	118	83	34	11	6

Продовження таблиці 4.3

9	+	0	0	73	36	16	40	45
10	-	0	0	155	109	40	20	10
11	0	+	0	103	70	22	40	30
12	0	-	0	79	42	17	40	30
13	0	0	+	99	54	20	62	46
14	0	0	-	87	54	20	22	17
15	0	0	0	98	54	20	40	30
Середнє, $a/h_0 = 3$				63	37	16	41	47
Середнє, $a/h_0 = 2$				93	55	20	41	31
Середнє, $a/h_0 = 1$				145	111	39	21	10

При цьому, складові поперечної сили Q_b , обчислені за експериментально обґрунтованими на протязі десятиліть рекомендаціями п. 3.31 СНиП 2.03.01 – 84*, складають, відповідно, 37, 55 і 111 кН, тобто зростають зі зменшенням величини відносного прольоту зрізу. Це забезпечується введенням у знаменник формули (76) СНиП довжини проекції найбільш небезпечного похилого перерізу на поздовжню вісь елемента (у нашому випадку – величини прольоту зрізу a). У чисельнику цієї ж формули використовуються підвищуючі коефіцієнти φ_{b2} , φ_f , φ_n , які ураховують, відповідно, вплив виду бетону, наявність стиснутих полицок у таврових і двотаврових елементах, а також поздовжніх сил.

Складові поперечної сили Q_{sw} , обчислені згідно того ж п. 3.31 складають, відповідно, 41, 41 і 21 кН, тобто у балках з великими і середніми прольотами зрізу є сталими і дорівнюють, приблизно, Q_b , а в балках з $a/h_0 = 1$, навпаки, зменшуються тому, що зменшується, при цьому, довжина проекції небезпечних похилих тріщин.

Ураховуючи викладене, прогнозовані величини результуючої поперечної сили Q , визначені за СНиП 2.03.01 – 84*, показали, в цілому, непогану збіжність ($U = 17,5\%$) з дослідними даними несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок серії АСД тому, що вони базувалися на реальній фізичній картині опору бетону і арматури зовнішньому навантаженню.

Таблиця 4.4

Порівнянна таблиця складових несучої здатності похилих перерізів базальтобетонних (серія Ц) балок по бетону і арматурі, обчислених за нормативними і авторською методиками, кН

№ досліду	План експерименту			Серія Ц														
	X ₁	X ₂	X ₃	V_{uf}^{exp} (3.3)	V_{cf} [22]	V_{cf} [32]	V_{cf} [63]	V_{cg} [10]	V_{cf} [14]	V_{cf}^* (авт)	V_{cf}^{**} (авт)	V_{ff} [22]	V_{sf} [32]	V_f [63]	V_{fg} [10]	$V_{Rd,f}$ [14]	V_{fw}^* (авт)	V_{fw}^{**} (авт)
1	+	+	+	32	13	27	9	25	33	18	18	39	10	35	43	54	16	16
2	+	+	-	30	13	27	9	25	33	29	29	10	5	9	11	13	5	5
3	+	-	+	29	10	20	6	17	20	14	14	39	6	35	43	54	14	14
4	+	-	-	28	10	20	6	17	20	20	20	10	3	9	11	13	5	5
5	-	+	+	123	13	27	9	25	33	120	124	39	10	35	43	54	-	-
6	-	+	-	102	13	27	9	25	33	90	103	10	5	9	11	13	-	-
7	-	-	+	78	10	20	6	17	20	82	78	39	6	35	43	54	-	-
8	-	-	-	57	10	20	6	17	20	64	58	10	3	9	11	13	-	-
9	+	0	0	38	12	24	7	21	26	20	20	22	6	20	25	30	10	10
10	-	0	0	98	12	24	7	21	26	88	93	22	6	20	25	30	-	-
11	0	+	0	58	13	27	9	25	33	44	44	22	7	20	25	30	15	15
12	0	-	0	35	10	20	6	17	20	31	31	22	5	20	25	30	14	14
13	0	0	+	55	2	24	7	21	26	37	37	39	8	35	43	54	21	21
14	0	0	-	44	12	24	7	21	26	37	37	10	4	9	11	13	6	6
15	0	0	0	52	12	24	7	21	26	37	37	22	6	20	25	30	14	14
Середнє, $a/h_0 = 3$				31	12	24	7	21	26	20	20	24	6	22	27	33	10	10
Середнє, $a/h_0 = 2$				49	12	24	7	21	26	37	37	23	6	21	26	31	14	14
Середнє, $a/h_0 = 1$				92	12	24	7	21	26	89	91	24	6	22	27	33	-	-

Прогнозовані значення руйнуючої поперечної сили, обчислені за рекомендаціями Eurode 2 у редакції ДСТУ Б.В.2.6 – 156:2010, для балок з великими, середніми і малими прольотами зрізу дорівнюють, в середньому, відповідно, 63, 60 і 50 кН. Ці значення є далекими від реальних дослідних даних. Отже, закладена в Eurode 2 розрахункова схема роботи приопорних ділянок залізобетонних балок у граничному стані у вигляді фермової аналогії є далекою від реальної ($U = 65,4\%$) і навряд чи її можна прийняти у якості аналога для вдосконалення розрахункової схеми визначення несучої здатності похилих перерізів базальтобетонних балкових конструкцій.

Середні експериментальні значення руйнуючої поперечної сили для бетонних балок, армованих BFRP, з великими, середніми і малими прольотами зрізу складають відповідно 31, 49, і 92 кН, тобто зберігається якісно подібна картина, як і у залізобетонних дослідних зразках: підвищення несучої здатності зі зменшенням прольоту зрізу.

Середні прогнозовані за наявними зарубіжними нормами складові руйнуючих поперечних сил по бетону і неметалевій композитній арматурі між собою є близькими за величиною (табл.4.3) і коливаються у межах, відповідно, 7 – 26 кН і 6 – 33 кН. При цьому, реальний вплив прольоту зрізу в них ніяк не відображається. Ураховуючи велику розбіжність між дослідними і розрахунковими значеннями руйнуючої поперечної сили у базальтобетонних балках ($U = 59,0 – 85,2\%$), стає очевидним, що вдосконалені модифіковані фермова аналогія або теорія полів стиску, які закладені в основу вказаних вище зарубіжних норм проектування бетонних балкових конструкцій, армованих НКА, не можуть бути використаними для вдосконалення існуючих або розробки нових розрахункових моделей опору їхніх приопорних ділянок дії статичного навантаження.

Очевидно, що комплексне вирішення даної проблеми з наукової точки зору можливе шляхом виконання нелінійних скінчено – елементних розрахунків на базі загальної механіки бетону, армованого сталевую або неметалевою композитною арматурою, з використанням сучасних критеріїв міцності матеріалів, роботи бе-

тону з тріщинами, складною історією навантаження та інших впливів із застосуванням наявних сучасних програмних комплексів типу ПК «Конкорд», «Ліра - САПР», «ANSYS» тощо. Проте, застосування таких комплексів вимагає спеціальної фахової підготовки, наявності ліцензованих версій самих програм і відповідних витрат часу на створення скінчено – елементних розрахункових схем об'єкта дослідження та виконання самих розрахунків. Тому, воно є доцільним при розробці нових конструктивних рішень та дослідженні особливостей їх роботи при складному навантаженні.

На даному етапі досліджень значний інтерес представляє вдосконалення існуючих інженерних методів розрахунку у вигляді сучасної розрахункової моделі, за допомогою якої можна б було адекватно і достовірно прогнозувати несучу здатність похилих перерізів балкових бетонних конструкцій, армованих НКА, в тому числі BFRP, з мінімальними витратами часу на його здійснення та раціональним використанням матеріалів на їх виготовлення.

4.3.1. Загальні положення

Розрахунок балкових елементів з неметалевою композитною арматурою в рамках першої групи граничних станів рекомендується виконувати на основі загальної деформаційної або деформаційно – силової моделі згідно з ДБН В.2.6 – 98 [97] і ДСТУ Б В.2.6 – 156 [106] з урахуванням додаткових передумов, що наведені нижче.

4.3.2. Розрахунок конструкцій за несучою здатністю нормальних перерізів за дії згинальних моментів та поздовжніх сил.

Несучу здатність конструкцій з неметалевою композитною арматурою за дії вказаного навантаження рекомендується визначати за деформаційною або деформаційно – силовою моделлю. При цьому, зусилля та деформації у нормальному перерізі можна визначити відповідно до передумов п. 6.1 ДБН В.2.6 – 98, приймаючи зв'язок між напруженнями та деформаціями у композитній арматурі лінійним згідно наявних рекомендацій у нормативній та довідковій технічній літературі.

Розрахунковий опір композитної арматури, розташованої у стиснутій зоні бетону конструкції, рекомендується приймати згідно [172] $f_{cd} = 0,2f_{cd}$.

У розрахунках дозволяється використовувати спрощені залежності «Напруження - деформації» для бетону і рівномірний характер розподілу нормальних стискальних напружень у стиснутій зоні згідно з п.п. 3.1.7.1 і 3.1.7.2 ДБН В.2.6 – 98.

Для слабоармованих бетонних конструкцій, у яких несуча здатність нормальних перерізів може виявитися меншою від моменту тріщиноутворення, площу неметалевої композитної арматури рекомендується збільшити так, щоби їхня несуча здатність у 1,5 разів перевищувала момент утворення нормальних тріщин.

4.3.3. Розрахунок конструкцій за несучою здатністю похилих перерізів за дії поперечних сил і згинальних моментів.

Неметалеву композитну арматуру рекомендується застосовувати, насамперед, у якості поздовжньої арматури у конструкціях, в яких поперечна арматура є обов'язковою за розрахунком. При цьому, поздовжня розтягнута НКА повинна, сприймати додаткове зусилля розтягу, спричинене зсувом, згідно з п. 4.6.3.8 ДСТУ Б В.2.6 – 156.

У суцільних, ребристих або порожнистих плитах з НКА, в яких можливий перерозподіл поперечних навантажень, поперечну арматуру можна не встановлювати за відповідного обґрунтування.

У стержневих, в тому числі балкових, конструкціях з НКА, які не потребують розрахункового поперечного армування, автори [172] рекомендують встановлювати конструктивну поперечну сталеву арматуру, мінімальну кількість якої рекомендують визначати за формулою:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}, \quad (4.19)$$

де f_{ck} – характеристичне значення міцності бетону на стиск, МПа;

f_{yk} - характеристичне значення міцності сталевих арматур на розтяг на грані текучості, МПа.

В елементах з поздовжньою неметалевою композитною арматурою, які потребують розрахункового поперечного армування, автори [172] рекомендують приймати у якості поперечної сталеву арматуру згідно з ДСТУ 3760 і ГОСТ 5781.

Для розрахунку несучої здатності приопорних ділянок згинальних елементів, які потребують розрахункового поперечного армування, на ряду із загальною механікою бетону, армованого сталевую або неметалевою композитною арматурою, деформаційною або деформаційно – силовою моделлю доцільно використовувати експериментально забезпечений серед відомих національних норм проектування метод граничних зусиль у редакції О.С. Залесова, О.Ф. Ільїна, Ю.А. Клімова (раніше діючого вітчизняного СНиП [191]) з урахуванням коректив, які пропонується внести до нього за результатами останніх експериментально – теоретичних досліджень.

4.3.4. Розрахунок несучої здатності похилих перерізів базальтобетонних балок.

Приймаючи до уваги рекомендації п.3.31 СНиП, розрахунок бетонних балок, армованих у достатній кількості ($\rho_{fw} \geq 0,0025, \rho_{lf} \geq 0,0100$) базальтопластиковою арматурою BFRP (рис. 4.15), на сумісну дію поперечної сили та згинального моменту для забезпечення їх несучої здатності та похилою тріщиною потрібно здійснювати за найбільш небезпечним похилим перерізом за умовою:

$$V_f \leq V_{fc} + V_{fw} + V_{f,inc}, \quad (4.20)$$

де V_{fc} , V_{fw} і $V_{f,inc}$ – складові поперечної сили, які сприймаються, відповідно, бетоном, поперечною арматурою та відгинами.

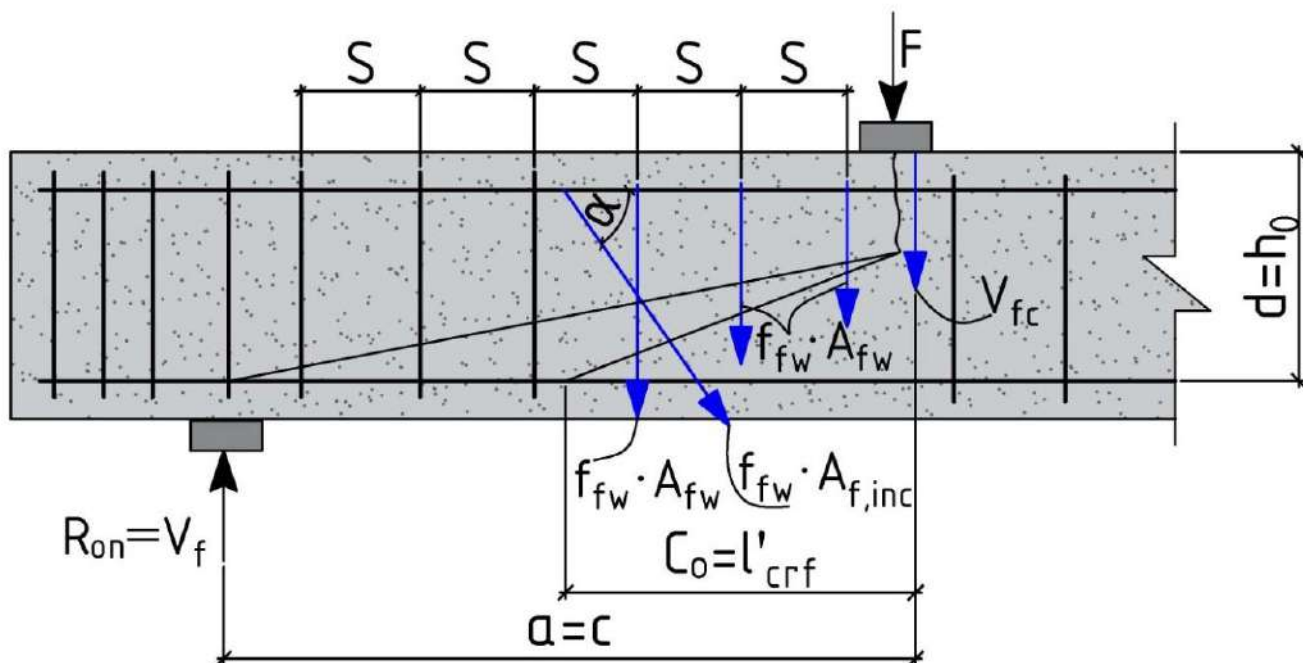


Рис. 4.15. Розрахункова схема приопорної ділянки базальтобетонної балки при визначенні його несучої здатності за дії поперечної сили

Поперечна сила V_f в умові (4.20), визначається від зовнішнього навантаження, розташованого по один бік від похилого перерізу, що розглядається.

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

$$V_{fc} = \frac{\varphi_{c2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2}{a}, \quad (4.21)$$

де $a = c$ – довжина проекції найбільш небезпечного похилого перерізу на поздовжню вісь елемента (проліт зрізу);

φ_{c2} – коефіцієнт, який комплексно урахує вплив величини прольоту зрізу, класу бетону та кількості поперечної арматури BFRP. Цей коефіцієнт, на відміну від свого прототипу $\varphi_{b2} = 2$ у СНиП для важкого бетону, диференційовано урахує вплив конструктивних чинників на величину V_{fc} . Коефіцієнт φ_{c2} отриманий експериментальним шляхом від зворотнього. Тобто, маючи експериментально

встановлені адекватні значення довжини проєкцій небезпечної похилої тріщини $l'_{crf} = C_0$ (експериментально-статистична залежність (3.11), коефіцієнт варіації $U = 5,4 \%$), а також підтверджені прямими вимірами деформації ε_{fw} та моделюванням НДС напруження σ_{fw} у стержнях поперечної арматури, були визначені достовірні величини складових V_{fw} . А складові $V_{fc} = V_f^{exp} - V_{fw}$. При цьому, $V_{f,inc} = 0$, оскільки відгини у балках були відсутні.

Експериментально-статистична залежність змінного коефіцієнта φ_{c2} має вигляд:

$$\hat{Y}(\varphi_{c2}) = 1,38 - 0,25X_1 - 0,12X_2 - 0,22X_1X_3, \quad (4.22)$$

коефіцієнт варіації $U = 5,2\%$,

яка після заміни кодованих змінних на натуральні значення конструктивних чинників перетворюється до виду:

$$\varphi_{c2} = 1,38 - 0,25 \left(\frac{a}{h_0} - 2 \right) - 0,12 \left(\frac{C - 35 \text{ МПа}}{15 \text{ МПа}} \right) - 0,22 \left(\frac{a}{h_0} - 2 \right) \left(\frac{\rho_{fw} - 0,0072}{0,0043} \right). \quad (4.23)$$

З урахуванням допустимої екстраполяції отриманих результатів залежність (4.23) є справедливою при зміні конструктивних чинників у наступних межах:

- величини відносного прольоту зрізу $a/h_0 = 1,0 - 3,3$;
- класу бетону в МПа від C12/15 до C45/55;
- коефіцієнта поперечного армування $\rho_{fw} = 0,0018 - 0,0126$.

Геометрична інтерпретація впливу зазначених конструктивних чинників на величину коефіцієнта φ_{c2} представлена на рис. 4.16.

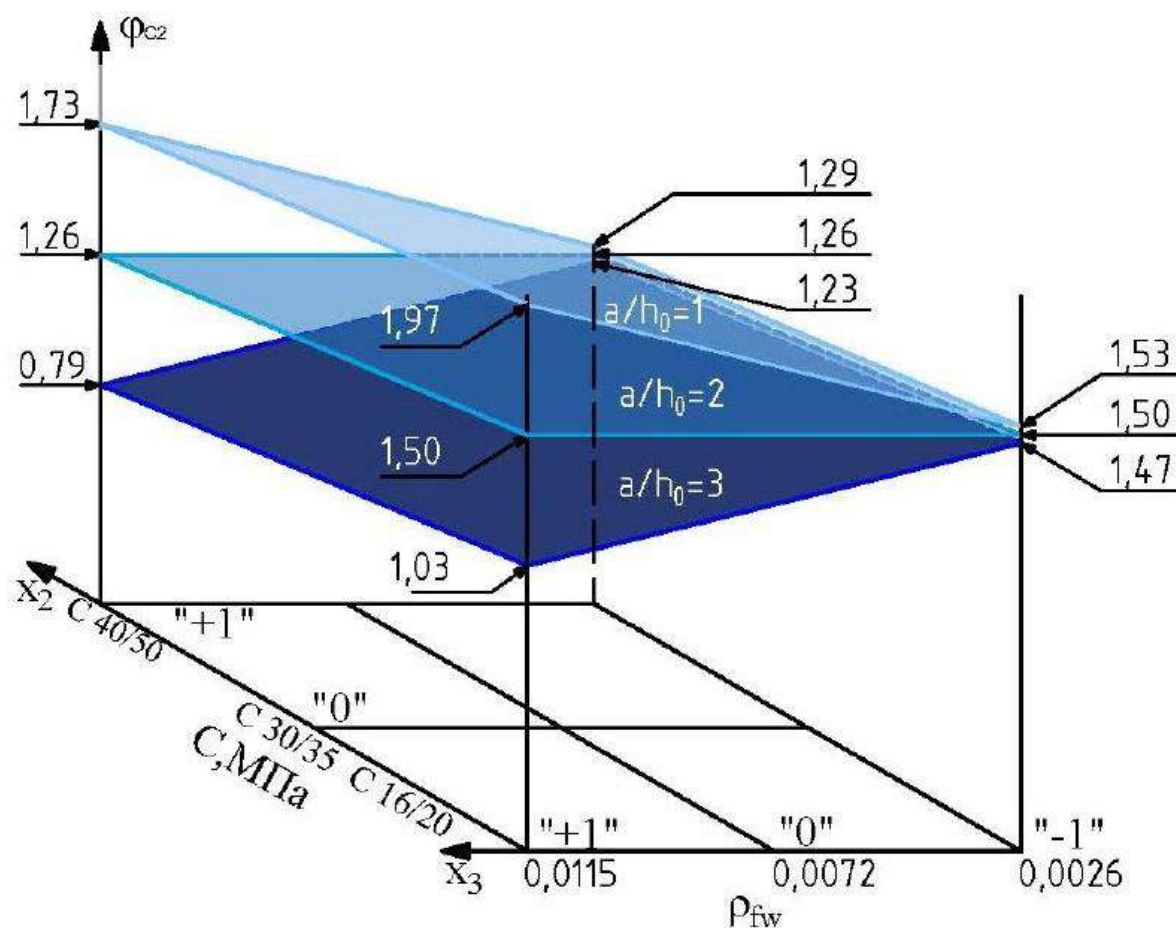


Рис. 4.16. Комплексний вплив конструктивних чинників на величину коефіцієнта φ_{c2} балкових конструкцій з малим ($a/h_0 = 1$), середнім ($a/h_0 = 2$) і великим ($a/h_0 = 3$) прольотами зрізу

Коефіцієнт φ_f , який ураховує вплив стиснутих полицок на несучу здатність похилих перерізів таврових та двотаврових елементів, приймаємо у редакції СНиП [191] і визначаємо за формулою:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{b \cdot h_0} \leq 0,5 \quad (4.24)$$

При цьому b'_f приймається величиною, яка не перевищує значення $b + 3h'_f$, а поперечна арматура має бути заанкерена в полиці.

Коефіцієнт φ_n , що ураховує вплив поздовжніх сил на несучу здатність похилих перерізів прогінних конструкцій, також приймаємо у редакції СНиП [191] і визначаємо за формулою:

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{f_{ctd} \cdot b \cdot h_0} \leq 0,5 \quad (4.25)$$

У попередньо напружених елементах у формулі (4.25) замість N використовується зусилля попереднього обтиснення бетону P з урахуванням усіх можливих втрат. При цьому, позитивний вплив поздовжніх стискаючих сил не ураховується, якщо вони створюють згинальні моменти, однакові за знаками зі згинальними моментами від дії поперечного навантаження.

За дії поздовжніх розтягуючих сил формула (4.25) трансформується до виду:

$$\varphi_n = -0,2 \frac{N}{f_{ctd} \cdot b \cdot h_0} \leq 0,8 \text{ за абсолютною величиною.} \quad (4.26)$$

Сумарне значення підвищуючих коефіцієнтів $(1 + \varphi_f + \varphi_n)$ рекомендується приймати таким, що не перевищує 1,5 на даному етапі досліджень.

Значення V_{fc} , обчислене за формулою (4.21), по аналогії зі СНиП [191] слід приймати не меншим від значення:

$$\varphi_{cf} \geq \varphi_{c3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) f_{ctd} \cdot b \cdot h_0. \quad (4.27)$$

При цьому, значення коефіцієнта φ_{c3} для важкого бетону необхідно зменшити за формулою:

$$\varphi_{c3} = \frac{\varphi_{c2} \cdot \varphi_{b3}}{\varphi_{b2}}. \quad (4.28)$$

де φ_{b2} , φ_{b3} – коефіцієнти із СНиП [191], які для важкого бетону дорівнюють, відповідно, 2,0 та 0,6.

Поперечні зусилля V_{fw} і $V_{f,inc}$, що сприймаються, відповідно, поперечною арматурою та відгинами, які перетинає небезпечна похила тріщина.

Довжину C_0 проекції небезпечної похилої тріщини на поздовжню вісь елемента СНиП [191] рекомендує визначати із мінімуму виразу $Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc}$, у якому при обчисленні Q_b замість довжини прольоту зрізу $a = c$ використовується значення C_0 . Отримане таким шляхом значення C_0 за СНиП [191] для залізобетонних конструкцій слід було прийняти не більшим від величини $2h_0$ і не більшим від величини C , а також не меншим від величини h_0 , якщо $C > h_0$.

Проте, багаточисельні натурні експерименти; в тому числі [128], виявили значну розбіжність дослідних і розрахованих за СНиП [191] величин C_0 , що ставить від сумнів доцільність такого підходу, в т.ч., прийняття $Q_{sw} = Q_b$.

Виходячи із наведеного вище і ураховуючи наявні дослідні дані, довжину проекції небезпечної похилої тріщини у бетонних елементах, армованих композитною арматурою, в т.ч. BFRP, при їх статичному навантаженні (серія 1) рекомендується визначати за експериментально-статистичною залежністю (3.11), яка після заміни кодованих змінних на натуральні має вид:

$$l'_{crf1} = \left[176 + 25(a/h_0 - 2) + 9 \left(\frac{C - 35 \text{ МПа}}{15 \text{ МПа}} \right) - 16 \left(\frac{\rho_{fw} - 0,0072}{0,0043} \right) - \right. \\ \left. 9(a/h_0 - 2)^2 + 8 \left(\frac{C - 35 \text{ МПа}}{15 \text{ МПа}} \right)^2 - 9 \left(\frac{\rho_{fw} - 0,0072}{0,0043} \right)^2 - 9(a/h_0 - \right. \\ \left. 2) \left(\frac{\rho_{fw} - 0,0072}{0,0043} \right) \right] \text{ мм}, \bar{U} = 5,4\%. \quad (4.29)$$

Залежність (4.29) є справедливою при зміні конструктивних чинників у межах, вказаних для виразу (4.23).

Зусилля у поперечній арматурі V_{fw} традиційно визначаємо за формулою:

$$V_{fw} = q_{fw} \cdot l'_{crf1}, \quad (4.30)$$

де q_{fw} – зусилля у поперечних стержнях (хомутах) на одиницю довжини елемента, тобто інтенсивність поперечного армування, визначаємо за формулою:

$$q_{fw} = \frac{\sigma_{fw} \cdot A_{fw}}{S}, \quad (4.31)$$

де σ_{fw} – напруження в стержнях поперечної композитної арматури, які перетинаються небезпечною похилою тріщиною. За натурними вимірами деформацій та моделюванням напружено-деформованого стану в поперечних стержнях балочних конструкцій з великими прольотами зрізу ($a/h_0 = 3$) рекомендується приймати $\sigma_{fw} = 0,1f_{fk}$, а в елементах з середніми прольотами зрізу ($a/h_0 = 2$) – $\sigma_{fw} = 0,15f_{fk}$. При цьому, при використанні у якості поперечної арматури BFRP відносні деформації ε_{fw} в ній перед руйнуванням дослідних балок складали, відповідно, 0,0018 і 0,0028. Ці дані добре узгоджуються з рекомендаціями fib [26] обмежити відносні деформації поперечної НКА величиною 0,20 – 0,25%.

У балкових елементах з малими прольотами зрізу ($a/h_0 \geq 1$) прямі виміри і моделювання НДС показали, що у стержнях вертикальної поперечної арматури виникають стискаючі напруження, середня величина яких у балках з BFRP досягала $-363 \text{ МПа} \approx -0,45f_{fk}$. При цьому, $\varepsilon_{fw} = -0,0084$. Очевидним є те, що в таких елементах є майже однаковою вірогідність руйнування їхніх приопорних ділянок як від зрізу бетону за похилою тріщиною ($\max \tau_{cxz} \leq f_{ck}/2$), так і за похилою стислою смугою ($\max \sigma_{cz} = (1,0 - 1,5)f_{ck}$).

Але, ураховуючи те, що висота стиснутої зони бетону під зосередженою силою F , прикладеною в кінці прольоту зрізу, штучно зменшується (на 25% і більше), все-таки, залишається вірогідність руйнування цих ділянок за розрахунковою схемою рис. 4.15 зі зрізом бетону над вершиною небезпечної похилої тріщини та без урахування роботи поперечної арматури на них, тобто $\sigma_{fw} = 0$ при $a/h_0 \approx 1$.

A_{fw} – площа поперечного перерізу поперечних стержнів або хомутів в одній площині перерізу елемента.

Поперечна сила, що сприймається відгинами,

$$V_{f,inc} = q_{fw,inc} \cdot l_{crf1}. \quad (4.32)$$

При визначенні $q_{fw,inc}$ потрібно ураховувати кути нахилу α і допускається приймати напруження в них $\sigma_f = 0,25f_{fk}$ з $\varepsilon_{f,inc} = 0,0045$ згідно рекомендації fib [26] та за умови надійного анкерування відгинів на опорах і а прольотах елементів.

Згідно порівняльних розрахунків (табл. 4.3) у балкових конструкціях з великими і середніми прольотами зрізу, у яких поперечна арматура встановлюється за розрахунком, повинна дотримуватися умова:

$$q_{fw} \geq \frac{\varphi_{c3}(1+\varphi_f+\varphi_n) \cdot f_{ctd} \cdot b}{3}, \quad (4.33)$$

а також відповідні конструктивні вимоги.

Розрахунок бетонних елементів, армованих поздовжньою НКА без поперечних стержнів та хомутів, на сумісну дію поперечних сил і згинальних моментів з метою забезпечення їхньої несучої здатності за похилою тріщиною по аналогії зі СНиП [191] рекомендується виконувати за найбільш небезпечним перерізом за умови:

$$V_f = \frac{\varphi_{c4}(1+\varphi_n)f_{ctd}b \cdot d^2}{\alpha'}, \quad (4.34)$$

у якій права частина приймається не більшою значення $2,5f_{ctd} \cdot b \cdot d$ і не меншою

$$\varphi_{c3}(1 + \varphi_n)f_{ctd} \cdot b \cdot d. \quad (4.35)$$

Коефіцієнт φ_{c4} рекомендується визначати з урахуванням його зменшення порівняно з коефіцієнтом φ_{b4} із СНиП [191] за формулою:

$$\varphi_{c4} = \frac{\varphi_{c2}}{\varphi_{b2}} \varphi_{b4}. \quad (4.36)$$

Для важкого бетону $\varphi_{b4} = 1,5$.

Виконане в табл. 4.1 порівняння експериментальних даних і розрахованих значень несучої здатності похилих перерізів V_{uf}^* за адаптованою до бетонних елементів, армованих НКА, розрахунковою моделлю СНиП [191] показало в цілому, задовільну їх збіжність ($\bar{U} = 11\%$ див. табл. 4.1). Найбільші розбіжності дослідних і розрахункових значень V_{uf}^* спостерігали у базальтобетонних балках з малими прольотами зрізу. Для покращення збіжності експериментальних і прогнозованих значень несучої здатності приопорних ділянок балок з малими прольотами зрізу ($a \leq h_0$) обчислимо її згідно рекомендацій Т.І. Баранової (СНиП [191]) за схемою коротких консолей, трансформованою у нашому випадку до виду (рис.4.17). Правомірність такого підходу підтверджується результатами натурних експериментів із застосуванням розподільчих пластин шириною l_{sup} під зосередженими силами і на опорах, внаслідок чого відбувалося штучне зменшення прольоту зрізу, а також результатами моделювання НДС бетону і поперечної арматури, яка в усіх балках з такими прольотами зрізу зазнавала деформацій стиску.

Несуча здатність стислої похилої смуги вказаного елемента визначається за умовою:

$$V_f \approx F \leq k_f \cdot \varphi_{w2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot l_c \cdot \sin\theta \leq 3,5 f_{ctd} \cdot b \cdot h_0, \quad (4.37)$$

$$k_f \cdot \varphi_{w2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot l_c \cdot \sin\theta \geq \frac{\varphi_{c4}(1 + \varphi_n) f_{ctd} \cdot b \cdot d^2}{a},$$

де θ – кут нахилу розрахункової стислової смуги до горизонталі;

l_c – ширина розрахункової стислової смуги, яка визначається за формулою:

$$l_c = l_{sup} \cdot \sin\theta, \quad (4.38)$$

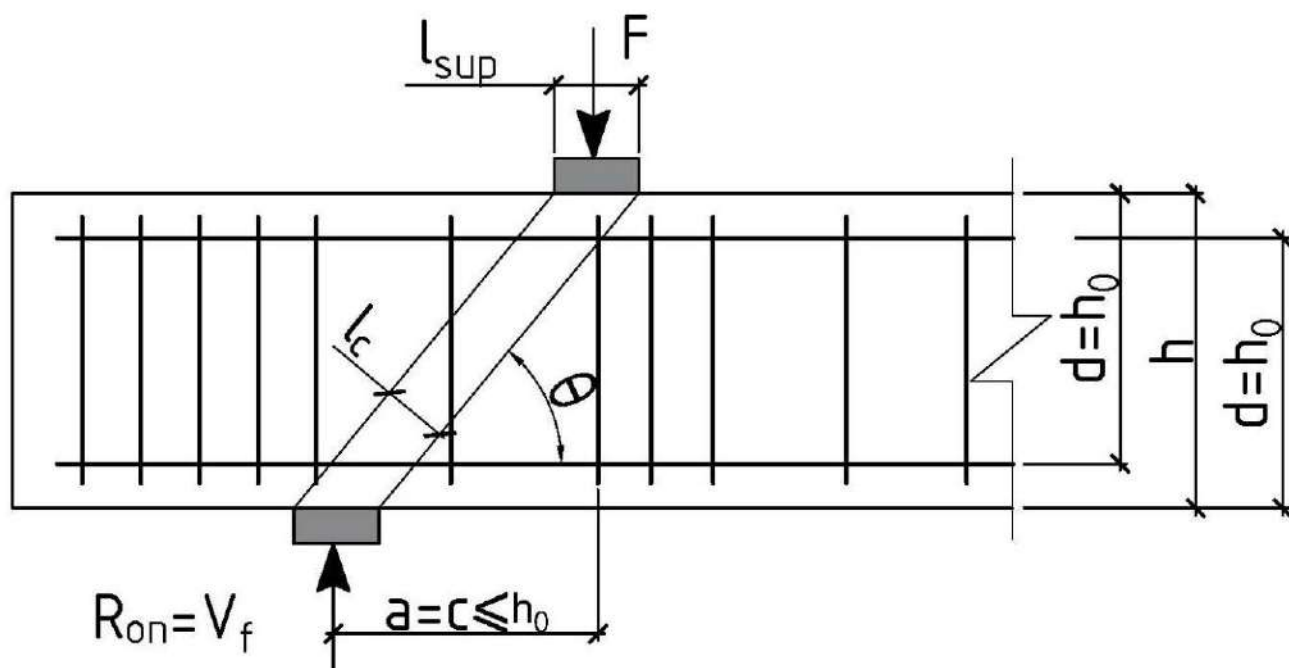


Рис.4.17. Розрахункова схема несучої здатності приопорної ділянки базальтобетонної балки з малим прольотом зрізу ($a \leq h_0$) за похилою стислою смугою між зосередженою силою і опорою.

де l_{sup} – довжина площадки передачі навантаження вздовж прольота балки;

φ_{w2} – коефіцієнт, який ураховує вплив поперечних стержнів або хомутів, якщо такі є, по висоті балки та визначається за формулою:

$$\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_{w1}, \quad (4.39)$$

де $\alpha = E_f/E_c$; $\mu_{w1} = \frac{A_{fw}}{b \cdot S_w}$;

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.

Для представлених конструкцій базальтобетонних балок коефіцієнтів $\varphi_{w2} = 1 + 0 = 1$.

Коефіцієнт k_f у методиці Т.І. Баранової [191] рекомендовано приймати сталим і таким, що дорівнює 0,8. Для базальтобетонних балок з малим прольотом зрізу і коротких консолей $a < h_0$ зворотнім шляхом було знайдено експериментальне значення k_f у дослідях № 5,6,7,8,10 за формулою:

$$k_f = V_{uf} / (\varphi_{w2} \cdot f_{ck} \cdot b \cdot l_c \cdot \sin\theta) \quad (4.40)$$

з дотриманням умов (4.37).

Обробка отриманих значень коефіцієнта k_f дозволила одержати адекватну експериментально – статистичну залежність для вказаних елементів:

$$\hat{Y}(k_f) = 1,67 - 0,25X_2 - 0,21X_3 - 0,08X_2X_3, \bar{U} = 2,5\%, \quad (4.41)$$

заміна кодованих змінних, в якій на натуральні значення конструктивних чинників у рамках проведеного натурного експерименту дозволяє отримати емпіричну формулу для визначення коефіцієнта k_f з урахуванням зміни класу бетону від С12/15 до С45/55 і коефіцієнта поперечного армування в межах ($\rho_{fw} = 0,0018 - 0,0126$:

$$k_f = 1,67 - 0,25 \left(\frac{C - 35 \text{ МПа}}{15 \text{ МПа}} \right) - 0,21 \left(\frac{\rho_{fw} - 0,0072}{0,0043} \right) - 0,08 \left(\frac{C - 35 \text{ МПа}}{15 \text{ МПа}} \right) \left(\frac{\rho_{fw} - 0,0072}{0,0043} \right). \quad (4.42)$$

Геометрична інтерпретація залежності коефіцієнта k_f від співвідношення конструктивних чинників представлена на рис. 4.18.

Застосування експериментально встановлених коефіцієнта φ_{c2} для базальто-бетонних балок з великими ($a/h_0 = 3$) і середніми ($a/h_0 = 2$), а також коефіцієнта k_f в елементах з малими ($a/h_0 = 1$) прольотами зрізу дозволило зблизити дослідні і розрахункові за наведеними вище формулами значення несучої здатності їхніх приопорних ділянок V_{uf}^{**} (табл.4.1) до задовільних меж ($\bar{U} = 7,9\%$).

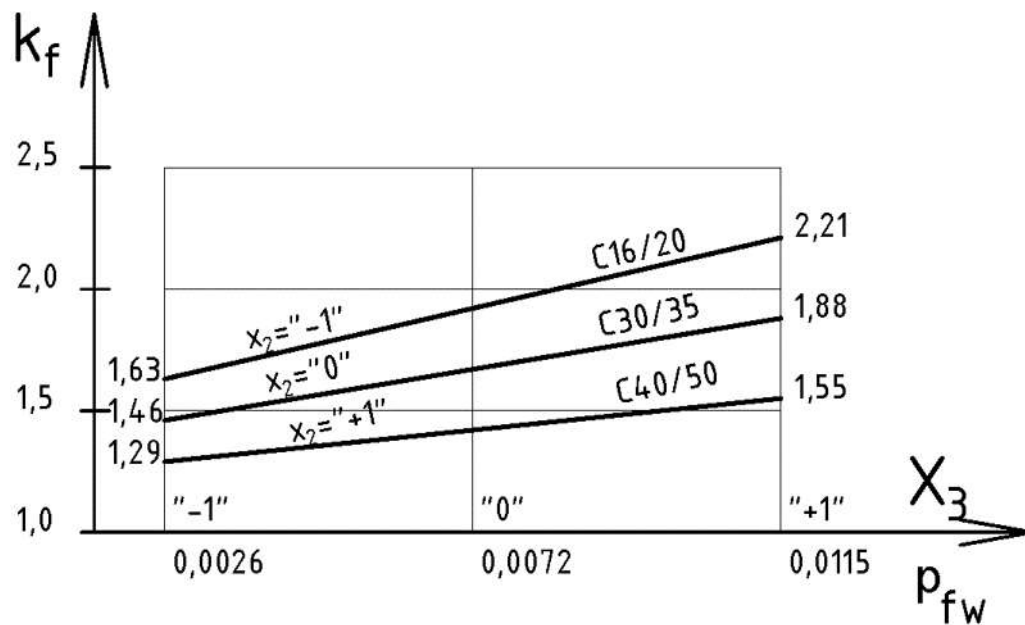


Рис.4.18. Вплив класу бетону та кількості поперечної арматури на величину змінного коефіцієнта k_f у формулі (4.37).

Розрахунок бетонних таврових і двотаврових бетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою, за сумісної дії поперечної сили і згинального моменту виконується для забезпечення міцності похилих смуг між похилими тріщинами у їхніх стінках на приопорних ділянках із умови:

$$V_f \approx F \leq 0,3\varphi_{w1} \cdot \varphi_{c1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d, \quad (4.43)$$

де φ_{w1} — коефіцієнт, який ураховує вплив нормальних до поздовжньої осі поперечних стержнів або хомутів на несучу здатність приопорних ділянок вказаних балок. Його рекомендуються визначати за формулою (4.39) і приймати не більшим від 1,1;

b_w — товщина стінки таврового або двотаврового перерізів.

Коефіцієнт φ_{c1} рекомендується визначати за методикою СНиП [191] з відкоригованим значенням коефіцієнта β^* :

$$\varphi_{c1} = 1 - \beta^* \cdot f_{cd}, \quad (4.44)$$

$$\text{де } \beta^* = \frac{\varphi_{c2}}{\varphi_{b2}} \beta,$$

φ_{b2} і β – коефіцієнти із СНиП [191], які для важкого бетону дорівнюють, відповідно, 2 і 0,01.

Отже, розрахунок несучої здатності приопорних ділянок бетонних балок, армованих BFRP, необхідно виконувати з урахуванням їхніх конструктивних особливостей. Зокрема, несучу здатність похилих перерізів у балках з великими ($a/h_0 = 3$) і середніми ($a/h_0 = 2$) прольотами зрізу слід визначати за небезпечною похилою тріщиною за розрахунковою схемою О.С. Залєсова, О.Ф. Ільїна, Ю.А. Клімова у редакції СНиП [191] із застосуванням змінних коефіцієнтів φ_{c2} , φ_{c3} , φ_{c4} , урахуванням реальної довжини небезпечної похилої тріщини l'_{crf1} і суттєвого зменшення розтягуючих напружень f_{fw} у поперечних стержнях до $(0,10 - 0,15)f_{fk}$. Несучу здатність приопорних ділянок з малими прольотами зрізу ($a \leq h_0$) необхідно визначати за похилою стислою смугою між зосередженою силою і опорою, як для коротких консолей за методикою Т.І. Баранової (СНиП [191]) із застосуванням змінного коефіцієнта k_f .

Це нововведення дозволили суттєво зблизити розрахункові і експериментальні дані несучої здатності похилих перерізів базальтобетонних балок прямокутного перерізу між собою (коефіцієнт варіації $U = 7,9\%$).

Несучу здатність приопорних ділянок таврових і двотаврових базальтобетонних балок рекомендується визначати за похилими смугами між похилими тріщинами з обмеженням величини коефіцієнта $\varphi_{w1} \leq 1,1$ і застосуванням реальної товщини їх стінки b_w .

4.4. Висновки до розділу 4.

1. Порівняльний аналіз фактичної несучої здатності похилих перерізів залізобетонних експериментальних балок (серія АСД) з аналогічними конструктивними чинниками та використанням сталевий поздовжньої і поперечної арматури замість базальтопластикової і розрахованих її значень за методикою О.С. Залєсова і його учнів у редакції СНиП 2.03.01-84*[191] та діючим в Україні Eurocode – 2 [22] у вигляді ДСТУ Б.В.2.6 – 156: 2010 [106] показав, що раніше діючий вітчизняний СНиП забезпечує значно кращу їх збіжність (коефіцієнт варіації $U = 17,5\%$) порівняно з Eurocode – 2 [22] ($U = 64,4\%$) тому, що він краще від європейських та інших, як показали проведені дослідження [128], зарубіжних норм відображає фізичну картину роботи дослідних балок під навантаження.

2. Порівняння фактичної несучої здатності похилих перерізів базальтобетонних балок, армованих BFRP, та розрахункових її значень, обчислених за рекомендаціями норм проектування зарубіжних країн, також показало незадовільну їх збіжність: коефіцієнт варіації за Eurocode 2 [22] складав $U = 85,2\%$, японськими нормами JSCE [32] – $U = 77,9\%$, американськими ACI [63] – $U = 81,7\%$, канадськими CSA [10] – $U = 61,1\%$, італійськими CNR [14] – $U = 59\%$. В основному, вказані норми недооцінюють до декількох разів реальну несучу здатність дослідних балок, армованих як сталевий, так і базальтопластиковий арматурою. Вказане порівняння показало, що краща збіжність цих величин характерна для тих норм, які базуються не на модифікованій фермовій аналогії чи модифікованій теорії полів стиску, а на експериментально підтверджених розрахункових схемах, О.С. Залєсова, О.Ф. Ільїна, Ю.А. Клімова та ін., які краще відображають фізичну картину роботи дослідних елементів під навантаженням.

3. Моделювання складного напружено – деформованого стану дослідних базальтобетонних балок шляхом нелінійних скінчено – елементних розрахунків за допомогою сучасного програмного комплексу «Ліра - САПР» дає можливість зробити прогнози оцінки їхньої несучої здатності, величини напружень, зокрема в поперечних стержнях, передбачити найбільш вірогідну схему їх роботи під навантаженням, деформування і руйнування.

4. Несучу здатність похилих перерізів базальтобетонних балок з великими ($a/h_0 = 3$) і середніми ($a/h_0 = 2$) прольотами зрізу слід визначати за похилою тріщиною із застосуванням змінних коефіцієнтів $\varphi_{c2}, \varphi_{c3}, \varphi_{c4}$, урахуванням реальної довжини небезпечної похилої тріщини l'_{crf1} і суттєвого зменшення розтягуючих напружень, до $(0,10 - 0,15)f_{fk}$. Несучу здатність приопорних ділянок відповідно з малими прольотами зрізу ($a \leq h_0$) необхідно визначати як для коротких консолей за похилою стислою смугою між зосередженою силою і опорою з використанням змінного коефіцієнта k_f . Такий підхід забезпечує задовільну збіжність ($U = 7,9\%$) розрахункових і експериментальних значень несучої здатності похилих перерізів базальтобетонних балок прямокутного перерізу.

За результатами досліджень у даному розділі опубліковані роботи [35,36,104, 131, 132,133,134].

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ:

1. Розкриті особливості напружено – деформованого стану дослідних базальтобетонних зразків – балок. Встановлена якісна і кількісна картина деформування, тріщиноутворення та руйнування дослідних балок, вперше представлених у вигляді експериментально-статистичних залежностей за дії одноразового статичного навантаження. Дана комплексна характеристика основних параметрів несучої здатності однакових балкових елементів, армованих базальтопластиковою і сталевую арматурою. Експериментально встановлено, що середнє значення ширини розкриття похилих тріщин у залізобетонних балках представленої конструкції становить 0,40 мм, а базальтобетонних – 0,45 мм при експлуатаційному рівні навантаження. Прогини бетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою, більше, ніж у два рази перевищують прогини аналогічних залізобетонних елементів з такими же конструктивними чинниками і досягають, в середньому, 1/154 від розрахункової довжини прольоту при експлуатаційному рівні ($0,65F_u$) навантаження і збільшуються до 1/110 перед руйнуванням ($0,95F_u$), що свідчить про доцільність виготовляти їх з попередньо напруженою BFRP.

2. Отримані експериментальні дані та суттєво уточнені фізичні моделі роботи похилих перерізів прогінних базальтобетонних конструкцій за дії статичного навантаження, в результаті чого вперше визначений комплексний вплив на тріщиностійкість, деформативність та міцність дослідних зразків-балок величини прольоту зрізу a/h_0 , класу бетону C та коефіцієнта поперечного армування ρ_{fw} .

3. Використання найбільш поширених нормативних і авторських методик для визначення несучої здатності похилих перерізів балкових базальтобетонних конструкцій за дії статичного навантаження є недоцільним, оскільки порівняння розрахункових і дослідних значень несучої здатності приопорних ділянок дослідних елементів, обчислених за рекомендаціями існуючих норм проектування, показало незадовільну їх збіжність. В основному, вказані норми недооцінюють до декількох разів реальну несучу здатність дослідних балок, армованих як сталевую, так і базальтопластиковою арматурою. Вказане порівняння показало, що краща збіжність цих величин характерна для тих норм, які базуються не на модифікованій фермовій

аналогії чи модифікованій теорії полів стиску, а на експериментально підтверджених розрахункових схемах, які краще відображають фізичну картину роботи дослідних елементів під навантаженням.

4. Несучу здатність похилих перерізів базальтобетонних балок з великими ($a/h_0 = 3$) і середніми ($a/h_0 = 2$) прольотами зрізу слід визначати за похилою тріщиною із застосуванням змінних коефіцієнтів $\varphi_{c2}, \varphi_{c3}, \varphi_{c4}$, урахуванням реальної довжини небезпечної похилої тріщини l'_{crf1} і суттєвого зменшення розтягуючих напружень до $(0,10 - 0,15)f_{fk}$ у поперечній арматурі. Несучу здатність приопорних ділянок з малими прольотами зрізу ($a \leq h_0$) доцільно визначати як для коротких консолей за похилою стислою смугою між зосередженою силою і опорою з використанням змінного коефіцієнта k_f . Такий підхід забезпечує задовільну збіжність ($U = 7,9\%$) розрахункових і експериментальних значень несучої здатності похилих перерізів базальтобетонних балок прямокутного перерізу.

5. Запропонований варіант моделювання складного напружено-деформованого стану дослідних елементів шляхом нелінійних скінчено-елементних розрахунків з використанням реальних діаграм стану матеріалів, сучасного феноменологічного критерію міцності дає можливість зробити достовірні прогностні оцінки їхньої несучої здатності, очікуваних величин напружень у поздовжній та поперечній BFRP, передбачити найбільш вірогідні схеми їх деформування та руйнування в апробованому ПК «Ліра-САПР».

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Altamas A., Bond degradation of basalt fiber-reinforced polymer (BFRP) bars exposed to accelerated aging condition / A. Altamas, A. Refai, F. Abed // *Construction and Building Materials*, 2015, № 81, 162-171 pp.
2. Aly A. Desing and Construction of Steel-Free Deck Slab in Ontario / Aly A., Bakht B., and Schaeffer J. // *Proceedings of the Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering/* - Montreal, ON, Canada, 1997, V. 6, 81-90 pp.
3. Attia, K., Alnahhal, W., Elrefai, A., Rihan, Y., Flexural behavior of basalt fiber-reinforced concrete slab strips reinforced with BFRP and GFRP bars, *Composite Structures* 211, 2019, 1-12 pp.
4. Atutis, M., Valivonis, J., Atutis, E., Experimental study of concrete beams prestressed with basalt fiber reinforced polymers. Part I: Flexural behavior and serviceability, *Composite Structures* 183(1),2018, 114-123 pp.
5. Benmokrane B. Use of Fibre Reinforced Polymer Reinforcement Integrated with Fibre Optic Sensors for Concrete Bridge Deck Slab Construction // Benmokrane B., Rahman H., Mukhopadhyaya P., Masmoudi R., Chekire M., Nicole, J.F., El-Safty, A. – *Canadian Journal of Civil Engineering*. – Oct. 2000. – V. 27, No. 5. – 928-940 pp.
6. Boulfiza M. University of Saskatchewan and University of British Columbia Durability Study Report / Boulfiza M., Banthia N. – *ISIS Canada University of Manitoba*. – Winnipeg, MB, Canada, 2005. – 65 p.
7. Brik V.B., Advanced Concept Concrete Using Basalt Fiber/BF Composite Rebar Reinforcement, Washinton: Transportation Research Board, 2003. – 30 p.
8. Brik V.B., Performance Evaluation of 3-D Basalt Fiber Reinforced Concrete & Basalt Rod Reinforced Concrete, Washington: Transportation Research Board, 1998.
9. C.B. Boyd. A Load-Deflection Study of Fiber Reinforced Plastics as Reinforcement in Concrete Bridge Decks. 1997. – 145 p.
10. CAN/CSA-S6-00, Canadian High Bridge Design Code, Canadian Standards Association, 2019.
11. CAN/CSA-S6-02, Design and Construction of Building Components with Diber-Reinforced polymers, Canadian Standards Association, 2002.

12. Carter, J., Genikomsou, A., Finite element modeling of concrete beams reinforced with basalt FRP bars, 20th Congress of IABSE, New York City 2019: The Evolving Metropolis – Report, 2019, 461-467 pp.
13. Clarke J. L., O'Regan D. P. and Thirugnanenedran C, EUROCRETE Project, Modification of Design Rules to Incorporate Nonferrous, London, 1996. – 124 p.
14. CNR-DT 203/2006, Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars, Rome, Italy, 2006.
15. Cosenza E. Composites in Construction: A Reality,' Proceedings, International Workshop / Cosenza E., Manfredi G., Nanni A., eds. – Capri, Italy: ASCE Reston, 2001, 277 p.
16. Dolan C. W.; Hamilton, H. R.; Bakis, C. E.; and Nanni, A., Design Recommendations for Concrete Structures Prestressed with FRP Tendons, Final Report, University of Wyoming, 2000.
17. Elavenil, S., Saravanan, S., Reddy, R., Investigation of structural members with basalt rebar reinforcement as an effective alternative of standard steel rebar, Journal of Industrial Pollution Control 33, 2017, 1422-1429 pp.
18. Elgabbas F. Development and characterization of basalt FRP reinforcing bars for concrete structures / F. Elgabbas, E Ahmed, B. Benmokrane // The 7th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, 2014, 1-6 pp.
19. Elgabbas F. Experimental Testing of Basalt-Fiber-reinforced Polymer Bars in Concrete Beams / F. Elgabbas, P. Vincent, E. Ahmed, B. Benmokrane // Composites Part B: Engineering, Vol. 91, 15 april – 2016, 205-218 pp.
20. Elgabbas, F., Ahmed, E.A., Benmokrane, B., Flexural Behavior of Concrete Beams Reinforced with Ribbed Basalt-FRP Bars under Static Loads, Journal of Composites for Construction 21(3), 04016098, 2017.
21. EN 1992-1: 2001 (Final Draft, April, 2002) Eurocode-2: Design of concrete structures – Part 1: General Rules and Rules for Building. – Brussels. – 2002, October. – 230 p.

22. EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2 - Design of Concrete Structures. Part 1: General rules and rules, CEN, 2004. – 225 p.
23. Evaluating the fire performance of FRP- strengthened structures // Concrete Engineering International. – 2004. - №3. Vol.8. – 48-50 pp.
24. Fib bul. 55, ModelCode 2010. First complete draft, Lausanne, Switzerland: fib, 2010.
25. Fib bul.40, FRP reinforcement in RC structures. Technical report TG9.3., Lausanne, Switzerland: fib, 2007.
26. FIB Bulletin 40: FRP reinforcement in RC structures. – International Federation for Structural Concrete, 2007.
27. Fico R., Limit states design of concrete structures reinforced with frp bars. PHD Thesis, University of Naples Federico II, 2007.
28. Hofmann, S., Graubner, C.-A., Proske, T., Load-bearing performance of concrete beams with basalt fibre reinforced polymer (BFRP) rebars, Proceedings of the 12th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, 2018, 419-426 pp.
29. ISIS (2001), Reinforcing Concrete Structures With Fibre Reinforced Polymers, Design Manual No. 3, Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative_Structures, Winnipeg.
30. IstructE, Interim guidance on the design of reinforced concrete structures using fibre composite reinforcement. – London, UK, 1999.
31. Japan Society of Civil Engineers ‘Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforced Materials’: (JSCE) 1997. – Concrete Engineering Series 23, ed. by A. Machida, Research Committee on Continuous Fiber Reinforcing Materials. – Tokyo, Japan, 1997. – 325 p.
32. JSCE, Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials. Tokyo, Japan: Japan Society of Civil Engineers, 1997.
33. Jumaa, G.B., Yousif, A.R., Size Effect in Shear Failure of High Strength Concrete Beams without Stirrup reinforced with Basalt FRP Bars, KSCE Journal of Civil Engineering 23(4), 2019, 1636-1650 pp.

34. Kampmann, R., Schmidt, A., Telikapalli, S., Emparanza, A.R., The effect of the free specimen length on the tensile strength of basalt FRP rebars, Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete - Innovations in Materials, Design and Structures, 2019, 146-156 pp.
35. Karpiuk I., Karpiuk V., Klimenko E., Tselikova A., Khudobych A. Comparative analysis of research and calculated values of bearing capacity of reinforced concrete and basalt concrete beams according to recommendations. Вісник одеської державної академії будівництва та архітектури. 2020, № 80, 43-49 pp.
36. Karpiuk V., Karpiuk I., Tselikova A., Khudobych A. Calculating model of the bearing ability of the substructured areas of basalt concrete structures. Science and education a new dimension. Natural and Technical Science, Romania, 2020, Vol. VI (29), 16-22 pp.
37. Karpiuk, V., Somina, Y., Maistrenko, O., Engineering Method of Calculation of Beam Structures Inclined Sections Based on the Fatigue Fracture Model, Lecture Notes in Civil Engineering 47, 2020, 135-144 pp.
38. Karpiuk, V.M., Somina, Y.A., Antonova, D.V. calculation models of the bearing capacity of span reinforced concrete structure support zones, vol, 968 MSF, 2019.
39. Kowalik, T., Logoń, D., Ubysz, A., Feasibility study of the utilization of waste basalt rebars as fibre reinforcement for concrete , MATEC Web of Conferences , 2018.
40. Lapko, A., Urbański, M. , Experimental and theoretical analysis of deflections of concrete beams reinforced with basalt rebar, 2015, Archives of Civil and Mechanical Engineering 15(1), 2015, 223-230 pp.
41. Li, L., Lu, J., Fang, S., Liu, F., Li, S., Flexural study of concrete beams with basalt fibre polymer bars, Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings 171(7), 2018, 505-516 pp.
42. Machanzi, T., Jensen, D.W., Pull-out strength of composite rebar made using a three-dimensional braiding machine, CAMX 2017 - Composites and Advanced Materials Expo 2017-December, 2017.

43. Nanni A. Fiber-Reinforced-Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications / Nanni A., ed., // *Developments in Civil Engineering*, Elsevier. – 1993. – V.42. – 450 p.
44. Newhook J.P. Design and Construction of a Concrete Marine Structure Using Innovative Technology / Newhook J.P., Bakht B., Tadros G., Mufti A.A. // *Proceedings of the 3rd International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, J. Human and A.G. Razaqpur, eds. – Canadian Society for Civil Engineering. – Ottawa, ON, Canada, 2000, 777-784 pp.
45. Ombres L., T. Alkhrdaji, and A. Nanni, “Flexural analysis of One-Way Concrete Slabs Reinforced with GFRP Rebars”, *International Meeting on Composite Materials, PLAST 2000, Proceeding, Advancing with Composites 2000*, Ed. I. Crivelli-Visconti, Milan, Italy, May 9-11, 2000, 243-250 pp.
46. Onofrei M. Durability of GFRP Reinforced Concrete from Field Demonstration Structures / Onofrei M. // *ISIS Canada, University of Manitoba*. – Winnipeg MB, Canada, 2005. – 195 p.
47. Patnaik, A., Adhikari, S., Bani-Bayat, P., Robinson, P., Flexural performance of concrete beams reinforced with basalt FRP bars, *3rd International fib Congress and Exhibition, Incorporating the PCI Annual Convention and Bridge Conference: Think Globally, Build Locally, Proceedings*, 2010.
48. R. Fico. Limit States Design of Concrete Structures Reinforced with FRP Bars. Ph.D. Thesis. University of Naples Federico II, 2006, 167 p.
49. Rostam S. Service Life Performance of Concrete Structures-Reliable Design and Maintenance for the Future / Rostam S. // *Proceeding, 6th International Conference on Deterioration and Repair of Reinforced Concrete in the Arabian Gulf*. – Bahrain, 2000, 9-32 pp.
50. Rousakis, T., Natural fibre rebar cementitious composites, *Advanced High Strength Natural Fibre Composites in Construction*, 2016, 205-214 pp.
51. Schmidt, A., Kampmann, R., Telikapalli, S., Emparanza, A.R., De Caso, F., Basalt FRP production: Market analysis and state-of-the-art report, *Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete - Innovations in Materials, Design and Structures*, 2019, 189-

196 pp.

52. Serbescu, A., Guadagnini, M., Pilakoutas, K., Mechanical characterization of basalt FRP rebars and long-term strength predictive model, *Journal of Composites for Construction* 19(2), 2015.

53. Thorhallsson, E., Zhelyazov, T., Gunnarsson, A., Snaebjornsson, J.T., Concrete beams reinforced with prestressed basalt bars, *Concrete - Innovation and Design: fib Symposium Proceedings*, 2015, 277-278 pp.

54. Tomlinson, D., Fam, A. Performance of concrete beams reinforced with basalt FRP for flexure and shear / Tomlinson, D., Fam, A. *Journal of Composites for Construction* №19, 2015.

55. Uomoto T. Durability of FRP as Reinforcement for Concrete Structures / Uomoto T., Humar J., and Razaqpur A.G. eds. // *Proceedings of the 3rd International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*. – Canadian Society for Civil Engineering. – Ottawa, ON, Canada. – 2000, 3-17 pp.

56. Urbanski, M., Lapko, A., Garbacz, A. Investigation on concrete beams reinforced with basalt rebars as an effective alternative of conventional R/C structures , *Procedia Engineering* , 2013, 1183-1191 pp.

57. Wolf, B., Kustermann, A., Schuler, C., Dauberschmidt, C., Bucak, O., Basalt reinforced concrete structures for retrofitting concrete surfaces , *MATEC Web of Conferences* , 2018.

58. Zhang, L., Sun, Y., Xiong, W., Experimental study on the flexural deflections of concrete beam reinforced with Basalt FRP bars, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 48(10), 2015, 3279-3293 pp.

59. Zhu, H., Dong, Z., Wu, G., Wu, Z., Experimental study and theoretical calculation on the flexural stiffness of concrete beams reinforced with FRP bars, *Tumu Gongcheng Xuebao/China Civil Engineering Journal* 48(11), 2015, 44-53 pp.

60. Абдалла Х.Х. Несущая способность железобетонных балок по наклонным сечениям при действии повторных нагрузжений / Х.Х. Абдалла, В.С. Дорофеев. – Одесский ЦНТИ, 1987. - № 87. – 36 с.

61. Альперин В.П. Конструкционные стеклопластики: учебник / В.П. Альперин – М.: Химия, 1979. – 360 с.
62. Альперина О. Н. Изгибаемые элементы с неметаллической арматурой / Альперина О.Н., Нагевич Ю.М., Быченикова Ю.М. // Межотраслевые вопросы строительства. Отечественный отчет. – 1973. – № 12. – С. 23-31.
63. ACI 440.1R-03, Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars, American Concrete Institute, 2003.
64. ACI 440.1R-06, Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars, American Concrete Institute, 2006.
65. ACI 440.4R-04, Prestressing Concrete Structures with FRP tendons, American Concrete Institute, 2004.
66. Асланова Л. Г. Условия применения стеклопластиковой арматуры в изгибаемых бетонополимерных конструкциях электросетевого строительства: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Асланова Людмила Георгиевна. – М., 1983. – 154 с.
67. Асланова Л.Г. Неметаллическая арматура – крупный резерв экономии стали в строительстве / Асланова Л.Г., Рогатин Ю.А., Нефедорова Л.А. // Бетон и железобетон. – 1991. - № 12. – С. 4-6.
68. Бабич Є. М. Математична модель зчеплення арматури з високоміцним бетоном / Бабич Є. М., Кочкар'юв Д. В., Філіпчук С. В. // Збірник наукових праць Будівельні конструкції. Теорія і практика. – К.: КНУБА, 2018. – Вип. 2. – С. 154-161.
69. Базальтовая арматура для строительных конструкций / Асланова Л. Г. // Тезисы докладов 3-й научно-технической конференции. –М: НИИЖБ, 1996. – С. 50-52.
70. Байков В. Н. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей / В. Н. Байков, С. В. Горбатов, З. А. Дмитриев // Известия вузов. – 1977. – №6. – С. 15–18. – (Серия : Строительство и архитектура).
71. Байков В. Н. Расчет изгибаемых элементов с учетом экспериментальных зависимостей между напряжениями и деформациями для бетона и высокопрочной

арматуры / В. Н. Байков // Известия вузов. – 1981. – №5. – С. 26–32. – (Серия : Строительство и архитектура).

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

73. Бамбура А. Н. Развитие методов оценки напряженно–деформированного состояния и несущей способности железобетонных конструкций на основе реальных диаграмм деформирования материалов / А. Н. Бамбура // Сборник тезисов первой Всеукраинской научно–техн. конф. [«Научно–практические проблемы современного железобетона»], (Киев, апрель 1996 г.). – К. : НИИСК, 1996. – С. 36–39.

74. Барашиков А. Я. Стекловолоконистые материалы для армирования железобетонных конструкций / Барашиков А.Я., Бирюкович Ю.Л., Афанасьева Л.В., Клибаутский О.М. // Строительные материалы и конструкции. – К., 1980. – №1. – 14 с.

75. Барашиков А.Я., Дмитриев Л.Г., Афанасьев Л.В., Лихогруд Н.Г. Аналитические и численные методы определения трещиностойкости железобетонных конструкций с включением стеклопластиковой арматуры / Барашиков А.Я., Дмитриев Л.Г., Афанасьев Л.В., Лихогруд Н.Г. // Строительные конструкции. – Киев : Будивельник, 1983. - №35. – С. 77-82.

76. Барданов В. Ю. Розрахунок елементів конструкцій, що згинаються, з урахуванням повної діафрагми деформування бетону : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01. "Будівельні конструкції, будівлі та споруди"/ В. Ю. Барданов. – Одеса, 2001. – 20 с.

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

78. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками : ДСТУ Б В.2.7-214:2009. – Чинний 2010–09–01. – К. : МінрегіонбудУкраїни, 2010. – IV, 36 с.

79. Бетони. Методи визначення призової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона ДСТУ Б В.2.7-217:2009. – Чинний від 2009-12-22. – К. : Мін-регіонбуд України, 2010. – 20 с.

80. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Свод правил: СП 63.13330.2012 / ТК 465 "Строительство". – Введ. 2013-01-01: актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 – М: 2012. – 79 с.

81. Блазнов А.Н. и др. О химической стойкости стеклопластиковой арматуры. Проектирование и строительство в Сибири. – 2003. - №3 (21). – С. 34-37.

82. Бондарев А.Б. Прогнозирование циклической долговечности полимерных композиционных материалов: диссертация кандидата технических наук / А. Б. Бондарев. – Липецк, 2011. – 180 с.

83. Бондаренко В. М. Расчётные модели силового сопротивления железобетона [Текст] / В. М. Бондаренко, В. И. Колчунов. – М.: Изд-во «АСВ», 2004. – 471 с.

84. Буров А.К, Андреевская Г.Д., Высокопрочные стеклопластики (СВАМ) / Буров А.К, Андреевская Г.Д., - М.: Изд-во Академия наук СССР, 1958. – 72с.

85. Веретенников В. И. К уточнению расчета прочности нормальных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов с использованием диаграмм деформирования бетона и арматуры / В. И. Веретенников, А. А. Бармотин // Вестник ДонГАСА. – Москва, 2000. – Вып. 2000 – 1 (21). – С. 192–197.

86. Вильдавский Ю.М. Исследования высокопрочных стеклопластиковых стержней как арматуры предварительно напряженных бетонных конструкций / Вильдавский Ю.М.- М. – Минск, 1964.

87. Вознесенский В.А. Статистические методы планирования эксперимента в технико – экономических исследованиях / В.А. Вознесенский [2 – е изд. испр. и доп.] – М.: Финансы и статистика, 1981. – 215с.

88. Волга В. С. О развитии неметаллического армирования / Волга В.С., Коляков М.И., Бирюкович Ю.Л. Ванюхин В.И. // Жилищное строительство. – 1985. – № 10. – С. 13-14.

89. Вольф Р. Преднапряженные бетонные конструкции с арматурой из стекловолокнистого материала / Вольф Р., Мисселер Х.И. // Бетон и железобетон. – 1991. – №2. – С. 5-7.
90. Генина Е.Е. Трещиностойкость изгибаемых элементов из перлитобетона со стеклопластиковой арматурой по нормальным сечениям // Рациональные строительные конструкции зданий и сооружений: сб. науч. Трудов ИСиАГосстора БССР. – Минск, 1985. - С. 9-13.
91. ГОСТ 31384-2008 Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. Общие технические требования: стандарт. – Взамен СТ СЭВ 4420-83. – [Действительный от 2010.03.01]. – М.: Стандартиформ, 2010. – 46 с.
92. ГОСТ 31938-2012. Межгосударственный стандарт. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Общие технические условия. – М., 2012.
93. Гримак О. Я. Міцність, деформативність і тріщиностійкість бетонних балкових конструкцій мості зі базальтопластиковою арматурою [Текст] : дис. канд техн. наук : 05.23.01 / О. Я. Гримак. – Л., 2019. – 180 с.
94. Гуца Ю. П. Предложения по нормированию диаграмм растяжения высокопрочной стержневой арматуры / Ю. П. Гуца // Бетон и железобетон. – 1979. – №7. – С. 15–16.
95. ДБН Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
96. ДБН В.2.3-14:2006. Мости та труби. Правила проектування. [Чинний від 2007-02-01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2006. – 217 с.
97. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний від 2011-06-01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
98. Джигирис Д.Д. Основы производства базальтовых волокон и изделий / Джигирис Д.Д., Махова М.Ф. – М.: Теплоэнергетик, 2002. – 412 с.

99. Долголаптев В.М. Напряженно-деформированное состояние изгибаемых бетонных элементов армированных стеклянными стержнями: дис. канд. техн. наук : 05.23.01 / Долголаптев В.М. – К., 1991. – 199 с.
100. Дорофеев В.С. Прочность, деформативность и трещиностойкость опрорных участков внецентренно растянутых и сжатых железобетонных балок / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Н.Н. Петров. - Одесса: Эвен, 2011. – 183 с.
101. Дорофеев В.С. Прочность, трещиностойкость и деформативность неразрезных железобетонных балок / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Е.Н. Крантовская. – Одесса: Эвен, 2010. – 175 с.
102. Дорофеев В.С. Прочность, трещиностойкость и деформативность предварительно напряженных тавровых железобетонных элементов. / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Ф.Р. Карпюк. – Одесса: Эвен, 2010. – 223 с.
103. Дорофеев В. С. Расчет железобетонной балки на основе действительной диаграммы деформирования бетона / В. С. Дорофеев, В. Ю. Барданов // Материалы международной конференции ["Инженерные проблемы современного бетона и железобетона"], (Минск, январь 1999 г.). – Минск : Стройиздат, 1999. – 115 с.
104. Дорофеев В., Зінченко А., Целікова А. Вплив технологічної пошкодженості матеріалу на напружено-деформований стан згинальних залізобетонних елементів. Вісник Львівського національного аграрного університету, 2017, №18. С. 75-82.
105. ДСТУ Б В.2.6-145:2010 “Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні вимоги.”
106. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – [Чинний від 2011-06-01]. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
107. ДСТУ Б В.2.7.-312:2016 “Арматура неметалева композитна базальтова періодичного профілю”
108. 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.

109. ДСТУ Б.В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94). Изделия строительные бетонные и железобетонные сборные. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости.- Киев: Госстрой Украины, 1994.

110. ДСТУ -Н Б В.2.6-185:2012 “Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і скло ровінгу”, Київ, 2011.

111. Жаврид С.С. Исследование противокоррозионной стойкости стеклопластиковой арматуры для бетонных конструкций. Автореферат дисс. на соиск. учен. степени канд. техн. наук. Минск. 1968.

112. Жаврид С.С. Применение стеклопластиковой арматуры в бетонных конструкциях при воздействии кислых и агрессивных сред и солей / Жаврид С.С., Башлаков П.Е. – Минск, Стр-во и архитектура Белорусии. – 1978. – №1.

113. Завгороднев А.В. Перспективы применения композитной арматуры в морском гидротехническом строительстве/ Завгороднев А.В., Уманский А.М., Беккер А.Т., Борисов Е.К.// Архитектура и строительство Дальнего Востока: Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). Отдельные статьи (специальный выпуск). - 2014. - №12- 216 с.- М.: издательство «Горная книга» с.137-149 ISSN 0236-1493.

114. Заключение о результатах сравнительных испытаний образцов тяжелого бетона и фибробетона, где в качестве фибры использованы волокна армирующие полипропиленовые производства ООО "ДИИФ". – Донецк: Донецкий ПромстройНИИпроект, 2004. – 14 с.

115. Залесов А. С. Несущая способность железобетонных элементов при действии поперечных сил / А. С. Залесов, О. Ф. Ильин. // Бетон и железобетон. – 1973. – №6. – С. 19–20.

116. Залесов А.С. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил / А.С. Залесов, Ю.А. Климов. – Киев: Будівельник, 1989. – 104 с.

117. Залого В.Ф. Исследования работы по наклонным сечениям изгибаемых бетонных элементов со стеклопластиковой арматурой. Кандидатская диссертация. Белорусский политехнический институт, Минск, 1976.

118. Зеленский К.В. О расчете по деформациям, образованию и раскрытию трещин изготавливаемых по проекту новых норм / Зеленский К.В. // Строительные конструкции. – Минск, 1976.

119. Зимин Д. Е. Влияние химического состава базальтовых волокон на их устойчивость к агрессивным средам / Д.Е. Зимин, Н.Н. Ходакова, О.С. Татаринцева // Сб. докл. V науч.-практ. конф. "Техника и технология производства теплоизоляционных материалов из минерального сырья". – Бийск, М.: ЦЭИ "Химмаш", 2005. – С. 38-44.

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

121. Кадыкова Ю. А. Полимерные композиционные материалы на основе волокон различной химической природы / Ю. А. Кадыкова, А. Н. Леонтьев, О. Г. Васильева, С. Е. Артеменко // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 2002. – №6 – С. 10-11.

122. Карпенко Н. И. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов / Н. И. Карпенко, Т. А. Мухаметдиев, М. А. Сапожников // Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1987. – С. 4–24.

123. Карпенко Н. И. К расчету прочности нормальных сечений изгибаемых элементов / Н. И. Карпенко, Т. А. Мухаметдиев // Бетон и железобетон. – 1983. – №4. – С. 11–12.

124. Карпенко Н. И. Методика расчета стержневых конструкций с учетом деформаций сдвига / Н. И. Карпенко // Бетон и железобетон. – 1989. – №3. – С. 14–16.

125. Карпюк В. М. Використання деформаційно-силової моделі при розрахунку нормальних перерізів бетонних та залізобетонних елементів за першою групою граничних станів / В. М. Карпюк, А. І. Костюк, Ю. А. Сьоміна, Д. С. Даниленко / Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2017. – Вип. 66. – С. 28-34.

126. Карпюк В. М. Розрахункові моделі прогінних залізобетонних конструкцій при складному напружено-деформованому стані приопорних ділянок [Текст]: дис. д-ра техн. наук: 05.23.01 / Карпюк Василь Михайлович; Одеська держ. ак. буд-ва та арх.-ри. – Одеса, 2012. – 365 с. – Бібліогр.: С. 284-326.

127. Карпюк В.М. Розрахункові моделі силового опору прогінних залізобетонних конструкцій у загальному випадку напруженого стану / В.М. Карпюк. – Одеса: ОДАБА, 2014. – 352 с.

128. Карпюк В.М. та ін. Особливості напружено – деформованого стану і розрахунку залізобетонних конструкцій за дії циклічного навантаження високих рівнів: монографія / Карпюк В.М., Сьоміна Ю.А., Костюк А.І., Майстренко О.Ф. – Одеса: ОДАБА, 2018. – 237 с.: іл. ISBN 978 – 617- 7195- 54 – 1.

129. Карпюк В.М., Костюк А.І., Сьоміна Ю.А., Даниленко Д.С. Застосування деформаційно-силової моделі при визначенні напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій. Тези доповідей IV Міжнародної науково-практичної конференції «Актуальні проблеми інженерної механіки», Одеса, 2017. С. 125-127.

130. Карпюк В.М., Петров Н.Н., Целикова А.С. Совершенствование деформационной модели расчета изгибаемых внецентренно растянутых железобетонных балок. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. 2018, Випуск №36. С. 108-113.

131. Карпюк В.М., Петров Н.Н., Целикова А.С. Трещиностойкость изгибаемых внецентренно растянутых железобетонных балок. Збірник тез доповідей міжнародної конференції «Структуроутворення, міцність та руйнування композиційних будівельних матеріалів і конструкцій», Одеса, 2018. С. 55 – 57.

132. Карпюк В.М., Худобич А.О., Целікова А.С. Розрахунок бетонних конструкцій, армованих неметалевою композитною арматурою (НКА), за національними нормами проектування. Тези доповідей 75-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії, Одеса, 2019. 75 с.

133. Карпюк В.М., Целикова А.С., Худобич А.А. Современная арматура для

обычного железобетона. Збірник тез міжнародної конференції «Структурування, міцність та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій», Одеса, 2019. С. 50 – 52.

134. Карпюк В.М., Целікова А.С., Худобич А.О. Переваги конструкцій з неметалевою композитною арматурою. Тези доповідей 75-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії, Одеса, 2019. 87 с.

135. Карпюк В.М., Целікова А.С., Худобич А.О., Карпюк І.А., Костюк А.І. Дослідження міцності, деформативності та тріщиностійкості балок, армованих базальтопластиковою арматурою. Східно-Європейський журнал передових технологій. 2020, Вып. 9. С. 36-50. (категорія «А»).

136. Кваша В. Г. Експериментальне дослідження залізобетонної мостової балки за ТП вип. 56, підсиленої композитною стрічкою з вуглецевих волокон CFRP. / В. Г. Кваша, І. В. Мельник, М. Д. Климпуш // Зб. Автомобільні дороги та дорожнє будівництво; Вип. 62; - К. 2001 р., С. 267-271.

137. Кербер М.Л. Полимерные композиционные материалы: структура, свойства, технология: учебное пособие / М.Л. Кербер – СПб.: Профессия издат., 2008. – 560 с.

138. Клименко Є. В. Робота бетону стиснутої зони залізобетонних елементів, що згинаються, при складних режимних навантаженнях / Є. В. Клименко, М. Я. Шпінталь, В. Альхарірі // Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава : ПДТУ, 1998. – Вип. 3. – С. 108–113.

139. Климов Ю. А. Современная композитная базальтовая арматура для армирования бетонных конструкций [Текст] / Ю. А. Климов // Технологии бетонов. – 2010. – № 11/12. – С. 56-57.

140. Клімов Ю. А. Використання неметалевої композитної арматури для армування бетонних конструкцій / Ю. А. Клімов, Ю. А. Вітковський, О. С. Солдатченко // Будівельні матеріали, вироби та санітарна техніка. – 2011. – Вип. 42. – С. 13-17.

141. Коваль П. М. Використання методу акустичної емісії при дослідженні мостів [Текст] // Автошляховик України. – 2003. – № 1. – С. 34-37.

142. Коваль П. М. Дослідження тріщиностійкості попередньо напружених залізобетонних балок при дії малоциклових навантажень / П. М. Коваль, Я. І. Ковальчик // Науково-прикладні аспекти автомобільної і транспортно-дорожньої галузей : наук. нотатки. – Луцьк, 2014. – № 45. – С. 282-287.

143. Коваль П. М. Нормативне забезпечення проектування бетонних конструкцій транспортних споруд, армованих базальтопластиковою арматурою / П. М. Коваль, О. Я. Гримак // Містобудування та територіальне планування: наук.-техн. збірник – К., КНУБА, 2016. – Вип.61 (спеціальний) – С. 264-270.

144. Коваль П.М. Вплив малоциклових навантажень на роботу бетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою / П. М. Коваль, О. Я. Гримак // Мости та тунелі: теорія досліджень, практика: зб. наук. пр. / Дніпропетр. нац. ун-т залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – Д., 2016. - №10. – С. 35 – 42.

145. Коваль П.М. Врахування дії малоциклових навантажень при розрахунку базальтобетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою / П.М. Коваль, О.Я. Гримак, С.В. Стоянович // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – Дніпропетровськ, ДНУЗТ, 2018. – Випуск 13.- С.37 – 45.

146. Коваль П.М. Ефективність використання базальтопластикової арматури при армуванні плити проїзної частини моста/ П. М. Коваль, О. Я. Гримак, Т. І. Коваль // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса, 2016. – Вип. 61. – С. 193 – 198.

147. Коррозионная стойкость полимерных композитов в щелочной среде бетона / Н. К. Розенталь, Г. В. Чехний, А. Р. Бельник, А. П. Жилкин // Бетон и железобетон. – 2002. – № 3. – С. 20–23.

148. Кузеванов Д.В. Научно-технический отчет «Конструкции с композитной неметаллической арматурой. Обзор и анализ зарубежных и отечественных нормативных документов», 2012г. [Электронный ресурс] // НИИЖБ им. А.А. Гвоздева Лаборатория №2 URL: [http://fordewind.org/wiki/lib/exe/fetch.php?media=img:nka2012.pdf].

149. Кулиш В.И., Казаринов В.Е., Несущие конструкции, напряженно армированные стеклопластиковой арматурой, Хабаровск: НТО Стройиндустрии, 1989.

150. Кустикова Ю.О. Напряженно-деформированное состояние сцепления базалтопластиковой арматуры с бетоном: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Ю.О. Кустикова – Москва, 2014. – 181 с.

151. Лемыш Л. Л. Расчет железобетонных конструкций по деформациям и несущей способности с учетом полных диаграмм деформирования бетона и арматуры / Л. Л. Лемыш // Железобетонные конструкции промышленных зданий. – М. : ЦНИИПромзданий, 1984. – С. 74–89.

152. Лемыш Л. Л. Расчет железобетонных конструкций с использованием полных диаграмм деформирования бетона и арматуры / Л. Л. Лемыш // Бетон и железобетон. – 1991. – № 7. – С. 21–23.

153. Лешкевич О.Н. Третий международный симпозиум. 9-11.11.2011. Перспективы применения композитной арматуры.

154. Литвинов Р.Г., «Ленточная арматура периодического профиля из стеклопластика для предварительно напряженных армобетонных конструкций» в Новые виды арматуры, Москва, Издательство литературы по строительству, 1964, С. 111-129.

155. Лубин Дж. Справочник по композитным материалам / Лубин Дж. // Справочное издание. – М.: Машиностроение, 1988.- Книга 2. – 581 с.

156. М 42.1-37641918-756:2017 «Методика розрахунку бетонних конструкцій мостів, армованих базальтопластиковою арматурою, на дію малоциклових навантажень».

157. М 42.1-37641918-759:2017 «Методика розрахунку бетонних конструкцій мостів, армованих базальтопластиковою арматурою, на витривалість».

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

159. Мамедов Т. И. Расчет прочности нормальных сечений элементов с использованием диаграммы арматуры / Т. И. Мамедов // Бетон и железобетон. – 1998. – № 28. – С. 22–25.

160. Матков Н. Г. Оценка прочности и деформативности сжатых элементов на основе опытных диаграмм деформирования и их разрушение / Н. Г. Матков //

Материалы XXIII Международной конференции в области бетона и железобетона ["Волго–Балт–91"], (Москва, сентябрь 1991 г.). – М.: МГСУ "МИСИ", 1991. – С. 309–312.

161. Методика лабораторных исследований деформаций и прочности бетона, арматуры и железобетонных конструкций (НИИЖБ). – М.: Госстройиздат, 1962, С.127-132.

162. Мирсаяпов И.Т. Выносливость железобетонных конструкций при действии поперечных сил: автореф. дис. доктора техн. наук: 05.23.01 / Мирсаяпов Илшлат Талгатович. – Казань: КГАСУ, 2009. – 38 с.

163. Митасов В. М. Расчет железобетонных преднапряженных изгибаемых элементов с учетом упрочнения арматуры / В. М. Митасов, В. В. Михайлов, Д. А. Федоров // Бетон и железобетон. – 1982. – № 5. – С. 8–10.

164. Михайлов К.В. применение неметаллической арматуры в бетоне / Михайлов К.В., Евгеньев И.Е., Асланова Л.Г. // Бетон и железобетон, М.: 1990. - №4. – С. 5-7.

165. Михайлов К.В., Вильдавский Ю.М., «Исследование особенностей работы изгибаемых элементов со стеклопластиковой арматурой» в Эффективные виды арматуры для железобетонных конструкций, Москва, Стройиздат, 1970, С. 181-208.

166. Михайлов К.В., Вильдавский Ю.М., «Исследования релаксации и ползучести стеклопластиковой арматуры» Новые виды эффективной стальной и стеклопластиковой арматуры для железобетонных и армированных бетонных конструкций, Москва, Стройиздат, 1966, С. 177-192.

167. Моргун В. Н. Актуальность применения композитной стержневой арматуры в фибропенобетоне / В. Н. Моргун, А. В Виснап, Л. В. Моргун // Вестник Дегестанского государственного технического университета. Технические науки. – 2015. – №4 (39). – С. 87-93.

168. Морозов Н.Н. Материалы на основе базальтов европейского севера России / Мороз Н.Н. и др. // Стекло и керамика. – 2001. - №3.

169. Мурин А. Я. Міцність нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою / А. Я. Мурин // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». – 2008. - №627. – С. 155-158.
170. Мэттьюз Ф. Композитные материалы. Механика и технология / Ф.Мэттьюз, Р. Ролингс. – М.: Техносфера, 2004. – 406 с.
171. Налимов В.В. Теория эксперимента / В.В. Налимов. - М., «Наука», 1971.
172. Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і скло- ровінгу: ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012 – [Чиний від 2013-04-01] – Київ.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2012. – 28 с. – (Національний стандарт України).
173. Некоторые предложения по описанию диаграмм деформаций бетона при загрузении / В. В. Михайлов, М. П. Емельянов, Л. С. Дудолодов, В. М. Митаков // Известия вузов. – 1984. – №2. – С. 23-27. – (Серия : Строительство и архитектура).
174. Новицкий А. Г. Химическая стойкость базальтовых волокон для армирования бетонов / А. Г. Новицкий // Хімічна промисловість України. – 2003. – №3. – С. 16-19.
175. Об использовании полимерно-композитной продукции в современном строительстве. [Электронный ресурс] // URL: [http://www.altaystroy.ru/articles/1343616perekhodim_na_kompozity.html].
176. Об уточнении аналитических зависимостей диаграммы растяжения арматурных сталей / [В. Н. Байков, С. А. Мадатян, Л. С. Дудолодов и др.] // Известия вузов. – 1983. – №9. – С. 1–5. – (Серия : Строительство и архитектура).
177. Оснос С. П. Характеристики непрерывных базальтовых волокон и области их применения. Техника и технология теплоизоляции материалов из минерального сырья : доклады 4-й Всерос. науч.-практ. конф. М. : ФГУП «ЦНИИХМ», 2006. С. 183-189.

178. Пецольд Т.М. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчёта и конструирования / Т.М. Пецольд, В.В. Тур. – Брест: БГТУ, 2003. – 379 с.

179. Пирадов А. Б. К расчету несущей способности внецентрованно сжатых элементов / А. Б. Пирадов, В. И. Аробелидзе, Т. Г. Хуцишвили // Бетон и железобетон. – 1986. – № 1. – С. 43–44.

180. Пискунов В.Г. Механика и технология композитов в XXI столетии. Композиты в строительстве / Пискунов В.Г., Горик А.В. // Бетон и железобетон в Украине. – 2002. – №4(14). – С. 24-26.

181. Программа ЛИРА-САПР, МОНОМАХ-САПР - программы для расчета конструкций. Официальный сайт. URL: <https://www.liraland.ua> (дата звернення: 07.03.2018).

182. Р В.2.3-03450778-846:2014 «Рекомендації з проектування базальтобетонних конструкцій мостів і труб».

183. Р В.3.2-03450778-830:2013 «Рекомендації із застосування неметалевої стержневої арматури для армування конструкцій плит прогонових будов мостів».

184. Р-16-78 Рекомендации по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой, Москва: НИИЖБ, 1978.

185. Рабинович Ф.Н. Композиционные материалы и конструкции на основе бетона, армированного высокопрочными волокнами / Рабинович Ф.Н. // Бетон и железобетон, 1993. - №1. – 29 с.

186. Рахмонов А. Д. Прочность, жесткость и трещиностойкость неразрезных бетонных балок с комбинированным армированием: диссертация кандидата технических наук / А.Д. Рахмонов. – Казань, 2015. – 160 с.

187. Ровінг і зрізи із базальтової комплексної нитки. Технічні умови : ТУ У В.2.7-26.1-30700388-001:2002. – ЗАО "НТБ" – 2002 – 8 с.

188. Розенталь Н. К. Коррозионная стойкость полимерных композитов в щелочной среде бетона / Розенталь Н.К., Чехий Г.В., Бельник А.Р., Жилкин А.П. // Бетон и железобетон. – М.: – 2002. – № 3. – С. 20-23.

189. Савин В.Ф. Прогнозирование прочностных свойств стекло- и базальтопластиковых стержней на основе полимерных матриц из эпоксидных компаундов. Дис. кандидат технических наук– Бийск., 2009. – 132 с.

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

191. СНиП 2.03.01 – 84* Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.

192. Солдатченко О. С. Міцність, жорсткість та тріщиностійкість згинальних конструкцій зі склопластиковою і базальтопластиковою композитною арматурою [Текст] : дис. канд техн. наук : 05.23.01 / О. С. Солдатченко. – К., 2012. – 160 с.

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

194. Сташук П. М. Удосконалення визначення тріщиностійкості залізобетонних конструкцій методом акустичної емісії [Текст]: дис. ... канд. техн. наук : спец. 05.23.01 / П. М. Сташук. – Львів, 2003. – 223 с.

195. Степанова В. Ф. Арматура базальтопластиковая: характеристики, производство, применение [электронный ресурс] / В. Ф. Степанова, С. Х. Негматулаев // Технологии бетонов. – 2016. - № 5-6. – С. 34-41. – режим доступа: [https : // rucont.ru/efd // 431004](https://rucont.ru/efd//431004). (дата звернення: 17.02.2018).

196. Стороженко Л. І. Напружено–деформований стан стиснутих трубо бетонних елементів / Л. І. Стороженко, В. М. Тимошенко, Д. Н. Єрмоленко // Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава : ПДТУ, 1999. – Вип. 4. – С. 68–73.

197. Суров К. Л. Прогнозирование результатов Итерационных процессов при расчете конструкций с учетом реальных особенностей и фактической работы материалов / К. Л. Суров // Известия вузов. – 1984. – №2. – С. 11–14. – (Серия : Строительство и архитектура).

198. Сьоміна Ю. А. Напружено – деформований стан приопорних ділянок прогінних залізобетонних елементів за дії циклічного знакопостійного навантаження [Текст] : дис. канд техн. наук : 05.23.01 / Ю. А. Сьоміна. – О., 2018. – 254 с.
199. Таран В. В. Особенности применения композитной арматуры при возведении строительных конструкции зданий и сооружений / Таран В. В., Янков А. В. // Технологія організація механізація та геодезичне забезпечення будівництва – Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури, випуск 2013-6(104) – С.35-40.
200. Технологическая группа Экипаж, «Отчеты о проведенных испытаниях стеклопластиковой и базальтопластиковой арматуры,» 2008-2011. [Электронный ресурс] // URL: [http://www.frp-rebar.com/frp-rebar_test.html].
201. ТР 013-1-04 Технические рекомендации по применению неметаллической композитной арматуры периодического профиля в бетонных конструкциях: ТР 013-1-04 / В.Ф. Стенанова. – М.:НИИЖБ, 2004.
202. ТУ У В.2.7-25.2-21191464-024:2011 Арматура композитна «Екібар» для армування конструкцій з бетону. Технічні умови.
203. ТУ У В.2.7-25.2-34323267-001:2009 Арматура неметалева композитна базальтова періодичного профілю. Технічні умови.
204. Узун І. О. Врахування діаграм роботи бетону та арматури в розрахунках залізобетонних конструкцій / І. О. Узун // Зб. наук. праць другої Всеукраїнської науково технічної конференції ["Науково–практичні проблеми сучасного залізобетону"], (Київ, березень 1999 р.) – К. : НДІБК, 1999. – С. 228–232.
205. Уманский А. М. Совершенствование методов расчета конструкций морских гидротехнических сооружений из композитбетона с использованием базальтопластиковой арматуры [Текст] : дис. канд техн. наук : 05.23.07 / А. М. Уманский. – В., 2017. – 168 с.
206. Урсу І., Khudobych A., Tselikova A., Karpiuk V., Карпюк І., Заволока М. Особливості напружено-деформованого стану базальтобетонних балкових конструкцій(на англ). Journal of engineering science, Kishinev, Molova, 2020, Вып. 9. С. 36- 50.

207. Устинов Б.В. Исследование характеристик и условий применения гибких связей из стеклопластиковой арматуры (СПА) в трехслойных стеновых панелях : дис. канд. техн. наук : 05.23.01 / Устинов Б.В. – Новосибирск, 2006. – 158 с.

208. Фролов Н.П. Стеклопластиковая арматура и стекло-пластбетонные конструкции: учебник / Н.П. Фролов – М.: Стройиздат, 1980. – 104 с.

209. Худобич А.О., Целікова А.С., Карпюк В.М., Техніко-економічне обґрунтування застосування базальтопластикової арматури в гідротехнічному будівництві на прикладі конструкцій сухого доку. Збірник тез міжнародної науково-технічної конференції «Гідротехнічне і транспортне будівництво», Одеса, 2019. С. 126 – 128.

210. Целикова А.С., Худобыч А.О., Карпюк В.М. Применение неметаллической арматуры для дорожных покрытий. Збірник тез міжнародної науково-технічної конференції «Гідротехнічне і транспортне будівництво», Одеса, 2019. С. 129 – 131.

211. Целікова А.С., Карпюк В.М., Карпюк І.А. Дослідження несучої здатності базальтобетонних балкових конструкцій. Тези доповідей 76-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії, Одеса, 2020. С. 88.

212. Целікова А.С., Худобич А.О., Карпюк В.М., Карпюк І.А. Особливості утворення нормальних та похилих тріщин у базальтобетонних балкових конструкціях. Тези доповідей VII Міжнародної науково-практичної конференції «Актуальні проблеми інженерної механіки», Одеса, 2020. С. 360 – 361.

213. Школа Ю. А. Несущая способность и деформативность железобетонных стержневых элементов при сложном напряженном состоянии: дис. на соискание научн. степени канд. техн. наук : спец. 05.23.01 / Школа Юлия Александровна. – Одесса, 2002. – 197 с.

214. Яременко А. Ф. Расчет железобетонных балок на упругом основании с использованием полных диаграмм деформирования материалов / А. Ф. Яременко, Н. Н. Сорока // Ползучесть в конструкциях. – Одесса: ОГАСА, 1998. – С. 114–119.

215. Яременко А. Ф. Расчет железобетонных конструкций с учетом реальных диаграмм деформирования материалов / А. Ф. Яременко, В. С. Дорофеев,

Н. Н. Сорока // Материалы симпозиума ФИП. – Т. 2. – Лондон, 1996. – С. 705–713.

216. Яременко О. Ф. Застосування реальних діаграм матеріалів в розрахунках залізобетонних конструкцій / О. Ф. Яременко, М. М. Сорока, А. С. Карнаухова // Проблеми теорії і практики залізобетону. – Полтава: ПолтНТУ ім. Ю. Ю. Кондратюка, 1987. – С. 489–492.

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



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.ogasa.org.ua, код ЄДРПОУ 02071033

01.04.2020

№ 29-109

Г

Г

На №

від

Довідка

Про впровадження результаті наукових досліджень

Результати досліджень за дисертаційною роботою здобувача Одеської державної академії будівництва та архітектури **Целікової Аліни Сергіївни** впроваджені у початковий процес Одеської державної академії будівництва та архітектури при підготовки магістрів за спеціальністю 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди.

Проректор з науково-
педагогічної роботи

Ю. Кругій

Гуменюк Ю.В.
723-23-10

143800

Товариство з
Обмеженою
Відповідальністю
«Стікон»

Система управління якістю
ДСТУ ISO 9001-2009

тел/факс. 775-63-64, факс 775-63-78

СТИ



КОН

Общество с
Ограниченной
Ответственностью
«Стикон»

Система менеджмента качества
ДСТУ ISO 9001-2009

e-mail: office@stikon.od.ua

02.07.2017 № 17-03

На Ваш № _____ от _____

Довідка про впровадження

Результати дисертаційної роботи «Несуча здатність бетонних балкових конструкцій армованих базальтопластиковою арматурою» здобувача наукового ступеня кандидата технічних наук (доктора філософії) Одеської державної академії будівництва та архітектури Целікової Аліни Сергіївни використані при проектуванні фундаментів під ємності пожежогасіння Селекційно-генетичного інституту за адресою: м. Одеса, вул. Овідіопольська дорога, 3.

Начальник

Проектно-кошторисного бюро

А.Й. Ковальский

Україна, 65020, м. Одеса, вул. Розкидайлівська, 2,
МФО 328845, код ЗКПО 19219876, р/рах 26003301424994
Філія «ОЩАДБАНК» Одеса

Украина, 65020, г. Одесса, ул. Раскидайловская, 2,
МФО 328845, код ОКПО 19219876, р/сч. 26003301424994
Филиал «ОЩАДБАНК» ОДЕССА

**ОРГАН З ОЦІНКИ ВІДПОВІДНОСТІ / СЕРТИФІКАЦІЇ ПРОДУКЦІЇ
ТОВ «СЕРТИФІКАЦІЙНИЙ ЦЕНТР «УКРСЕПРОПРОМБУДМ»**

СЕРТИФІКАТ ВІДПОВІДНОСТІ
СЕРТИФИКАТ СООТВЕТСТВИЯ/CERTIFICATE ON CONFORMITY

Зареєстровано у Реєстрі ТОВ «СЦ «УКРСЕПРОПРОМБУДМ» за № UA.TR.066.00120-19
Зареєстрован в Реєстрі ООО «СЦ «УкрСЕПРОпромбудм» под №
Registered at the Record of the Certification centre «UkrSEPROprombudm» under №

Термін дії з* 21.06.2019 р. до 21.06.2021 р.

Срок действия с по
Term of validity from to

Сертифікат видано ТОВ 'ТЕХНОБАЗАЛТ-ІНВЕСТ', 30002, м. Славути Хмельницької обл.,
Сертификат выдан/ вул. Кн. Сангушків, 95, код ЄДРПОУ 34323267
Certificate is issued on



Серія СП

Продукція** Арматура неметалева композитна базальтова періодичного профілю
Продукция/
Production

6815; 23.99.19
(код(и) УКТ ЗЕД; ДК 016)
(код(ы) ТН ВЭД; ДК 016)
(UKTZED code (s); DK 016)

Відповідає вимогам
Соответствует требованиям/
Comply with the requirements

ТУУ В.2.7-25.2-34323267-001:2009 'Арматура неметалева композитна базальтова періодичного профілю. Технічні умови', п.п. 3.1.2, таб. 1.2; 3.1.7, таб. 2 (тимчасовий опір розриву, модуль пружності, подовження після розриву, щільність)

Виробник(и)
Производитель(и)/
Producer(s)

ТОВ 'ТЕХНОБАЗАЛТ-ІНВЕСТ', 30002, м. Славути Хмельницької обл.,
вул. Кн. Сангушків, 95, код ЄДРПОУ 34323267
(фактична адреса виробництва: Хмельницька обл., м. Нетішин,
вул. Енергетиків, 6)

Місце(я) виробництва
Место(а) производства/
Place(s) of production

ТОВ 'ТЕХНОБАЗАЛТ-ІНВЕСТ', 30002, м. Славути Хмельницької обл.,
вул. Кн. Сангушків, 95, код ЄДРПОУ 34323267
(фактична адреса виробництва: Хмельницька обл., м. Нетішин,
вул. Енергетиків, 6)

Додаткова інформація
Дополнительная информация/
Additional information

Продукція, що виробляється серійно в період з 21.06.2019 р. до 21.06.2021 р. з проведенням технічного нагляду за виробництвом сертифікованої продукції один раз на рік

Сертифікат видано органом з оцінки відповідності
Сертификат выдан органом оценки соответствия/
Certificate is issued by the conformity assessment body

ООВ ТОВ «СЦ «УКРСЕПРОПРОМБУДМ», 03056, м. Київ, вул. Польова, б. 21, оф. 312, атестат акредитації № ІО202 від 20 вересня 2018 р., реєстраційний № UA.TR.066, тел. (044) 453-01-35

На підставі
На основании/
On the grounds of

Протоколу сертифікаційних випробувань № 65-С від 20.06.2019 р., виданого ТОВ 'Будівельна лабораторія', 54020, м. Миколаїв, вул. Чигириця, 22, атестат акредитації № 2Н366 від 16 січня 2017 р.; Звіт про оцінювання (обстеження) виробництва від 18 червня 2019 р.

Керівник органу з оцінки відповідності
Руководитель органа оценки соответствия
Director of the conformity assessment body



(підпис)
(подпись)
(signature)

С.П. Сухенко
(ініціали, прізвище)
(инициалы, фамилия)
(initials, family name)

№ 002551

Чинність сертифіката відповідності можна перевірити в базі даних органу з оцінки відповідності, що розміщена на www.sepro.kiev.ua.
Действие сертификата соответствия можно проверить в базе данных органа оценки соответствия, размещенной на www.sepro.kiev.ua.
Validity of the Certificate of conformity can be checked on the base of data of the conformity assessment body, which is loaded at www.sepro.kiev.ua.

* У разі потреби зазначаються також умови терміну дії сертифіката.
В случае необходимости указываются также условия срока действия сертификата.
If needed the conditions regarding certificate form of validity shall be specified.

** Інформація про об'єкт сертифікації, яка дозволяє його ідентифікувати.
Информация об объекте сертификации, позволяющая его идентифицировать.
Information on certification subject shall provide unequivocal identification.

	ISO 9001 – MONITORIZAREA ȘI MĂSURAREA PRODUSULUI	Код: CDC-8.2.4 – 25a
	СЕРТИФИКАТ КАЧЕСТВА	Издание: 19
	Nr. <u>338/465</u> DATA <u>24.09.18</u>	DATA: 24.01.2018

Система Менеджмента Качества сертифицирована в соответствии с международным стандартом ISO 9001:2008 организацией по сертификации SGS Systems & Services Certification и организацией по сертификации из УКРАИНЫ "Вінницястандартметрологія"



OCpr-029

ПОРТЛАНДЦЕМЕНТ GOST 10178-85 : ПЦ 500 – Д0

ДСТУ Б В.2.7-46:2010: ПЦ І-500Р-Н

SM SR EN 197 - 1: 2014 : CEM I 42,5R

CEMFORT® EXTRA 

ГАРАНТИРОВАННАЯ МАРКА 550

Cod NM MD 2523

ПАРТИЯ **116**

СИЛОС **2**

МЕШОК ☐

Данный СЕРТИФИКАТ КАЧЕСТВА разработан и проверен в соответствии с ГОСТ 10178-85 «Портландцемент и шлакопортландцемент» и стандарта SM SR EN 197 - 1: 2014 Цемент Часть 1: «Состав, технические условия и критерии соответствия цемента».

Характеристика продукта	Нормативный документ на испытание	Стандартное значение		Полученный результат
Марка/класс прочности	GOST 10178-85 SM SR EN 197 - 1: 2014	-		500 42.5R
Группа эффективности / Средняя активность при пропаривании *	GOST 310.4 - 81	1	> 32,0 МПа	45.4
Прочность при сжатии в возрасте 2 дней**	SM EN 196 - 1: 2016	≥ 20 МПа		27.3
Прочность при сжатии в возрасте 28 дней*	GOST 310.4 - 81	≥ 49 МПа		57.1
Прочность при сжатии в возрасте 28 дней **	SM EN 196 - 1: 2016	≥ 42,5 - ≤ 62,5 МПа		54.4
Нормальная густота цементного теста **	SM EN 196 - 3: 2017	Не регламентируется %		24.30
Потери при прокаливании**	SM EN 196 - 2: 2014	≤ 5,0%		3.19
Нерастворимый остаток**	SM EN 196 - 2: 2014	≤ 5,0 %		0.17
Начальный срок схватывания **	SM EN 196 - 3: 2017	ГОСТ : ≥ 45 min EN : ≥ 60 min		135
Равномерность изменения объема**	SM EN 196 - 3: 2017	≤ 10 mm		0.5
Содержание сульфатов (форма SO ₃) **	Внутренний метод	ГОСТ: ≥ 1,0 - ≤ 3,5 EN : ≤ 4,0 %		2.97
Содержание хлорида Cl - **	SM EN 196 - 2: 2014	≤ 0,1 %		0.030
Ложное схватывание**	Внутренний метод	Не регламентируется		Nu

* среднее значение по пробам за предыдущий месяц в процессе производства

** среднее значение по пробам за предыдущий месяц при отгрузке

Для Портландцемента ПЦ 500 – Д0 CEM I 42,5 R – Лафарж Цемент (Молдова) А.О. – заявляет соответствие продукции через Сертификаты соответствия SM пг. 050482 действительный до 2.09.2018 / 050487 действительный до 10.03.2019 Выданные SRL "CVALMETRITOT", аккредитованным организмом по оценке соответствия продукции

Сертификат Соответствия зарегистрированным в реестре Украины под пг. UA1.022.0002542 -17 – условное обозначение ПЦ І-500Р-Н - всем требованиям ДСТУ Б В.2.7-46:2010, выдан органом по сертификации ДП "Вінницястандартметрологія", 21011, г. Винница, ул. Ватутина, 23/2

Продукт может применяться согласно действующих стандартов, норм и правил в области строительства. Гарантийный срок хранения 90 суток с даты отгрузки при условии соблюдения действующих правил и инструкций по применению, транспортировке и хранению.

Испытательная лаборатория Лафарж Цемент (Молдова) А.О. аккредитована на соответствие требованиям SM SR EN ISO/CEI 17025: 2005. Сертификат аккредитации пг. Nr. LI-085 действителен до 8 мая 2020 года

Номер вагона / автомашины:

Начальник лаборатории

LAFARGE CIMENT (MOLDOVA) S.A.

Евгений Игнатенко



Документ з якості № 53

На добавки для бетонів, будівельних розчинів та цементів системи «Релаксол»

ТУ У В.2.7-24.6-19266746-004:2008

№ партії 93

Грузовідправник (назва, адреса, тел.): ДП «Р» ТОВ «Будіндустрія, ЛТД», 69035 м. Запоріжжя, пр. Соборний, 170-г, кв.32, Тел.: (061) 2200485.

Підприємство - виробник (назва, адреса, тел.): ДП «Р» ТОВ «Будіндустрія, ЛТД», 69035 м. Запоріжжя, пр. Соборний, 170-г, кв.32, Тел.: (061) 2200485.

Одержувач: ПП Целілова А.С.

Найменування продукта: Релаксол — СЗ-Р

Відпускна форма: суха речовина

Дата виготовлення: "11" вересня 2018 р.

Дата відвантаження: "24" вересня 2018 р.

Маса нетто, тн (об'єм, м³): 0,025т (мішок, 1 шт)

Показники якості та споживчі властивості:

Найменування показників	Показники якості	
Зовнішній вигляд:	Норма згідно з ТУ У В.2.7-24.6-19266746-004:2008	Факт
- рідина	Однорідна рідина від світло-жовтого до коричневого кольору. Можливий осад.	-
- твердий продукт	Речовина сіро-коричневого кольору. Можливі неоднорідні включення іншого кольору.	відповідає
Густина при +20°C г/см³, не менш (тільки для рідких добавок)	Не менш ніж 1,18	-
Показник активності водневих іонів (рН) 2,5% водного розчину	6-9	7,5
Вміст сухої речовини не менш, % (тільки для рідких добавок)	29	-
Вміст іонів хлору, % по масі не більш	0,1	0,1

Температура використання : нормальні умови,

Рекомендована витрата: 0,5— 1,5%

Гарантований строк зберігання: 12 місяців

Відповідальний з якості
ДП «Р» ТОВ «Будіндустрія ЛТД»



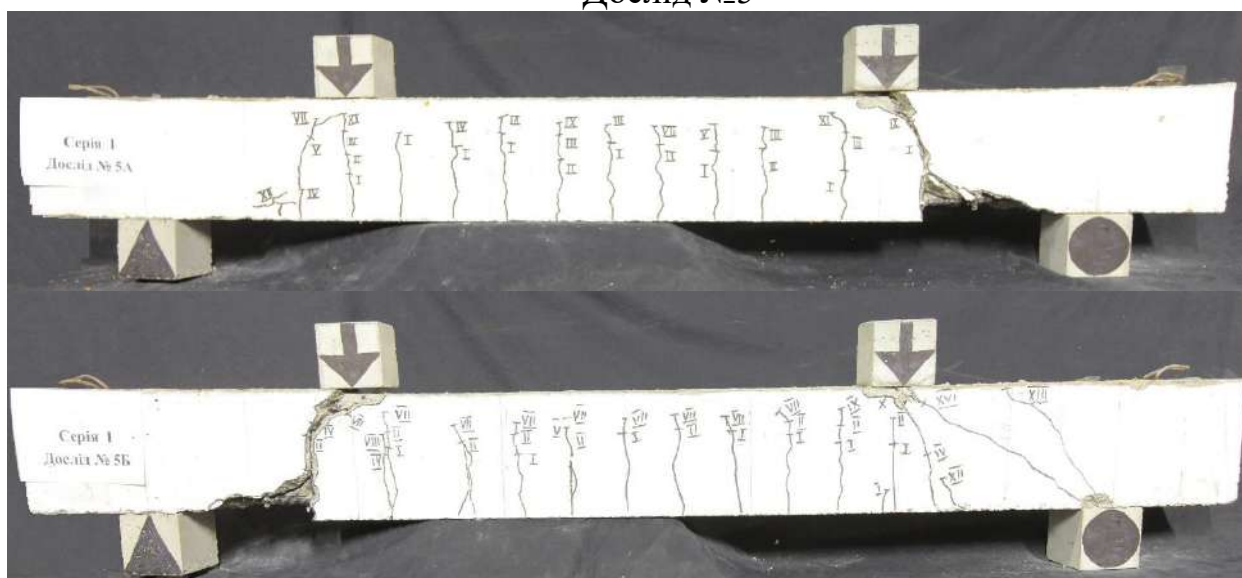
Дослід №3



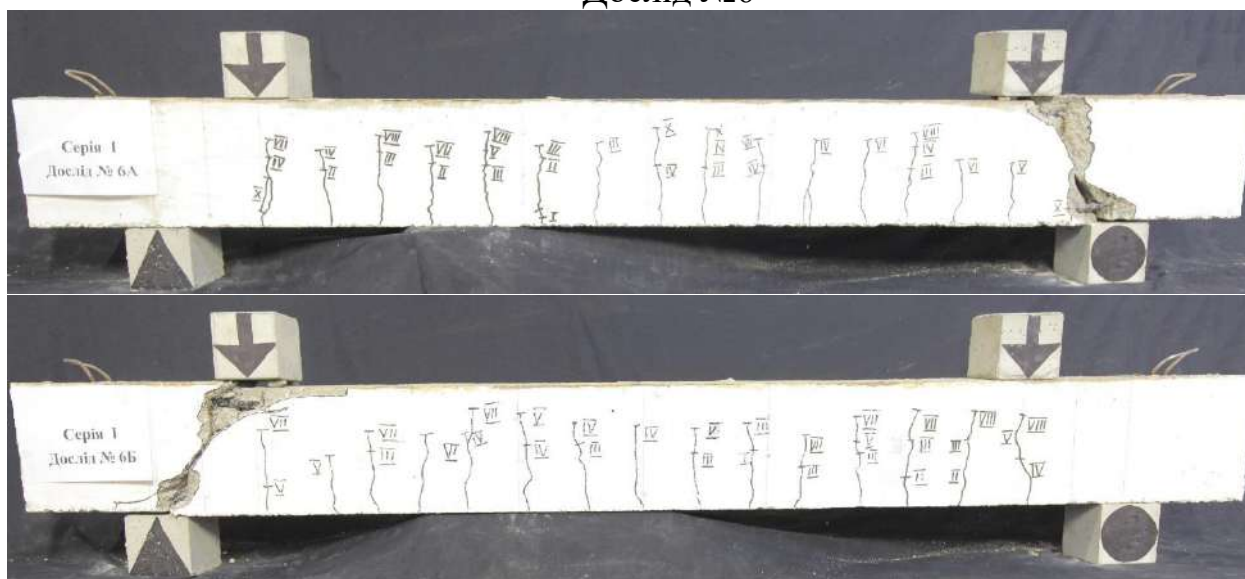
Дослід №4



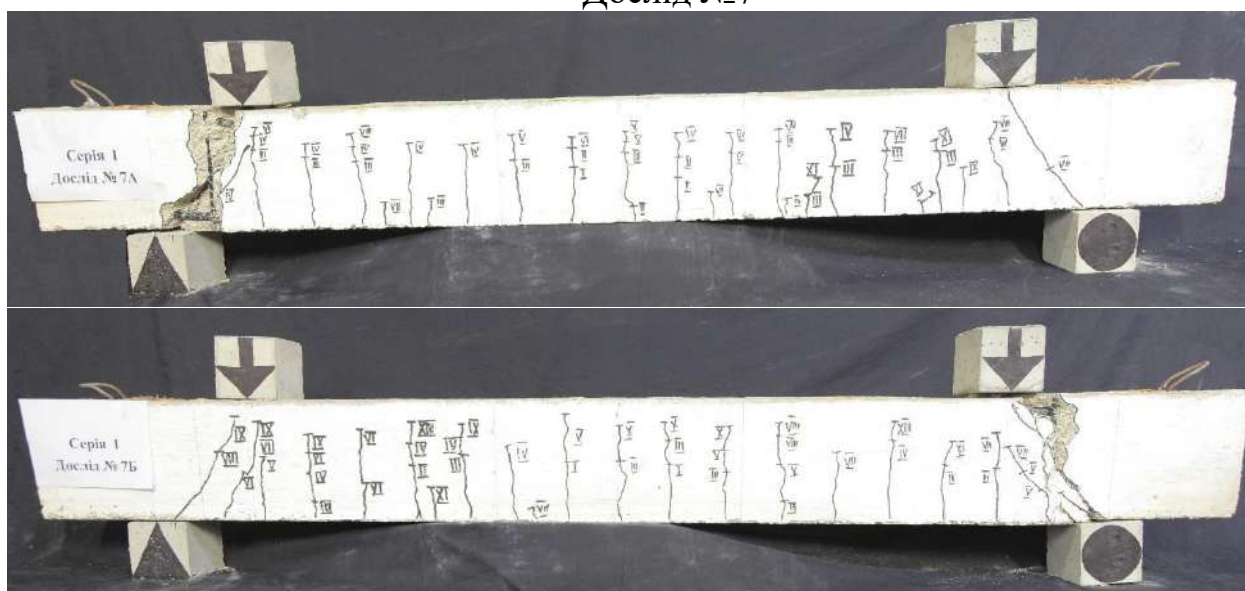
Дослід №5



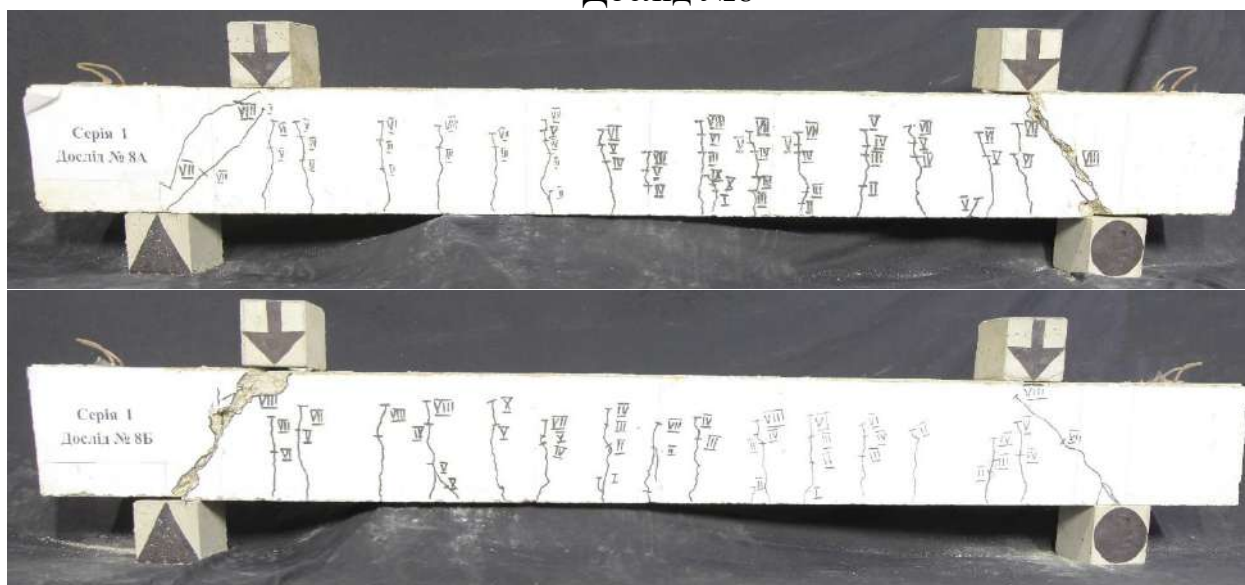
Дослід №6



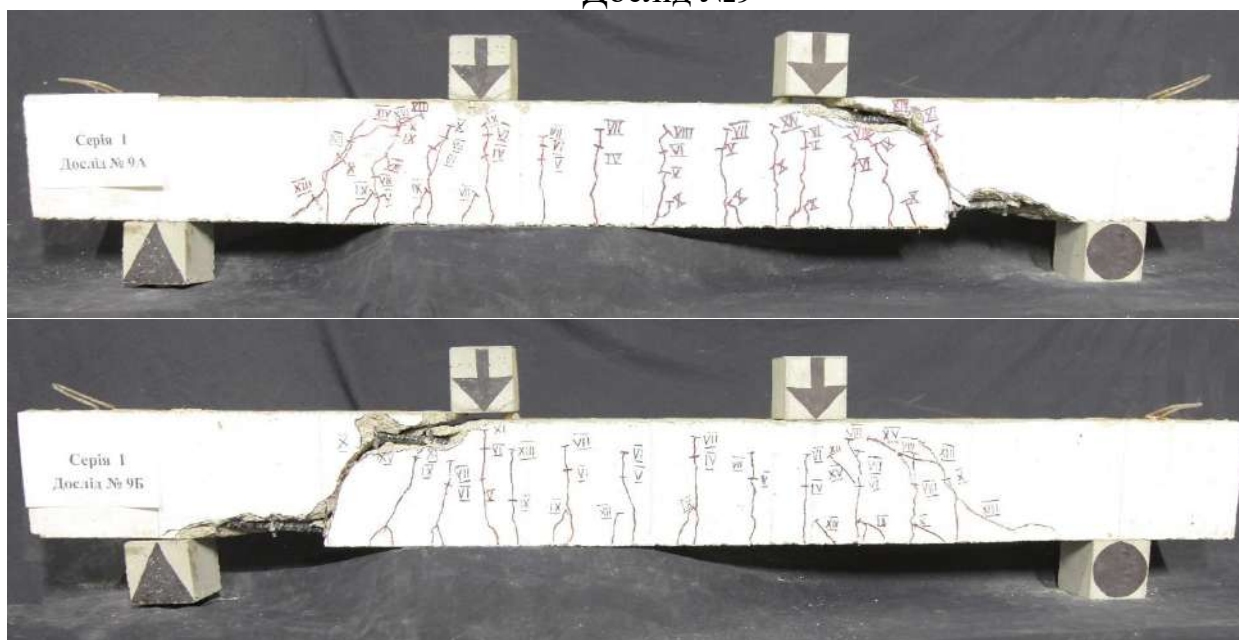
Дослід №7



Дослід №8



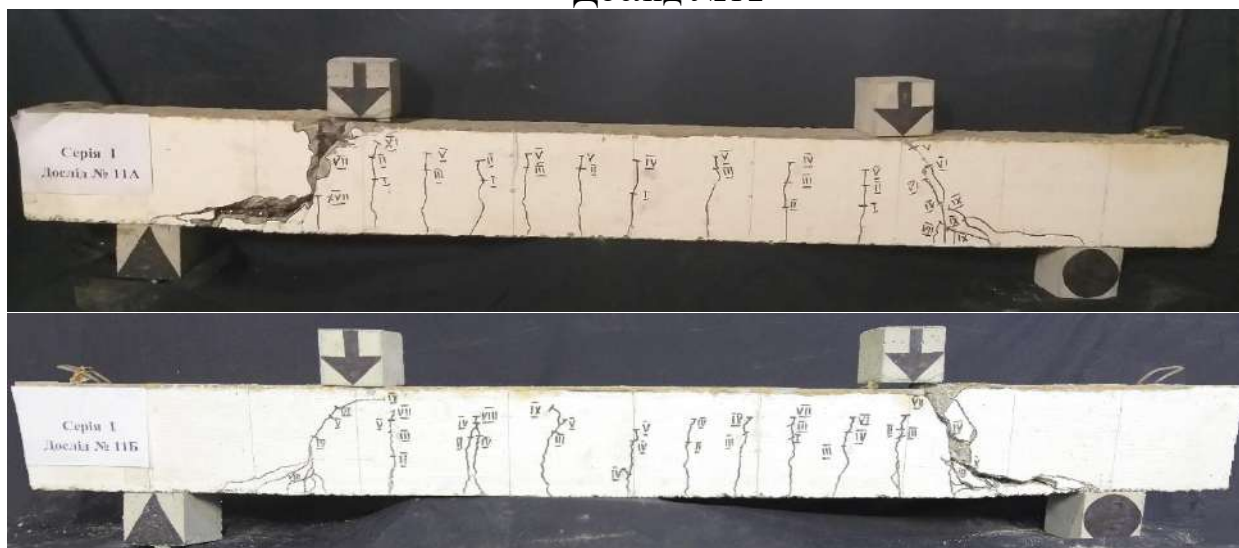
Дослід №9



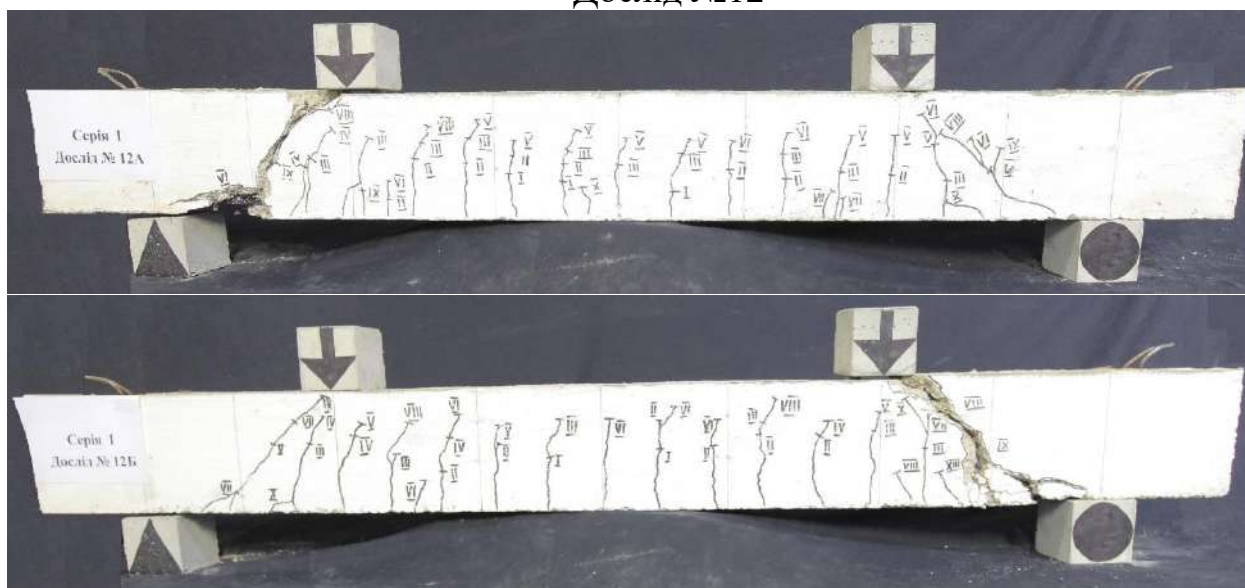
Дослід №10



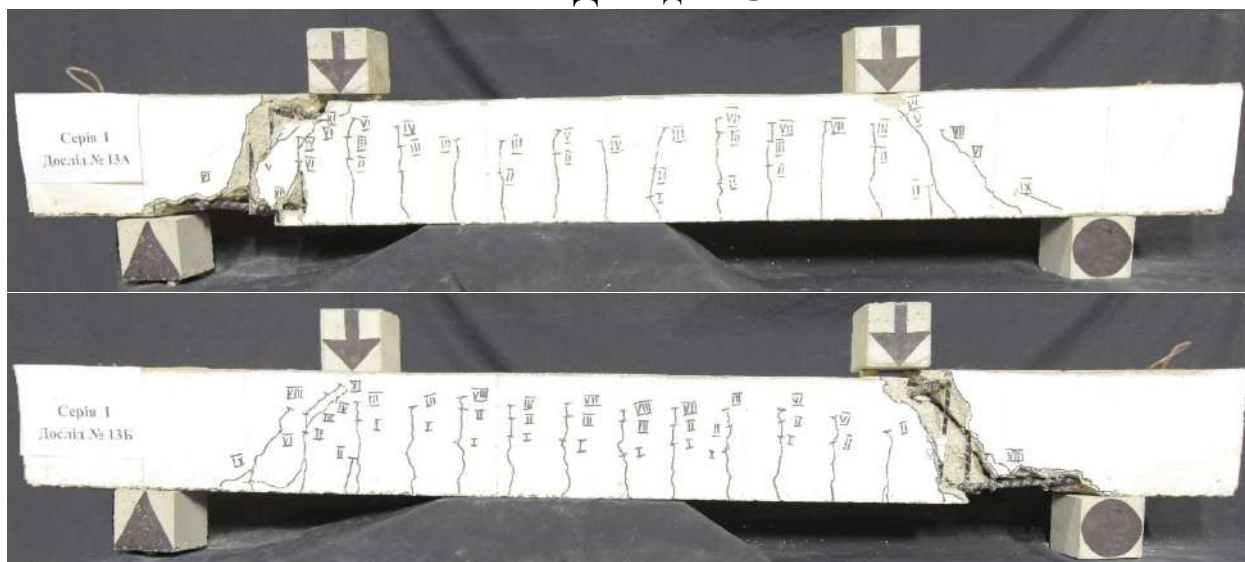
Дослід №11



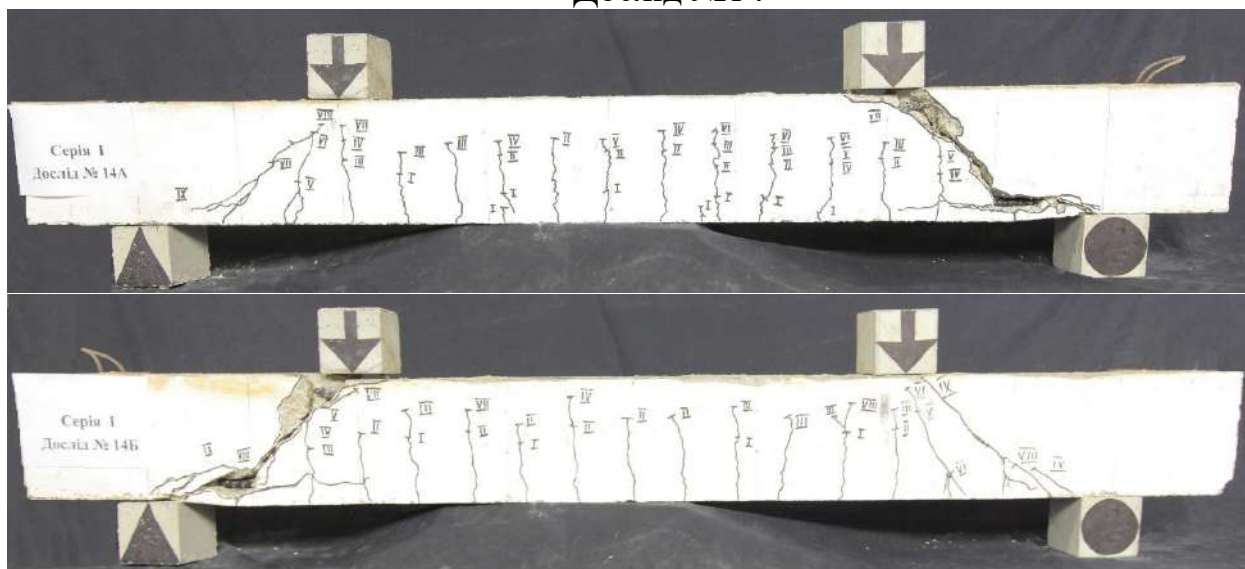
Дослід №12



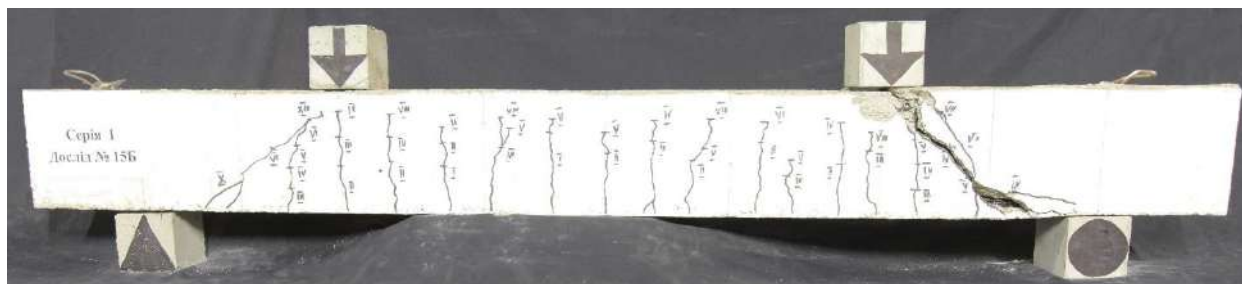
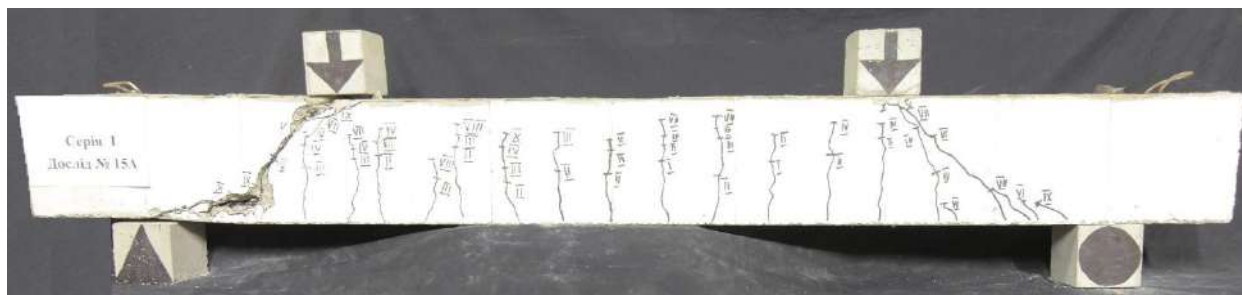
Дослід №13



Дослід №14



Дослід №15



Нелінійне завантаження 1
Мозаїка переміщень по Z(Г)
Одиниці виміру - мм

Нелінійне завантаження 1
Мозаїка напружень по σ_x
Одиниці виміру - МПа

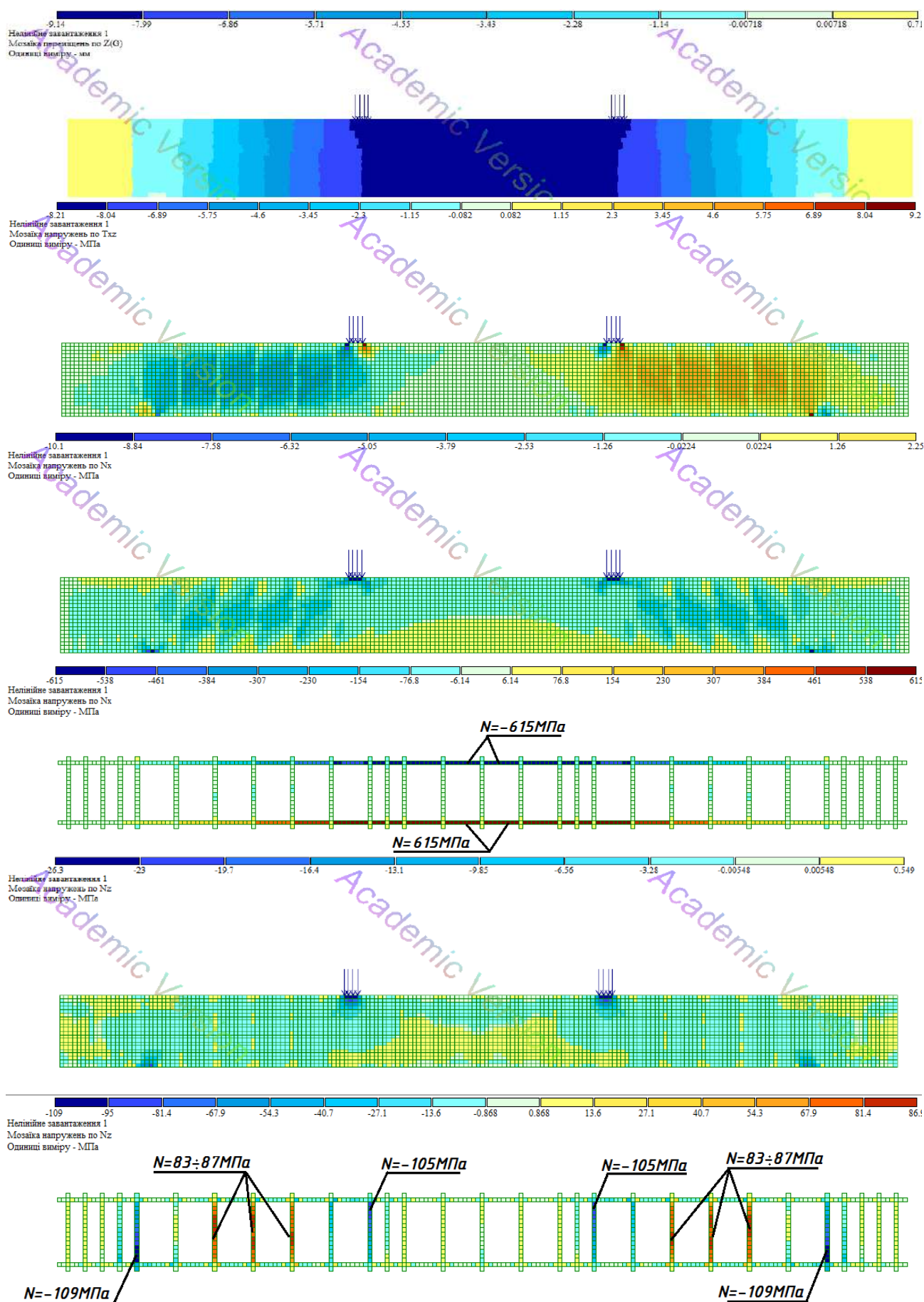
Нелінійне завантаження 1
Мозаїка напружень по σ_y
Одиниці виміру - МПа

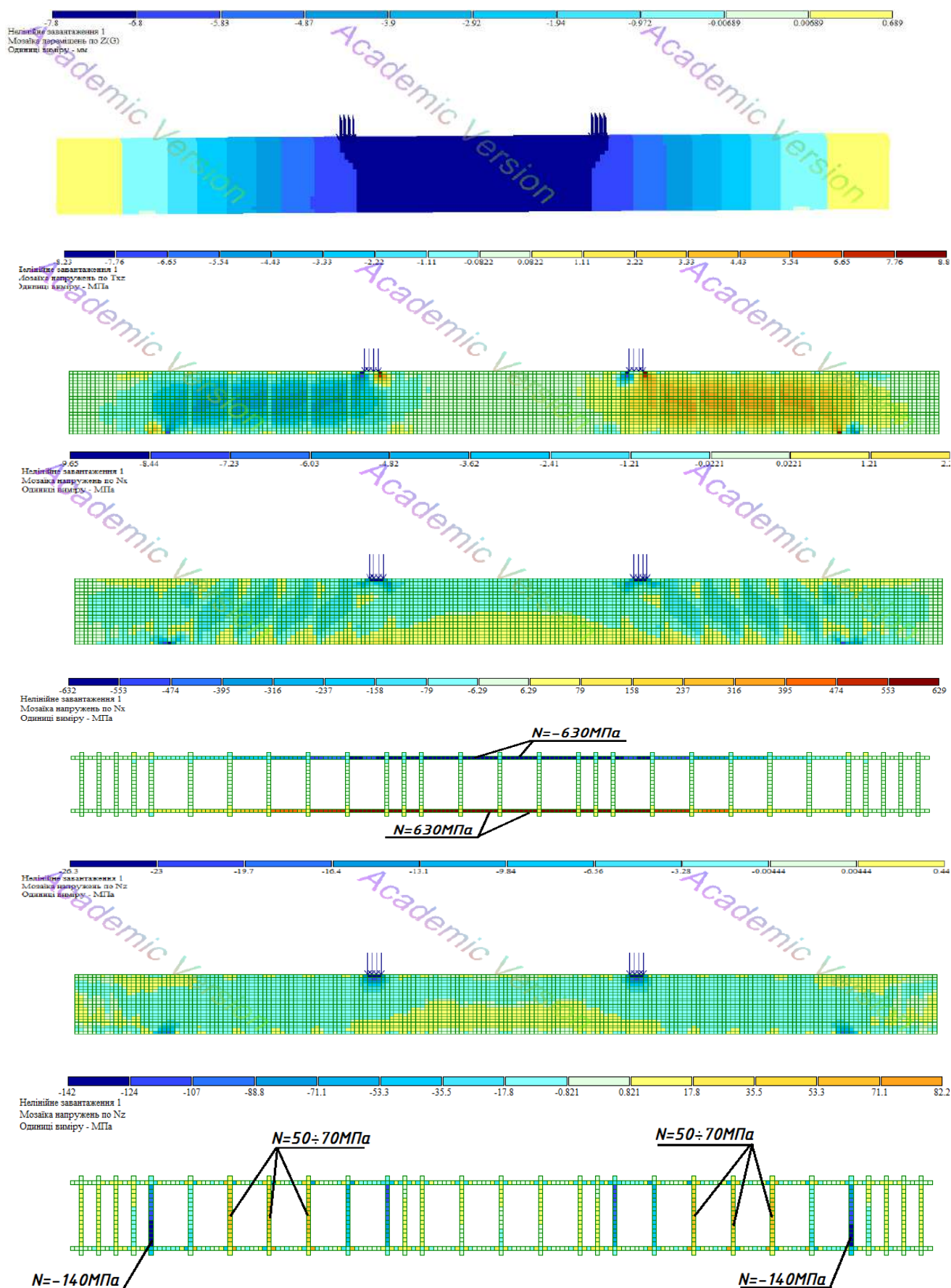
Нелінійне завантаження 1
Мозаїка напружень по τ_{xz}
Одиниці виміру - МПа

Нелінійне завантаження 1
Мозаїка напружень по τ_{xy}
Одиниці виміру - МПа

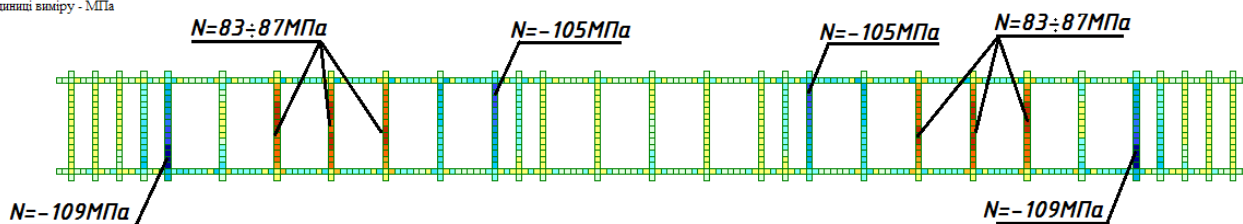
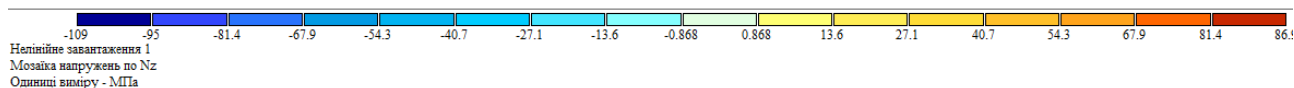
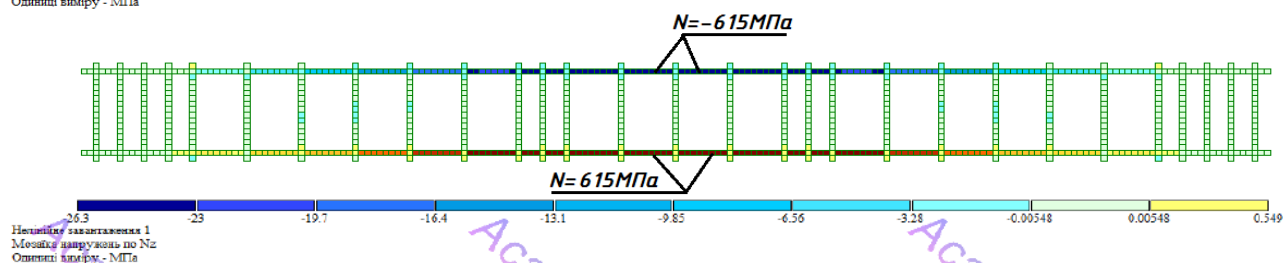
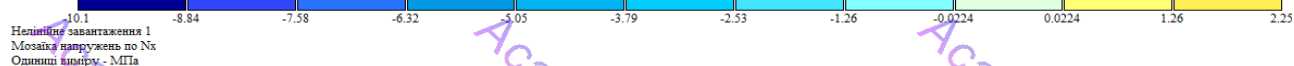
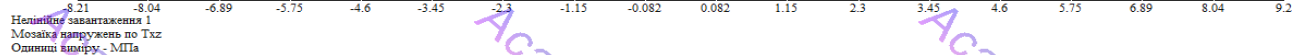
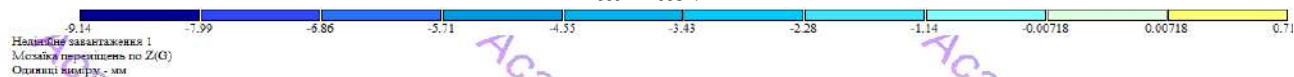
Нелінійне завантаження 1
Мозаїка напружень по τ_{yz}
Одиниці виміру - МПа

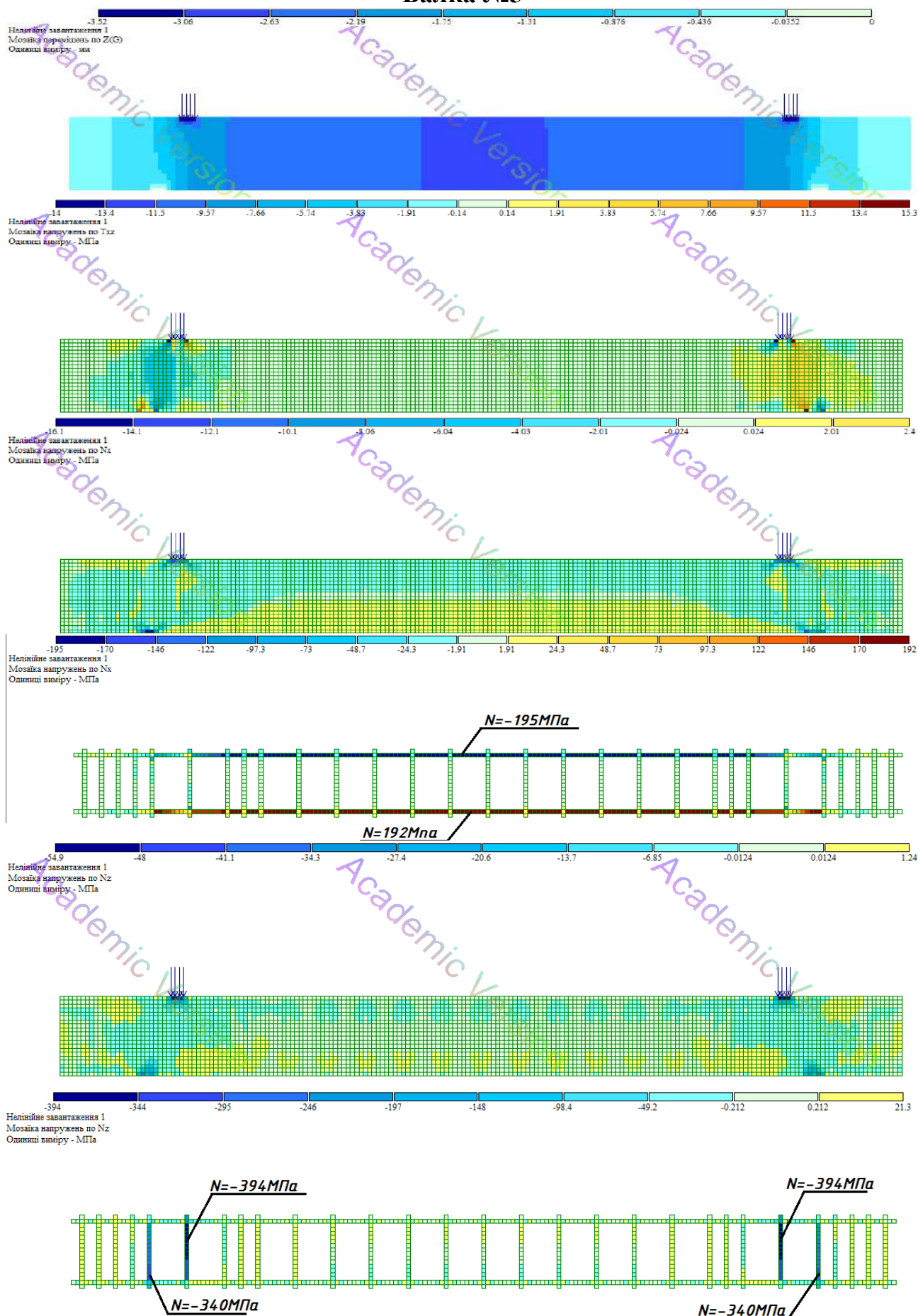
Балка №2



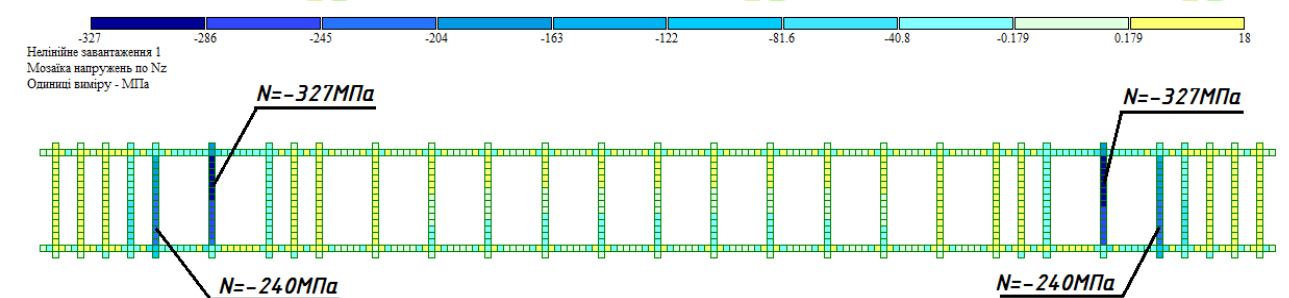
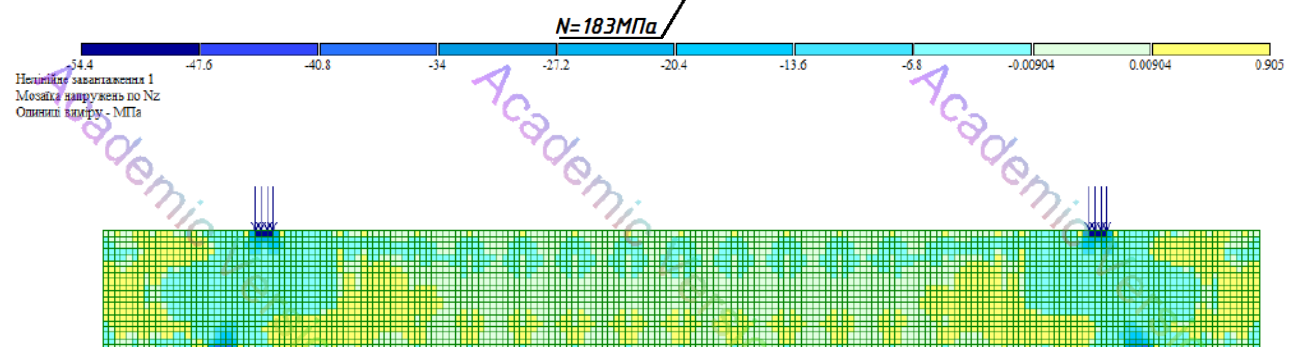
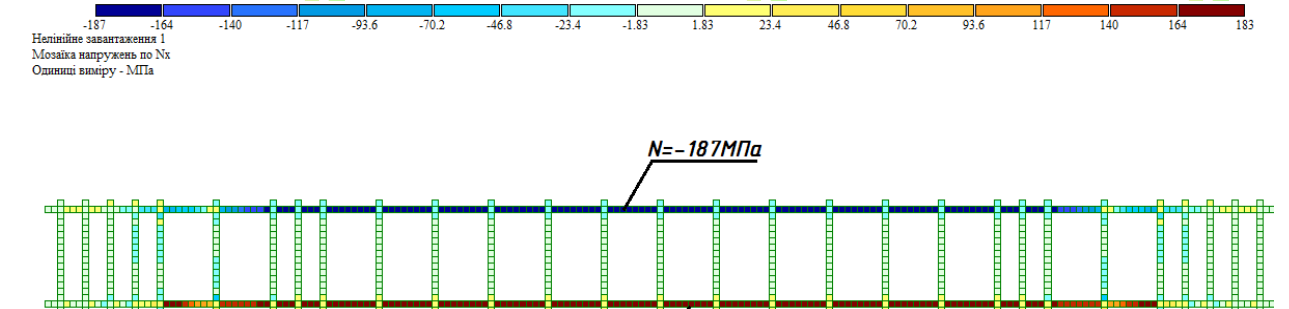


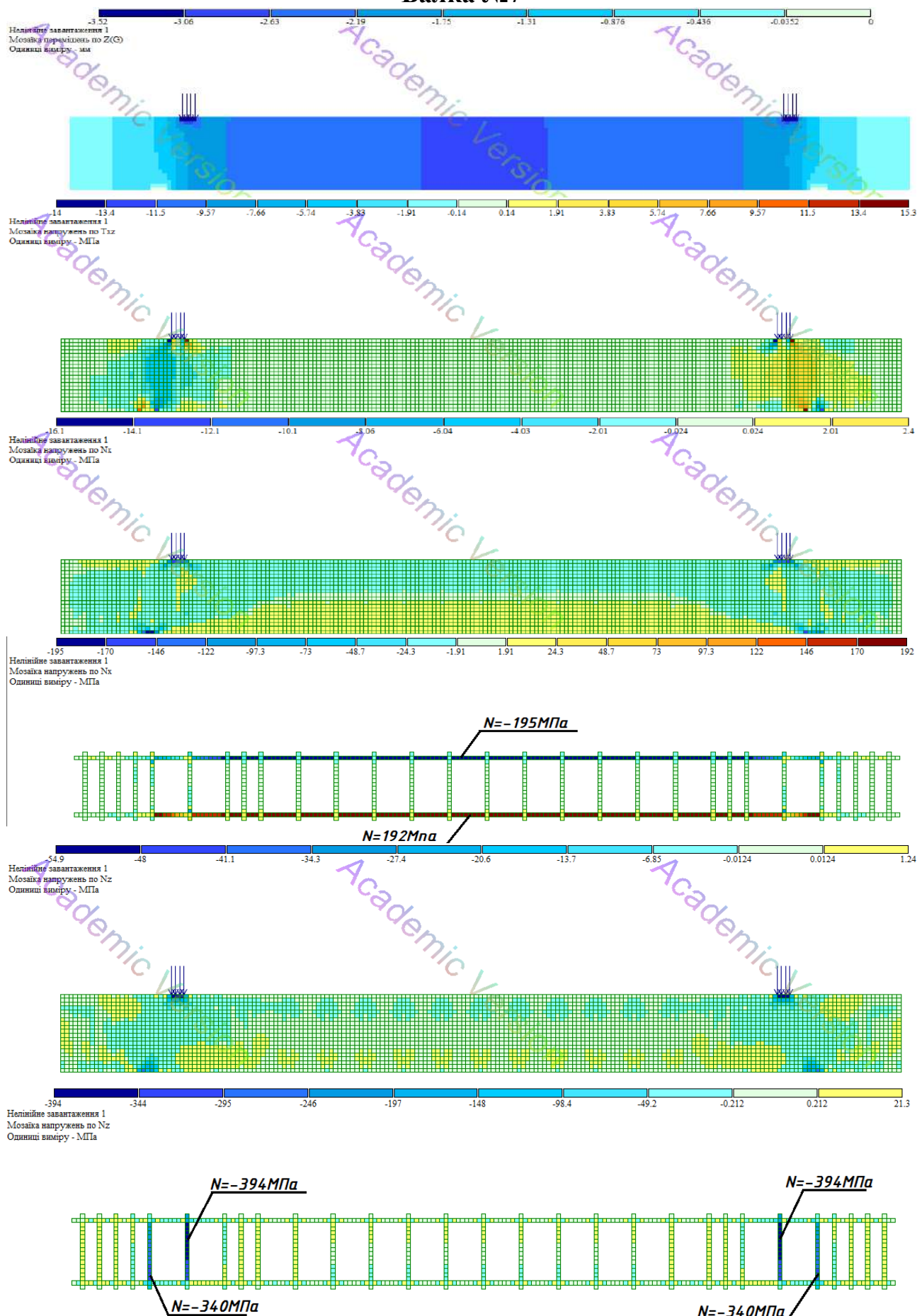
Балка №4

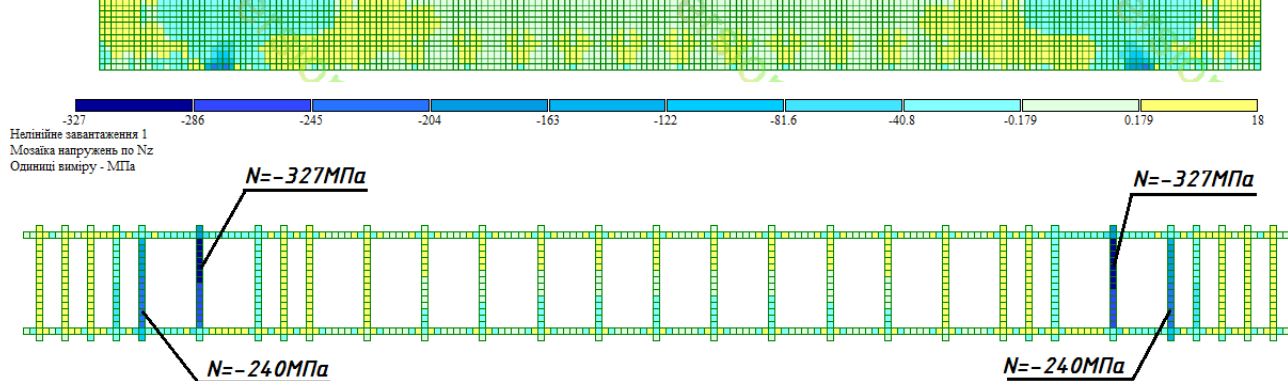
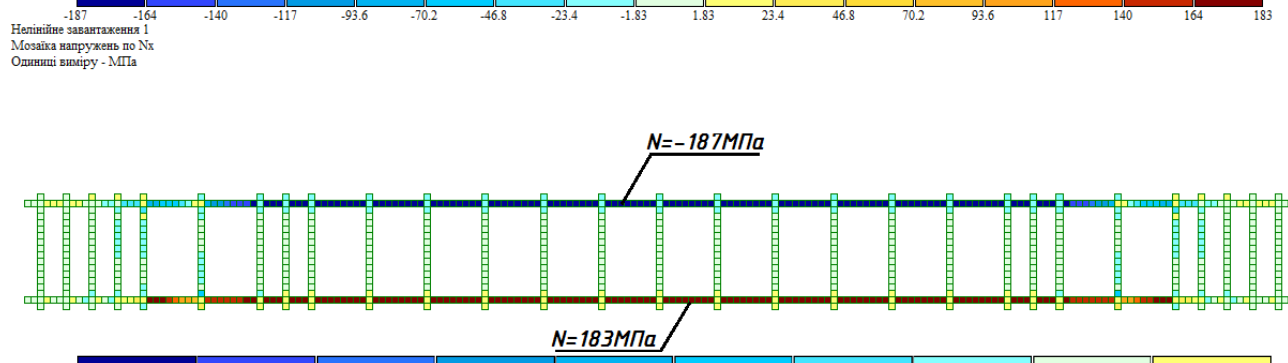




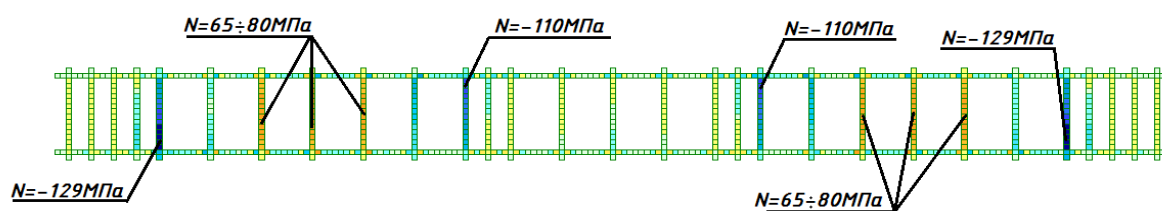
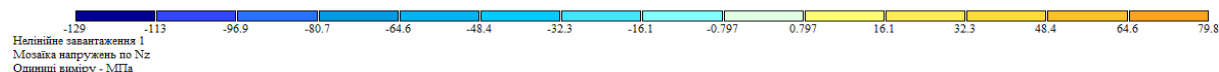
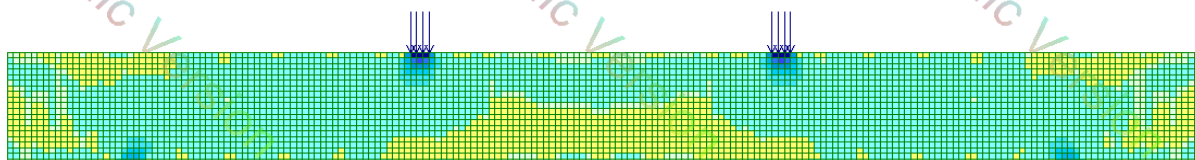
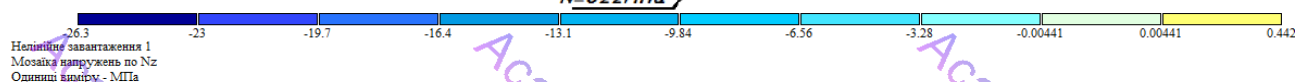
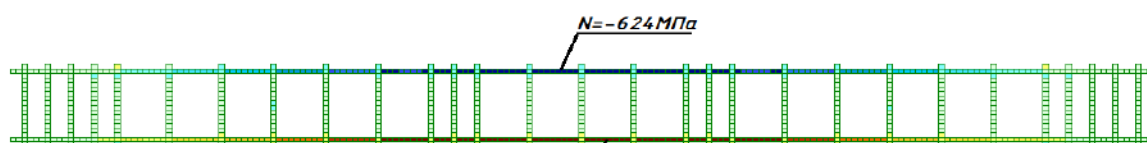
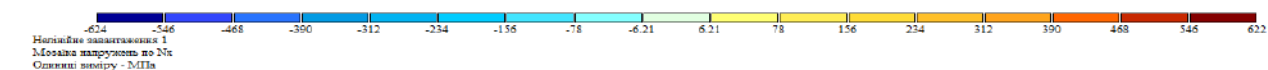
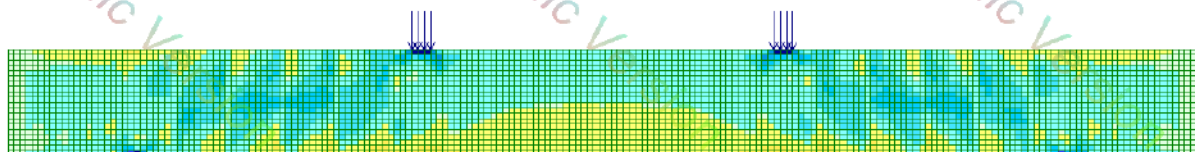
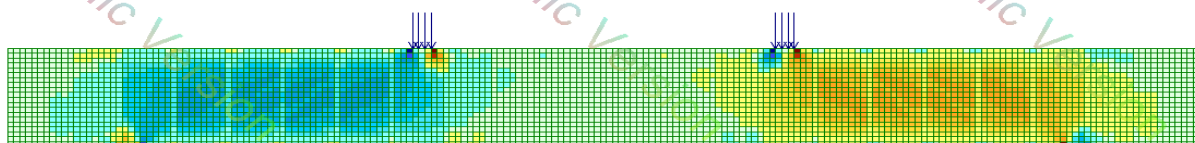
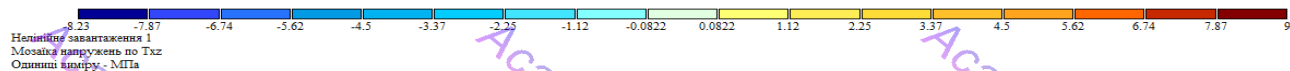
Балка №6



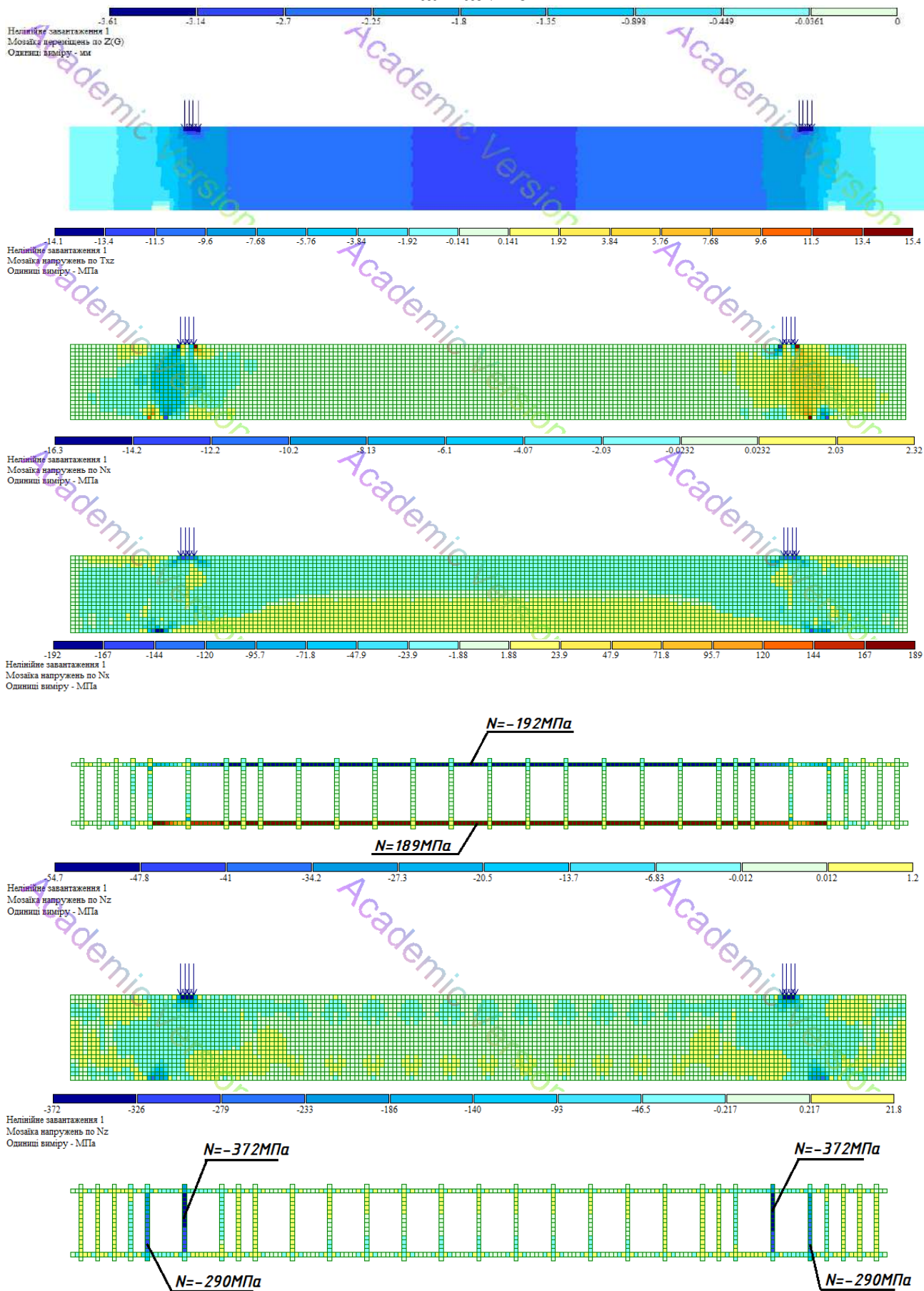




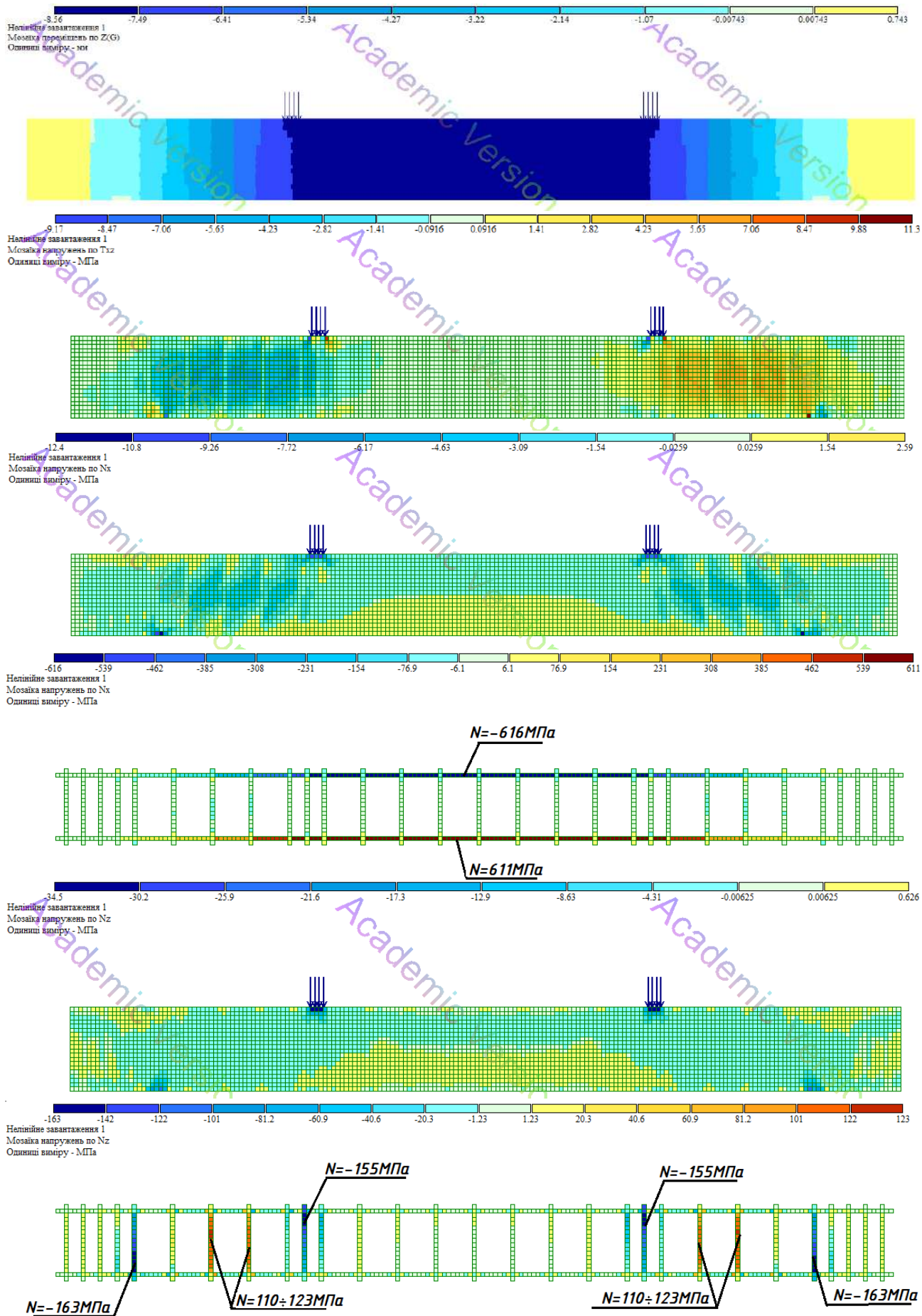
Балка №9

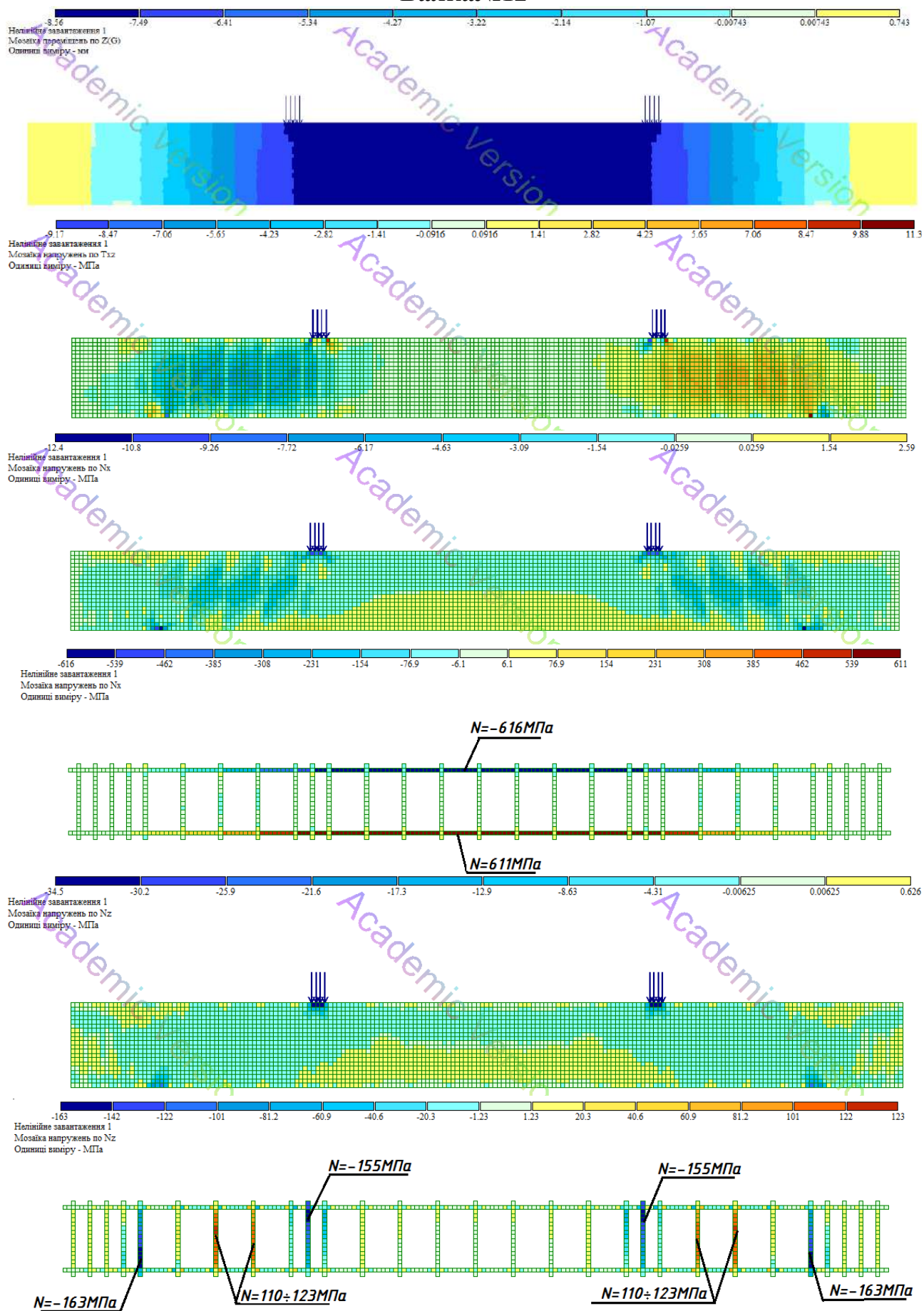


Балка №10

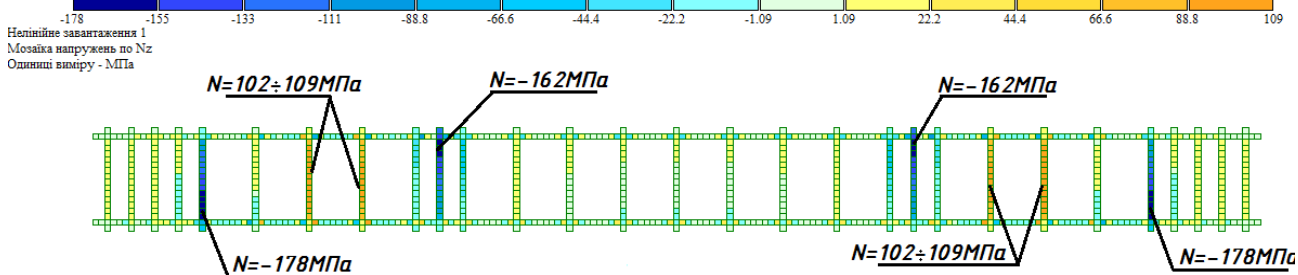
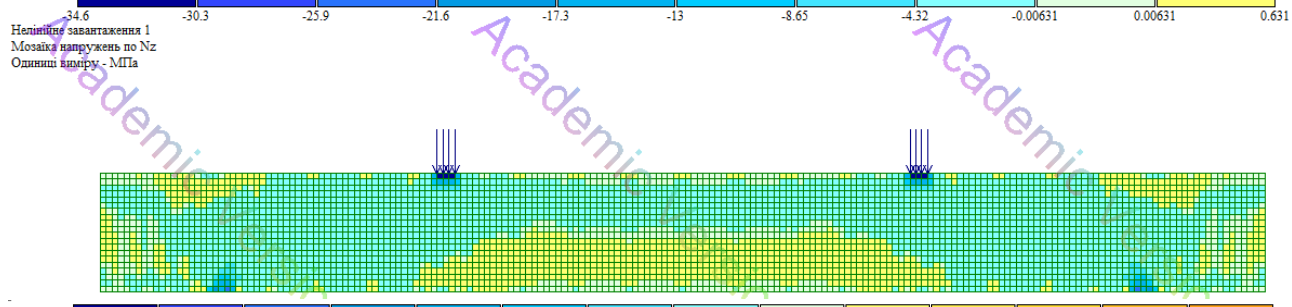
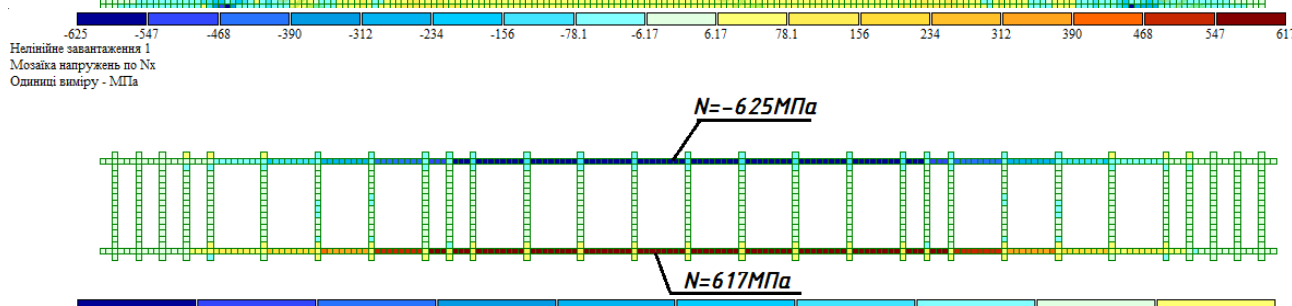
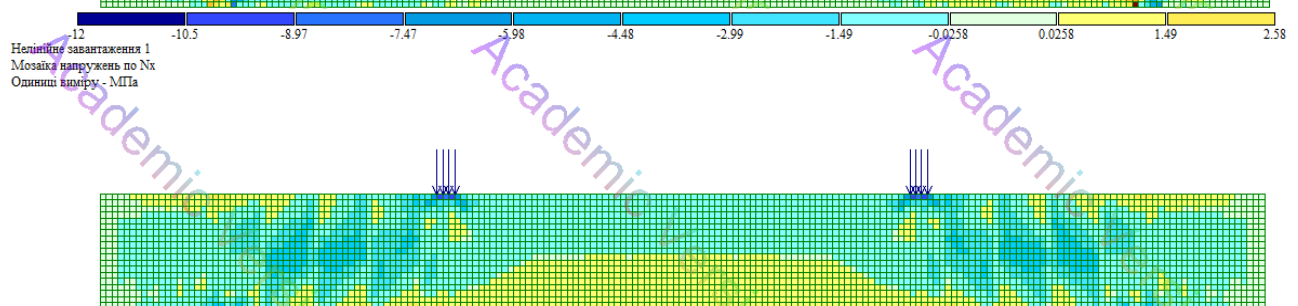
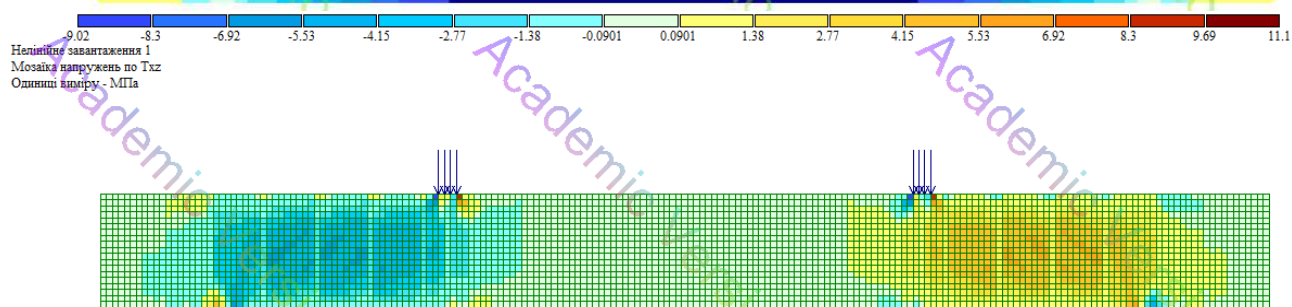
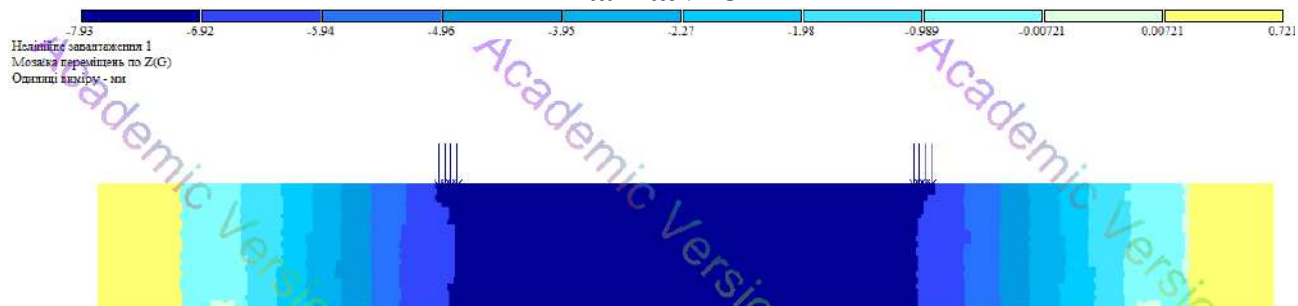


Балка №11

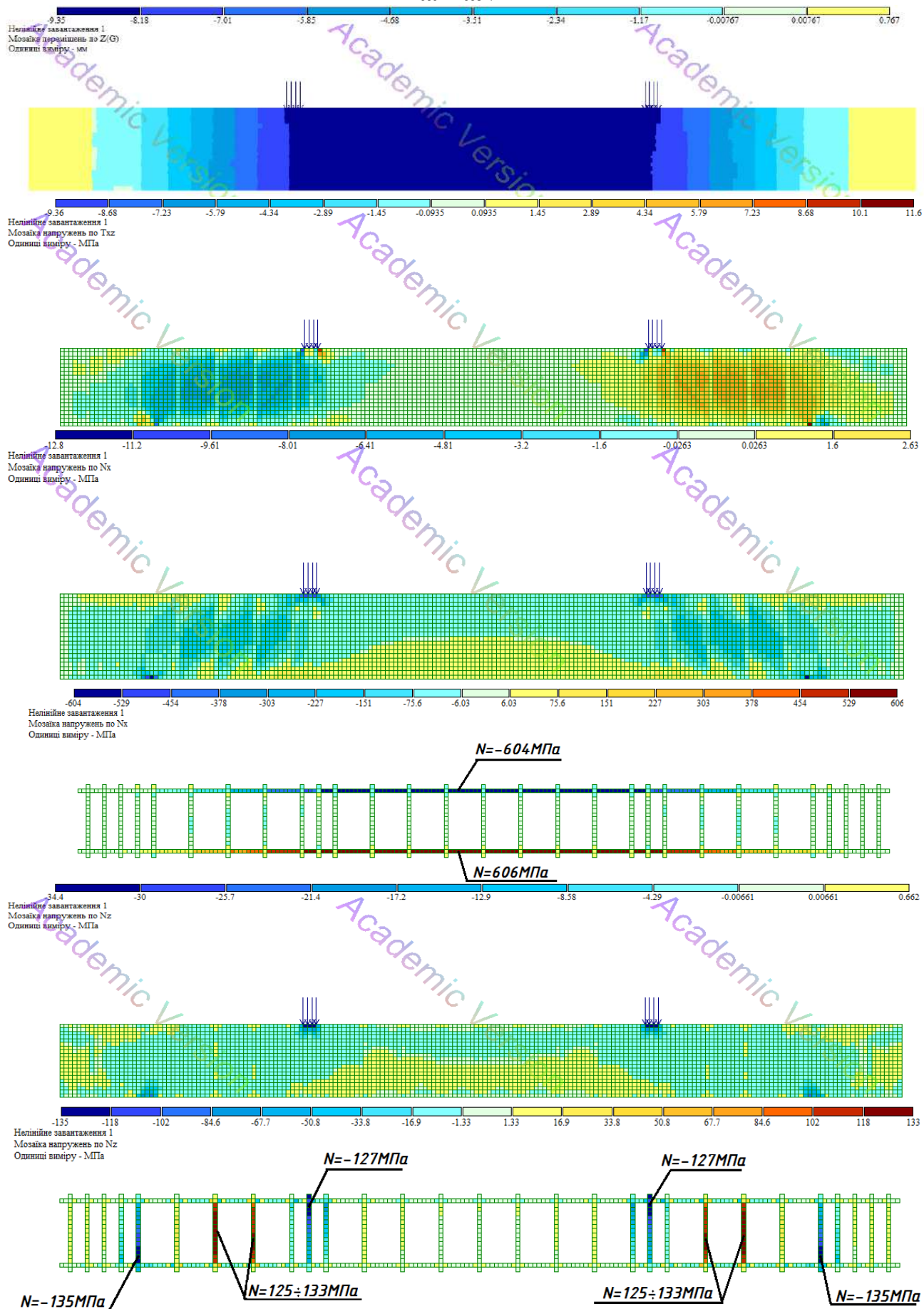


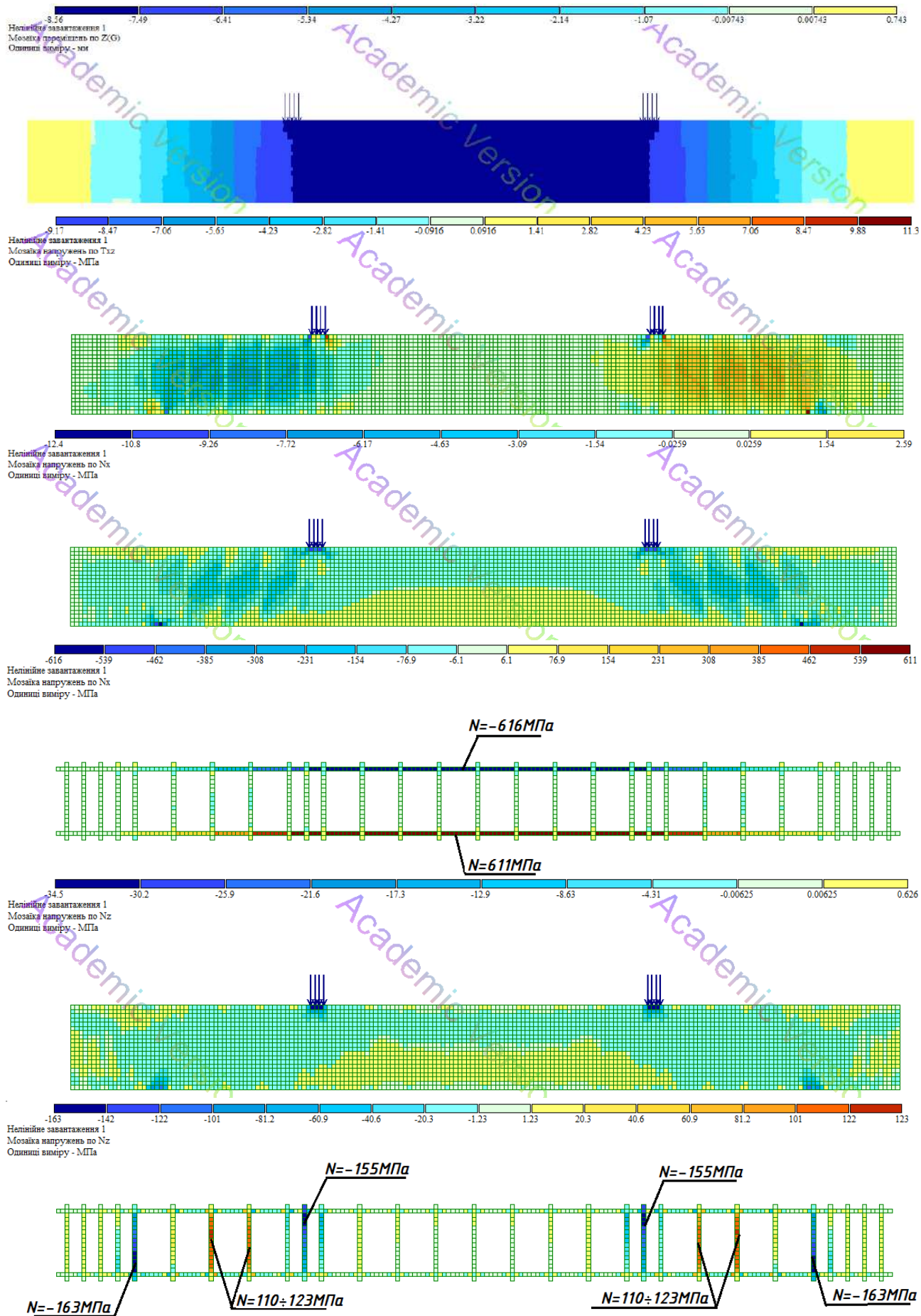


Балка №13



Балка №14





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. Дорофєєв В., Зінченко А., Целікова А. Вплив технологічної пошкодженості матеріалу на напружено-деформований стан згинальних залізобетонних елементів. Вісник Львівського національного аграрного університету, 2017, №18. С. 75-82.

2. Карпюк В.М., Петров Н.Н., Целикова А.С. Совершенствование деформационной модели расчета изгибаемых внецентренно растянутых железобетонных балок. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. 2018, Випуск №36. С. 108-113.

3. Karpiuk I., Karpiuk V., Klimenko E., Tselikova A., Khudobych A. Comparative analysis of research and calculated values of bearing capacity of reinforced concrete and basalt concrete beams according to recommendations. Вісник одеської державної академії будівництва та архітектури. 2020, № 80. С. 43-49. (*індексується базою Index Copernicus*).

Статті у наукових періодичних виданнях інших держав

4. Rusu I., Khudobych A., Tselikova A., Karpiuk V., Karpiuk I., Zavoloka M. Features of the stress-strain behaviour of basalt fibre reinforced concrete beam structures. Journal of Engineering Science, Kishinev, Moldova, 2020, Vol. XXVII, no (3) p. 186-202.

5. Karpiuk V., Karpiuk I., Tselikova A., Khudobych A. Calculating model of the bearing ability of the substructured areas of basalt concrete structures. Science and education a new dimension. Natural and Technical Science, Budapest, 2020, Vol. VI (29) p. 16-22. (*індексується базою Index Copernicus*).

Стаття у виданні, яке включено до міжнародних наукометричних баз

6. V. Karpiuk, A. Tselikova, A. Khudobych, I. Karpiuk, A. Kostyuk Study of strength, deformability property and crack resistance of beams with BFRP. Eastern-European journal of enterprise technologies. Харків, Vol. 4/7 (106) 2020. С. 42-53. (*індексується базами Scopus, EBSCO, DOAJ, Google Scholar, Index Copernicus*).

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

7. Карпюк В.М., Петров Н.Н., Целикова А.С. Трещиностойкость изгибаемых внецентренно растянутых железобетонных балок. Збірник тез доповідей міжнародної конференції «Структурутворення, міцність та руйнування композиційних будівельних матеріалів і конструкцій», Одеса, 2018. С. 55 – 57.

8. Карпюк В.М., Целикова А.С., Худобич А.А. Современная арматура для обычного железобетона. Збірник тез міжнародної конференції «Структурутворення, міцність та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій», Одеса, 2019. С. 50 – 52.

9. Карпюк В.М., Целикова А.С., Худобич А.О. Переваги конструкцій з неметалевою композитною арматурою. Тези доповідей 75-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії, Одеса, 2019. С. 87.

10. Карпюк В.М., Худобич А.О., Целикова А.С. Розрахунок бетонних конструкцій, армованих неметалевою композитною арматурою (НКА), за національними нормами проектування. Тези доповідей 75-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії, Одеса, 2019. С. 75.

11. Худобич А.О., Целикова А.С., Карпюк В.М., Техніко-економічне обґрунтування застосування базальтопластикової арматури в гідротехнічному будівництві на прикладі конструкцій сухого доку. Збірник тез міжнародної науково-технічної конференції «Гідротехнічне і транспортне будівництво», Одеса, 2019. С. 126 – 128.

12. Целикова А.С., Худобич А.О., Карпюк В.М. Применение неметаллической арматуры для дорожных покрытий. Збірник тез міжнародної науково-технічної конференції «Гідротехнічне і транспортне будівництво», Одеса, 2019. С. 129 – 131.

13. Целікова А.С., Худобич А.О., Карпюк В.М., Карпюк І.А. Особливості утворення нормальних та похилих тріщин у базальтобетонних балкових конструкціях. Тези доповідей VII Міжнародної науково-практичної конференції «Актуальні проблеми інженерної механіки», Одеса, 2020. С. 360 – 361.

14. Целікова А.С., Карпюк В.М., Карпюк І.А. Дослідження несучої здатності базальтобетонних балкових конструкцій. Тези доповідей 76-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії, Одеса, 2020. С. 88.

Відомості про апробацію результатів дисертації:

- міжнародна конференція «Структурутворення, міцність та руйнування композиційних матеріалів і конструкцій» (Україна, м. Одеса, 11-13 квітня 2018 р. – очна участь);
- міжнародна наукова конференція «Структурутворення, міцність та руйнування композиційних матеріалів і конструкцій» (Україна, м. Одеса, 23-24 квітня 2019 р. – очна участь);
- 75–а науково-технічна конференція професорсько-викладацького складу академії (Україна, м. Одеса, 16-17 травня 2019 р. – очна участь);
- міжнародна науково-технічна конференція «Гідротехнічне і транспортне будівництво» (Україна, м. Одеса, 30 травня 2019 р. – очна участь);
- VII міжнародна конференція «Актуальні проблеми інженерної механіки» (Україна, м. Одеса, 12-15 травня 2020 р. – очна участь);
- 76–а науково-технічна конференція професорсько-викладацького складу академії (Україна, м. Одеса, 21-22 травня 2020 р. – очна участь).