

Міністерство освіти і науки України

Одеська державна академія будівництва та архітектури

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Даниленко Денис Сергійович

УДК 624.012.4:624.072.4

ДИСЕРТАЦІЯ

**НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ПОШКОДЖЕНИХ СИЛОВИМИ ТРІЩИНАМИ
БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ МЕТАЛЕВИМИ ОБОЙМАМИ**

05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди»

019 «Архітектура та будівництво»

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

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

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

Одеса — 2020

АНОТАЦІЯ

Даниленко Д.С. Несуча здатність пошкоджених силовими тріщинами балок, підсилених металевими обоймами.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» (019 – Архітектура та будівництво). – Одеська державна академія будівництва та архітектури, Одеса, 2020.

Дисертаційна робота присвячена вивченню несучої здатності, деформативності та тріщиностійкості пошкоджених наскрізними нормальними і перехресними похилими тріщинами звичайних та підсилених запатентованими (спосіб і пристрій) попередньо напруженими металевими обоймами залізобетонних балок за дії ступенево зростаючого статичного і малоциклового знакозмінного навантаження високих рівнів.

У *вступі* роботи наведене обґрунтування вибору теми дослідження, сформульовані мета та завдання досліджень, наукова новизна та практичне значення отриманих результатів, представлена її загальна характеристика та зв'язок з науковими планами і програмами.

Наукова новизна отриманих результатів, перш за все, заключається в тому, що виконаними комплексними експериментально-теоретичними дослідженнями дослідженнями розроблено новий спосіб підсилення пошкоджених силовими тріщинами балкових залізобетонних конструкцій за рахунок їх тристороннього обтиснення та пристрій для його здійснення, вивчені особливості їх деформування, розвитку існуючих та утворення нових тріщин, виявлені нові схеми руйнування їхніх приопорних ділянок за дії статичних та малоциклових знакозмінних навантажень високих рівнів, встановлена залежність зазначених параметрів працездатності вказаних елементів від співвідношення конструктивних чинників, запропонована розрахункова модель визначення несучої здатності їхніх приопорних ділянок у вигляді двох розрахункових схем: за небезпечною похилою тріщиною від переважної дії згинального моменту для балкових конструкцій з

великими і середніми прольотами зрізу і за похилою стислою смугою в елементах з малими прольотами зрізу.

У **першому розділі** дисертації представлений детальний огляд і аналіз існуючих досліджень по вивченню працездатності та напружено-деформованого стану (НДС) як бетону й арматури у звичайних, так і підсилених залізобетонних конструкціях, в цілому, за дії малоциклових навантажень.

Аналіз літературних джерел показав, що великий вклад у розвиток науки по підсиленню пошкоджених залізобетонних конструкцій (ЗБК) зробили експериментально-теоретичні дослідження В.В. Пінаджяна, М.М. Онуфрієва, А. І. Мальганова, В.І. Мартем'янова, С.Д. Семенюка, І.І. Міхеева, М.Г. Чекановича, М.А. Alam, S. Aykaç, K. Hong, M. Hussain, A. Napoli, E. Ozbek, M. Raoof, B. Schranz, M. Shahverdi, R.K. Su, H. Yingm та інших учених. Разом з тим, залишилося ще багато нерозв'язаних частин цієї загальної проблеми. Так, у національних нормах проектування і у відомих авторських методах відсутні чіткі рекомендації з розрахунку сумісної роботи пошкоджених і доведених до граничного або аварійного стану прогінних ЗБК з елементами попередньо напружених металевих обойм. А відомі існуючі способи та пристрої підсилення балкових ЗБК мають такі недоліки: підсилення здійснюється, в основному, нормальних і похилих непошкодженої або малопошкодженої ЗБК на дію тільки знакопостійного поперечного навантаження в головній площині, а при впливі знакозмінного навантаження застосування більшості існуючих способів та пристроїв може призвести до передчасного руйнування дослідних елементів; неспроможність відновити або підвищити, за потреби, несучу здатність аварійних або доведених до граничного стану ЗБК за дії знакозмінного циклічного чи пульсуючого навантаження високих рівнів, або сейсмічних впливів, а також нездатність їх до перерозподілу внутрішніх зусиль у нерозрізних балках. За існуючими літературними джерелами неможливо зробити узагальнену оцінку комплексного впливу конструктивних чинників та факторів зовнішнього впливу на несучу здатність системи «пошкоджена ЗБК – металева обойма підсилення». У дослідників ще не склалося єдиної думки про вплив чинників та факторів на характер деформування, тріщиноутворення та руйнування підсилених прогінних

залізобетонних елементів за дії вказаного навантаження. Виходячи з наведеного, біли сформульовані мета та завдання дисертаційного дослідження.

У *другому розділі* роботи описаний спосіб та пристрій для підсилення пошкоджених наскрізними силовими нормальними і перехресними похилими тріщинами залізобетонних балок, закріплений патентом на винахід України, наведені план експериментальних досліджень, обґрунтування та передумови вибору дослідних факторів, детальний опис методики проведення випробувань дослідних зразків-балок.

У рамках запланованих досліджень були проведені випробування 1-ї, 2-ї та 4-ої серій дослідів, кожна з яких складалась з 25 залізобетонних зразків-балок прямокутного перерізу. Зразки 1-ї серії піддавались дії короткочасного ступенево зростаючого статичного навантаження, практично, до руйнування і використовувались в подальших дослідженнях як еталонні, на підставі яких була встановлена несуча здатність дослідних балок. Зразки 2-ї серії дослідів зазнавали дії малоциклового знакозмінного навантаження середніх і високих рівнів та доводились на завершальному циклі до граничного стану (фактично до руйнування), якщо цього не відбулося раніше на попередніх циклах навантаження. Зразки 4-ї серії дослідів – це підсилені запропонованим способом і металевими обоймами пошкодженні під час попередніх випробувань зразки-балки 2-ї серії. Базою малоциклових знакозмінних випробувань було прийнято $N = 20$ циклів.

Заплановані серії дослідів виконували за чотирьохфакторними трирівневими Д-оптимальними планами Бокса B_4 , які забезпечували однакову точність прогнозування вихідних параметрів в області, що описується радіусом, рівним 1 (починаючи від нульової точки). В якості дослідних факторів були обрані наступні: відносний прольот зрізу a/h_0 , клас бетону C , коефіцієнти поперечного армування балки ρ_{sw} і обойми ρ_{fw} та рівні зовнішнього навантаження $\eta_{1,2}$ та попереднього напруження в прогінних елементах обойми підсилення η_{cf} .

В роботі приведені діаграми деформування бетону за дії малоциклових повторних навантажень, що базуються на дослідженнях Т.М. Пецольда та В.В. Тура, М.І. Карпенка, а також аналітичні вирази для їх побудови. Окрім того, в роботі наведені діаграми деформування дослідних зразків-призм при їхньому

малоциклового навантаженні до рівнів, запланованих експериментом з наступним довантаженням до руйнування.

У цьому розділі детально описана конструкція дослідних зразків-балок, охарактеризована універсальна силова установка для їх випробування, відображена схема розташування вимірювальних приладів, наведені основні принципи скінчено-елементного моделювання складного напружено-деформованого стану системи «пошкоджена силовими тріщинами залізобетонна балка – попередньо напружена металева обойма підсилення».

Третій розділ дисертації присвячений аналізу отриманих основних експериментальних даних. А саме в ньому розглядається вплив малоциклового знакозмінного навантаження та конструктивних чинників на несучу здатність нормальних і похилих перерізів дослідних зразків-балок, їхню деформативність та ширину розкриття нормальних і похилих тріщин, максимальну довжину проекції небезпечної похилої тріщини на поздовжню вісь дослідних елементів, середню відстань між нормальними тріщинами. На основі отриманих результатів експериментів були виведені адекватні експериментально-статистичні залежності основних параметрів працездатності дослідних елементів, які дозволяють оцінити вплив кожного дослідного фактору на вихідні параметри як зокрема, так і у взаємодії один з одним, а також мають добру інформативну корисність.

В ході аналізу отриманих експериментальних даних встановлено, що напружено-деформований стан підсилених попередньо напруженими металевими обоймами пошкоджених силовими тріщинами залізобетонних балок за дії малоциклового знакозмінного навантаження суттєво відрізняється від аналогічного стану звичайних (непідслених) залізобетонних зразків-балок першої та другої серій. Реалізований комплексний підхід до експериментально-теоретичного вивчення НДС звичайних, відновлених та підслених вказаним способом балок вперше дозволив зробити кількісну і якісну оцінку впливу конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії на їх несучу здатність, жорсткість, тріщиностійкість та інші параметри працездатності як зокрема, так і у взаємодії один з одним, а також уточнити фізичну модель їх роботи. Зокрема було встановлено, що несуча здатність дослідних елементів за I групою граничних

станів нелінійно збільшується: зі зменшенням величини відносного прольоту зрізу a/h_0 від 3 до 1 у першій, другій і четвертій серіях на 43-84%; зі збільшенням класу бетону від C16/20 до C40/50 на 23-33%; зі збільшенням кількості поперечної арматури ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044 на 12-15%; при зменшенні рівня мало циклового знакозмінного навантаження η від 0,8 до 0,5 на 5%; при одночасному зменшенні відносного прольоту зрізу a/h_0 і збільшенні класу бетону до 9 %. Малоциклове повторне навантаження звичайних непідсиленних балок знижує несучу здатність приопорних балок, в середньому, на 8% за дослідями у третій серії, а мало циклове знакозмінне за дослідями у другій серії на 18%. При цьому, прогини збільшуються на 20%.

У **четвертому розділі** дисертаційної роботи зроблено порівняння отриманих лабораторних даних з результатами розрахунків несучої здатності дослідних балок за наявними національними нормами проектування та авторськими даними, яке показало значну розбіжність між ними. Це дає підстави стверджувати, що існуючі нормативні та авторські методи підсилення пошкоджених прогінних ЗБК можна використовувати, в основному, при сталому та знакопостійному навантаженнях. А при зміні знаку навантаження змінюється їхня схема руйнування і, відповідно, методи розрахунку.

Виконане нелінійне скінчено-елементне моделювання складного напружено-деформованого стану сумісної роботи пошкоджених силовими тріщинами залізобетонних балок з попередньо напруженими обоймами підсилення підтвердило складний характер їх руйнування і можливість відтворювати основні параметри їх працездатності. Опираючись на дані експериментальних досліджень, виявлені механізми деформування і руйнування, а також результати моделювання напружено-деформованого стану пошкоджених балок і елементів обойми підсилення запропонована розрахункова модель несучої здатності приопорних ділянок і сумісної роботи вказаних балок з попередньо напруженими металевими обоймами, яка містить у собі дві розрахункові схеми: на дію згинального моменту для забезпечення несучої здатності за небезпечною похилою тріщиною елементів із середніми і великими прольотами зрізу ($a/h_0 =$ від 1,75 до 3,25); на дію поперечної сили для забезпечення несучої здатності пошкодженого силовими

тріщинами стиснутого бетону похилої смуги між зосередженою силою і опорою в балках з малими прольотами зрізу (a/h_0 = від 0,75 до 1,25).

Ключові слова: пошкоджена залізобетонна балка, наскрізні силові нормальні та перехресні похилі тріщини, попередньо напружена металева обойма, малоциклове знакозмінне і короткочасне ступенево зростаюче навантаження, несуча здатність, тріщиностійкість, деформативність, напружено-деформований і граничний стани, моделювання, приопорна ділянка, розрахункові схеми і модель.

ABSTRACT

Danilenko D.S. Load-bearing capacity of beams damaged by power cracks, reinforced with metal jackets.

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 work is devoted to the study of bearing capacity, deformability and crack resistance damaged by through normal and cross inclined cracks of ordinary and reinforced by patented (method and device) prestressed metal jackets of reinforced concrete beams under the action of stepwise low and low growth.

In the introduction of the work the substantiation of the choice of the research topic is given, the purpose and tasks of researches are formulated, scientific novelty and practical value of the received results, its general characteristic and connection with scientific plans and programs is presented.

The scientific novelty of the obtained results, first of all, is that the performed complex experimental-theoretical researches developed a new way of strengthening damaged by cracks of beam reinforced concrete structures due to their three-sided compression and device for its implementation. formation of new cracks, new schemes of destruction of their supporting sections under the action of static and low-cycle alternating loads of high levels, the dependence of the specified parameters of the performance of these elements on the ratio of design factors, a calculation model for

determining the bearing capacity of their supporting sections in the form of two calculation schemes is proposed: for a dangerous inclined crack from the predominant bending moment action for beam structures with large and medium shear spans and for an inclined compressed strip in elements with small shear spans.

The **first section** of the dissertation presents a detailed review and analysis of existing studies to study the performance and stress-strain state of both concrete and reinforcement in conventional and reinforced concrete structures, in general, under the action of low-cycle loads.

The analysis of literature sources showed that a great contribution to the development of science to strengthen damaged reinforced concrete structures (RCS) made experimental and theoretical studies V.V. Pinajan, M.M. Onufrieva, A.I. Malganova, V.I. Martemyanova, S.D. Semenyuk, I.I. Mikheeva, M.G. Chekanovich, M.A. Alam, S. Aykaç, K. Hong, M. Hussain, A. Napoli, E. Ozbek, M. Raoof, B. Schranz, M. Shahverdi, R.K. Su, H. Ying and other scientists. However, there are still many unresolved parts of this common problem. Thus, in the national design standards and in the known author's methods there are no clear recommendations for calculating the joint operation of damaged and brought to the limit or emergency state of the run-down reinforced concrete with elements of pre-stressed metal jackets. And the known existing methods and devices for reinforcing beam RSC have the following disadvantages: reinforcement is carried out mainly normal and inclined undamaged or slightly damaged RSC on the action of only sign-constant transverse load in the main plane, and under the influence of alternating load premature destruction of experimental elements; inability to restore or increase, if necessary, the bearing capacity of emergency or brought to the limit state of RSC under the action of alternating cyclic or pulsating load of high levels, or seismic effects, as well as their inability to redistribute internal forces in inseparable beams. According to the existing literature sources, it is impossible to make a generalized assessment of the complex influence of structural factors and factors of external influence on the bearing capacity of the system "damaged RSC - metal reinforcement clip". Researchers have not yet reached a consensus on the influence of factors on the nature of deformation, cracking and destruction of reinforced reinforced concrete elements under

the action of this load. Based on the above, White formulated the purpose and objectives of the dissertation research.

The **second section** describes the method and device for strengthening damaged through normal normal and cross inclined cracks of reinforced concrete beams, fixed by the patent for the invention of Ukraine, provides a plan of experimental research, justification and prerequisites for the selection of research factors, detailed descriptions of research methods.

As part of the planned studies, tests of the 1st, 2nd and 4th series of experiments were conducted, each of which consisted of 25 reinforced concrete specimens-beams of rectangular cross-section. Samples of the 1st series were subjected to the action of short-term gradually increasing static load, practically, to destruction and were used in further researches as reference, on the basis of which the bearing capacity of experimental beams was established. The samples of the 2nd series of experiments were subjected to low-cycle alternating load of medium and high levels and were brought to the limit state (actually to failure) in the final cycle, if this had not happened earlier on the previous load cycles. Samples of the 4th series of experiments are reinforced by the proposed method and metal jackets damaged during the preliminary tests of the beam samples of the 2nd series. $N = 20$ cycles were adopted as the basis of low-cycle alternating tests.

The planned series of experiments were performed according to four-factor three-level D-optimal plans of Box B_4 , which provided the same accuracy of predicting the initial parameters in the area described by a radius of 1 (starting from zero). The following were chosen as experimental factors: the relative span of the shear a/h_0 , concrete class C , the coefficients of transverse reinforcement of the beam ρ_{sw} and the jacket ρ_{fw} and the levels of external load $\eta_{1,2}$ and prestress in the deflection elements of the reinforcement jacket $\eta_{\sigma f}$.

The diagrams of concrete deformation under the action of low-cycle repeated loads based on the researches of T.M. Petzold and V.V. Tura, M.I. Karpenko, as well as analytical expressions for their construction. In addition, the paper presents a diagram of the deformation of the prototypes-prisms at their low-cycle load to the levels planned by the experiment, followed by loading to failure.

This section describes in detail the design of prototype beams, describes the universal power plant for their testing, displays the layout of measuring instruments, the basic principles of finite element modeling of complex stress-strain state of the system "damaged by force cracks - reinforced concrete prestressed concrete beam ».

The **third section** of the dissertation is devoted to the analysis of the obtained basic experimental data. Namely, it considers the influence of low-cycle alternating load and design factors on the bearing capacity of normal and inclined sections of test specimens-beams, their deformability and width of opening of normal and inclined cracks, maximum projection length of dangerous inclined crack on longitudinal elements between longitudinal elements cracks. Based on the obtained experimental results, adequate experimental and statistical dependences of the main parameters of the performance of research elements were derived, which allow to assess the influence of each research factor on the initial parameters both in particular and in interaction with each other, and have good informative usefulness.

During the analysis of the obtained experimental data it was found that the stress-strain state of reinforced pre-stressed metal jackets damaged by force cracks of reinforced concrete beams under the action of low-cycle alternating load differs significantly from the same state of ordinary (unreinforced) reinforced concrete specimens. Implemented comprehensive approach to experimental-theoretical study of stress-strain state of conventional, restored and reinforced in this way beams for the first time allowed to make a quantitative and qualitative assessment of the impact of structural factors and external factors on their bearing capacity, stiffness, crack resistance and other performance parameters in particular and in interaction with each other, and to clarify the physical model of their work. In particular, it was found that the bearing capacity of the experimental elements in the I group of boundary conditions increases nonlinearly: with decreasing relative span of a/h_0 from 3 to 1 in the first, second and fourth series at 43-84%; with an increase in the class of concrete from C16/20 to C40/50 by 23-33%; with an increase in the number of transverse reinforcement ρ_{sw} from 0.0016 to 0.0044 by 12-15%; when reducing the level of low-cycle alternating load η from 0.8 to 0.5 by 5%; while reducing the relative span of the cut a/h_0 and increasing the class of concrete to 9%. Low-cycle reloading of conventional non-reinforced beams reduces the load-bearing

capacity of the support beams by an average of 8% according to the experiments in the third series, and low-cycle alternating experience according to the experiments in the second series by 18%. At the same time, deflections increase by 20%.

In the fourth section of the dissertation, a comparison of the obtained laboratory data with the results of calculations of the bearing capacity of experimental beams according to the available national design standards and the author's data, which showed a significant discrepancy between them. This gives grounds to claim that the existing normative and author's methods of amplification of damaged rung RSC can be used mainly at constant and sign-constant loads. And at change of a sign of loading their scheme of destruction and, accordingly, methods of calculation changes.

The performed nonlinear finite-element modeling of a complex stress-strain state of joint work of reinforced concrete beams damaged by force cracks with prestressed reinforcement jackets confirmed the complex nature of their destruction and the ability to reproduce the basic parameters of their performance. Based on the data of experimental studies, the mechanisms of deformation and fracture, as well as the results of modeling the stress-strain state of damaged beams and elements of the reinforcement holder, the proposed model of bearing capacity of support sections and joint operation of these beams with prestressed metal jackets schemes: on action of the bending moment for maintenance of bearing capacity on a dangerous inclined crack of elements with average and big spans of a cut ($a/h_0 =$ from 1,75 to 3,25);

on the action of transverse force to ensure the bearing capacity of the damaged by cracks compressed concrete sloping strip between the concentrated force and support in the beams with small spans of the cut ($a/h_0 =$ from 0.75 to 1.25).

Keywords: damaged reinforced concrete beam, through force normal and cross inclined cracks, prestressed metal jacket, low-cycle alternating and short-term stepwise increasing load, bearing capacity, crack resistance, deformability, stress-strain parting and deformation model.

Список публікацій здобувача

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

Статті у наукових фахових виданнях України

1. Несущая способность железобетонных балок, усиленных углепластиковыми при немногочисленных циклических нагрузках / Е. И. Албу, Д. С. Даниленко, Ю. А. Семина, В. М. Карпюк. // *Галузеве машинобудування, будівництво. Збірник наукових праць ПолтНТУ*. – 2014. – №3. – С. 5–10. (*індексується базами Index Copernicus, EBSCO, DOAJ*).

2. Вплив циклічного знакозмінного та малоциклового навантаження на міцність залізобетонних балок / [В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко та ін.]. // *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. – 2015. – №58. – С. 103–119.

3. Вплив конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії на несучу здатність балкових конструкцій при малоцикловому навантаженні / [В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко та ін.]. // *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. – 2016. – №61. – С. 130–136. (*індексується базою Index Copernicus*).

4. Параметри тріщиностійкості балкових залізобетонних елементів при дії знакозмінного та знакопостійного циклічних навантажень / [В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко та ін.]. // *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. – 2016. – №62. – С. 220–228. (*індексується базою Index Copernicus*).

5. 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. – №66. – С. 28–34. (*індексується базою Index Copernicus*).

6. Deformation-strength model application at the determining of reinforced concrete structures stress-strain state / V. M. Karpiuk, A. I. Kostiuk, Y. A. Somina,

D. S. Danilenko. // Праці Одеського національного політехнічного університету. – 2017. – №2. – С. 18–23. (*індексується базами Index Copernicus, EBSCO, DOAJ*).

7. Karpiuk V. M. Method of the restoring and reinforcement of damaged bending reinforced concrete elements under cyclic loading / V. M. Karpiuk, D. S. Danilenko, Y. A. Somina. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2018. – №72. – С. 33–39. (*індексується базою Index Copernicus*).

Патент на винахід

8. Пат. 119294 Україна, МПК E04B 1/18, E04B 1/20, E04BG 23/02. Спосіб відновлення та підсилення пошкоджених залізобетонних балок і пристрій для його здійснення / Карпюк В.М., Даниленко Д.С., Карпюк І.А., Даниленко А.В.; заявник та патентовласник Одеська державна академія будівництва та архітектури. – № а2018 00651 ; заявл. 23.01.2018 ; опубл. 27.05.2019, Бюл. №10.

Стаття у науковому періодичному виданні іншої держави

9. Load-bearing capacity of damaged reinforced concrete span structures strengthened with prestressed metal casings / [D. Danilenko, M. Zavoloka, V. Karpiuk та ін.]. // Journal of Engineering Science. – 2020. – №2. – С. 106–127. (*індексується базою Open AIRE*).

Наукові праці, які додатково відображають наукові результати дисертації

10. Вплив циклічного знакозмінного навантаження на міцність, тріщиностійкість та деформативність залізобетонних елементів, що згинаються / [В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко та ін.]. // Мосты и тоннели: теория, исследования, практика. – 2014. – №6. – С. 146–163. (*індексується базою Google Scholar*).

11. Математичні моделі силового опору складнонапружених прогінних залізобетонних конструкцій з урахуванням дії малоциклового навантаження високих рівнів / В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко, Ю. А. Сьоміна. // Будівельні конструкції. Збірник наукових праць. – 2015. – №82. – С. 424–435.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

12. Експериментальні дослідження працездатності залізобетонних балок при дії циклічного навантаження / В. М.Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко, Ю. А. Сьоміна. // Papers and commentaries of the 2nd International Academic Congress «Fundamental and Applied Studies in America, Europe, Asia and Africa», USA, New York. – 2014. – Р. 682–696.

13. Застосування деформаційно-силової моделі при визначенні напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій / В. М.Карпюк, А. І. Костюк, Ю. А. Сьоміна, Д. С. Даниленко. // Тези доповідей IV Міжнародної науково-практичної конференції «Актуальні проблеми інженерної механіки». – Одеса : ОДАБА, 2017. – С. 125–127.

14. Способ восстановления и усиления поврежденных железобетонных балок при циклическом действии нагрузки / В. М.Карпюк, Д. С. Даниленко, Ю. А. Семина, Е. И. Албу. // Структуроутворення, міцність та руйнування композиційних будівельних матеріалів і конструкцій : зб. тез доп. міжнародної конф. – Одеса : ОДАБА, 2018. – С. 51–54.

15. Карпюк В. М. Восстановление и усиление железобетонных конструкций, поврежденных в результате сейсмического воздействия / В. М. Карпюк, Д. С. Даниленко, Ю. А. Семина. // Будівництво в сейсмічних районах України : зб. тез доп. XI Всеукр. наук.-техн. конф. – Одеса : ОДАБА, 2018. – С. 80–82.

16. Даниленко Д. С. Моделирование напряженно-деформируемого состояния поврежденной железобетонной балки, усиленной металлической преднапряженной обоймой / Д. С. Даниленко, Ю. А. Семина, В. М. Карпюк. // 75 науково-технічна конференція професорсько-викладацького складу Одеської академії будівництва та архітектури, 16-17 травня, 2019 р.. – Одеса : ОДАБА, 2019. – С. 79.

17. Даниленко Д. С. Напряженно-деформированное состояние железобетонной балки с перекрестными трещинами, усиленной металлической

обоймой / Д. С. Даниленко, Ю. А. Семина, В. М. Карпюк. // Експлуатація та реконструкція будівель і споруд : тези доп. III міжнар. конф. – Одеса : ОДАБА, 2019. – С. 55.

18. Напружено-деформований стан підсилених металевою обоймою, залізобетонних балок за дії циклічного знакозмінного навантаження / В. М. Карпюк, Д. С. Даниленко, І. А. Карпюк, А. В. Даниленко. // тези доповідей 76 науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу Одеської академії будівництва та архітектури, 21-22 травня, 2020 р.. – Одеса : ОДАБА, 2020. – С. 92.

19. Деформативність пошкоджених залізобетонних балок, посилені металевими обоймами / [Д. С. Даниленко, В. М. Карпюк, І. А. Карпюк та ін.]. // Актуальні проблеми інженерної механіки : тези доповідей VII міжнародної науково-практичної конференції / під заг. ред. М. Г. Сур'янінова. – Одеса : ОДАБА, 2020. – С. 81-84.

20. Тріщиностійкість залізобетонних балок, посилені металевими обоймами / [Д. С. Даниленко, В. М. Карпюк, І. А. Карпюк та ін.]. // Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини : тези доповідей міжн. наук.-техн. конф. 11-12 червня 2020 р.. – Одеса : ОДАБА, 2020. – С. 19-21.

ЗМІСТ

АНОТАЦІЯ.....	2
ВСТУП.....	19
РОЗДІЛ 1 НАПРЯМКИ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА СТАН РОЗВИТКУ ТЕОРІЇ РОЗРАХУНКУ ПОСИЛЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК.....	26
1.1 Вплив та характер пошкоджень за дії малоциклових навантажень.....	27
1.2 Існуючі системи посилення пошкоджених згинальних залізобетонних елементів.....	31
1.2.1 Посилення за допомогою бетонних і залізобетонних сорочок, наросувань та композитних матеріалів.....	32
1.2.2 Посилення за допомогою металевих елементів.....	36
1.3 Аналіз розрахункових моделей пошкоджених залізобетонних конструкцій, посилених металевими елементами.....	48
1.4 Висновки за результатами аналізу літературних джерел.....	58
РОЗДІЛ 2 МАТЕРІАЛИ, МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ОСНОВНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ДОСЛІДНИХ ЗРАЗКІВ.....	61
2.1 Спосіб відновлення та підсилення пошкоджених силовими тріщинами залізобетонних балок і пристрій для його здійснення.....	61
2.2 Вибір дослідних факторів. Планування натурних експериментів.....	70
2.3 Конструкція і армування дослідних елементів. Склади бетонів, їхні міцнісні та деформативні характеристики.....	73
2.4 Методика проведення експериментальних досліджень. Схема силової установки, розстановки вимірювальних приладів в дослідних зразках-балках.....	77

2.5 Повні діаграми деформування арматури і бетону.....	80
2.5.1 Діаграми деформування арматури і бетону при короткочасному навантаженні.....	80
2.5.2 Діаграми деформування бетону за дії малоциклового повторного навантаження.....	86
2.6 Моделювання напружено-деформованого стану дослідних елементів.....	93
2.7 Висновки за розділом 2.....	93
РОЗДІЛ 3 ОСОБЛИВОСТІ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ПОШКОДЖЕНИХ СИЛОВИМИ ТРІЩИНАМИ ДОСЛІДНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЗРАЗКІВ-БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕННИМИ МЕТАЛЕВИМИ ОБОЙМАМИ, ЗА ДІЇ СТАТИЧНОГО І МАЛОЦИКЛОВОГО ЗНАКОЗМІННОГО НАВАНТАЖЕННЯ ВИСОКИХ РІВНІВ.....	95
3.1 Несуча здатність дослідних прогінних елементів.....	96
3.2 Прогини та переміщення дослідних зразків-балок.....	104
3.3 Ширина розкриття наскрізних нормальних, і перехресних похилих тріщин в дослідних елементах.....	109
3.3.1 Максимальна ширина розкриття нормальних тріщин в зоні "чистого згину".....	110
3.3.2 Максимальна ширина розкриття похилих тріщин на приопорних ділянках.....	115
3.4 Середня величина довжини проекції небезпечної похилої тріщини на горизонтальну вісь балки.....	120
3.5 Середня віддаль між нормальними тріщинами у зоні "чистого згину".....	125
3.6 Висновки за розділом 3.....	129

РОЗДІЛ 4 НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ПОШКОДЖЕНИХ СИЛОВИМИ ТРІЩИНАМИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПОСИЛЕНИХ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИМИ МЕТАЛЕВИМИ ОБОЙМАМИ.....	131
4.1 Порівняльний аналіз несучої здатності дослідних пошкоджених залізобетонних елементів, підсилених металевими обоймами, за існуючими національними нормами проектування та авторськими методами.....	131
4.2 Моделювання складного напружено-деформованого стану системи «пошкоджена силовими тріщинами залізобетонна балка – попередньо напружена металева обойма» шляхом нелінійних скінчено-елементних розрахунків в ПК «Ліра-САПР».....	143
4.3 Розрахункова модель пошкоджених приопорних ділянок залізобетонних балок, підсилених попередньо напруженими металевими обоймами.....	156
4.4 Висновки за розділом 4.....	161
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	163
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	166
ДОДАТОК А.....	193
ДОДАТОК Б.....	198
ДОДАТОК В.....	201

ВСТУП

Обґрунтування вибору теми дослідження. Більшість прогінних ЗБК під час експлуатації зазнає дії циклічних або малоциклових повторних та знакозмінних навантажень, які виникають у межах експлуатаційного рівня, а інколи й перевищують його. Зміна знаку навантаження, його рівня та невизначене повторення в процесі експлуатації часто призводить до наслідків, якісно відмінних від отриманих при розрахунку на стале навантаження одного знаку максимальної інтенсивності, на яке орієнтовані більшість діючих норм проектування. Підсилення пошкоджених наскрізними нормальними і похилими перехресними надмірно розкритими тріщинами балкових ЗБК, доведених в процесі вказаної вище експлуатації до граничного або передаварійного стану, за дії зростаючого циклічного навантаження високих рівнів без зупинки технологічного процесу виробництва за допомогою попередньо напружених металевих обойм є безальтернативним. Проте, проектування такого підсилення стримується відсутністю нормативної методики та чітких рекомендацій в авторських методиках, які адекватно б відображали реальний напружено-деформований стан як пошкодженої конструкції, так і елементів підсилення. Цим і зумовлена актуальність даної роботи.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема дисертації і отримані результати відповідають актуальним напрямкам науково-технічної політики України відповідно до Постанови Кабінету Міністрів України №409 від 05.05.1997 р. «Про забезпечення надійності і безпечної експлуатації будівель споруд і мереж», від 23.05.2011 №547 «Про затвердження Порядку 31 застосування будівельних норм, розроблених на основі національних технологічних традицій, та будівельних норм, гармонізованих з нормативними документами Європейського Союзу». Дисертаційна робота виконана на кафедрі залізобетонних конструкцій та транспортних споруд Одеської державної академії будівництва та архітектури у рамках наукових досліджень кафедри за держбюджетними темами № 0119U001208 «Відновлення працездатності залізобетонних будівельних конструкцій, пошкоджених під час експлуатації та бойових дій», №118 (№ держреєстрації 0116U002340) «Розрахункові моделі

силового опору складнонапружених прогінних залізобетонних конструкцій з урахуванням дії малоциклового навантаження високих рівнів», а також глобальним цілям сталого розвитку України, європейської та світової спільноти до 2023 р..

Мета роботи – отримання результатів експериментально-теоретичних досліджень несучої здатності, тріщиностійкості та деформативності підсилених попередньо напруженими металевими обоймами пошкоджених наскрізними силовими нормальними і перехресними похилими тріщинами ЗБК за дії малоциклового знакозмінного навантаження високих рівнів; вдосконалення існуючих та розробки нових фізичних і розрахункових моделей несучої здатності вказаних ЗБК за дії зазначеного навантаження.

Завдання досліджень:

- розробити оригінальний спосіб відновлення та підсилення пошкоджених наскрізними нормальними і перехресними похилими тріщинами залізобетонних конструкцій і пристрій для його здійснення та отримати відповідний патент на винахід;

- експериментально вивчити напружено-деформований стан, несучу здатність, ширину розкриття нормальних і перехресних похилих тріщин, прогини, характер руйнування звичайних і підсилених попередньо напруженими металевими обоймами залізобетонних балок, які отримали суттєві пошкодження і були доведені майже до руйнування у попередніх дослідженнях за дії статичного і малоциклового знакозмінного навантаження високих рівнів з використанням теорії планування експерименту;

- дослідити вплив основних конструктивних чинників на несучу здатність приопорних ділянок дослідних звичайних та підсилених попередньо напруженими металевими обоймами пошкоджених залізобетонних балок, їхню тріщиностійкість та деформативність за допомогою експериментально-статистичних залежностей, отриманих у процесі обробки дослідних даних;

- зробити порівняльний аналіз отриманих експериментальних даних підсилених дослідних зразків-балок з результатами розрахунків їх несучої здатності за наявними національними нормами проектування і найбільш розповсюдженими авторськими методами з метою визначення напрямку можливого вдосконалення цих методів;

- виконати комп'ютерне моделювання напружено-деформованого стану пошкоджених дослідних залізобетонних балок, підсилених попередньо напруженими металевими обоймами, з метою уточнення реальних механізмів їх деформування та руйнування, а також перевірки можливості чисельно відтворювати процеси, що в них відбуваються, і прогнозувати характер їх руйнування та несучу здатність;

- розробити фізичну і розрахункову моделі визначення несучої здатності пошкоджених силовими тріщинами залізобетонних балкових конструкцій, підсилених попередньо напруженими металевими обоймами.

Об'єкт дослідження – підсилені попередньо напруженими металевими обоймами пошкодженні наскрізними нормальними і перехресними похилими силовими тріщинами балкові залізобетонні елементи, що зазнають впливу малоциклових знакозмінних навантажень високих рівнів.

Предмет дослідження – несуча здатність, тріщиностійкість та деформативність, а також особливості напружено-деформованого стану пошкоджених вказаними тріщинами прогінних ЗБК, підсилених зазначеними обоймами, за дії знакозмінного малоциклового навантаження високих рівнів, з послідовним доведенням їх до граничного стану та руйнування.

Методи дослідження: збір, вивчення та аналіз літературних джерел, формулювання задач досліджень, розробка методики виконання натурних та числових експериментів із застосуванням математичної теорії планування, сучасних методів вимірювання деформацій матеріалів, обробка та аналіз отриманих результатів, математичне та фізичне моделювання напружено-деформованого стану дослідних елементів, порівняння результатів розрахунків з експериментальними даними, формулювання основних висновків та розробка рекомендацій по впровадженню досліджень у практику проектування; загальні методи механіки залізобетону, емпіричних та теоретичних досліджень: абстрагування, аналіз, синтез, індукція, дедукція.

Наукова новизна отриманих результатів:

- експериментально доказана можливість та доцільність використання на практиці розробленого способу відновлення та підсилення (до 1,5 разів)

пошкоджених силовими наскрізними тріщинами залізобетонних балкових конструкцій за рахунок їх тристороннього обтиснення і пристрою для його здійснення, закріплених патентом України, за дії зростаючого статичного, малоциклового знакозмінного, сейсмічного та іншого динамічного навантаження, в тому числі під час бойових дій;

- реалізований комплексний підхід до експериментально-теоретичного вивчення НДС звичайних, відновлених та підсилених попередньо напруженими металевими обоймами пошкоджених залізобетонних балок вперше дозволив зробити достовірну кількісну і якісну оцінку впливу конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії на їх несучу здатність, деформативність, тріщиностійкість та інші параметри працездатності як зокрема, так і у взаємодії один з одним, а також уточнити фізичну модель їх роботи за дії вказаного навантаження:

- а) за небезпечною похилою тріщиною при переважній дії згинальних моментів в балках із середніми і великими прольотами зрізу ($a/h_0=1,75 \dots 3,25$);

- б) за похилою стислою смугою між зосередженою силою та опорою у зразках з малими прольотами зрізу ($a/h_0 \leq 1,0$);

- експериментально підтверджений початок втомного руйнування звичайних залізобетонних зразків-балок за дії малоциклового знакозмінного навантаження відносно високих рівнів, який супроводжувався поступовим накопиченням пошкоджень та дефектів, внаслідок чого їхня несуча здатність за 10 повних циклів зі стабілізацією деформацій знизилась, в середньому, на 18%, ширина розкриття похилих тріщин збільшилася до 0,63 мм, прогини зросли на порівняно з одноразовим статичним навантаженням на 20%, а підсилених обоймами – майже у 2 рази при одночасному підвищенні їхньої міцності в 1,5 рази;

- розроблена розрахункова модель несучої здатності приопорних ділянок, пошкоджених силовими тріщинами і підсилених попередньо напруженими металевими обоймами залізобетонних балок, яка опирається на реальні фізичні моделі їх роботи, дозволяє краще за інші існуючі нормативні та авторські методи прогнозувати їхню несучу здатність, зокрема по поперечній руйнуючій силі і моменту (коефіцієнт варіації $v=7\%$);

- комп'ютерне моделювання в ПК "Ліра-САПР" напружено-деформованого стану елементів металевої обойми, сталевих арматур і пошкодженого наскрізними тріщинами і обтисненого обоймою бетону з виключенням із розрахунку частини діаграми $\sigma_{ct}-\epsilon_{ct}$ що відповідає розтягу бетону, дозволило чисельно анімувати усі процеси, які відбуваються у системі «пошкоджена тріщинами балка – обойма», характер її деформування та руйнування, вирішувати оптимізаційні задачі при проектуванні підсилення;

- виконаними експериментально-теоретичними дослідженнями встановлено, що прийнята у діючих нормативних документах і авторських методиках фізична і розрахункова модель роботи пошкоджених і підсилених приопорних ділянок залізобетонних балок за небезпечною похилою тріщиною при переважній дії поперечної сили є справедливою тільки при статичному або малоцикловому повторному (одного знаку) навантаженні, а при малоцикловому знакозмінному навантаженні наскрізні перехресні похилі тріщини повністю перерізають тіло бетону і руйнування балок відбувається за однією з небезпечних похилих тріщин при переважній дії згинального моменту. Такий характер роботи і руйнування дослідних елементів повністю підтвердився результатами комп'ютерного моделювання.

Практичне значення отриманих результатів роботи:

- запропонований спосіб і пристрій дозволяють здійснювати підсилення пошкоджених силовими тріщинами під час експлуатації, а також під час бойових дій, балкових ЗБК без зупинки виробництва;
- поповнений банк дослідних та теоретичних даних, корисних для вдосконалення існуючих методів розрахунку несучої здатності підсилених залізобетонних елементів за дії малоциклового знакозмінного навантаження;
- запропонована розрахункова модель визначення несучої здатності приопорних ділянок підсилюваних прогінних ЗБК комплексно урахує вплив найбільш значимих конструктивних чинників і доведена до практичного застосування на практиці, що, в цілому, підвищує надійність проектування та безпеку експлуатації таких конструкцій;

- перевірена можливість та експериментально встановлені межі застосування відомих авторських методів розрахунку несучої здатності приопорних ділянок підсилених прогінних ЗБК за дії вказаного навантаження;
- розроблені нелінійні деформаційні скінчено-елементні розрахункові моделі дозволяють за допомогою сучасного обчислювального комплексу анімувати процеси на всіх стадіях роботи прогінних ЗБК з урахуванням їх складного напружено-деформованого стану, реальних фізико-механічних і реологічних властивостей використаних матеріалів;
- результати досліджень за дисертаційною роботою впроваджені у навчальний процес Одеської державної академії будівництва та архітектури при підготовці магістрів за спеціальністю «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» (Додаток Б), а також у проектній практиці провідних будівельних організацій м. Одеси, зокрема ТОВ «Стікон» (Додаток Б).

Особистий внесок здобувача заключається у:

- плануванні та проведенні експериментальних досліджень роботи залізобетонних елементів за дії короткочасного ступенево зростаючого та підсилених залізобетонних балок малоциклового знакозмінного навантажень високих рівнів;
- аналізі отриманих результатів експериментів з визначення несучої здатності, тріщиностійкості та деформативності дослідних зразків-балок за вказаних умов навантаження;
- підготовці практичних передумов механіки роботи матеріалів конструкцій за умов їхньої малоциклової витривалості для вдосконалення існуючих методів розрахунку дослідних елементів;
- внесенні пропозицій щодо розрахунку несучої здатності підсилених попередньо напруженими металевими обоймами залізобетонних 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: II міжнародному академічному конгресі “Fundamental and Applied Studies in America, Europe, Asia and Africa” (США, м. Нью-Йорк, 27 вересня 2014 р.), X ювілейній всеукраїнській науково-технічній конференції “Будівництво у сейсмічних районах України” (Україна, м. Одеса, 14 – 18 вересня 2015 р.), IV міжнародній науково-практичній конференції “Актуальні проблеми інженерної механіки” (Україна, м. Одеса, 16 – 19 травня 2017 р.), міжнародній конференції “Структурування, міцність та руйнування композиційних матеріалів і конструкцій” (Україна, м. Одеса, 11-13 квітня 2018 р.), XI всеукраїнській науково-технічній конференції “Будівництво в сейсмічних районах України” (Україна, м. Одеса, 10 – 14 вересня 2018 р.), 75-й науково-технічній конференції професорсько-викладацького складу (Україна, м. Одеса, 16 – 17 травня 2019 р.), III міжнародній науково-практичній конференції “Експлуатація та реконструкція будівель і споруд” (Україна, м. Одеса, 26 – 28 вересня 2019 р.), VII міжнародній науково-практичній конференції “Актуальні проблеми інженерної механіки” (Україна, м. Одеса, 12 – 15 травня 2020 р.), 76-й науково-технічній конференції професорсько-викладацького складу (Україна, м. Одеса, 21 – 22 травня 2020 р.), міжнародній науково-практичній конференції “Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини” (Україна, м. Одеса, 11 – 12 червня 2020 р.).

Публікації. Основні наукові результати за темою дисертаційної роботи опубліковані у 20 наукових працях, в тому числі у 7 наукових публікаціях у спеціалізованих фахових виданнях України, 1 – у періодичному закордонному виданні, 1 патент на винахід, 9 тез доповідей.

Структура і обсяг роботи. Дисертація складається зі вступу, 4 розділів, загальних висновків, списку використаних джерел, додатків. Робота викладена на 204 сторінках, які включають 121 сторінок основного тексту, 16 таблиць та 30 рисунків, 3 додатки на 12 сторінках та список використаних джерел із 217 найменувань.

РОЗДІЛ 1

НАПРЯМКИ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА СТАН РОЗВИТКУ ТЕОРІЇ РОЗРАХУНКУ ПОСИЛЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

Життя ставить перед інженерами усе нові виклики, пов'язані з підвищенням сейсмічності території, на якій розташовані будівлі та споруди, погіршенням їхнього технічного стану і фізичного зносу та пошкодженнями, зміною функціонального призначення зі збільшенням навантаження та ін. Близько 20-25% основних фондів України складає житловий фонд [1, 2], який, у свою чергу, характеризується такими показниками (на 1 січня 2019 року) : загальна площа житлових приміщень 993,3 млн м² (17100 тис. квартир); загальна площа старого фонду 3,3 млн м²; загальна площа аварійного фонду 1,02 млн м² [3]. Не дивлячись на відносно низький відсоток старого та аварійного (0,3% і 0,1%) житла, близько 70-90% від загальної площі усього житлового фонду вимагає ремонту та реконструкції [4, 5]. На що, згідно з оцінками Мінрегіонбуду України, знадобиться 30 млрд. євро [2]. Причому, вартість відновлювальних робіт з кожним роком збільшується, а термін раціональної експлуатації вказаних будівель зменшується. Отже, ефективність вкладених інвестицій зменшується. І це цифри тільки по житловому фонду, не кажучи про виробничі будівлі і споруди, а також про транспортні споруди. Адже за даними авторів [6] більшість автодорожніх мостів мають значний вік. У зв'язку з цим регулярно доводиться вирішувати складні технічні проблеми заміни або підсилення пошкоджених прогінних ЗБК.

Заміна пошкоджених ЗБК вимагає значних трудових ресурсів, фінансових витрат і зупинки виробництва на тривалий період. При заміні перекриття кошторисна вартість може складати 25% від загальної суми одноразових витрат на реконструкцію, а трудомісткість до 50% сумарних трудових витрат [7]. Разом з тим, аналіз пошкоджень автодорожніх мостів [8], прогінних ЗБК споруд та будівель, в цілому показав, що у процесі їх експлуатації відбувається значне руйнування захисного шару бетону, корозія арматури, утворення і надмірне розкриття тріщин, досягнення недопустимих прогинів тощо.

1.1 Вплив та характер пошкоджень за дії малоциклових навантажень

Більшість прогінних ЗБК під час експлуатації зазнає дії циклічних або малоциклових повторних та знакозмінних навантажень, які виникають у межах експлуатаційного рівня, а інколи й перевищують його. Зміна знаку навантаження, його рівня та невизначене повторення в процесі експлуатації часто призводить до наслідків, якісно відмінних від отриманих при розрахунку на стале навантаження одного знаку максимальної інтенсивності, на яке орієнтовані більшість діючих норм проектування.

Так, в усьому різноманітті зовнішніх і внутрішніх впливів циклічне навантаження є таким, що часто зустрічається з малопомітними зовнішніми, але великими внутрішніми змінами, в результаті яких будівельні конструкції отримують значний приріст деформацій, помітне зниження втомної міцності та тріщиностійкості і яке супроводжується передчасним руйнуванням [9, 10, 11]. При впливах, які не досягли розрахункової величини, але мають циклічний характер, відбувається накопичення мікроруйнувань в матеріалі що, в свою чергу, впливає на НДС конструкції.

Не зважаючи на досить вагомі результати, вивчення даного питання продовжується, проводяться уточнюючі дослідження, завдяки чому викристалізуються адекватні фізичні, розрахункові та математичні моделі, які все більше ураховують вплив різних факторів та їх взаємодію. Розглянемо данні останнього часу, котрі були отримані дослідниками при вивченні впливу малоциклового навантаження на прогінні ЗБК.

В результаті аналізу даних, отриманих під час випробовування дослідних балок за дії малоциклових навантажень високих рівнів, автором [12] була охарактеризована їх робота трьома стадіями: 1 – "відтискування" деформацій; 2 – стабілізації і пружної роботи; 3 – розуцільнення і руйнування. Основні деформації (прогини) відбувалися на 3-5 циклах малоциклового навантаження. Також було відзначено, що малоциклові навантаження збільшують втрати попереднього напруження арматури, попередньо напружених елементів.

Не тільки кількість циклів впливає на напружено-деформований стан ЗБК, а й важливим є верхній рівень малоциклового навантаження. Так, при дії малоциклових стискаючих навантажень середнього рівня відбувається до ущільнення бетону з подальшою стабілізацією відносних деформацій, а наступні навантаження високих рівнів призводять до поступового зменшення міцності бетону і розвитку магістральних мікротріщин [13].

В результаті експериментальних досліджень [14] роботи позацентрово стиснутих залізобетонних елементів при дії малоциклових навантажень зі знакозмінними ексцентриситетами, було отримано збільшення ширини розкриття тріщин на 45,5 ... 63,6% при рівні навантаження $\eta = 0,6 \dots 0,65$. А при більш високих рівнях навантажень ($\eta = 0,85$) ширина розкриття тріщин склала близько 100 ... 127,3% в порівнянні з шириною розкриття котрі визначалися за нормативними документами [15, 16]. У зв'язку з чим автором [14] було запропоновано ввести у вираз для визначення ширини розкриття тріщин, підвищувального коефіцієнта $\gamma_{w, cyc} = 1,6$, і $\gamma_{w, cyc} = 2,0$ відповідно. Адже, практично, мостові конструкції працюють при рівнях навантаження $\eta = 0,45 \dots 1,0$ [17] і це явище негативно позначається на технічному стані транспортної споруди, в цілому.

Авторами [18] було встановлено, що малоциклове знакозмінне навантаження, особливо високих рівнів, не тільки зменшує несучу здатність дослідних зразків до 20% та їх тріщиностійкість, суттєво збільшує ширину розкриття нормальних і особливо, похилих тріщин, величину прогинів до 35%, а й змінює характер їх руйнування порівняно з одноразовим пропорційно зростаючим навантаженням. Стабілізація прогинів відбувалася при низьких і середніх рівнях навантаження $\eta=0,5 \dots \eta=0,65$ на 3...5 циклі, та на 7...10 циклі при високих $\eta=0,8$. При цьому, прогини балок, що зазнавали циклічних навантажень низьких рівнів, на 10...15% були вищими за прогини еталонних зразків, середніх рівнів – на 15...25%, високих рівнів – на 10..35%.

Аналізуючи результати проведених досліджень автори [19] звернули увагу на те, що малоциклові навантаження з верхнім рівнем $\eta \leq 0,7$ сприяє підвищенню несучої здатності похилих перерізів балок, проте збільшують у 2-2,5 рази ширину

розкриття похилих тріщин. В зв'язку з цим ними було запропоновано ввести коефіцієнт умов роботи бетону 1,05, до розрахунку несучої здатності похилих перерізів, але не допускати щоб фактична поперечна сила перевищувала понад 70% несучої здатності похилого перерізу. Також було відзначено [19] що при малоциклового навантаженні при $\eta < 0,8$ прогини стабілізуються після 6-10 циклів, а ось при $\eta > 0,8$ стабілізація прогинів не відбувається, що призводить до малоциклової втомленості конструкцій. Стабілізація процесу розкриття тріщин відбувалася на 10-15 циклах, на яких збільшення ширини розкриття тріщин становило 90-95% від максимального збільшення на 100 циклі. В зв'язку з чим автори [19] запропонували формулу зміни, в залежності від кількості циклів, розкриття тріщин:

$$a_{\text{срс},n} = a_{\text{срс},1} n^{0,04 + 0,2/n}, \quad (1.1)$$

де $a_{\text{срс},1}$ – ширина розкриття тріщини при навантаженні на першому циклі;

n – кількість циклів навантаження.

Автори [20] в результаті експериментальних досліджень впливу малоциклових повторних і знакозмінних навантажень на залізобетонні двохпролітні балки встановили, що за дії малоциклових навантажень на рівні $\eta = 0,6$ прогини збільшились на 10%, а при руйнуванні прогини збільшились на 12%, за дії ж знакозмінних, відповідно, на 13% та 14% у порівнянні з навантаженнями одного знаку.

Автори [21] зазначили що вплив сейсмічного знакозмінного навантаження призводить до зниження несучої здатності конструкцій і зміни характеру руйнування за нормальними перерізами. А одним з основних факторів, регулюючих процес трансформування залізобетонних елементів та характеру їх руйнування при дії циклічного навантаження (сейсмічного), являється відсоток армування конструкції [22].

Розглядаючи результати експериментальних досліджень впливу малоциклового навантаження на шаруваті сталеві фібробетонні плити автор [23] встановив що циклічні навантаження збільшують максимальні прогини

залізобетонних елементів у 1,3-1,5 рази та ширину розкриття тріщин у 1,5-2,0 рази в порівнянні зі зразками з фібробетону.

Негативні наслідки впливу циклічного навантаження зазнають також і підсилені конструкції. Аналіз результатів проведених досліджень підсилених залізобетонних балок із відходів гірничо-збагачувальних комбінатів при дії циклічних навантажень дослідникам [24] дав змогу стверджувати, в що циклічність навантаження з рівнем $0,75 \leq \eta \leq 0,9$ не впливає на несучу здатність підсиленого елемента, оскільки напруження в бетоні не перевищувало $0,65R_b$. А ось ширина розкриття та висота розвитку тріщин збільшується зі збільшенням кількості циклів, та максимального рівня навантаження [25].

Вивчаючи роботу підсилених за похилими перерізами згинальних залізобетонних елементів при малоциклових навантаженнях автор [26] дійшов до висновку що малоциклове навантаження зменшує несучу здатність похилих перерізів на 5-15%, ширина розкриття тріщин збільшується в 1,2-1,5 рази, а прогини з $\eta=0,85$ збільшуються в 1,1-1,2 рази. Ця закономірність є справедливою за [26] як для підсилених так і непідсилених елементів. Значний вплив на несучу здатність має верхній рівень навантаження.

Вплив циклічного навантаження відзначається не тільки на напружено-деформований стан ЗБК, а й на хімічну зміну матеріалів. Автор [27] відзначає значний вплив дії циклічного навантаження на корозійне ураження за дії рідкого хлоровмісного середовища арматурних стержнів більше, ніж в півтора рази, по відношенню до постійного навантаження залізобетонних елементів.

Активна дослідницька робота яка ведеться над проблемою впливу циклічних навантажень на НДС ЗБК [28, 29, 30, 31, 32, 33], свідчить про те, що у дослідників ще немає остаточних відповідей в даній області і у них ще не склалася єдина думка по даному питанню.

Як бачимо вплив циклічного навантаження на НДС ЗБК є значним. Кількість циклів, рівень навантаження не тільки знижують несучу здатність конструкцій, а й призводять до підвищення прогинів та ширини розкриття тріщин. Хоча й кількість циклів при малоцикловому навантаженні, як показують результати

експериментальних досліджень, носить затухаючий характер впливу. Знакозмінний характер циклічного навантаження призводить до утворення наскрізних нормальних і перехресних похилих тріщин, які в свою чергу значно знижують жорсткість залізобетонного елемента. В окремих випадках дія високих рівнів малоциклове знакозмінне навантаження, перетворює суцільну конструкцію на окремі блоки, з'єднані арматурою, у вигляді механізму. В результаті визначення надійності прогінних ЗБК, при виявленні в них значних тріщин від впливу знакозмінних навантажень технічний стан елемента розцінюється як аварійний [34].

1.2 Існуючі системи посилення пошкоджених згинальних залізобетонних елементів

Досвід ремонту та експлуатації показує, що життєвий цикл пошкоджених конструкцій є можливим продовжити за рахунок раціонального відновлення та підсилення конструкцій. У багатьох випадках це можна здійснити в процесі проведення капітального ремонту без зупинки технологічного процесу, що є дуже важливим з економічної точки зору. Багато існуючих систем підсилення у більшості випадків дозволяють зробити це з максимальною міцнісною віддачою, та мінімальними економічними витратами.

Завдяки розвитку матеріалознавства та появі нових систем підсилення границі їх можливого застосування розширюються. Існує детальна класифікація причин, що викликають необхідність підсилення будівельних конструкцій та найбільш розповсюджених методів їх підсилення, яка висвітлена в капітальній праці [35]. Дана робота має найбільш повне зібрання різних пристроїв підсилення, завдяки чому стала настільною книгою багатьох фахівців в області реконструкції. Але

на даному етапі, з розвитком нових матеріалів, вивченням особливостей роботи складно напружених ЗБК у загальному випадку силових впливів вона потребує змін в вигляді доповнень.

1.2.1 Посилення за допомогою бетонних і залізобетонних сорочок, нарощувань та композитних матеріалів.

Відновлення та підвищення несучої здатності залізобетонних згинальних елементів за допомогою бетонних та залізобетонних пристроїв підсилення отримало широке поширення по причині простоти їх улаштування. В окремих випадках – це звичайна набетонка. Пояснення цьому досить просте: в результаті збільшення робочої висоти перерізу підвищується несуча здатність залізобетонного елементу.

Часто бетонні та залізобетонні пристрої підсилення, що використовуються на практиці, – це нарощування перерізу і згори, і знизу пошкодженого елемента. Так, автор [36] досліджував роботу, заздалегідь пошкоджених (рівень вантаження $\eta=0,4$), а потім підсилених нарощуванням бетонного перерізу знизу та згори (пристрій табл.1.1, Б-[36]) згинальних залізобетонних елементів, при тривалому і короткочасному вантаженні. В результаті було відмічено, що збільшення швидкості наростання прогинів при тривалому вантаженні в перші години відбувається інтенсивно зі збереженням такої тенденції протягом одного-півтора днів, надалі швидкість прогинів поступово зменшувалася.

Автор [37] провів ряд інформативних досліджень і виявив багато значущих залежностей. Так, підсилення пошкодженої таврової балки розчинною сорочкою (пристрій табл.1.1, Б-[37]-1) під навантаженням, дало підвищення несучої здатності до 42%. А ось підсилення за допомогою вище описаного пристрою з попередньо напруженим прогінним армуванням (пристрій табл.1.1, БС-[37]) підвищило несучу здатність балок на 71%. Пристрій підсилення залізобетонних балочних конструкцій за допомогою двостороннього армо- розчинного (пристрій таблиця.1.1, Б-[37]), залізобетонного (пристрій таблиця.1.1, Б-[38]') нарощування, без використання анкерних пристроїв виявилися малоефективними по причині недостатнього зчеплення старого і нового бетону (розчину), не дивлячись на технологічні маніпуляції (насічка). Тому для надійного з'єднання старого з новим бетоном автор [37] рекомендував ставити додаткові зв'язки, котрі перешкоджатимуть їх взаємному проковзуванню і зсуву. Відзначено, що при

певних умовах підсилення торкрет-бетоном стиснутої зони за наявності зігнутих металевих елементів, додаткових зв'язків недоцільно встановлювати.

Невирішеність цього питання до теперішнього часу породжує дослідницький інтерес у фахівців, який призводить до різноманітних рішень [39, 40]. Зокрема, для стиснутих елементів, які підсилюють залізобетонною обоймою, пропонується між старим і новим бетоном ввести адгезійну обмазку або прошарок на цементі, що розширюється [41]. В якості адгезійної обмазки автор [42] пропонує використовувати рідке скло, а в роботі [36] – застосувати емульсію суміші клею ПВА та цементу.

Відомі ще багато інших експериментальних досліджень по вивченню цього виду підсилення. Але збільшення ваги підсилених конструкцій, необхідність включення системи підсилення в сумісну роботу з пошкодженим елементом, яке можливе тільки після набору міцності матеріалами нарощування перерізів; відсутність повного контролю за сумісною роботою пошкодженої конструкції та системи підсилення суттєво зменшують область застосування такого виду підсилення.

Останнім часом, з численним інтересом, предметом дослідження в області підсилення конструкцій, стала система підсилення за допомогою композитних матеріалів [43]. Не лише ремонтні якості композитних матеріалів притягають фахівців, але і використання композитів як будівельного матеріалу [44] для виробництва будівельних конструкцій.

Як і будь-який інший матеріал, що має свої переваги та недоліки, система підсилення за допомогою композитів має свої, до кінця не вирішені питання (або вирішені, але фінансово не оправдані). Оскільки композитні системи підсилення складаються з вуглецевих, скляних, арамідних, базальтових волокон, вбудованих в матрицю смоли, то критичним чинником для такої системи підсилення [45] являється температура склування його полімерної матриці. А це близько 50-90°C [46, 47]. В результаті дії високих температур відбувається руйнування єднального клею, що, в свою чергу, призводить до відшаровування композитної системи підсилення від конструкції, що посилюється. Висока вартість композитних

матеріалів, відсутність прямого контролю за системою підсилення, чутливість до температурних впливів, а також крихке руйнування обмежують можливості широкого застосування цього, прогресивного, в цілому, типу підсилення.

Але ці недоліки тільки дають підґрунтя для подальших досліджень, щоб більш повною мірою використовувати усі переваги цього виду підсилення. Так питання про зниження впливу температури розглядається з різних сторін. Вивчається питання, чи достатньо того проміжку часу, який дає вказане підсилення, для безпечної евакуації людей: чи забезпечується нормативна межа вогнестійкості? [48] або чи потрібне влаштування певної захисної системи [49, 50]. Вивчення впливу температури на сам композитний матеріал показав, що межа міцності при розтязі зменшується з підвищенням температури від -20°C до 300°C . Межа міцності і модуль пружності при розтягуванні лінійно зменшуються тільки при температурі до 100°C . При температурі вище 100°C ця межа вже не носить лінійний характер роботи [51]. Стосовно кількісної оцінки величин втрати міцності автори [52] за результатами експерименту встановили, що межа міцності вуглепластикового стержня знижується до 50% при температурі 324°C . Впливом же циклічного навантаження на елементи, які були виготовлені з використанням композитних матеріалів після дії підвищених температур також не слід нехтувати. Так, міцність на розтяг скловолоконних стержнів після температурної дії в 350°C , які надалі піддавалися дії циклічного навантаження, знизилась на 50,5% в порівнянні з їхньою міцністю при кімнатній температурі, і на 36,3% в порівнянні з міцністю після витримки зразків при 350°C без дії циклічного навантаження [53].

Поки одні дослідники займаються вивченням властивостей композитів, як матеріалу, інші ж, маючи розрахункові дані, використовують цей матеріал в системах підсилення. Авторами [54] були проведені експериментальні дослідження 14 пошкоджених балок, підсилених вуглеволоконними і скловолоконними полотнами (пристрій, табл.1.1, К-[54]), із застосуванням 4-х типів епоксидної смоли. В результаті аналізу отриманих даних було визначено, що використання композитних ламінатів для підсилення залізобетонних балок зменшує прогини і збільшує несучу здатність балок. Застосування поперечного

армування у поєднанні з подовжнім сприяє подальшому зменшенню прогинів, і збільшенню несучої здатності. Суцільне (по усьому прольоту) поперечне армування балки, разом з подовжнім армуванням, дає значне збільшення несучої здатності дослідних зразків. Але, не дивлячись на позитивні результати, усі підсилені балки мали крихке руйнування.

Проведені ж експериментальні дослідження [55] (пристрій, табл.1.1, К-[55]) неушкоджених залізобетонних балок, підсилених шляхом наклеювання вуглецевого волокна (за системою MareWrap C UNI - AX) та скловолокна в розтягнутій зоні, показали приріст несучої здатності, відповідно, на 417,6 % і 319,4%.

Вирішенням питання негативної температурної дії може бути вогнезахист підсилених конструкцій. Але, як показує практика, захист від високих температур не завжди дає бажаний результат. Так, проведений авторами [56] експеримент трьох варіантів вогнезахисту заглибленого у бетонний переріз композитного стержня покриттям, що спучується, і композитного полотна, захищеного гіпсокартонними плитами, не дали бажаного результату. Для покриття, що спучується, потрібна температура активації, більша від температури склування полімерної матриці, що не було враховано. Заглиблений у бетонний переріз стержень вигорів разом з клеєм, утворюючи токсичні гази. Захист у вигляді гіпсокартонних листів був більш тривалим, але також від не захистив конструкцію у повній мірі. Є і позитивні результати у використанні вогнезахисних заходів. Одним з таких прикладів є проведені дослідження трьох вогнезахисних покриттів, які в протязі 2 годин показали задовільну вогнестійкість [57].

Продовжується вивчення ефективного кріплення елементу підсилення до підсилюваної конструкції. Оскільки відшарування кінцевих ділянок композитних (і не тільки композитних) елементів підсилення від елементу, що підсилюється, значно знижує деформаційно-міцнісні характеристики підсиленої конструкції. На даний момент поліпшення зчеплення підсилюваного з підсилюваними елементами можна досягти шляхом застосування високоміцних клеїв, закріпленням кінцевих

ділянок поперечним армуванням, застосуванням анкерних кріплень, а також за допомогою утворення подовжніх і поперечних прорізів і канавок [58].

Виявилося, що не тільки напружено-деформований стан конструкцій впливає на величину зчеплення, а зовнішні природні чинники. Вплив вологи на довговічність зв'язку між вуглепластиковим підсиленням та бетоном за [59] зменшу міцність зчеплення на 32% для високоміцного бетону та на 12% для бетонів середньої міцності.

Дії ж зовнішнього середовища на підсилену конструкцію у роботі [60], пропонується урахувати коефіцієнтом перетворення середовища, який враховує умови роботи елемента (замерзання / відтавання, вологість, солоні вода, лужне середовище). Проте потрібні додаткові дослідження в цьому напрямі для уточнення взаємовпливу усіх зазначених параметрів.

Останнім часом досить часто застосовується підсилення конструкцій наклеєними композитними матеріалами. Як бачимо, багато параметрів, які впливають на безпечну експлуатацію будівель і споруд, для цього виду підсилення знаходяться в процесі інтенсивного дослідження. Є чіткі уявлення про міцнісні характеристики матеріалів підсилення, але залишаються маловивченими умови їх експлуатації, та їх поєднання. Недостатньо вивчена робота самих конструкцій і, найважливіше, залишається невизначеною зміна деформаційно-міцнісних характеристик підсиленої конструкції в часі. Висока вартість цих матеріалів, відсутність прямого контролю за якістю підсилення, чутливість до температурних впливів, можливість крихкого руйнування приопорних ділянок та недосконалість існуючих методів їх розрахунку стримують можливість більш широкого використання цього прогресивного, в цілому, методу підсилення пошкоджених конструкцій.

1.2.2 Посилення за допомогою металевих елементів.

Разом з переліченими вище варіантами неможливо не розглянути варіанти їх підсилення за допомогою сталевих елементів. Завдяки багатій номенклатурі

прокатних металевих виробів існує багато варіантів підсилення пошкоджених конструкцій за допомогою металу.

Поява нових матеріалів сприяє удосконаленню вже існуючих методів і пристроїв підсилення залізобетонних елементів. Так, нещодавно прийшли з інших областей (аерокосмічна, медична, автомобільна, нафтова промисловість) у будівництво матеріали з “пам'яттю” форми, які уже активно застосовуються в підсиленні будівельних конструкцій [61]. Основною особливістю цих сплавів є створення попереднього напруження за допомогою активації ефекту пам'яті форми, тобто здатності матеріалу повертатися до своєї первісної форми після деформації при нагріванні. Це, в свою чергу, значно спрощує процес створення попереднього напруження в елементах підсилення. Так, результатом експериментального дослідження [62] підсилених залізобетонних балок за допомогою смуг зі сплаву з ефектом пам'яті форми на основі заліза Fe-SMA (Пристрій, табл.1.1, С- [62]) стало зменшення прогинів, ширини розкриття тріщин та ін. Наявність попереднього напруження в смугах виявилася вельми істотним параметром, який показав, що навантаження тріщиноутворення для балок, підсилених попереднього напруження смугами Fe-SMA підвищилося, в середньому, на 80% порівняно з балкою, підсиленою все тієї ж Fe-SMA. На таку ж залежність вказують автори [63]. При попередньому напруженні в 2 та 4% навантаження тріщиноутворення збільшилося, відповідно, на 15,89 та 35,41% в порівнянні з тим же підсиленням елементом, але без попереднього напруження. Так, наявність попереднього напруження, практично, не впливає на зростання несучої здатності, але і не знижує інші показники підсилених залізобетонних балок.

Автори [64] провели експериментальне дослідження залізобетонних балок, підсилених приклеєними металевими сітками, які мали різну інтенсивність армування. Це дало змогу підвищити несучу здатність підсилених балок від 27% при малоінтенсивному армуванні сітки до 106% – при високоінтенсивному армуванні сітки.

Відомі ще різні комбінації систем металевого підсилення, котрі досить ефективно працюють разом з підсилюваною конструкцією. Розглянемо частину

способів підсилення, а також проведені експериментальні дослідження пристроїв підсилення, виконаних із сталених прокатних профілів.

Відомий спосіб підсилення ЗБК прикріпленням додаткової арматури до оголеної робочої арматури розтягнутої зони з попереднім її натягом «на бетон» і наступним обетонуванням [65]. На балці, яку потрібно підсилити, закріплюють анкерні пристрої, після чого до неї підвішують стержень підсилення за допомогою тимчасових підвісок. Потім один кінець приварюють до анкерного пристрою і включають в електричну мережу для нагріву до розрахункової температури. Після нагріву другий вільний кінець стержня приварюють до іншого анкера.

Відомий спосіб зовнішнього армування балок шпренгельною затяжкою [66]. Для здійснення цього способу потрібно закріпити у верхній зоні, по кінцях посилюваного залізобетонного згинального елементу фрикційні з'єднувачі або опорні “сідла”. Після чого, на певній відстані від опор в нижній зоні розташовують аналогічні фрикційні з'єднувачі. Потім пропускають через фрикційні з'єднувачі натяжний елемент, який згодом попередньо напружують, підвищуючи при цьому несучу здатність посилюваної конструкції.

Ще один спосіб підсилення залізобетонних балок за допомогою металевих листів описаний в патенті [67]. Мембрану шириною, відповідною ширині балки закріплюють в розтягнутій зоні елементу на кінцях балки. Після монтажу бокових з'ємних щитів опалубки, порожнину між балкою та металевою мембраною заповнюють бетоном, що розширюється. Завдяки цьому металева мембрана отримує попереднє напруження та зі збільшенням поперечного перерізу бетону обтискування посилює залізобетонний елемент.

Спосіб підсилення залізобетонних балок за допомоги наклею на нижню грань металевих листів автори [68] рекомендують виконувати наступним чином. На сталевий лист наносять шар клею. Потім закріплюють тимчасовий упор з нормально розташованою гранню до затяжки. Стержні затяжки вільно пропускають через анкерний пристрій, а до їх кінців прикріплюють другий упор. Домкрат розташовують між упорами, котрі при розсовуванні упорів призводять до натягу всієї системи. Після цього стержні затяжки з обох сторін балки закріплюють

до анкерного пристрою, розташованого на металевому листі. Домкрат та тимчасові упори знімають, зайві кінці зтяжки обрізають.

Відомий спосіб підсилення конструкцій за допомогою кріплення до розтягнутої зони конструкції заздалегідь приготованого елемента підсилення. Винахідники [69] запропонували таку послідовність виконання операцій. До розтягнутої зони підсилюваної конструкції прикріплюється заздалегідь приготований елемент підсилення, наприклад, залізобетонний. Арматура елемента підсилення при його виготовленні заздалегідь обмазується клеєм гарячого твердіння. Потім через кінці арматури елемента підсилення пропускається електричний струм, в результаті чого обмазка плавиться. При досягненні температури 300°C обмазка полімеризується. Напружений таким чином елемент підсилення одночасно включається в роботу з конструкцією, що підсилюється.

Відомі способи підсилення конструкцій, за нормальними перерізами [70 - 77 та інш.]. Проте, при всіх наведених вище способах попередньо стискається розтягнута зона, а тому збільшується опірність тільки розтягнутої зони згинаного елемента. Тобто має місце неповне підсилення, яке призводить до часткового та не завжди прийняттого (при підвищених статичних, пульсуючих або сейсмічних впливах) збільшення несучої здатності конструкції, яка підсилюється. Це може призвести до пошкоджень або й до передчасного руйнування підсилених таким чином ЗБК, чого не можна сказати про способи підсилення похилих перерізів конструкцій [78 - 80 та ін.], які завдяки своєму конструктивному виконанню однаково працюють як при знакозмінних, так і при знакопостійних навантаженнях за умови симетричного виконання.

Розглядаючи способи підсилення згинальних елементів важливо не тільки фіксувати увагу на операціях, послідовності їх виконання та умовах проведення, але й не забувати про застосування тих чи інших пристроїв, котрі застосовуються задля досягнення поставленої мети. Адже завдяки саме пристроям можливе різноманітне використання способів підсилення, які обмежуються тільки технологічними та економічними чинниками. За цим напрямком проведено багато теоретичних досліджень та накопичений чималий досвід влаштування різних

підсилювальних пристроїв, виготовлених за допомогою металевих елементів. Проте недостатнє розуміння роботи та невизначеність границь використання систем підсилення може призвести до небажаних наслідків.

У будівельній практиці існує багато пристроїв підсилення. Проте не всі вони пройшли через експериментальну апробацію з вивченням НДС підсиленої конструкції при різних впливах навантажень. Відомо, що теоретичні викладки не завжди збігаються з фактичною дійсністю. Тому для нас є більш цінними дані, котрі отримані в результаті експериментальних досліджень, оскільки вони відображають фізичну складову роботи підсиленої конструкції. Тому розглянемо пристрої підсилення через призму експериментальних досліджень.

Широке застосування підсилення ЗБК за допомогою заздалегідь напружених елементів обумовлене відносною простотою його виконання та надійністю. Це підтверджується частотою їх практичного використання [81]. Так, при відновленні безбалочного перекриття логістичного центру в м. Мінську [82] розморожена ділянка була підсилена за допомогою попередньо напруженої стержневої системи.

В роботі [37] автор відзначає вплив закріплення кінців арматури, на несучу здатність підсиленого елемента. Так, при застосуванні пристрою підсилення (Пристрій, табл.1.1, С- [37] -1), в результаті якого підвищилася площа поперечного перерізу поздовжньої арматури на 56%, а несуча здатність підвищилася лише на 16%. Пристрій підсилення приопорних ділянок, без поздовжнього їх підсилення, попередньо напружених U-образними хомутами (Пристрій, табл.1.1, С- [37] -2) підвищило несучу здатність лише на 10%. Підсилення розтягнутої зони конструкції попередньо-напруженою поздовжньою, наприклад, шпренгельною арматурою (Пристрій, табл.1.1, С- [37] -3), дослідник називає одним з найбільш ефективних механізмів підсилення. Це підтверджується випробовуваннями залізобетонних балок, підсиленних попередньо напруженими затяжками (Пристрій, табл.1.1, С- [81] -1 (2)), в якому автор [81] зазначає зростання не тільки несучої здатності пропорційно перетину тяжів затяжок, а й підвищення жорсткості підсиленого елемента. Випробування підсилених двопролітних балок (Пристрій табл.1.1, С- [81] -2), показали, що наявність затяжок перетворювало балки у позацентрово

стиснуті елементи, а також те, що розмір стискаючих внутрішніх зусиль впливає на здатність перерозподілу зусиль в балці. Автори [65] використали такий же пристрій підсилення і відзначили зменшення прогинів в 5,6 раз. Підсилення приопорних ділянок за допомогою попередньо напружених поперечних стержнів (Пристрій, табл.1.1, С-[81]-3 (4)) дало поняття того, що при збільшенні попереднього напруження в поперечних стержнях позитивно впливає тільки на тріщиностійкість балок, не надаючи помітного впливу на опір поперечним силам.

В результаті експериментального дослідження нового пристрою підсилення залізобетонних балок зовнішньою "стержнево-котковою" системою [83] авторами було отримано збільшення несучої здатності в 4,42 рази, а показники деформативності зменшилися від 15 до 23 разів [84].

Пристрій на підставі патенту №87047 України [85] показав не такий значний приріст несучої здатності, як в попередньому варіанті, проте був більшим в 1,6 разів порівняно з контрольною серією балок [86].

При підсиленні залізобетонних балок, підсилених за допомогою "важільно - стержневої системи" за патентом UA109762 C2 [87], був отриманий приріст їхньої несучої здатності близько 50% зі зниженням прогинів до 60% [86].

Підсилення односторонніми попередньо напруженими зтяжками перетворює згинальний елемент в позацентрово-стиснену комбіновану систему, в якій напружений стан є функцією декількох параметрів, одним з яких і є зусилля попереднього обтиску зтяжкою, котре впливає на деформаційні характеристики посилюваного елемента.

Цікавим є наступний експериментальний дослід. Автори [88] випробували три різних підтипи підсилення залізобетонних таврових балок: горизонтальними зтяжками, шпренгельними V-подібними та шпренгельними U-подібними зтяжками. Дослідники [88] дійшли висновку про те, що гранична несуча здатність підсиленої балки U-подібними зтяжками є на 10,3% вищою порівняно з підсиленням V-подібними зтяжками. Деформативність підсилених елементів за допомогою горизонтальних зтяжок виявилася на 47,4% вищою порівняно з деформативністю підсилених U-подібними та V-подібними зтяжками. В цьому

експериментальному дослідженні горизонтальна затяжка була виконана в двох варіантах: без прогінних опор в прольотах, та з двома прогінними опорами. Несуча здатність елементів з двома опорами виявилася більшою на 8,1% порівняно з несучою здатністю балки без прогінних опор. Виходячи з цих даних, можна зробити висновок стосовно кількості точок закріплення підсилюваного згинального елемента та пристрою підсилення: чим більша кількість точок дотику посилюваного елемента з пристроєм підсилення, тим вища несуча здатність підсиленої конструкції. Адже чим точніше пристрій підсилення буде повторювати деформації підсилюваної конструкції, тим більше він включається в роботу. Тому доцільно розглянути підсилення в вигляді металевих елементів, котрі при навантаженні максимально точно повторюють геометрію підсилюваної конструкції.

Не дивлячись на вже наявні технічні рішення підсилення ЗБК за допомогою наклейки сталевих елементів підсилення [89], продовжується активна робота по удосконаленню цього методу. Так, в результаті експериментального і чисельного дослідження НДС підсилених залізобетонних стиснутих елементів, що зазнають згину, за допомогою сталевих листів, прикріплених болтовим з'єднанням на боках балок при дії знакозмінного навантаження було відмічено підвищення їх несучої здатності та зменшення деформативності. Також був виявлений взаємозв'язок між проковзуванням болтового з'єднання на несучу здатність пошкодженої залізобетонної балки [90], яка на думку дослідників має бути вивчена детальніше. У зв'язку з тим, що навантаження на конструкції у більшості випадків має циклічний характер, де немаловажною характеристикою роботи цього пристрою підсилення являється пластичне руйнування підсиленого елемента [91, 92]. Так, при зменшенні товщини пластини, а також при застосуванні перфорованої сталеві пластини підсилення, пластичність балки збільшується [93].

Проведені експериментальні дослідження [55] підсилених шляхом наклейки сталеві смуги та сталевих кутиків на неушкоджену залізобетонну балку показали приріст несучої здатності, відповідно, в 294,8 %, 343,9% відповідно. Проте, значне напруження, яке виникає на кінцях приклеєних сталевих пластин підсилення,

призводить до їх відшарування їх від балки і крихкого руйнування. Результатом цього являється зниження несучої здатності та збільшення деформативності конструкції, яке призводить до неповного використання несучої здатності сталевих листів. У зв'язку з цим здійснюється активна дослідницька робота по вивченню впливу різних способів кріплення сталевих пластин підсилення. Так кріплення кінців приклеєної пластини до залізобетонних балок у вигляді U - подібних і L -подібних металевих листів підвищує їх несучу здатність, відповідно, на 29,4%, 55,1% та 53,7% у порівнянні з несучою здатністю балки без підсилення. При цьому, тріщиностійкість зразків підвищується на 150%, 164% і 150%, відповідно, [94].

Авторами [95] було випробувано 4 балки: без підсилення, з підсиленням в розтягнутій зоні шляхом приклеювання сталевих смуг, з підсиленням в розтягнутій і стислій зоні перерізу без приклеювання смуг, з підсиленням в розтягнутій і стислій зоні поперечного перерізу балки шляхом приклеювання сталевих смуг за допомогою епоксидного клею. Усі підсилені балки мали однакове анкерне кріплення у вигляді бічних сталевих пластин, закріплених за допомогою болтів, які утримують поздовжній сталевий лист шляхом приварювання. Внаслідок цього було відмічено підвищення несучої здатності дослідних елементів на 130-160%, зменшення їх деформативності (балка на епоксидному клею), та супроводжувалося пластичним характером руйнування. Деформування ж балки без кріплення смужчастих елементів підсилення за допомогою епоксидного клею відбувалася як у балці з затяжкою зі збільшенням її прогинів.

Отримані в ході дослідження [96] експериментальні дані, несучої здатності залізобетонних балок, підсилені сталевими листами, розташованими у розтягнутій зоні перерізу та закріплених за допомогою конічних анкерів та епоксидного клею показали її підвищення на 45,3% - 47,5%. У роботі [97] подібний пристрій підсилення (відмінність лише в конструкції анкера) дав збільшення несучої здатності лише на 10% в порівнянні з балкою без анкерного кріплення. В роботі надані результати [98], короточасного навантаження до рівня $\eta = 0,85$, залізобетонних балок, підсилені сталевими листовими смугами шляхом їх

Таблиця 1.1

Найбільш розповсюдженні пристрої підсилення балкових ЗБК

№ інф. дже-рела	№ з/п	Вид елементів та вузлів	Розташування по відношенню до елемента, що підсилюється	Взаємозв'язок між		Форма виконання	Матеріал	Стан елемента, що підсилюється	Кількість балок
				елементам и пристрою	пристроєм та елементом, що підсилюється				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Бетонні та розчинні сорочки									
[36]	1	Поздовжній (прогінний)	Знизу	-	Зчеплення	Прямокутні	Сталь, бетон	Пошкоджений	5
	2	Поздовжній (прогінний)	Зверху	-	Зчеплення	Прямокутні	Бетон	Пошкоджений	5
[37]	1	Поздовжній (прогінний) Прогінне (поперечне)	U-подібне	-	Приклеювання	U-подібне	Сталь, розчин	Пошкоджений	2
	2	Поздовжній (прогінно-поперечний)	З боків	-	Приклеювання	Прямокутні	Сталь, розчин	Без пошкоджень	1
[38]'		Поздовжній (прогінно-поперечний)	З боків	-	Зчеплення	Прямокутні	Сталь, бетон	Без пошкоджень	
Композитні матеріали									
[54]	1	Поздовжній (прогінний)	Знизу, з боків	-	Приклеювання	Полотно	Вугле-волокно	Пошкоджений	3
	2	Поздовжній (прогінний) Приопорні (поперечні)	Знизу, з боків U-подібне	Приклеювання	Приклеювання	Полотно	Вугле-волокно	Пошкоджений	2
	3	Поздовжнє (прогінний) Приопорні (поперечні)	Знизу, з боків U-подібне	Приклеювання	Приклеювання	Полотно	Скло-волокно	Пошкоджений	1
	4	Поздовжнє (прогінний)	Знизу, з боків	Приклеювання	Приклеювання	Полотно	Скло-	Пошкоджений	1

Продовження табл. 1.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		Прогінне (поперечний)	U-подібне	ювання			волокно		
	5	Поздовжнє (поперечний)	U-подібне, під кутом 45°	Приклеювання	Приклеювання	Полотно	Скло-волокно	Пошкоджений	5
	6	Поздовжній (прогінний)	Знизу	-	Приклеювання	Полотно	Вугле-волокно	Пошкоджений	1
[55]	1	Поздовжній (прогінний)	Знизу, з боків	-	Приклеювання	Нитки	Скло-волокно	Без пошкоджень	1
	2	Поздовжній (прогінний) Приопорні (поперечні)	Знизу U-подібне	Приклеювання	Приклеювання	Полотно	Вугле-волокно	Без пошкоджень	1
Металеві елементи									
[36]	1	Поздовжній (прогінний)	Знизу	-	Приклеювання	Пластина	Сталь	Без пошкоджень	
[36] [62] [63]	2	Поздовжній (прогінний)	Знизу	-	За допомогою анкерів	Полоса	Сплав Fe-SMA	Без пошкоджень	10
[37]	1	Поздовжній (прогінний)	Знизу	-	За допомогою анкерів	Стержні	Сталь	Пошкоджений	2
	2	Приопорні (поперечні)	U-подібне	-	Анкерний болт	Стержні	Сталь	Без пошкоджень	1
	3	Поздовжній (прогінний) Приопорний (шпренгельний)	Знизу, збоків	-	Анкерні (болт, кутик)	Стержні	Сталь	Пошкоджений	1
[55]	1	Поздовжній (прогінний) Приопорні (поздовжні)	Знизу, збоків (зверху)	-	Приклеювання	Кутики Пластини	Сталь	Без пошкоджень	1
	2	Поздовжній (прогінний) Приопорні (поздовжні)	Знизу, збоків (зверху)	-	Приклеювання	Пластина Пластини	Сталь	Без пошкоджень	1
[64]		Поздовжній (прогінний)	Знизу	-	Приклеювання	Сітка	Сталь	Без пошкоджень	9

Продовження табл. 1.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
[65]		Поздовжній (прогінний) Приопорний (шпренгельний)	Знизу, збоків	-	Анкерні (болт, кутик)	Стержні	Сталь	Без пошкоджень	6
[81] [84]	1	Поздовжній (прогінний)	Знизу	-	За допомогою анкерів	Стержні	Сталь	Без пошкоджень	-
	2	Поздовжній (прогінний)	Знизу	-	За допомогою анкерів	Стержні	Сталь	Без пошкоджень	4
	3	Приопорні (поперечні)	Збоків	-	За допомогою анкерів	Стержні	Сталь	Без пошкоджень	4
	4	Приопорні (поперечні)	Збоків	-	За допомогою анкерів	Стержні	Сталь	Пошкоджений	2
[85]		Поздовжній (прогінний) Приопорні (поперечні)	Знизу, збоків	Анкер	-	Стержні Стержні	Сталь	Без пошкоджень	-
[86]		Поздовжній (прогінний) Приопорні (поперечні) –	Знизу, збоків	Анкер	Натяжний елемент	Стержні Стержні	Сталь	Без пошкоджень	-
[90]		Поздовжній (прогінно- поперечний)	Збоків	-	Анкерний болт	Пластини	Сталь	Без пошкоджень	2
[91]		Поздовжній (прогінно- поперечний)	Збоків	-	Анкерний болт	Пластини	Сталь	Без пошкоджень	4
[94]		Поздовжній (прогінний) Приопорні (поперечні)	Знизу, збоків	Прикле- ювання	Приклеювання	Пластини Пластини	Сталь	Без пошкоджень	3
[95]	1	Поздовжній (прогінний) Приопорні (поперечні)	Знизу, збоків	-	Приклеювання, за допомогою анкерів	Пластина	Сталь	Без пошкоджень	1
	2	Поздовжній (прогінний) Приопорні (поперечні)	Знизу, зверху збоків	-	За допомогою анкерів	Пластина	Сталь	Без пошкоджень	1
	3	Поздовжній (прогінний) Приопорні (поперечні)	Знизу, зверху збоків	-	Приклеювання, за допомогою анкерів	Пластина	Сталь	Без пошкоджень	1

приклеювання у розтягнутій зоні перерізу, з опорними анкерними кріпленнями або без них. Змінним параметром була товщина сталевих листів. На зміну режиму руйнування в залежності від площі поперечного перерізу елемента підсилення також вказують автори роботи [99].

Будівельні конструкції в момент підсилення, в основному, знаходяться під навантаженням, від величини якого залежить надійність підсиленого залізобетонного елемента [100, 101], яка теж не лишається без уваги дослідників. Так, в результаті дослідження напруженого стану прямокутних залізобетонних балок, підсилених нарощуванням розтягнутої стержневої арматури під навантаженням авторами [102] було запропоновано методику оцінки надійності підсилених балок, в результаті чого з'являється можливість проектувати конструкції, підсилені додатковою арматурою, з більш високою надійністю.

Стосовно матеріалу підсилення. На даний момент одним з найбільш вивчених матеріалів залишається сталь зі стабільними та контрольованими характеристиками міцності, фізико-хімічними показниками. Це істотно впливає на рішення при виборі матеріалу підсилення. Високий ступінь збірності дозволяє, попередньо напружені горизонтальні зтяжки застосовувати в умовах чинного виробництва без його зупинки. Контрольованість як в процесі влаштування, так і під час експлуатації роблять їх досить привабливим видом підсилення. Як вже зазначалося, потрібен пристрій, котрий дозволить максимально включити всі елементи підсилення в роботу та який дозволить використати всі міцнісні та деформативні характеристики матеріалів посилюваної конструкції та елементів підсилення.

Отже підсилення за допомогою бетонних та розчинних сорочок нарощувань має такі, суттєві недоліки як: збільшення ваги підсилених конструкцій, включення системи підсилення в сумісну роботу з пошкодженим елементом можливе тільки після набору міцності матеріалами нарощування перерізів, відсутність повного контролю за сумісною роботою пошкодженої конструкції та системи підсилення. В результаті зменшується область застосування такого виду підсилення.

Система підсилення за допомогою композитних матеріалів є досить привабливою на даний час. проте, висока вартість цих матеріалів, відсутність прямого контролю за якістю підсилення, чутливість до температурних впливів, можливість крихкого руйнування приопорних ділянок, невизначеність впливу тривалого тимчасового інтервалу на деформаційно-міцнісні характеристики підсиленої конструкції, та недосконалість існуючих методів їх розрахунку не дає змогу в повній мірі, і з високою надійністю застосовувати цю систему підсилення пошкоджених конструкцій.

Тому є очевидним, що для підсилення ЗБК, доведених до граничного або аварійного стану, слід використовувати метал як один із найбільш вивчених матеріалів зі стабільними і контрольованими міцнісними та фізико - хімічними показниками. При цьому, наявність пластичних властивостей у сталі сприяє перерозподілу внутрішніх зусиль між елементами підсилення та пошкодженою конструкцією.

Як бачимо, всі пристрої підсилення дають підвищення несучої здатності та зменшують деформативні характеристики частково пошкоджених посилюваних конструкцій. Але жоден з перерахованих вище пристроїв не дає можливості посилити або відновити пошкоджений наскрізними нормальними і перехресними тріщинами, залізобетонний згинальний елемент для сприйняття ним циклічного знакозмінного навантаження таких же рівнів, не кажучи вже й про вищі. У зв'язку з цим виникла потреба розробити оригінальний спосіб відновлення і підсилення вказаних конструкцій та пристрій для його здійснення, а також дослідити сумісну роботу системи “пошкоджена і доведена наскрізними силовими тріщинами до граничного стану залізобетонна балка – попередньо напружена металева обойма її підсилення”.

1.3 Аналіз розрахункових моделей пошкоджених залізобетонних конструкцій, посиленних металевими елементами.

Будь-яке явище, що відбувається з людиною, здавна піддавалося аналізу і опису з метою з'ясування причинно-наслідкових зв'язків та наступними спробами

прогнозування цього явища. З ростом розуміння довкілля та виникненням окремих описів чинників явищ з'явився розподіл загального на часткове. Залежно від точності та призначення ті або інші окремі складові почали застосовуватися на практиці. Не став виключенням розвиток аналітичного розуміння роботи залізобетону. Адже накопичення експериментального досвіду з удосконаленням розрахункового апарату спонукає до підйому й розвитку ЗБК на більш високому рівні. У роботі [103] Бондаренко В. М., Колчунов В. І. запропонували таку методичну вертикаль досліджень : першочергово - фізична модель; друга за значимістю розрахункова модель; і найвищий ступінь цього ланцюжка – математична модель.

Фізична модель має повний опис явища за допомогою чіткої у фізичному розумінні термінології, і базується на підставі інтуїтивного та аналітичного досвіду. Набір окремих функцій опису процесів часто носить несумісно-протилежний характер взаємодії, що іноді йде в розріз із загальноприйнятим розумінням явища. Проте, саме повний опис явища дозволяє з достатньою точністю врахувати усі чинники.

Але багатофакторність навіть простого явища породжує складну фізичну модель, інколи малопридатну для практичного використання в повсякденній роботі. У зв'язку з чим доводиться нехтувати малозначимими чинниками, чинники ж "середньої значущості" об'єднувати в коефіцієнти робіт, а основні залежності описувати зручними для практичного застосування виразами. В процесі трансформації однієї моделі в іншу головне не втратити взаємозв'язок між процесами, зберігши якісну складову цих зв'язків. Але і будь-яка розрахункова модель має свої межі, залежні у свою чергу від вживаного математичного апарату.

Математична модель містить у своєму розпорядженні набори формул та їх співвідношень, алгоритмів, що дозволяє в максимально повному та точному вираженні математично відтворити явища і процеси. Розвиток комп'ютерних технологій дає можливість застосування математичних моделей в якості розрахункових, зберігаючи деталізоване фізичне розуміння з математичною точністю.

Усі види моделей, поведінка конструкції при дії зовнішніх чинників розвиваються з моменту появи залізобетону, з кожним досвідом і аналітичним аналізом, трансформуючись та "обростаючи" усе більш точними залежностями. Кількість робіт, що проводяться, в області "опису" поведінки залізобетонних елементів наштовхує на висновок про не досконалість розрахункової моделі.

Розглянемо ж зародження та еволюційну трансформацію математичної поведінки підсиленої горизонтальними попередньо напруженими зтяжками, залізобетонної балки.

Початковим етапом приведення до чисельного вираження є розрахункові передумови. Так, при описі роботи підсиленої конструкції автор [37] виклав методику розрахунку підсиленого згинального залізобетонного елементу з горизонтальною попередньо напруженою зтяжкою, задавшись такими розрахунковими передумовами:

1. У підсиленій конструкції забезпечено надійне закріплення кінців арматури та забезпечений надійний зв'язок нової конструкції із старою.

2. У стадії руйнування підсиленої конструкції напруження в розтягнутій арматурі досягають границі текучості. Одночасно стискаюче напруження у бетоні досягає тимчасового опору стиску при згині. Бетон не бере участь в передачі розтягуючих зусиль. Епюра нормального напруження бетону в стислій зоні є прямокутною.

3. Розтягнута арматура основної конструкції та арматура підсилення мають однакову границю текучості.

Автори [104] в результаті аналітичного дослідження для визначення граничного напруження в попередньо напруженій зтяжці виходили з того що напруження в попередньо напруженій зтяжці є лінійно-пружним. А розрахункові моделі [65, 105- 109] будувалися з умови того, що попереднє натягнення стержнів підсилення буде таким, що напруження в арматурі балки та стержнях одночасно досягне розрахункових опорів.

Підсилення здійснюється, в основному, пошкоджених конструкцій. Пропонуючи розрахункові методики дослідники по-різному враховують

пошкодженість конструкцій: хто шляхом визначення залишкової несучої здатності, інші – коефіцієнтами, а хто взагалі її не ураховує. Так автор [37] вплив рівня пошкодженості конструкції при виведенні розрахункових формул не враховував. При цьому, збіжність експериментальних з розрахунковими даними склала від - 6,9% до 17,4%. За даними авторів [105] розрахунок залишкової несучої здатності посилюваної конструкції слід робити на підставі отриманих при обстеженні даних за фактичними значеннями міцності бетону та границі текучості арматури. Відсутність аварійності конструкції підтверджується, якщо несуча здатність несучих елементів, перевищує не менше, ніж в 1,5 рази відповідне зусилля від зовнішнього навантаження.

Переходячи до безпосередніх розрахункових методів підсилення попередньо напруженими затяжками згинальних залізобетонних елементів, дослідники застосовують теж різний підхід. Детально методику розрахунку підсиленого елемента виклав автор [81], в якій проектування підсилення ЗБК рекомендує виконувати в такій послідовності:

- 1) Розраховуються і будуються первинні епюри згинаючих моментів, та поперечних сил в конструкції, яка підлягає підсиленню.

- 2) Будуються епюри згинальних моментів, та поперечних сил від завантаження елемента тільки додатковим розрахунковим навантаженням, прикладеним після реконструкції елемента шляхом його підсилення затяжкою.

- 3) Орієнтовно визначається необхідна площа поперечного перерізу затяжки підсилення.

- 4) Визначається жорсткість підсилюваного елемента при дії повного розрахункового навантаження та зусиль в тяжах затяжки, напружених до граничного стану.

- 5) Визначаються розрахункові зусилля в затяжці від дії повного розрахункового навантаження.

- 6) Визначається величина потрібного попереднього напруження в тяжах затяжки.

7) Перевіряється підсилений елемент на сприйняття ним збільшених навантажень та зусиль після реконструкції.

Згодом цієї ж методики розрахунку притримувались при укладанні посібника автори [110]. Розрахунок підсилюваної конструкції та елементів підсилення вони рекомендують виконувати за відповідними СНиП. Визначення жорсткості балок підсилених попередньо напруженими зтяжками, виконується за формулою, отриманою шляхом перетворення формули СНиП II-B.1-62 для знаходження кривизни позacentрово-стиснутого елемента. Розбіжність напружень в горизонтальних тяжах, отриманих в результаті проведених дослідів та теоретичних обчислень склали 4,6% [81], що говорить про достатню високу точність запропонованого обчислювального апарату у рамках цього експериментального дослідження.

Методика розрахунку, представлена авторами [35], пропонує розрахунок по нормальних перерізах вести, виходячи з рівнянь рівноваги. А розрахунок по похилих перерізах дослідники пропонують виконувати за допомогою нормативної методики, додаючи до несучої здатності, похилого перерізу залізобетонного посилюваного елемента несучу здатність хомутів підсилення з пониженим розрахунковим опором арматури.

У роботах [65, 105, 106, 108] розрахунок за нормальними перерізами автора пропонують виконувати як для звичайної залізобетонної балки з приведеною площею перерізу робочої арматури і приведеною робочою висотою за умови, що попереднє натягнення стержнів підсилення буде таким, що напруження в арматурі балки та стержнях одночасно досягне розрахункових опорів.

В ході експериментального дослідження авторами [107] була виявлена умовність визначення жорсткості, виведеної з формули кривизни позacentрово-стиснутого елемента [81]. Відмінність в 45% експериментальних прогинів від теоретично вичислених по вище вказаній жорсткості. У зв'язку з цим автори висунули припущення, що для визначення жорсткості підсилених балок: а) жорсткість підсиленої балки потрібна, зазвичай, для визначення її деформацій, відлічуваних від положення, зайнятого балкою після натягнення стержнів

підсилення; б) попереднє напруження балки порівняно невелике та переріз напружених стержнів складає тільки частину загальної площі арматури балки; в) величина початкового напруження від заздалегідь натягнених стержнів підсилення не має впливу на величину деформацій балки від навантаження, яке прикладається до неї вже після підсилення. Внаслідок цього запропоновано підсилену балку розглядати як єдиний згинальний елемент з приведеними площею арматури F_n та робочої висоти h_{0n} . Визначення прогину виконується як для згинального елемента, без попереднього напруження. Життєздатність цього підходу була підтверджена експериментальними результатами, проведеними Е.Р. Хило, та в результаті обробки даних [81] авторами [107]. Розрахунок же за похилими перерізами автори пропонують вести виходячи з припущення що руйнування залізобетонної балки по косому перерізу відбувається внаслідок руйнування стислої зони бетону над косою тріщиною.

При розрахунку напруження в попередньо напруженій затяжці автори [111] пропонують застосувати уточнений ними коефіцієнт урахування стержнів посилюваного елемента та стержнів підсилення, що надалі дозволяє виконувати розрахунок за стандартною методикою, з використанням формул:

- при одноточковому навантаженні:

$$\Omega_u = \frac{1.5}{\left(\frac{L}{d_{ps}}\right)} \quad (1.2)$$

- при три точковому і розподіленому навантаженнях:

$$\Omega_u = \frac{3.0}{\left(\frac{L}{d_{ps}}\right)}, \quad (1.3)$$

де L – довжина прольоту;

d_{ps} – відстань від крайнього стиснутого волокна балки до центру попередньо напруженого елемента підсилення.

Автори [112] цей коефіцієнт рекомендують визначати за формулою:

$$\tilde{\omega} = \frac{A_{ps} f_{pe} + A_s f_y - A'_s f'_s - 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 \beta_1 f'_c b_w d_{ps}} \quad (1.4)$$

де A_{ps} , A_s , A_s' - площа поперечного перетину стержнів підсилення, нижніх та верхніх стержнів балки;

f_{pe} , f_s , f_s' - значення міцності стержнів підсилення, нижньої та верхньої арматури балки на розтяг;

β_1 – коефіцієнт глибини стискаючих напружень;

b – ширина поперечного перерізу балки;

h_f – висота поперечного перерізу балки;

d_{ps} – робоча висота поперечного перерізу.

Однією з особливостей цього виду підсилення є пристрій попереднього напруження в елементах підсилення, який дослідники описують по-різному. В результаті експериментального дослідження [81] було виявлено падіння напруження в затяжках внаслідок обминання бетону під анкерами та випрямлення тяжів під натягненням в межах 5 - 19% для горизонтальних і шпренгельних затягувань, та 3 - 20% для двопролітних балок. У зв'язку з цим автори [81] пропонують ураховувати втрати попереднього напруження шляхом введення експериментально встановленого коефіцієнта умов роботи m_0 :

1) Для горизонтальних попередньо напружених затяжок $m_0=0,85$ ($m_0=0,80$ [113, 114, 115]).

2) Для попередньо напружених шпренгельних та комбінованих затяжок $m_0=0,80$.

3) Для попередньо напружених поперечних стержнів підсилення $m_0=0,90$ ($m_0=0,75$ [113, 114]).

Автори [105, 116] обмежили вище наведені коефіцієнти умов роботи нижньою межею в балках $l=6$ м, не дивлячись на те, що автор [81] отримав ці значення в результаті аналізу проведених експериментальних досліджень на балках з прольотом $l=3,2$ м (однопролітні), та $l=2,0$ м (двопролітні). В процесі вивчення питання втрат попереднього напруження коефіцієнт m_0 , запропонований автором [81], зазнавав зміни в кількісному вираженні. Надалі в роботі [117] цей коефіцієнт був названий коефіцієнтом умови роботи затягування " m ", та, на додаток, рекомендовано ураховувати міру податливості вузлів сполучення конструкцій

підсилення з елементами ЗБК, які підсилюються у залежності від їх конструктивного рішення: металевий упор на бетон без розчину - 2-5 мм/вузол (4-5 мм/вузол [113, 114, 115]); з розчином - 2-4 мм/вузол (3-4 мм/вузол [113, 114, 115, 118]); з'єднання металевих елементів болтами - 1 мм/вузол. У свою чергу, автори [117] пропонують при розрахунку підсилення ненапружених елементів коефіцієнт "m" приймати залежно від міри розвантаження посилюваного елементу. Так, при повному розвантаженні $m=0,95$; при розвантаженні на рівні 75% - 0,9; 50% - 0,8; 25% - 0,7. Є ще одна точка зору - втрати попереднього напруження від релаксації для сталей А-I, А - II, А - III, А - IIв, А-IIIв, а також від повзучості та усадки бетону внаслідок їх згасання в посилюваних конструкціях автора [65] пропонують не враховувати. При цьому, пропонується врахувати втрати від обтискання та деформації анкерів, а також від можливого випрямлення стержнів підсилення, прийнявши згідно [81], величину цих втрат, рівню 20%. При визначенні площі перерізу додаткової попередньо напруженої арматури автор [113] пропонує розрахунковий опір додаткової попередньо напруженої арматури прийняти з коефіцієнтом $0,75\gamma_b$. Автори ж [114] величину напруження в арматурі підсилення обчислюють за формулою:

$$\sigma_{\text{lim},ad} = \frac{\left[\sigma_{sp,ad} + 2\alpha R_{bt,ser} + \left(\delta_b - \frac{\sigma_{sp,ad}}{R_{s,ser,ad}} \right) \frac{R_{b,ser} h_{0,red}}{\mu l} \right]}{\gamma_s}, \quad (1.5)$$

де $\sigma_{sp,ad}$ – величина попереднього напруження в додатковій арматурі підсилення (з врахуванням втрат);

$R_{s,ser,ad}$ – розрахунковий опір додаткової арматури підсилення для граничних станів другої групи;

γ_s – коефіцієнт надійності по арматурі;

μ – коефіцієнт армування;

l – відстань між внутрішніми торцями анкерів арматури підсилення;

δ_b – основний безрозмірний коефіцієнт.

яка надалі застосовується, замість розрахункового опору, для визначення кількості додаткової розтягнутої арматури.

Наявність точок перегину збільшує величину втрати попереднього напруження зтяжок. В результаті експериментального дослідження в шпренгельних зтяжках відзначалося тертя в місцях їх перегину, яке автор [81] запропонував врахувати середнім коефіцієнтом тертя $f_0=0,45$. Як бачимо, у втратах попереднього напруження, та у величині податливості немає загального рішення з причини багатофакторності умов застосування. Але факт значущості цього параметра є незаперечним.

Ще один значущий чинник впливає на напружено-деформований стан підсиленої конструкції - рівень попереднього напруження елементів підсилення. Так, величину попереднього напруження горизонтальних стержнів підсилення дослідники [65] пропонують прийняти від $0,4R_a''$ до $1,0R_a''$, а автори [107] пропонують задавати рівень попереднього напруження у залежності від рівня навантаження балки у момент підсилення, тобто від $0,3R_d^H$ до $1,0R_d^H$. При призначенні рівня попереднього напруження (для стержнів із сталей класів А - І, А - ІІ, А - ІІІ) автор [113] запропонував враховувати рівень навантаження конструкції, у певній залежності:

p_p / p_y	σ_{sp} / R_{sd}
1 ... 1,25	0,9
1,25 ... 1,7	0,7 ... 0,9
1,7 ... 2,5	0,55 ... 0,7
2,5	0,4 ... 0,55
, де p_p - навантаження котре сприймає підсилений елемент; p_y - навантаження, прикладене у балці при її підсиленні; σ_{sp} - попереднє напруження в зтяжці; R_{sd} - розрахунковий опір розтягуванню арматури підсилення;	

У роботах [114, 115, 118] автори обмежують максимальну величину попереднього напруження для стержнів з м'яких сталей - $0,9R_{s,ser}$ ($R_{sn,ad}$) та для стержнів з високоміцних сталей - $0,7R_{s,ser}$ ($R_{sn,ad}$). Мінімальна ж величина попереднього напруження стержнів у будь-кому випадку обмежена - $0,4R_{s,ser}$ ($R_{sn,ad}$). А автори [115] допускають обмеження максимальної величини попереднього напруження $0,94f_{py}$.

У більшості робіт розрахунок поперечних попередньо напружених елементів підсилення пропонується виконувати як і для поперечних стержнів посилюваної конструкції за умови відсутності похилих тріщин. Але деякі дослідники [81, 116] при пошкоджених похилих перерізах розрахунковий опір поперечних попередньо напружених елементів підсилення рекомендують понизити на 25%.

А в роботі [35] пропонується коефіцієнт умови роботи хомутів підсилення приймати рівним $\gamma_{ss}=0,85$. У пізнішому джерелі інформації [115] при розрахунку підсилених конструкцій по похилому до подовжньої осі перерізу рекомендується до поперечної арматури підсилення, ввести коефіцієнт умови роботи: за відсутності похилих тріщин $\gamma_{sw,ad}=1,0$; за наявності похилих тріщин в зоні зрізу з попереднім напруженням поперечних стержнів підсилення $\gamma_{sw,ad}=0,9$; за наявності похилих тріщин в зоні зрізу, без попереднього напруження поперечних стержнів підсилення $\gamma_{sw,ad}=0,7$. У роботі [118] рекомендується, розрахунок несучої здатності залізобетонних елементів, підсилених поперечним армуванням з початковим попереднім напруженням, виконувати як при звичайному армуванні, без попереднього напруження.

Не маловажним чинником є напружений стан пошкодженої конструкції. Але, як відмічено було пізніше, під час підсилення фактичне розрахункове навантаження, на посилювану конструкцію не повинне перевищувати 65%. В протилежному випадку характеристики матеріалів підсилення зменшуються коефіцієнтом умови роботи $\gamma_c=0,8$ [119]. Автори ж [118, 120] рекомендують приймати цей коефіцієнт для бетону $\gamma_{br1}=0,9$, арматури $\gamma_{sr1}=0,9$. А в роботі [114] рекомендовано прийняти цей коефіцієнт $\gamma_{sr1}=0,8$ з обмеженням на застосування:

"поширюється на підсилення конструкцій залізобетонними обоймами, сорочками та нарощуванням" без вказівки застосування в горизонтальних затяжках.

У випадку необхідності зварювання з робочою арматурою посилюваної балки у роботах [111, 113, 114] пропонується врахувати це у вигляді зменшення перерізу існуючої (старої) арматури на 25%.

При розрахунках важко пошкоджені конструкції коли зруйновано 50% перерізу бетону або 50% площі робочої арматури, то несуча здатність підсилюваної конструкції не ураховується, а пристрій підсилення розраховується на повне навантаження [113, 114, 115, 118]. Пропонується також ураховувати додаткові зусилля, які виникають при зміні температурних умов. Величина цих зусиль визначається різницею температур у момент натягнення елементів підсилення та експлуатації (мінімальною або максимальною).

З вище сказаного можна побачити недосконалість розрахункової моделі підсилених, попередньо напруженими горизонтальними затяжками, згинальних залізобетонних елементів. Думки дослідників різняться, практично, по всіх параметрах. Втрати попереднього напруження, рівень попереднього напруження, урахування напруженого стану конструкції під час підсилення та ступеню пошкодженості посилюваної конструкції, вплив температурного чинника з всіх параметрах ще не однозначно ураховані у запропонованих методах, що свідчить про їх незавершеність.

1.4 Висновки за результатами аналізу літературних джерел

Дія циклічного навантаження на залізобетонні згинальні конструкції призводить до зниження несучої здатності, передчасного тріщиноутворення в результаті підвищення прогинів та руйнування. Утворення наскрізних перехресних похилих тріщин свідчить про настання граничного стану і можливість їх крихкого руйнування на приопорних ділянках. У зв'язку з цим виникла потреба в розробці способу та пристрою підсилення таких пошкоджених наскрізними силовими перехресними та нормальними тріщинами, прогінних ЗБК.

Підсилення за допомогою бетонних та розчинних сорочок нарощувань мають недоліки в вигляді: збільшення маси підсилюваної конструкції, недостатнього контролю зчеплення посилюваної конструкції та системи підсилення, включення в роботу системи підсилення відбувається тільки після набору підсилювальними матеріалами міцності. А висока вартість матеріалів, термочутливість, вологочутливість, недосконалість існуючих методів розрахунку, можливе крихке руйнування приопорних ділянок, невизначеність зміни деформаційно-міцнісних характеристик підсиленої конструкції в часі та неможливість проведення прямого контролю системи підсилення роблять вищезазначені методи підсилення малопридатними. Напроти, стабільні, контрольовані, добре вивчені фізико-хімічні показники, наявність пластичних властивостей, включення в роботу відразу ж після влаштування, можливість прямого контролю працездатності підсилюваної конструкції робить систему підсилення за допомогою металу досить привабливою. Проте, існуючі на даний момент часу способи та пристрої не дозволяють у повній мірі підсилити або повністю відновити несучу здатність залізобетонних згинальних конструкцій котрі зазнають малоциклового знакозмінного навантаження високих рівнів. Недостатня вивченість роботи системи підсилення за допомогою попередньо напружених металевих затяжок призводить до недосконалості розрахункових моделей, яке виражається в численних рекомендаціях прийняття того або іншого розрахункового коефіцієнту з різними його значеннями.

У зв'язку з цим у роботі поставлені наступні завдання:

- розробити оригінальний спосіб відновлення та підсилення пошкоджених наскрізними нормальними і перехресними похилими силовими тріщинами прогінних ЗБК, доведених до граничного стану, а також, і пристрій для його здійснення та отримати відповідний патент на винахід;
- експериментально вивчити напружено-деформований стан, несучу здатність, ширину розкриття наскрізних нормальних і перехресних похилих тріщин, прогини, характер деформування та руйнування звичайних і підсилених попередньо напруженими металевими обоймами залізобетонних балок, які отримали суттєві

пошкодження і були доведені майже до руйнування у попередніх дослідженнях за дії статичного і малоциклового знакозмінного навантаження високих рівнів з використанням теорії планування експерименту;

- дослідити вплив основних конструктивних чинників на несучу здатність приопорних ділянок дослідних звичайних та підсилених попередньо напружених металевими обоймами пошкоджених залізобетонних балок, їхню тріщиностійкість та деформативність за допомогою експериментально-статистичних залежностей, отриманих у процесі обробки дослідних даних;
- зробити порівняльний аналіз отриманих експериментальних даних підсилених дослідних зразків-балок з результатами розрахунків їх несучої здатності за наявними національними нормами проектування і найбільш розповсюдженими авторськими методиками з метою визначення напрямку можливого вдосконалення цих методів;

- виконати нелінійне комп'ютерне моделювання напружено-деформованого стану пошкоджених дослідних залізобетонних балок, підсилених попередньо напруженими металевими обоймами, з метою уточнення реальних механізмів їх деформування та руйнування, а також перевірки можливості чисельно відтворювати процеси, що в них відбуваються, і прогнозувати характер їх руйнування та несучу здатність;

- розробити фізичну і розрахункову моделі визначення несучої здатності пошкоджених силовими тріщинами залізобетонних балкових конструкцій, підсилених попередньо напруженими металевими обоймами.

РОЗДІЛ 2

МАТЕРІАЛИ, МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ОСНОВНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ДОСЛІДНИХ ЗРАЗКІВ

2.1 Спосіб відновлення та підсилення пошкоджених силовими тріщинами залізобетонних балок і пристрій для його здійснення

Винахід відноситься до будівництва, зокрема до способу відновлення та підсилення пошкоджених залізобетонних балок, а також до пристрою для відновлення і підсилення пошкоджених залізобетонних балок, доведених в процесі експлуатації до граничного або передаварійного стану, за дії зростаючого циклічного навантаження високих рівнів.

Більшість прогінних ЗБК під час експлуатації зазнає дії циклічних або малоциклових повторних та знакозмінних навантажень, які виникають у межах експлуатаційного рівня, а інколи й перевищують його. Такі явища виникають при вітрових, технологічних, сейсмічних, температурно-вологісних та інших впливах, а також під час реконструкції будівель та споруд з можливим збільшенням існуючого навантаження на них.

Зміна знаку навантаження, його рівня та невизначене повторення в процесі експлуатації часто призводить до наслідків, якісно відмінних від отриманих при розрахунку на стале навантаження одного знаку максимальної інтенсивності, на яке орієнтовні більшість діючих норм проектування.

Експериментально встановлено, що малоциклове знакозмінне та знакопостійне навантаження високих рівнів не тільки зменшує несучу здатність дослідних зразків до 20% та їхню тріщиностійкість, суттєво збільшує ширину розкриття нормальних і, особливо, похилих тріщин, величину прогинів до 35%, а також й змінює характер їх руйнування порівняно з одноразовим статичним пропорційно зростаючим навантаженням. При багатократному циклічному навантаженні за несприятливих умов абсолютна межа витривалості бетону і арматури зменшується до 50% від їх розрахункового опору, внаслідок чого ще

більше зменшується тріщиностійкість та несуча здатність балкових конструкцій, збільшується їхня деформативність та прискорюється процес руйнування.

Огляд літературних джерел та досвід експлуатації показують, що внаслідок високої деформативності використання композитних матеріалів для підсилення суттєво пошкоджених або доведених до передаварійного стану похилих і нормальних перерізів прогінних залізобетонних елементів за дії високих рівнів повторних навантажень, тим більше для підвищення їхньої несучої здатності або перерозподілу внутрішніх зусиль в них, є недоцільним і надто дорогим заходом.

Відомий спосіб підсилення конструкції прикріпленням додаткової арматури до оголеної робочої арматури розтягнутої зони, попереднім її натягом «на бетон» з наступним бетонуванням [65].

Однак, при даному способі попередньо стискається розтягнута зона, а тому збільшується опірність тільки розтягнутої зони згинаного елемента, тобто має місце неповне підсилення, що веде до часткового і не завжди прийняттого (при підвищених статичних, пульсуючих або сейсмічних впливах) збільшення несучої здатності конструкції, що підсилюється.

Найбільш близьким до винаходу є спосіб підсилення конструкцій, викладений в описі винаходу до авторського свідоцтва СРСР № 1778250 [121].

Спосіб передбачає закріплення елемента підсилення в стислій зоні залізобетонної балки і подальше двостадійне його попереднє стиснення: до і після напруги елемента підсилення розтягнутої зони.

Після замонолічування зазору між торцями суміжних балок до опори прикріплюють елемент підсилення розтягнутої зони у верхній частині балок, а елемент підсилення стиснутої зони - в нижній частині балок, причому на одній балці нерухомо, а на іншій рухомо, попередньо розтягують і фіксують елемент підсилення розтягнутої зони після чого попередньо стискають елемент підсилення стиснутої зони об'єднаної нерозрізний балки.

Даний винахід вибрано як прототип способу відновлення і підсилення пошкоджених залізобетонних.

Винахід і прототип мають наступні спільні ознаки:

- закріплення елементів підсилення на залізобетонній балці;
- створення попереднього напруження в поздовжньому напрямку.

Однак, способу за прототипом притаманні такі недоліки.

1. У зазначеному способі верхні елементи для підсилення залізобетонної балки стискають двічі, але тільки в поздовжньому напрямку:

- до створення розтягуючих напружень в елементах підсилення розтягнутої зони;
- після створення розтягуючих напружень в елементах підсилення розтягнутої зони.

Це призводить до підсилення тільки нормальних перетинів цільної залізобетонної балки на дію тільки знакопостійного поперечного навантаження або згинального моменту в головній вертикальній силовій площині і не призводить до підсилення похилих перерізів і приопорних ділянок, в цілому, на дію того ж знакопостійного навантаження.

При впливі знакозмінного поперечного навантаження (наприклад, під час землетрусу) спосіб за прототипом, навпаки, може призвести до передчасного руйнування як за нормальними, попередньо розтягнутими верхніми елементами підсилення нормальним перерізом, так і по перехресних похилих перерізах.

Цей спосіб дозволяє підсилити тільки нижню розтягнуту і верхню стиснуту зони балки при вказаному навантаженні.

2. Як даний спосіб за прототипом, так і інші, відомі способи, вирішують тільки одну задачу - підсилення залізобетонних балок.

Ні прототип, ні інші, відомі способи не вирішують одночасно дві задачі:

- I. відновлення пошкодженої залізобетонної балки;
- II. підсилення відновленої залізобетонної балки.

3. Спосіб за прототипом не вирішує задачу збільшення жорсткості і тріщиностійкості пошкоджених балкових конструкцій при знакозмінних, в т.ч. динамічних навантаженнях.

Відома конструкція для підсилення залізобетонної балки з приклеєним до її нижньої грані металевим листом і пов'язаним з ним попередньо напруженими

горизонтальними елементами у вигляді двох гнучких тяжів на бічних поверхнях, напруження в яких створюється шляхом затягування (напруження) вертикальних елементів, заанкерених у її верхній стиснутій зоні (див. авторське свідоцтво СРСР №1481359 [122]).

Проте, за допомогою описаної вище конструкції можна підсилити тільки нижню розтягнуту зону та приопорні ділянки балки за сталого або знакопостійного циклічного поперечного навантаження.

Найбільш близьким до пристрою є технічне рішення, викладене в описі винаходу до авторського свідоцтва СРСР № 1574771 [123].

Зазначений пристрій для підсилення будівельних конструкцій, що згинаються, містить жорсткий хвилеподібний елемент підсилення, напружені хомути, напружену арматуру і опорні катки. Елемент підсилення, прикріплений кінцями і в місцях дотику до підсилюваної конструкції, що згинається з боку стиснутої зони, напружена арматура закріплена в торцях конструкції, що підсилюється, а опорні катки розташовані між напруженою арматурою і розтягнутою гранню конструкції. Висота підйому гребенів хвилеподібного елемента підсилення виконана зі зменшенням від середини до кінців конструкції, що підсилюється. Гребені елемента підсилення з'єднані напруженими хомутами з конструкцією, що підсилюється з охопленням напруженої арматури між опорними катками. Хомут виконаний у вигляді серезки з різьбовими ділянками на кінцях для гайок з установкою перемички.

При закручуванні гайок відбувається натягнення хомутів і арматури. Обтиснення конструкції здійснюють від середини до країв.

Суть роботи пристрою за прототипом полягає в тому, що при обтисненні попередньо напруженими хомутами жорсткого хвилеподібного елемента із наборних пластин, прикріпленого кінцями і в місцях дотику до конструкції з боку стиснутої зони, в ньому виникає сила, здатна вирівняти цей елемент і, тим самим, створити розтягуюче (розвантажуюче) зусилля у верхній зоні. Хомути огортають знизу додатково установлені і прикріплені по торцях балки арматурні стержні, які сприймають реактивні зусилля від них і передають їх через опорні катки на нижню

грань балки, створюючи в ній момент, протилежний за знаком моменту від діючого навантаження.

Виходячи з особливостей роботи окремих елементів, вказаний пристрій дозволяє підсилити стиснуту і розтягнуту зони, а також, частково, припорні ділянки балки, внаслідок чого підвищується її несуча здатність, в цілому, за дії поперечного навантаження одного знаку.

Дане рішення вибрано прототипом пристрою для відновлення і підсилення пошкоджених залізобетонних балок.

Прототип і пристрій мають наступні спільні ознаки:

- поздовжні елементи підсилення;
- поперечні вертикальні елементи підсилення;
- поперечні вертикальні елементи підсилення з'єднані з поздовжніми елементами підсилення.

Недоліком такої конструкції пристрою є його неспроможність відновити або підвищити, за потреби, несучу здатність пошкодженої балкової конструкції за дії знакозмінного циклічного чи пульсуючого навантаження високих рівнів, або сейсмічних впливів, а також його нездатність до перерозподілу внутрішніх зусиль в ній за такого навантаження.

В основу винаходу поставлена задача створити спосіб відновлення і підсилення пошкоджених залізобетонних балок і пристрій для відновлення та підсилення пошкодженої залізобетонної балки, що знаходиться у передаварійному стані внаслідок її поділу наскрізними нормальними і перехресними похилими тріщинами на окремі блоки, з'єднані між собою повздовжньою і поперечною арматурою, за дії знакозмінного циклічного чи пульсуючого навантаження високих рівнів, а також підсилення звичайної прогінної ЗБК, яка хоча й знаходиться у задовільному технічного стані, проте може зазнати вказаного навантаження або сейсмічних впливів.

Поставлена задача вирішена двома винаходами, об'єднаними єдиним винахідницьким задумом:

1. Способом відновлення і підсилення пошкоджених залізобетонних балок.

2. Пристроєм для відновлення і підсилення пошкоджених залізобетонних балок.

У першому винахід і поставлена задача вирішена способом відновлення і підсилення пошкоджених залізобетонних балок, що передбачає закріплення елементів підсилення на залізобетонній балці з подальшим створенням в них попереднього напруження в поздовжньому і поперечних напрямках, тим, що елементи підсилення закріплюють з верхньої, нижньої, бокових сторін і торців пошкодженої залізобетонної балки, після чого створюють тристороннє її обтиснення шляхом створення попереднього напруження в поздовжньому, поперечному вертикальному і поперечному горизонтальному напрямках.

У другому винаході поставлена задача вирішена пристроєм для відновлення і підсилення пошкоджених залізобетонних балок, що містить з'єднані між собою поздовжні і поперечні вертикальні елементи підсилення, тим, що він додатково містить опорні елементи, розташовані в торцях пошкодженої залізобетонної балки і поперечні горизонтальні елементи підсилення, розташовані на верхній і нижній гранях балки і з'єднані з поздовжніми елементами підсилення (рис. 2.1, рис. 2.2).

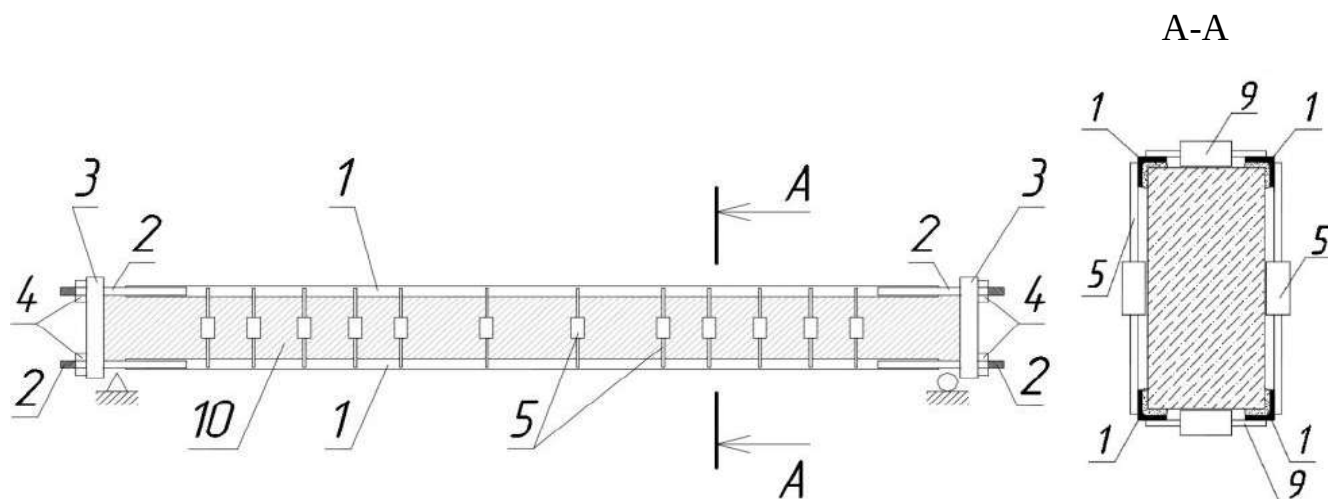


Рис.2.1 Пристрій для відновлення та підсилення пошкодженої залізобетонної балки

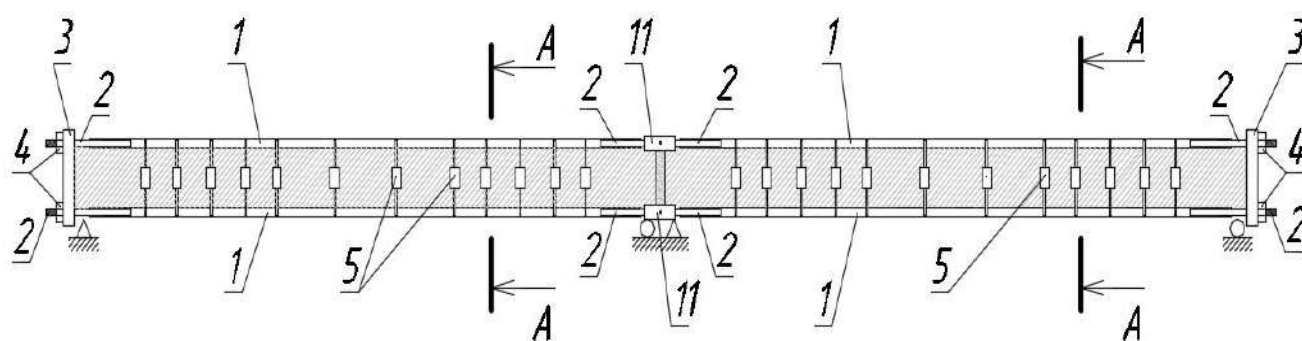


Рис.2.2 Схема підсилення двох пошкоджених залізобетонних балок

При цьому, поздовжні елементи підсилення виконані у вигляді чотирьох Г-подібних металевих профілів, установлених по кутах пошкодженої залізобетонної балки, кінці яких з'єднані з опорними елементами, а поперечні вертикальні і горизонтальні елементи підсилення виконані у вигляді стержнів з різьбленням, стягнутих різьбовими муфтами (рис. 2.3).

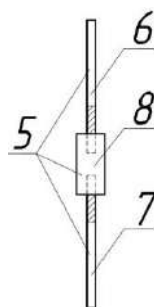


Рис.2.3 Елемент підсилення – різьбова муфта

Запропоновані спосіб відновлення та підсилення пошкоджених залізобетонних балок і пристрій для відновлення і підсилення пошкоджених залізобетонних балок забезпечують наступний технічний результат.

1. Повне відновлення пошкодженої балки.
2. Підвищення в необхідних межах несучої здатності, в цілому, за дії поперечного навантаження.
3. Здійснюється значна економія матеріально-технічних засобів за рахунок заощадження, відновлення і підсилення, у разі необхідності, існуючих балкових конструкцій навантаження, яке змінилося, в тому числі зростаюче, знакозмінне, пульсуюче або інше динамічне навантаження.

4. Роботи з монтажу пристрою і способу його включення в роботу не вимагають зупинки основного технологічного процесу.

Принципова відмінність винаходу полягає в наступному.

Щодо способу:

- створення попереднього обтиску не тільки нижньої, а й верхньої, можливо пошкодженої тріщинами частини балки відновлює її монолітність, підвищує жорсткість і, як наслідок, несучу здатність нормальних перерізів при знакозмінному поперечному навантаженні;

- попереднє напруження в вертикальних і горизонтальних поперечних стержнях створює триосьове об'ємне обтиснення бетону балок, затискає тріщини, що раніше утворилися в ньому, підвищує його (бетону) міцність, і, як наслідок, несучу здатність їх (балок) плоских похилих і просторових перерізів при впливі знакозмінних поперечних навантажень і крутильних моментів.

Щодо пристрою:

- наявність цілісних Г-подібних попередньо напружених поздовжніх елементів, що установлюються по кутах як в нижній, так і у верхній частинах як звичайної, так і пошкодженої тріщинами балки, кінці яких з'єднані з опорними елементами;

- наявність попередньо напружених горизонтальних елементів у вигляді стержнів з різьбленням, стягнутих різьбовими муфтами і з'єднаних з Г-подібними поздовжніми елементами за допомогою зварювання.

Пристрій для відновлення і підсилення пошкоджених залізобетонних балок містить поздовжні елементи підсилення 1 (чотири штуки), до кінців яких приєднані, наприклад, приварені металеві стрижні 2 (чотири штуки), для кріплення опорних елементів 3 за допомогою гайок 4.

З боків пошкодженої залізобетонної балки 10 розташовані поперечні вертикальні елементи підсилення 5, з'єднані з поздовжніми елементами підсилення 1 за допомогою зварювання. Кожен поздовжній елемент підсилення 1 виконаний у вигляді Г-подібного металевого профілю (рис. 2.1).

Кожен поперечний вертикальний елемент підсилення 5 виконаний у вигляді двох металевих стрижнів 6 і 7 (з лівим (стрижень 6) і правим (стрижень 7) різьбленням на одному з кінців), стягнутих різьбовою муфтою 8 (рис. 2.3).

На верхній і нижній стороні пошкодженої залізобетонної балки 10 розташовані поперечні горизонтальні елементи підсилення 9, з'єднані з поздовжніми елементами підсилення 1 за допомогою зварювання. Кожен поперечний горизонтальний елемент підсилення 9 виконаний аналогічно поперечним вертикальним елементам підсилення 5, тобто у вигляді двох металевих стрижнів 6 і 7 (з лівим (стрижень 6) і правим (стрижень 7) різьбленням на одному з кінців), стягнутих різьбовою муфтою 8.

Довжина стержнів 6 і 7 поперечних вертикальних 5 і поперечних горизонтальних 9 елементів підсилення залежить від поперечного перерізу пошкодженої залізобетонної балки 10 з урахуванням зазору, який враховує довжину для фіксації та створення попереднього напруження.

Спосіб і пристрій дозволяють відновлювати і підсилювати одночасно декілька пошкоджених залізобетонних балок, наприклад, дві. У цьому випадку торці поздовжніх елементів підсилення 1 з'єднуються між собою за допомогою різьбової муфти 11 (або коротиша-арматурного відрізка) (рис. 2.3).

Підсилення пошкодженої залізобетонної балки 10 здійснюють у наступному порядку рис. 2.1.

На механічно пошкоджену залізобетонну балку 10 установлюють чотири поздовжні елемента підсилення 1 (по одному на кожен кут) і фіксують їх за допомогою, наприклад, клейової суміші (або цементного розчину), використовуючи підмости (окремими позиціями не показано) або ін. пристосування. Потім поздовжні елементи підсилення 1 (чотири шт.) з'єднують з двома опорними елементами 3, просилаючи металеві стрижні 2 через отвори (окремими позиціями не показано) в опорних елементах 3, виконаних, наприклад, у вигляді пластин, затискаючи їх гайками 4 і фіксують їх в проектному положенні. Далі за допомогою зварювання з'єднують поперечні вертикальні елементи підсилення 5 (стрижнями 6 і 7, кінцями що не мають різьблення) з верхніми і

нижніми поздовжніми елементами підсилення 1. Потім, так само за допомогою зварювання, з'єднують поперечні горизонтальні елементи підсилення 9 (стрижнями 6 і 7, кінцями що не мають різьблення) з верхніми і нижніми поздовжніми елементами підсилення 1. Після з'єднання усіх поперечних елементів підсилення 5, 9 з поздовжніми елементами підсилення 1 здійснюють, фіксуючий натяг металевих стрижнів 6 і 7 шляхом обертання муфти 8 навколо своєї осі (в результаті чого металеві стрижні 6 і 7 зсуваються по осі один до одного усередині корпусу муфти 8). Здійснивши фіксацію пристрою на залізобетонній балці 10, приступають до створення проектного попереднього напруження елементів пристрою. Шляхом послідовного затягування гайок 4, на стрижнях 2, створюють проектне попереднє напруження в поздовжніх елементах підсилення 1. Створивши проектне попереднє напруження в поздовжніх елементах підсилення 1, далі проводять операцію по створенню попереднього напруження в поперечних вертикальних 5 і горизонтальних 9 елементах підсилення. Починаючи з середини, з направленням до торців балки 10, створюють одночасне (в площині) проектне попереднє напруження, шляхом обертання муфт 8 на металевих стрижнях 6 і 7, в поперечних вертикальних 5 і горизонтальних 9 елементах підсилення.

Підсилення, наприклад, двох пошкоджених залізобетонних балок 10 (рис. 2.2) проводиться також, як однієї балки 10 (рис. 2.1), відмінність лише в тому, що перед установкою поздовжніх елементів підсилення 1 здійснюють вибірку люфту між торцями балок за допомогою окремих набірних пластин і клею. В процесі установки поздовжніх елементів підсилення 1 проводиться їх з'єднання між собою (в прольоті) за допомогою різьбової муфти 11 (або коротиша - арматурного відрізка).

2.2 Вибір дослідних факторів. Планування натурних експериментів

В ході аналізу літературних даних встановлено, що питання впливу циклічних знакозмінних навантажень на напружено-деформований стан приопорних ділянок залізобетонних елементів, що згинаються, в недостатній мірі вивчений і вимагає

проведення більш детальних і комплексних досліджень. В, першу чергу, необхідно з'ясувати яким чином впливають конструктивні чинники і фактори зовнішнього впливу на основні параметри несучої здатності дослідних зразків при впливі зазначеного виду навантаження.

О.С. Залєсов, О.Ф. Ільїн [124], І.Т. Мірсаяпов [125], Х.Х. Абдалла [126] і багато інших вчених відзначають, що найбільш значущим конструктивним чинником є величина прольоту зрізу, a/h_0 , другим за ступенем впливу є клас бетону, C , а третім – коефіцієнт поперечного армування, ρ_w .

У зв'язку з вищевикладеним при проведенні експериментальних досліджень в якості змінних були обрані фактори, представлені в табл. 2.1.

Таблиця 2.1

Характеристика дослідних факторів та рівнів їх зміни

№ з/п, код	Найменування фактору	Рівні варіювання		
		« – »	« 0 »	« + »
X_1	Відносний прольот зрізу, a/h_0	1	2	3
X_2	Клас бетону, C , Мпа	C16/20 (B20)	C30/35 (B35)	C40/50 (B50)
X_3	Коефіцієнт поперечного армування зовнішньої металевої обойми ρ_{fw} , (A240C)	0,0046	0,0105	0,0263
X_4	Рівні попереднього напруження в елементах обойми η_{sf} , (4 серія)	0,25	0,50	0,75

Оскільки дослідні фактори можуть впливати нелінійно на функцію виходу, то їх доцільно апроксимувати поліномом другого ступеня. У зв'язку з цим заплановані серії дослідів виконували за чотирьохфакторним трирівневим D-оптимальним планом Бокса B_4 , який забезпечує однакову точність прогнозування вихідного параметра в області, що описується радіусом, рівним 1 (починаючи від нульової

точки). План експериментів в кодованих і натуральних значеннях факторів представлений в табл. 2.2. Для здійснення прийнятого комплексного підходу до вивчення впливу конструктивних чинників та факторів зовнішнього впливу на несучу здатність похилих і нормальних перерізів звичайних та підсилених залізобетонних елементів, що згинаються, з урахуванням дії малоциклового поперечного навантаження високих рівнів на кафедрі залізобетонних і кам'яних конструкцій проводяться дослідження за прийнятим планом (табл. 2.2) за п'ятьма серіями згідно плану і завдань держбюджетної теми №118 «Розрахункові моделі силового опору складнонапружених прогінних ЗБК з урахуванням дії малоциклового навантаження високих рівнів» (номер державної реєстрації – 0116U002340).

Таблиця 2.2

План експерименту в кодованих та натуральних значеннях факторів

№ досліджу	Кодовані значення факторів				Натуральні значення факторів			
	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	a/h ₀	C, Мпа	ρ_{fw}	η_{of}
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	+	+	+	+	3	C40/50	0,0105	0,75
2	+	+	+	-	3	C40/50	0,0263	0,25
3	+	+	-	+	3	C40/50	0,0046	0,75
4	+	+	-	-	3	C40/50	0,0046	0,25
5	+	-	+	+	3	C16/20	0,0263	0,75
6	+	-	+	-	3	C16/20	0,0263	0,25
7	+	-	-	+	3	C16/20	0,0046	0,75
8	+	-	-	-	3	C16/20	0,0046	0,25
9	-	+	+	+	1	C40/50	0,0263	0,75
10	-	+	+	-	1	C40/50	0,0263	0,25
11	-	+	-	+	1	C40/50	0,0046	0,75
12	-	+	-	-	1	C40/50	0,0046	0,25

Продовження табл. 2.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9
13	-	-	+	+	1	C16/20	0,0263	0,75
14	-	-	+	-	1	C16/20	0,0263	0,25
15	-	-	-	+	1	C16/20	0,0046	0,75
16	-	-	-	-	1	C16/20	0,0046	0,25
17	+	0	0	0	3	C30/35	0,0105	0,50
18	-	0	0	0	1	C30/35	0,0105	0,50
19	0	+	0	0	2	C40/50	0,0105	0,50
20	0	-	0	0	2	C16/20	0,0105	0,50
21	0	0	+	0	2	C30/35	0,0263	0,50
22	0	0	-	0	2	C30/35	0,0046	0,50
23	0	0	0	+	2	C30/35	0,0105	0,75
24	0	0	0	-	2	C30/35	0,0105	0,25
25	0	0	0	0	2	C30/35	0,0105	0,50

Так, в першій серії дослідні зразки випробовували всі виконавці теми на дію статичного пропорційно зростаючого навантаження для встановлення руйнівного зусилля. У другій серії аналогічні зразки випробовували на дію знакозмінного циклічного навантаження. У третій серії дослідів такі ж зразки випробували на дію повторного малоциклового навантаження високих рівнів.

У наступних двох серіях здійснюються випробування пошкоджених і доведених до граничного стану в другій і третій серіях залізобетонних балок, підсилених металевими і вуглепластиковими обоями.

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

Дослідні зразки – це вільно обпértі однопрогінні балки прямокутного перерізу з номінальними розмірами 1975×200×100мм і розрахунковою довжиною прольоту

$L = 9 \cdot h_0 = 1575\text{мм}$, де h_0 – робоча висота перерізу, що дорівнює 175мм. Балки армовані двома пласкими зварними каркасами з поздовжньою верхньою і нижньою по 2Ø14 A500C арматурою.

Поперечна арматура на приопорних ділянках залізобетонних балок була утворена з 2Ø3, 4, 5 ВрІ з кроком 87,5мм, а на інших ділянках – 2Ø6 A240С. Відносна довжина прольоту зрізу (a / h_0) становила 1, 2, 3.

Балки були запроектовані за результатами розрахунків та попередніх пробних випробувань так, щоб забезпечити їх руйнування, переважно, за похилими перерізами.

Для виготовлення дослідних зразків-балок використовували звичайний важкий бетон класу С16/20, С30/35 і С40/50 на гранітному щебені фракцій 5...10мм, кварцовому піску з модулем крупності 1,5. В якості в'язучого використовували звичайний портландцемент марки 500 без добавок.

Номінальні значення фізико-механічних характеристик матеріалів наведені в табл. 2.3.

Таблиця 2.3

Номінальні значення характеристик бетону

№ з/п	Характеристика	Бетон у віці 28 діб			Арматура	
		С16/20	С30/35	С40/50	A500C	Вр1
1	Гранична міцність на стиск, МПа	20,0	35,7	49,9	500	395
2	Гранична міцність на розтяг, МПа	2,02	2,97	3,72	500	395
3	Початковий модуль пружності, E_{ck} , МПа	27300	34995	38978	190000	200000
4	Стисливість, $\varepsilon_{cl} 10^{-5}$, $\varepsilon_{s0} 10^{-5}$	179	194	210	263	198
5	Гранична стисливість, $\varepsilon_{cu} 10^{-5}$, $\varepsilon_{su} 10^{-5}$	415	325	263	2500	2500
6	Граничний розтяг, $\varepsilon_{ctu} 10^{-5}$, $\varepsilon_{stu} 10^{-5}$	17,9	19,4	21,0	2500	2500
7	Коефіцієнт Пуасона, ν	0,21	0,2	0,19	0,25	0,25

Конструкція і армування зразків-балок наведені на рис. 2.4.

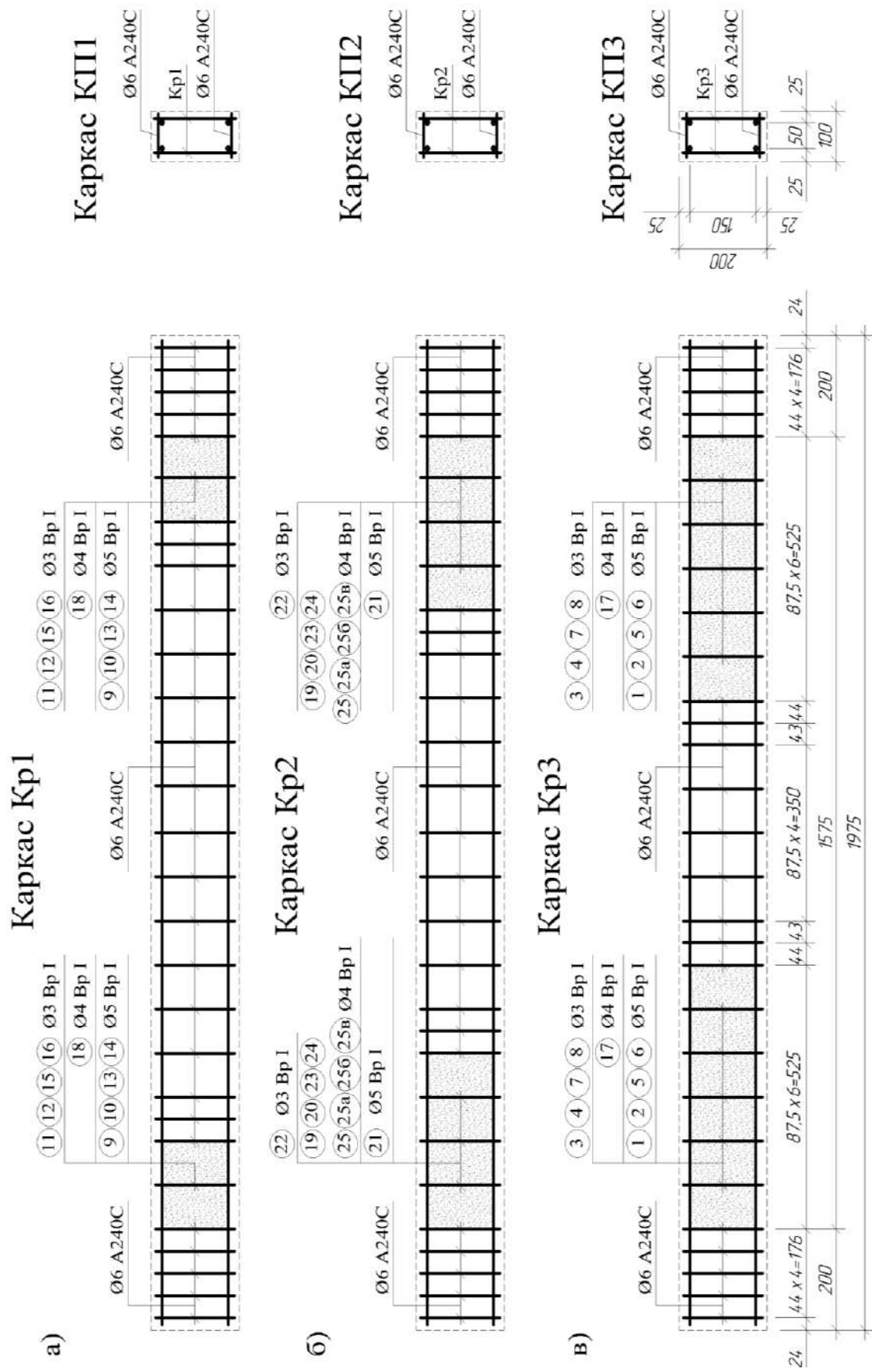


Рис.2.4 Конструкція та армування дослідних зразків-балок з малим (а), середнім (б) та великим (в)

Для зменшення водоцементного відношення, поліпшення легкоукладальності бетонної суміші та скорочення термінів набору міцності бетону у всіх дослідах використовували комплексну добавку Релаксол-Супер М (атестат акредитації НААУ № ІА 6.002.Н.592, сертифікат відповідності ISO 9001 №04.156.026) в кількості 1% від маси цементу в перерахунку на суху речовину. До початку експериментальних досліджень були апробовані дослідні склади бетонів, що використовувались в подальшому для виготовлення дослідних зразків-балок. Осереднені дослідні значення фізико-механічних характеристик матеріалів наведені в табл. 2.4.

Таблиця 2.4

Осереднені дослідні значення міцнісних та деформативних властивостей бетону
за класами

Клас бетону	Середня міцність бетону, МПа				Модуль пружності бетону, МПа		Коефіцієнт Пуасона, $\mu_c = \nu_c$		Граничні відносні деформації стиску, x10 ⁻⁵	
	Кубикова		Призмена							
C	$\overline{f}_{c,cube}^{90}$	$\overline{f}_{c,cube}^t$	$\overline{f}_{ck,90}$	$\overline{f}_{ck,t}$	$\overline{E}_{ck,90}$	$\overline{E}_{ck,t}$	$\overline{\nu}_{c,90}$	$\overline{\nu}_c$	$\overline{\epsilon}_{cu,90}$	$\overline{\epsilon}_{cu,t}$
$C\ 16/20$	25,7	28,27	19,51	23,59	27300	29195	0,22	0,224	469,5	483,5
$C30/35$	45,8	50,38	34,47	37,30	34995	35853	0,21	0,214	413,8	426,2
$C40/50$	64,2	70,62	49,34	53,20	38978	39571	0,19	0,195	356,9	367,6

У процесі виготовлення зразків-балок в кожному досліді з тієї ж бетонної суміші виготовляли по 6 бетонних кубів розмірами 100×100×100мм і 4 призми розмірами 400×100×100мм, які згодом випробовували у віці 28, 90 діб і за один день до початку основних випробувань відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.7-217: 2009 [127], ДСТУ Б.В.2.6-7-95 [128], [129]. Таким чином, всього було випробувано 150 бетонних кубів і 100 призм. Для зменшення усадочних деформацій і забезпечення

нормальних умов тверднення бетону дослідних зразків протягом 90...120 діб їх витримували під целофановою плівкою з вологою тирсою при вологості, близькій до 100%-вої і температурі $20 \pm 2^\circ\text{C}$.

2.4 Методика проведення експериментальних досліджень. Схема силової установки, розстановки вимірювальних приладів в дослідних зразках-балках

Для випробування дослідних зразків-балок була запроектована та виготовлена спеціальна універсальна силова установка (рис. 2.5).

Плоский поперечний згин дослідної балки в силовій установці створювався за допомогою гідравлічного домкрату 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.

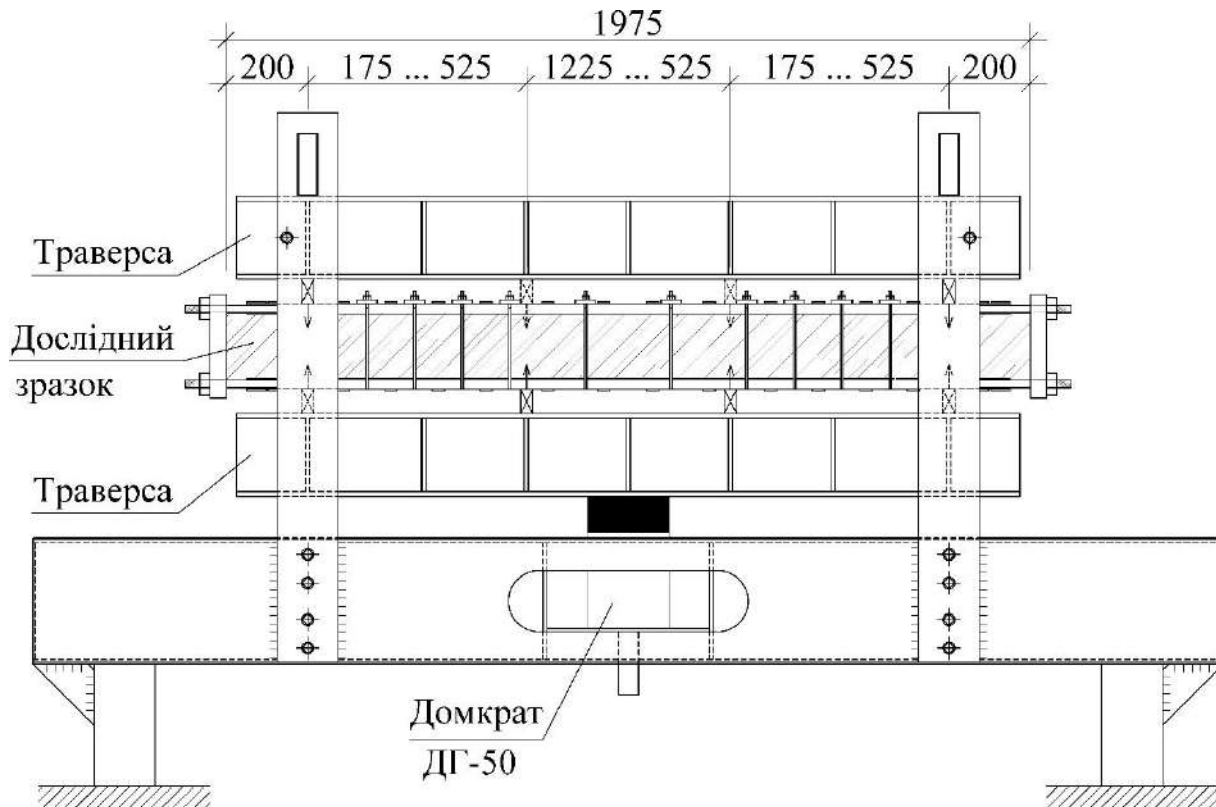


Рис. 2.5 Схема універсальної силової установки

і верхньої розтягнутої арматури, а похилих тріщин – в прольотах зрізу в місцях, де вона візуально здавалася найбільшою.

Зразки випробовували за статичною схемою однопрогінної вільно обпертої балки, завантаженої двома зосередженими силами. Площина дії зовнішнього навантаження проходила через геометричний центр ваги перерізу.

Перед основним експериментом спочатку по черзі випробовували 25 дослідних балок (зразків-близнюків) першої серії на дію одноразового короткочасного ступінчасто зростаючого навантаження, практично, до руйнування, коли ширина розкриття похилих тріщин і стріла прогинів перевищували допустимі значення ($w_k > 0,8$ мм, $f \geq \ell / 150$). Після цього випробовували аналогічні дослідні балки третьої серії при впливі повторного малоциклового поперечного навантаження зазначених рівнів з базою випробувань $N = 20$ циклів, після чого відбувалося довантаження зразка, практично, до руйнування або досягнення граничного стану, якщо цього не відбулося раніше на попередніх циклах. Критеріями руйнування дослідних зразків слугували 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 (15% і більше) показів манометра насосної станції силової установки.

Призми випробовували по аналогії з балками відповідно до рекомендацій ДСТУ Б В.2.7-217: 2009 [127] на пресі марки ЗІМ П-125. Частина дослідних зразків-призм піддавалась дії короткочасного статичного навантаження, а частина – впливу циклічного навантаження з базою випробувань $N = 30$ циклів. Навантаження на зразки подавали ступенями, витримка на кожному ступені становила 5 хвилин. Картина випробувань і характер руйнування зазначених зразків показана на рис. 2.7.



Рис. 2.7 Схеми випробування та характер руйнування бетонних призм і кубів

2.5 Повні діаграми деформування арматури і бетону

2.5.1 Діаграми деформування арматури і бетону при короткочасному навантаженні

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

Т.М. Пецольд і В.В. Тур [130] приводять повні діаграми деформування бетонів різної міцності, отримані експериментальним шляхом (рис. 2.8).

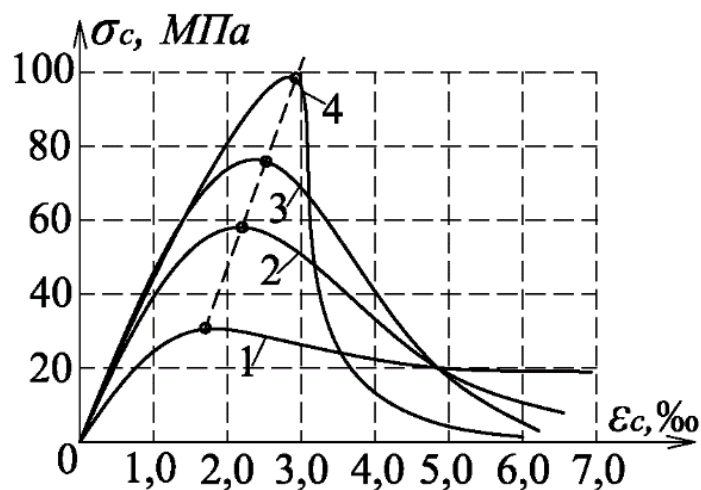


Рис. 2.8 Залежність « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » для бетонів різної міцності:

1 – $f'_c = 30$ МПа; 2 – $f'_c = 55$ МПа; 3 – $f'_c = 70$ МПа; 4 – $f'_c = 90$ МПа за [154]

Як видно з цих графіків, зі зростанням короточасної міцності збільшується пружна складова відносних деформацій. Разом з тим, після досягнення пікових напружень при подальшому деформуванні в бетонах з високою міцністю спостерігається досить крута спадна гілка, що відповідає руйнуванню матеріалів, близькому до крихкого за характером. Бетони низької та середньої міцності мають відносно пологі спадну 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 [130] відзначають, що досить складно підібрати єдину математичну залежність, придатну для апроксимації всіх дослідних даних. При проектуванні ЗБК норми [131] і [132] 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:

$$\sigma_c = f_c \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (2.1)$$

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

$$k = 1,1 E_{c,nom} \frac{|\varepsilon_{cl}|}{f_c} \quad (2.2)$$

В.М. Байковим [133, 134] запропонована степенева функція п'ятого порядку для описання діаграми деформування бетону при стиску:

$$\sigma = A \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right) + B \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)^2 + C \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)^3 + D \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)^4 + F \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)^5, \quad (2.3)$$

де ε_u – гранична деформація стиснутого бетону;

A, B, C, D, F – постійні коефіцієнти.

А. М. Бамбурою, В. Я. Бачинським, С. С. Ватагіним запропоновані формули для визначення основних параметрів діаграми стиску бетону в залежності від його міцності, які були отримані в результаті аналізу значного обсягу проведених експериментів [135-145].

$$\begin{aligned} E_b &= 54,6 R_b / (R_b + 20), \\ \varepsilon_R &= [235 - 81 / (1 + 7,75 \cdot 10^{-4} R_b^2)] \cdot 10^{-5}, \\ \varepsilon_u &= [235 + 320 / (1 + R_b^3 \cdot 6 \cdot 10^{-5})] \cdot 10^{-5} \end{aligned} \quad (2.4)$$

Для аналітичного опису діаграми $\varepsilon_b - \sigma_b$ при стиску авторами [135-137] був прийнятий поліном п'ятого ступеню:

$$\sigma_b = R_b \sum_{k=1}^5 \alpha_k (\varepsilon_b / \varepsilon_{bR})^k, \quad (2.5)$$

де R_b – призмova міцність бетону при стиску;

α – коефіцієнти поліноміальної залежності;

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

У роботах В. В. Михайлова, В. М. Мітасова [138] показана можливість використання сплайн-функцій для опису діаграм роботи бетону і сталевий арматури. Для побудови діаграм необхідно задати вектори координат вузлів за напруженнями і деформаціями, відповідно. Функція для опису діаграми розтягу-стиску бетону представлена у вигляді:

$$\sigma(\varepsilon) = \sigma_i + \sum_{n=1}^3 m_{in} (\varepsilon - \varepsilon_i)^n, \quad i = -3, -2, \dots, 4 \quad (2.6)$$

де m_{in} – коефіцієнт багаточлена Тейлора;

ε_i, σ_i – координати вузлів апроксимації.

Широко відомі пропозиції щодо аналітичному опису діаграм деформування бетону Ю.А. Іващенко, А.Д. Лобанова [139], Г.Г. Соломєнцева [140], В.Н. Луцковського, Г.М. Циганенка [141], П.Ф. Дроздова, В.А. Дзюби, Л.Л. Панышина [142], В.С. Дорофєєва, В.Ю. Барданова [143] та ін.

Також відомо безліч пропозицій з аналітичного опису діаграм розтягу арматурних сталей. С.А. Мадатян в роботі [144] приводить функції, запропоновані А.Є. Надаї, Ф. Бергесом, Рембергом, Остгугтом, С. Соретцом, І.М. Муліним, А.І. Семеновим, С.М. Криловим, Ю.В. Зайцевим. Для апроксимації діаграми розтягу арматурної сталі при оцінці впливу ефектів попереднього напруження на властивості сталі при $\sigma_{s,el} < \sigma_3 \leq 1.1 \div 1.3 \sigma_{s,0.2}$ С.А. Мадатян запропонував вираз [145]:

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

В.М. Байковим, С.А. Мадатяном та ін. в роботі [146] наведені уточнені аналітичні вирази для діаграми розтягу арматурної сталі шляхом введення додаткової в порівнянні з [144] опорної точки $\sigma_{s,0.5}$.

Такий підхід побудований на базі апроксимації експериментальних кривих кубічними сплайн-функціями, в результаті чого з'явилася можливість урахувати вплив попереднього напруження в арматурі.

Ю. П. Гуца [147] запропонував аналітичну залежність для діаграми розтягу високоміцної стержневої і дрітної арматури. Нелінійність деформування сталі врахована за допомогою коефіцієнта, який вводиться у вигляді множника до модуля пружності і залежить від рівня навантаження і класу арматури.

Застосуванню повних діаграм деформування бетону та арматури в розрахунках різних ЗБК та їх елементів, а також аналізу отриманих при цьому результатів присвячені роботи М.І. Карпенка, Т.А. Мухамедієва, М.А. Сапожникова [148-150], О.Ф. Яременка, М.М. Сороки, В.С. Дорофєєва,

В.Ю. Барданова [151-154], Л.Л. Лемиша [155, 156], В.Н. Мітасова, В.В. Михайлова [157], Ю.П. Гущі [158], Є.В. Клименка, М.Я. Шпінталя, В. Альхарірі [159], Т.І. Мамедова [160], О.Б. Пірадова, В.І. Аробелідзе [161], Л.І. Стороженка [162], В.І. Веретенникова, А.А. Бармотіна [163], Н.Г. Маткова [164], І.А. Узуна [165], К.Л. Сурова, С.В. Григор'єва [166], В.Є. Ящука [167] та ін.

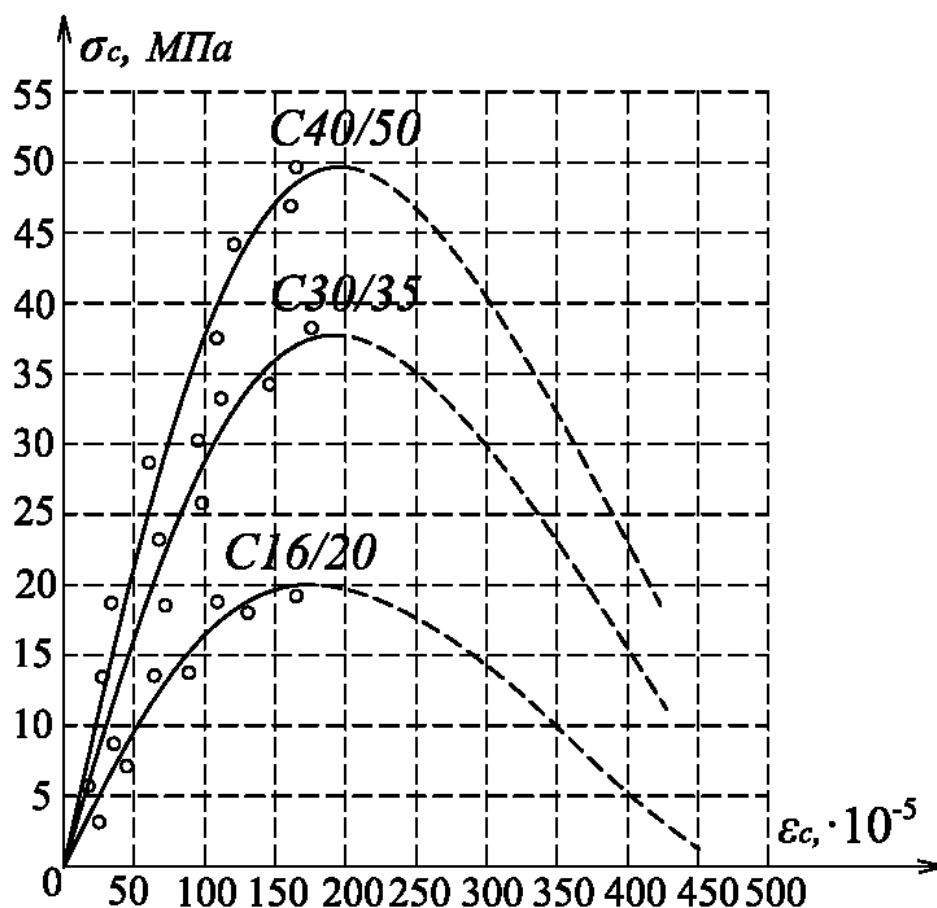


Рис. 2.9 Осереднені дослідні діаграми деформування бетонних призм за класами бетонів у проведених експериментах

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. 2.9), які задовільно апроксимуються залежностями А.М. Бамбури [136].

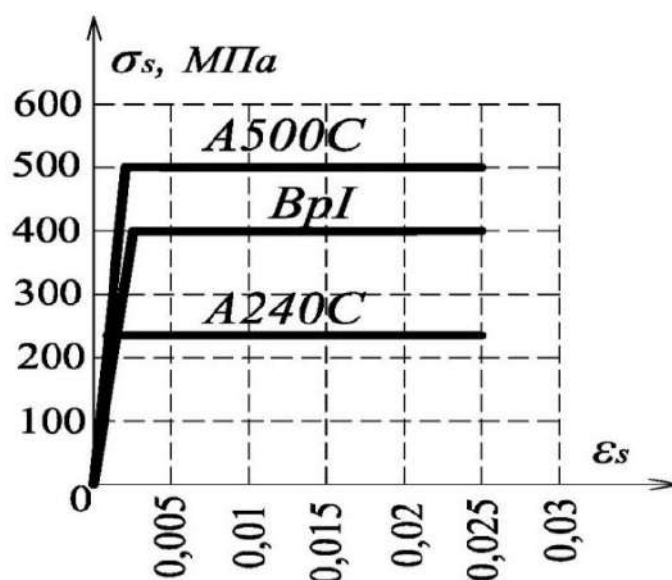


Рис. 2.10 Ідеалізовані дволінійні діаграми деформування використаної арматурної сталі

Вибір аналітичних залежностей для опису діаграм стану арматури, як видно, досить великий. Проте, практика показала доцільним використання опису діаграми в кусочно-лінійному вигляді (рис. 2.11) за [168].

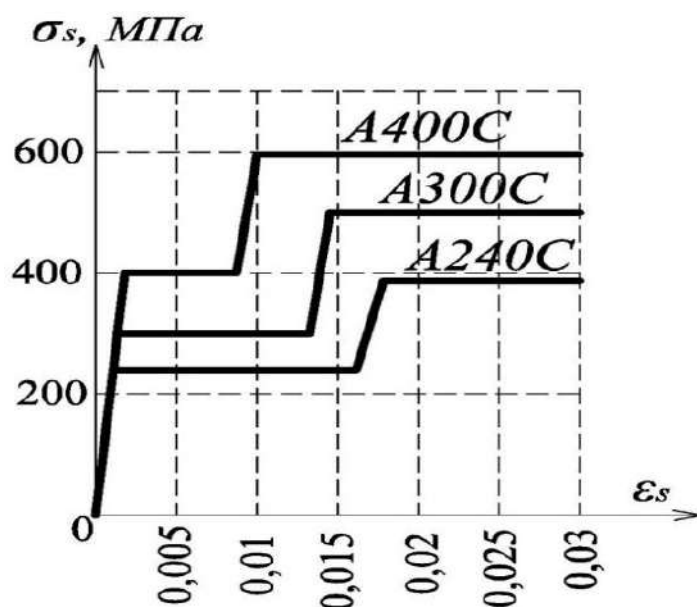


Рис. 2.11 Ідеалізовані розрахункові діаграми розтягу використаних арматурних сталей з фізичною площадкою текучості за даними [168]

2.5.2 Діаграми деформування бетону за дії малоцикловго повторного навантаження

Т.М. Пецольд і В.В. Тур в роботі [130] відзначають, що бетон працює подібно до пружного тіла тільки в невеликому діапазоні напружень або при «миттєвому» (дуже швидкому) навантаженні. Починаючи з низьких рівнів напружень в ньому окрім пружних деформацій розвиваються непружні або пластичні деформації. Якщо бетон піддати почерговому навантаженню і розвантаженню (циклічним навантаженням), то на рис. 2.12 чітко виділяється ділянка залишкових відносних деформацій, яка збільшується з ростом кількості циклів навантаження.

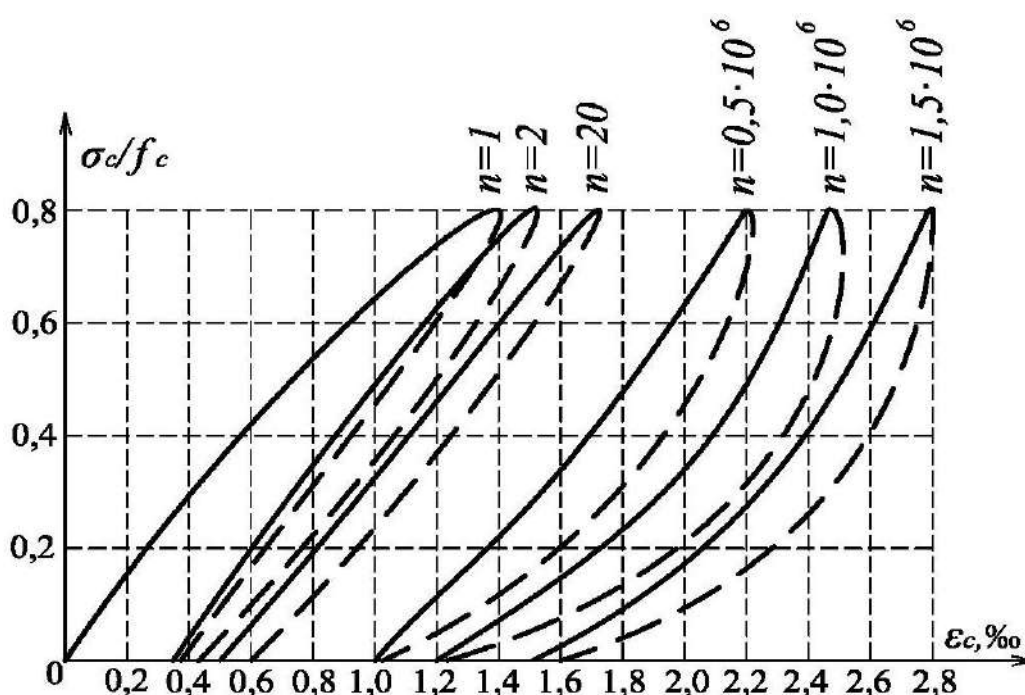


Рис. 2.12 Залежність « $\sigma - \varepsilon$ » при циклічних навантаженнях бетону

М.І. Карпенко [169, 170] приводить мотузочну діаграму (рис. 2.13), пояснює поетапність і аналітичні вирази її побудови.

Зв'язок між напруженнями і деформаціями для i -го циклу в роботі [169, 170] представляється так: на гілці навантаження (відрізок 2 – 4):

$$\vec{\epsilon}_{bi-1} = \frac{\vec{\sigma}_{bi}}{E_b^0 \vec{V}_{bi}} + \tilde{\epsilon}_{bi-1}, \quad (2.8)$$

на гілці розвантаження (відрізок 4 – 5):

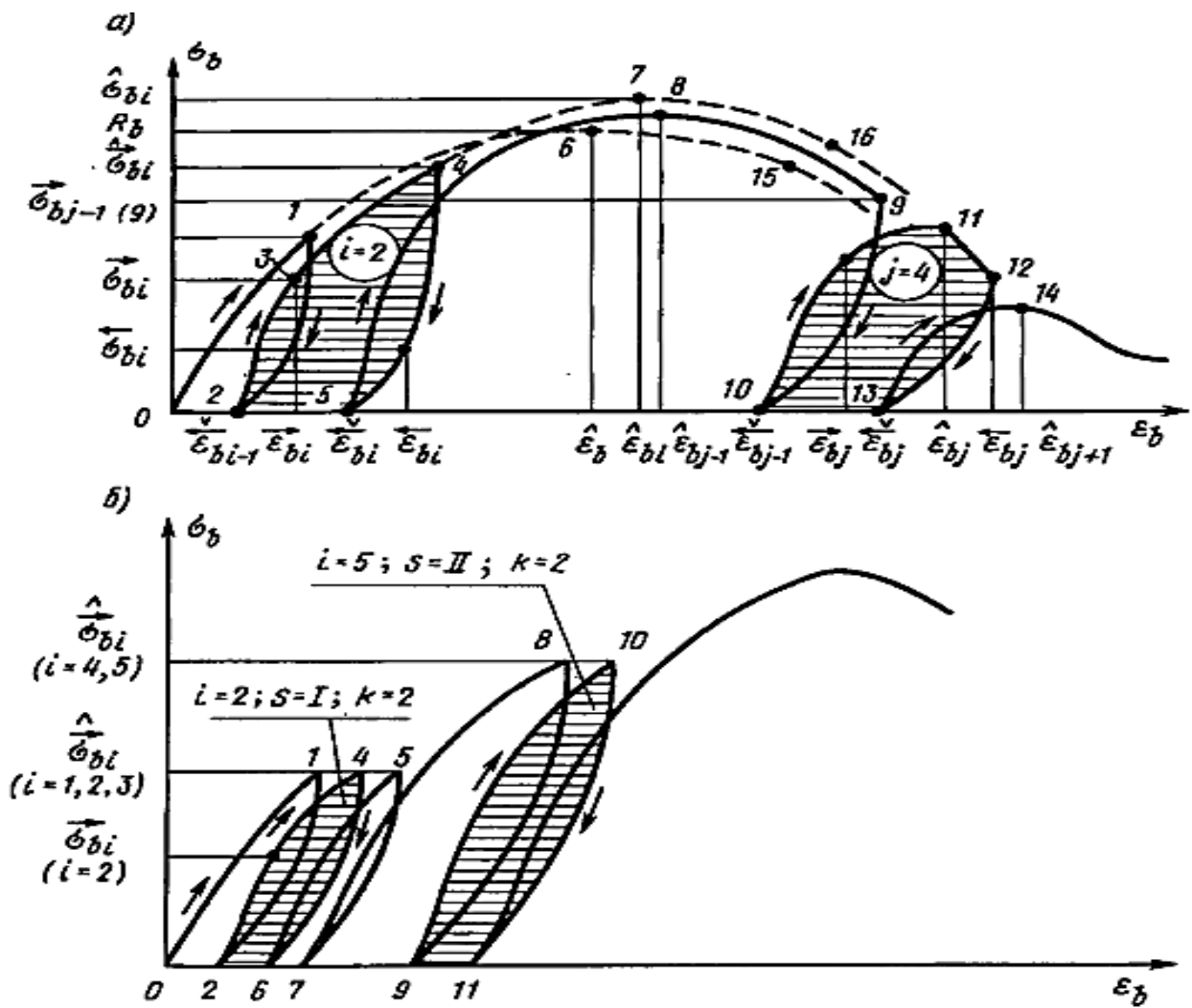


Рис. 2.13 Діаграми деформування бетону при малоцикловому навантаженні (i – номер циклу, s – номер групи циклів, k – номер циклу в групі s)

$$\vec{\epsilon}_{bi-1} = \hat{\epsilon}_{bi-1} - \frac{\hat{\sigma}_{bi} - \bar{\sigma}_{bi}}{E_b^0} \vec{v}_{bi}, \quad (2.9)$$

де $\vec{v}_{bi}$, $\bar{v}_{bi}$ – коефіцієнти зміни січного модуля деформації бетону на гілках навантаження ($\rightarrow$) та розвантаження ($\leftarrow$) циклу, що розглядається.

З урахуванням впливу небагатоповторного навантаження функцію $\vec{v}_{bi}$ можна записати у вигляді:

$$\vec{v}_{bi} = \hat{v}_{bi} + (\vec{v}_{0i} - \hat{v}_{bi}) \cdot \sqrt{1 - \omega_{1i} \vec{\eta}_i - \omega_{2i} \vec{\eta}^2}, \quad (2.10)$$

$$\hat{v}_{bi} = \frac{\hat{\sigma}_{bi}}{E_b^0(\hat{\epsilon}_{bi} - \bar{\epsilon}_{bi-1})} \approx \frac{\hat{\sigma}_{bi}}{E_b^0(\epsilon_R - s\bar{\epsilon}_{bi-1})} , \quad (2.11)$$

де $s \approx \hat{\sigma}_{bi} / \hat{\sigma}_b = R_{b,ser}$,

$\bar{\eta}_i = \bar{\sigma}_{bi} / \hat{\sigma}_{bi}$ – рівень напружень на гілці навантаження ($\hat{\sigma}_{bi}$ – напруження у вершині діаграми в точці 7 при $i = 2$);
на догірній ділянці діаграми:

$$\omega_{1i} = 2 - 2,5\hat{v}_{bi}; \omega_{2i} = 1 - \omega_{1i} \quad (2.12)$$

$$\vec{v}_{0i} \approx 1 + \frac{(1,5\bar{\eta}_i - \hat{\eta}_{i-1})I_{i-1}}{5(1 + I_{i-1})} , \quad (2.13)$$

де $\hat{\eta}_{i-1}$ – рівень напружень у вершині попереднього ($i-1$) циклу (при $i = 2$ в точці 1);

I_{i-1} – функція впливу попередніх циклів

$$I_{i-1} = \sum_i \left(\left| \hat{\eta}_{i-1}^2 - \hat{\eta}_{i-2} \right| \right)^{0,5} , \quad (2.14)$$

(при $i = 1$, $I_{i-1} = 0$ і $\vec{v}_{0i} = 1$);

константи 1,5 і 5 в формулі (2.13) ще потребують уточнення на основі експериментів.

Функція розвантаження $\bar{v}_{bi}$ представляється у вигляді (2.9), з тією лише різницею, що $\vec{v}_{0i}$ замінюється на $\bar{v}_{0i}$ і $\bar{\eta}_i$ на $\bar{\eta}_i$ (рівень розвантаження), причому:

$$\bar{v}_{0i} \approx 1 + \frac{(1 - \bar{\eta}_i)I_i}{5(1 + 0,1I_i)} , \quad (2.15)$$

$$\text{де } \bar{\eta} = \frac{\bar{\sigma}_{bi}}{\hat{\sigma}_{bi}} .$$

Циклічне прикладання напружень розшаровує структуру бетону мікротріщинами і створює додаткове поле внутрішнього напруження. Ці явища на початку нових діаграм знижують січний модуль деформацій, а потім, внаслідок затиснення частини дефектів (ущільнення структури стисненням), призводять до його збільшення. Функція при відповідному підборі дозволяє відобразити зазначені

явища. Збільшення модуля з деякого рівня знову змінюється зниженням, особливо істотним, поблизу вершини діаграми і на її низпадній ділянці; причина цього – розвиток псевдопластичних деформацій, обумовлених стійким, а потім і нестійким розвитком внутрішніх мікро- і макротріщин. Цей фактор відображає член формули (2.9) під квадратним коренем.

На характер гілки розвантаження великий вплив має зворотна повзучість – пружна післядія, в результаті якої деформації на початку короткочасного розвантаження знижуються дуже повільно (і можуть навіть зростати) і тільки поблизу повного розвантаження зниження деформацій стає помітним. Останній фактор відображається шляхом підбору функції $\bar{v}_{0i}$, а загальний характер гілки розвантаження описується функцією $\bar{v}_{bi}$.

Вершини діаграм (точки 7, 8 та інші) визначаються координатами $\hat{\sigma}_{bi}$, $\hat{\varepsilon}_{bi}$. Є дані про те, що багатоповторне циклічне навантаження при деяких середніх рівнях циклів ($\hat{\eta}_i \approx 0,4 - 0,7$) призводить до збільшення міцності $\hat{\sigma}_{bi}$ в порівнянні з призмовою міцністю $\hat{\sigma}_b$, а цикли з високим рівнем ($\hat{\eta}_i > 0,9$), навпаки, знижують міцність. Ці тенденції можна врахувати, прийнявши:

$$\hat{\sigma}_{bi} \approx \hat{\sigma}_b (1 + 0,1 \sum_{i=1}^n \alpha_i), \quad (2.16)$$

$$\text{де} \quad \alpha_i \approx \sin \left[0,16 k_i \pi (\hat{\eta} - 0,3) \right] \quad (2.17)$$

тут: $k_i = (5 - i)/4i$, якщо $0,3 < \hat{\eta} < 0,9$; $k_i = 1/i$, якщо $\hat{\eta} = 0,9$.

При $\hat{\eta} < 0,3$ $\alpha_i = 0$.

Порівнюючи графіки реальних залежностей $\sigma_c - \varepsilon_c$ при почерговому навантаженні-розвантаженні дослідних зразків-призм і зразків-балок (рис. 2.14, 2.15, 2.16) з теоретичними залежностями, побудованими за методикою М.І. Карпенка і Т.А. Мухамедієва [169], можна відзначити задовільну, в цілому, їхню збіжність і доцільність її застосування для нашого випадку після деяких уточнень.

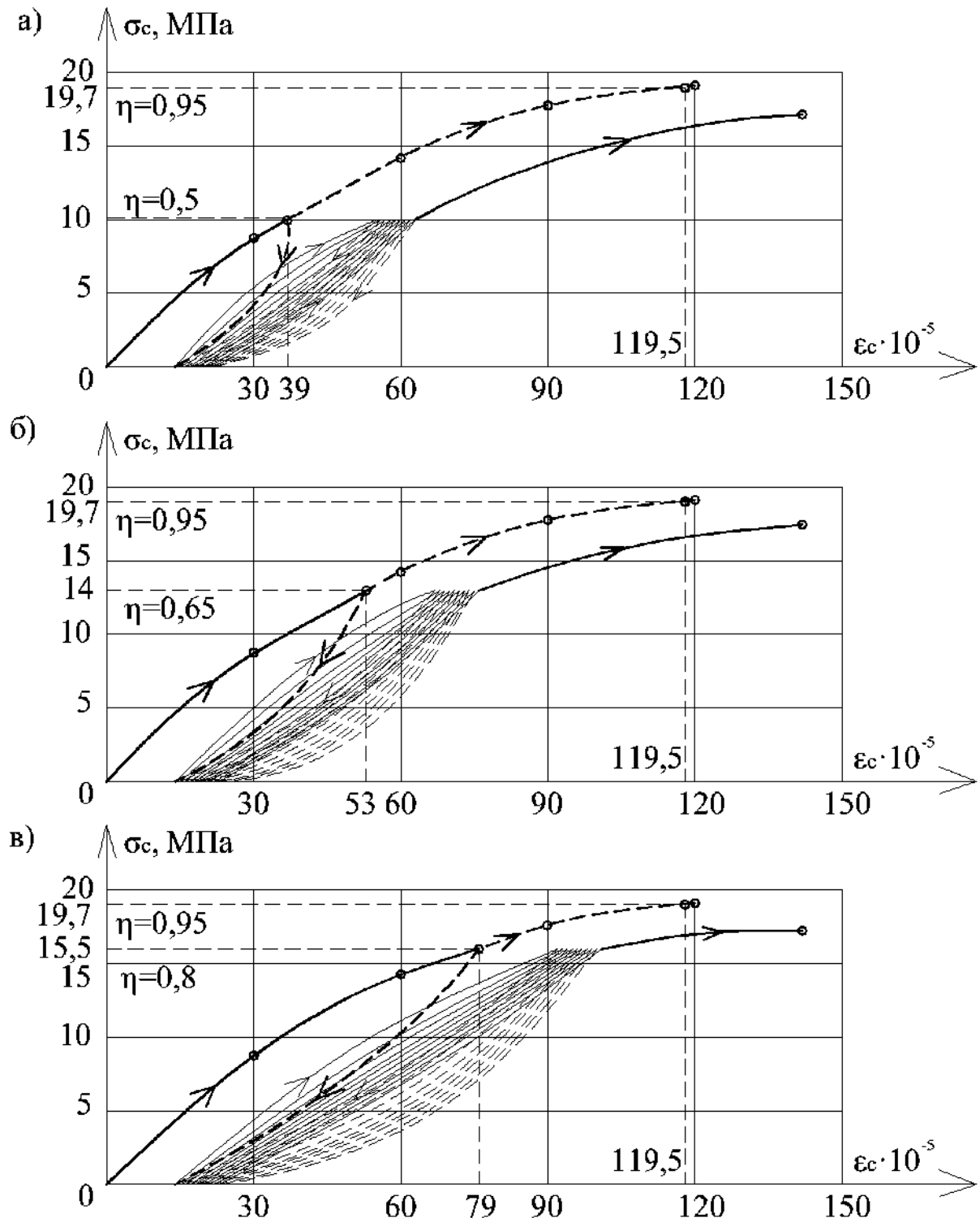


Рис. 2.14 Осереднені деформації дослідних призм з бетону класу С 16/20 при їхньому малоцикловому навантаженні до рівнів $\eta = 0,5$ (а), $\eta = 0,65$ (б), $\eta = 0,8$ (в) з наступним довантаженням до руйнування

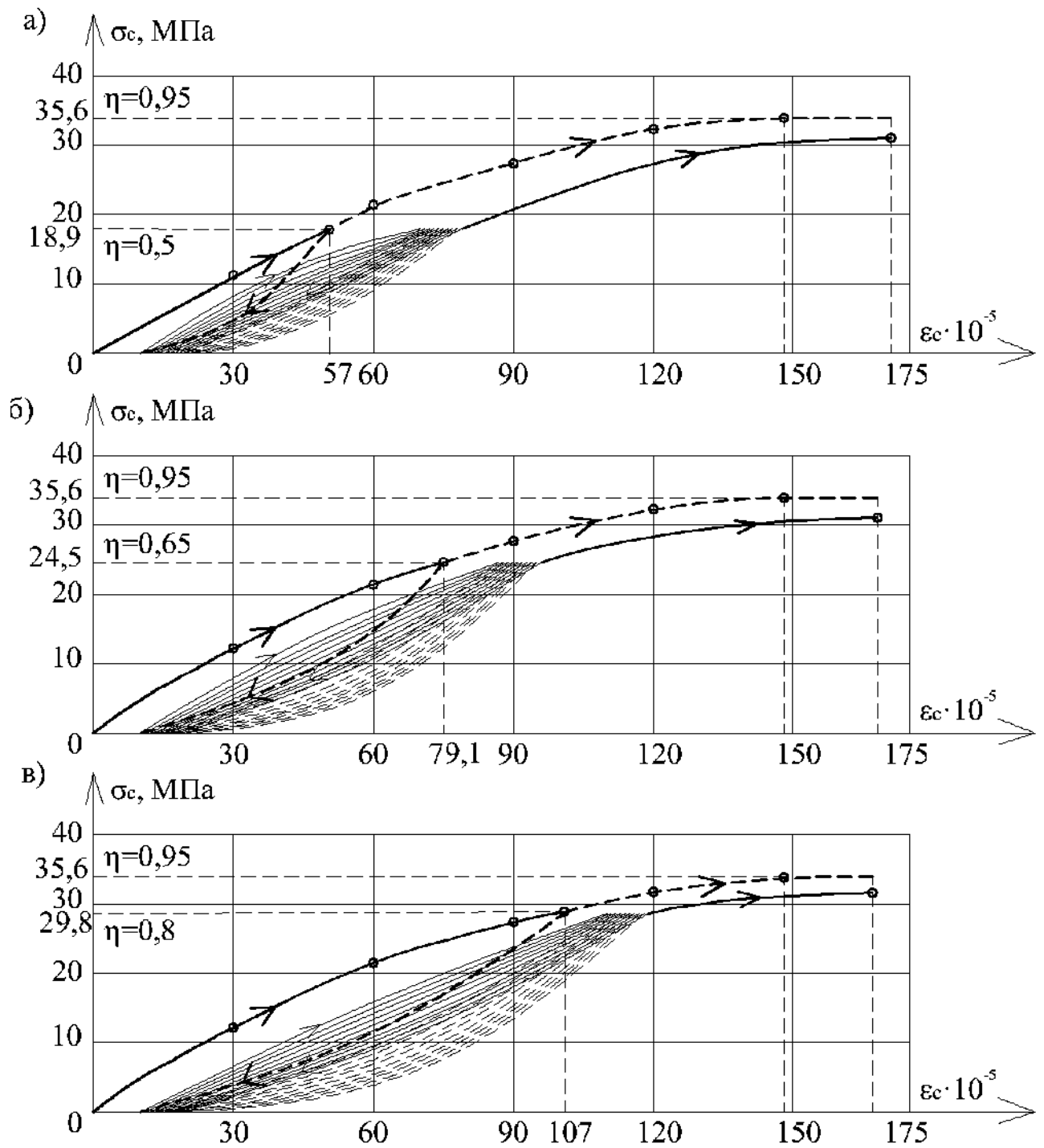


Рис. 2.15 Осереднені деформації дослідних призм з бетону класу С 30/35 при їх малоцикловому навантаженні до рівнів $\eta = 0,5$ (а), $\eta = 0,65$ (б), $\eta = 0,8$ (в) з наступним довантаженням до руйнування

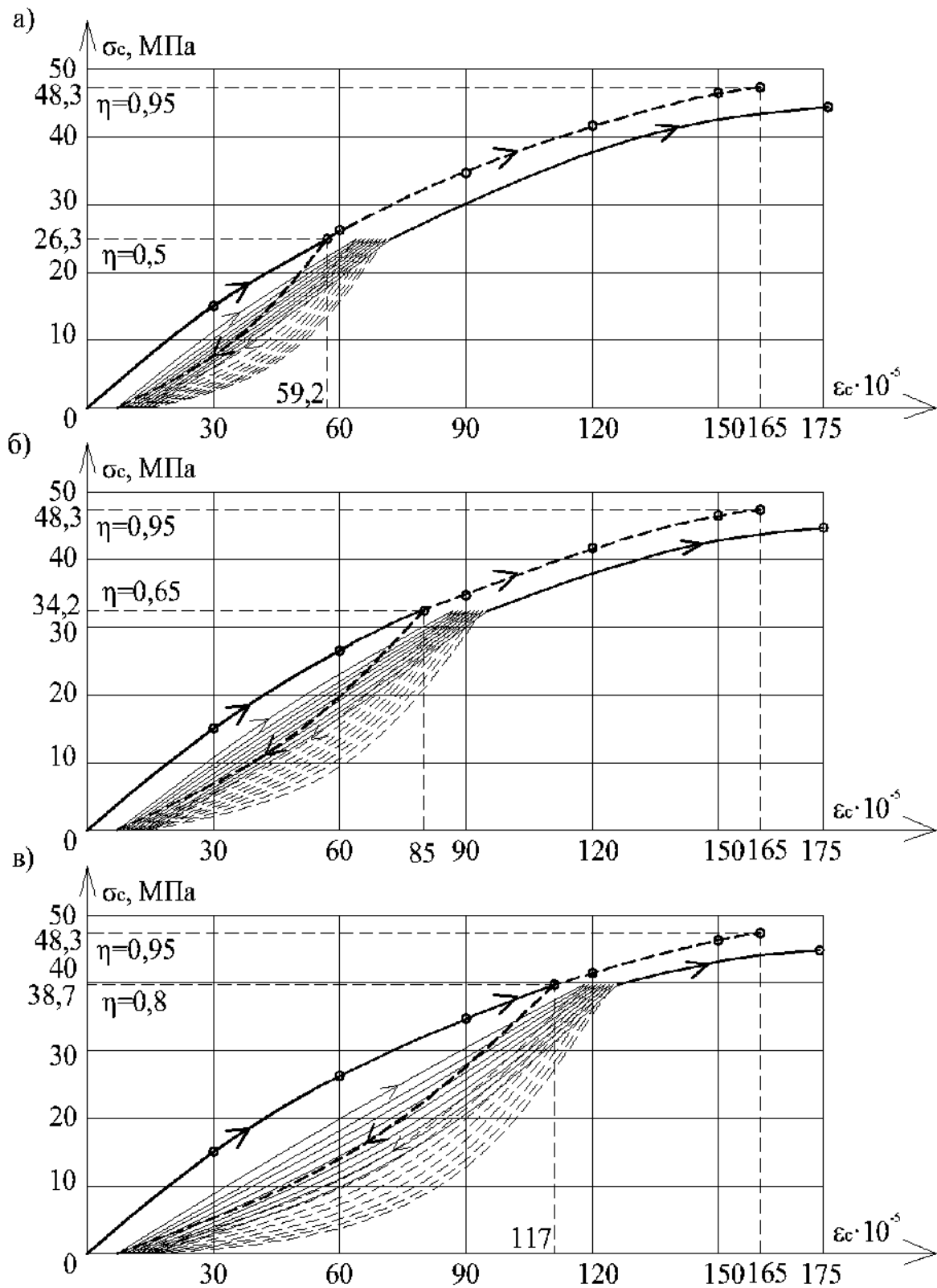


Рис. 2.16 Осереднені деформації дослідних призм з бетону класу С 40/50 при їх малоцикловому навантаженні до рівнів $\eta = 0,5$ (а), $\eta = 0,65$ (б), $\eta = 0,8$ (в) з наступним довантаженням до руйнування

2.6 Моделювання напружено-деформованого стану дослідних елементів

Моделювання напружено-деформованого стану, в цілому, проводили шляхом нелінійного скінчено-елементного розрахунку в ПК «Ліра-САПР» з використанням реальних і трансформованих діаграм стану матеріалів, феноменологічного критерію міцності Г.А. Генієва, В.М. Киссюка, Т.А. Тюпіна [170].

З огляду на симетрію дослідних елементів, зазначені розрахунки здійснювали тільки для однієї половини балки. Її умовно розбивали на фізично нелінійні чотирикутні СЕ №230 з розмірами 1×1 см, та фізично нелінійні універсальні просторові стержневі СЕ №210 – армування стержнями.

У розрахунках використовували кроковий і кроково-ітераційний методи з використанням кусочно-лінійної залежності №14 бібліотеки з відповідним алгоритмом.

2.7 Висновки за розділом 2:

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

2. Використання апробованої універсальної силової установки, детально розробленої методики експериментальних досліджень, застосування сучасних вимірювальних приладів, а також відповідного обладнання дозволяють забезпечити необхідну достовірність отриманих результатів.

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

4. Навантаження дослідних зразків зосередженими силами (вузьким смужчастим навантаженням) є найбільш поширеним способом випробування

будівельних конструкцій у лабораторних умовах, він дає можливість спрогнозувати ділянки появи похилих і нормальних тріщин, розділяючи їх, раціонально розташовувати вимірювальні прилади.

5. Конструкція дослідних зразків-балок дозволяє в повній мірі експериментально вивчити тріщиностійкість, деформативність та міцність непереармованих підсилених попередньо напруженою металеву обіймою прогінних залізобетонних елементів.

6. Використання нелінійного скінчено-елементного розрахунку дослідних елементів з використанням реальних і трансформованих діаграм стану матеріалів, сучасних критеріїв міцності бетону та залізобетону дає можливість достовірно моделювати їх складний напружено-деформований стан, реально прогнозувати їхню деформативність і міцність.

За результатами досліджень, проведених у даному розділі, опубліковані роботи [18, 171, 172, 173, 174, 175, 176].

РОЗДІЛ 3

ОСОБЛИВОСТІ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ПОШКОДЖЕНИХ СИЛОВИМИ ТРІЩИНАМИ ДОСЛІДНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЗРАЗКІВ-БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИМИ МЕТАЛЕВИМИ ОБОЙМАМИ, ЗА ДІЇ СТАТИЧНОГО І МАЛОЦИКЛОВОГО ЗНАКОЗМІННОГО НАВАНТАЖЕННЯ ВИСОКИХ РІВНІВ

Вплив малоциклового знакозмінного навантаження на напружено-деформований стан будівельних конструкцій, перебуває в стадії активного вивчення [177, 178, 179]. Не залишається осторонь і пізнання роботи підсиленних ЗБК за дії вище вказаного навантаження [180, 181, 182], але розмаїття видів та технічних рішень їх реалізації, призводить до уповільнення накопичування експериментально-теоретичних даних. В зв'язку з чим, поведінка підсиленних ЗБК за дії малоциклового знакозмінного навантаження високих рівнів залишається не достатньо вивченою. Разом з тим, від того як буде працювати конструкція = пристрій підсилення + підсилюваний елемент, залежить вид руйнування та деформаційно-міцнісні показники підсиленої ЗБК.

Огляд літературних джерел показав, що вивченню напружено-деформованого стану підсиленних конструкцій приділялося й приділяється дуже багато уваги. Але всі відомі способи та пристрої підсилення, посилюють прогінні ЗБК на дію знакопостійного навантаження. В зв'язку з чим стала необхідність вивчення поведінки підсиленої конструкції за новим способом та пристроєм підсилення [176].

Проаналізувавши результати експериментальних досліджень, й на основі цих даних, розробивши методику проведення експерименту було виконано серію експериментальних досліджень. Після аналізу експериментальних даних можна зробити висновок, що розроблена методика являється найбільш доцільною для використання за даних умов. В цілому, вона дозволяє оцінити не тільки вплив одного з факторів (відносного прольоту зрізу, класу бетону, проценту поперечного

армування, режиму навантаження та рівня попереднього напруження), але й їх взаємодію, що являється найбільш приближеним до реальної роботи конструкції.

При плоскому напруженому стані, не підсиленої конструкції, першими з'являються нормальні тріщини в середині прольоту залізобетонної балки, за умови адекватно-розрахункового армування. Другими, як правило, виникають похилі тріщини, починаючи своє розкриття з протилежної сторони від діючого навантаження, й в подальшому розвиваючись в напрямку прикладення цього ж навантаження. За дії знакозмінного навантаження процес тріщиноутворення відбувається з обох боків конструкції, й при кожному наступному циклі, малоциклового навантаження, процес розвитку тріщин затухає вже на 10 циклі. Але, в залежності від рівня навантаження, результат такого впливу має такі наслідки: від пониження жорсткості конструкції до розділення залізобетонної прогінної конструкції на окремі блоки зв'язані між собою за допомогою арматурних стержнів каркасу. Роботу ж підсиленних елементів за дії знакозмінного навантаження високих рівнів розглянемо далі.

При втраті несучої здатності дослідних, підсиленних, зразків-балок спостерігаються такі форми руйнування:

- за нормальними перерізами внаслідок текучості верхньої чи нижньої повздовжньої арматури залізобетонної балки, котра повноцінно включається в роботу після текучості повздовжнього елементу підсилення, при недостатньої кількості повздовжнього армування;
- за похилими перерізами, внаслідок текучості поперечного та повздовжнього попередньо напруженого елементу підсилення (в зоні розкриття тріщини) армування, при недостатній кількості поперечного армування.

3.1 Несуча здатність дослідних прогінних елементів

Дослідні зразки-балки першої (АСД) та другої (А) серії (без системи підсилення) були запроектовані з розрахунку їх руйнування по плоским чи

просторовим похилим, на приопорних ділянках, або нормальним перерізам під дією руйнуючої поперечної сили й згинального моменту (від дії цієї ж поперечної сили) з врахуванням інших зовнішніх факторів впливу й конструктивних чинників.

Відновлення і підсилення пошкоджених у другій (А) серії балок за допомогою заявлених в [176] способу і пристрою дозволило спочатку їх вирівняти і придати їм початкову форму, потім суттєво їх відновити і підсилити, що в результаті, як показали досліди третьої (Д) серії, дозволило значно підвищити їхню несучу здатність та підтвердити доцільність застосування вказаного винаходу на практиці.

У результаті отриманих експериментальних даних (табл. 3.1), вилучення не значимих та перерахунку тих коефіцієнтів, що залишилися, за допомогою ефективної комп'ютерної програми COMPEX, розробленої на кафедрі ПАТСМ ОДАБА під керівництвом проф. Вознесенського.

Таблиця 3.1

Основні параметри несучої здатності звичайних (серії 1, 2) та підсилених металевими обоймами (серія 3) дослідних зразків-балок

№ досліду	План експерименту				Несуча здатність (V_u , kN) приопорних ділянок					
	X_1	X_2	X_3	X_4	$V_{u,1}^{\text{exp}}$	$\hat{V}_{u,1}^{\text{exp}}$ (3.1)	$V_{u,2}^{\text{exp}}$	$\hat{V}_{u,2}^{\text{exp}}$ (3.2)	$V_{u,f}^{\text{exp}}$	$\hat{V}_{u,f}^{\text{exp}}$ (3.3)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	+	+	+	+	71	72	58	61	110	117
2	+	+	+	-	68	72	63	65	115	117
3	+	+	-	+	67	60	50	49	110	117
4	+	+	-	-	59	60	53	53	115	117
5	+	-	+	+	66	62	53	49	95	103
6	+	-	+	-	68	62	50	53	100	103
7	+	-	-	+	53	50	40	37	95	103
8	+	-	-	-	47	50	44	41	100	103

Продовження табл. 3.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
9	-	+	+	+	175	168	138	141	200	201
10	-	+	+	-	169	168	142	145	190	201
11	-	+	-	+	164	156	125	129	200	201
12	-	+	-	-	150	156	134	133	190	201
13	-	-	+	+	129	130	100	101	140	148
14	-	-	+	-	122	130	104	105	140	148
15	-	-	-	+	113	118	90	89	140	148
16	-	-	-	-	121	118	92	93	140	148
17	+	0	0	0	69	73	63	68	110	118
18	-	0	0	0	165	155	150	134	190	182
19	0	+	0	0	104	103	92	81	150	157
20	0	-	0	0	79	79	55	55	130	123
21	0	0	+	0	100	99	82	81	145	148
22	0	0	-	0	79	87	66	69	145	148
23	0	0	0	+	91	98	76	78	145	148
24	0	0	0	-	98	98	82	82	145	148
25	0	0	0	0	100	98	79	80	145	148
$\sum (\bar{y} - \hat{y})^2$					671,8 кН ²		521,2 кН ²		1477 кН ²	
$\sigma = \sqrt{\sum (\bar{y} - \hat{y})^2 / 24}$					5,09 кН		4,66 кН		7,84 кН	
$\bar{v} = (\sigma / b_0) \cdot 100, \%$					5,2 %		5,8 %		5,3 %	

В результаті отримали адекватні експериментально-статистичні залежності міцності дослідних зразків розглянутих серій, які мають добру інформаційну корисність та показують гарну збіжність з дослідними даними.

Міцність (несуча здатність) дослідних елементів може бути представлена наступними експериментальними залежностями:

$$\hat{Y}(V_{u1}^{\text{exp}}) = 98 - 41X_1 + 12X_2 + 6X_3 + 16X_1^2 - 7X_2^2 - 5X_3^2 - 7X_1X_2, \text{ кН}, \quad v = 5,2\%; \quad (3.1)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{V_{u1}^{\exp}}{bh_0}\right) = 5,6 - 2,34X_1 + 0,69X_2 + 0,34X_3 + 0,91X_1^2 - 0,40X_2^2 - 0,29X_3^2 - 0,40X_1X_2, \text{ МПа},$$

$$v = 5,2\%; \quad (3.1a)$$

$$\hat{Y}(V_{u2}^{\exp}) = 80 - 33X_1 + 13X_2 + 6X_3 - 2X_4 + 21X_1^2 - 12X_2^2 - 5X_3^2 - 7X_1X_2, \text{ кН} \quad v = 5,8\%; \quad (3.2)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{V_{u2}^{\exp}}{bh_0}\right) = 4,57 - 1,89X_1 + 0,74X_2 + 0,34X_3 - 0,11X_4 + 1,20X_1^2 - 0,69X_2^2 - 0,29X_3^2 - 0,40X_1X_2, \text{ МПа},$$

$$v = 5,8\%; \quad (3.2a)$$

$$\hat{Y}(V_{uf}^{\exp}) = 148 - 32X_1 + 17X_2 + 2X_1^2 - 8X_2^2 - 10X_1X_2, \text{ кН} \quad v = 5,3\%; \quad (3.3)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{V_{uf}^{\exp}}{bh_0}\right) = 8,46 - 1,83X_1 + 0,97X_2 + 0,11X_1^2 - 0,46X_2^2 - 0,57X_1X_2, \text{ МПа}, \quad v = 5,3\%; \quad (3.3a)$$

де $V_{u1}^{\exp}$, $V_{u2}^{\exp}$ - руйнуюча поперечна сила, відповідно, при статистичному ступенево зростаючому і малоцикловому знакозмінному навантаженнях звичайних залізобетонних балок за [183];

$V_{uf}^{\exp}$ - руйнуюча поперечна сила пошкоджених силовими нормальними і похилими тріщинами залізобетонних балок другої серії (А), підсилених попередньо напруженими металевими обоймами згідно з [176], за дії малоциклового знакозмінного навантаження високих рівнів при тих же значеннях конструктивних чинників.

Представлені адекватні експериментально-статистичні залежності (3.1) ... (3.3), названі проф. Вознесенським В.А. математичними моделями [184], мають суттєву перевагу над кореляційними та іншими залежностями тому, що вони дозволяють комплексно оцінити вплив кожного зазначеного вище фактора на визначальні вихідні параметри не тільки зокрема, а й у взаємодії один з одним, а також порівняти величину цього впливу як на звичайні залізобетонні балки за дії статичного ступенево зростаючого і малоциклового знакозмінного навантаження високих рівнів, так і на підсилені металевими попередньо напруженими обоймами пошкоджених і розділених силовими тріщинами на окремі блоки залізобетонних балок за дії аналогічного навантаження. Геометрична інтерпретація несучої здатності приопорних ділянок дослідних зразків-балок частково може бути представлена на рис. 3.1.

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. Залесовим, Ю.А. Климовим [185], В.М. Карпюком [186, 187, 188] та іншими дослідниками закономірність зменшення міцності похилих перерізів залізобетонних балкових конструкцій зі збільшенням прольоту зрізу за нелінійним законом.

Наступним за величиною є клас бетону. При цьому, при збільшенні класу від С16/20 до С40/50 несуча здатність зростає також за нелінійним законом (рис. 3.1, б).

Аналогічна картина спостерігається з підвищенням коефіцієнтів поперечного армування ρ_{sw} , ρ_{fw} (рис. 3.1, в).

Вплив збільшення рівня поперечного навантаження η від 0,5 до 0,8 виявився негативним при знакозмінному його характері тільки для звичайних балок другої (А) серії (рис. 3.1, г).

Аналіз залежностей (3.1) ... (3.3) показує, що вони є якісно однотипними і вплив конструктивних чинників, а також фактора малоциклового навантаження є якісно подібним. 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, 80 і 148 кН:

зі зменшенням величини відносного прольоту зрізу a/h_0 від 3 до 1 у першій (АСД), другій (А) і третій (Д) серіях, відповідно, на 84, 83 і 43%;

- зі збільшенням класу бетону від С16/20 до С40/50, відповідно на 24, 33 і 23%;

- зі збільшенням кількості поперечної сталеві арматури ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044 (вирази (1), (2)), відповідно, на 12 і 15%;

- зі збільшенням кількості попередньо напружених поперечних хомутів металевої обойми ρ_{fw} від 0,0046 до 0,0263 значення V_{uf}^{exp} залишається сталим, очевидно, із-за ефекта сумісної роботи усіх попередньо напружених елементів

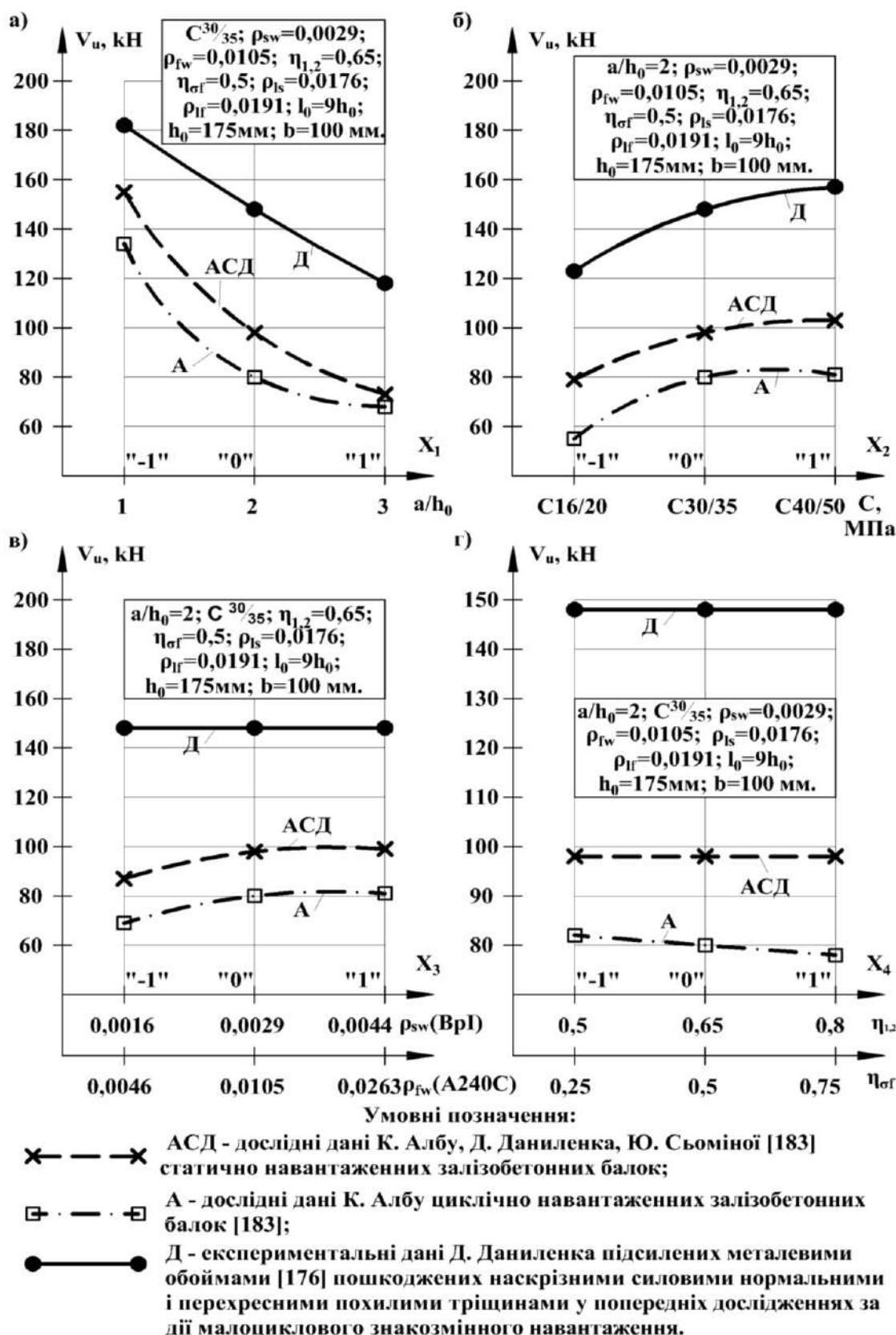


Рис. 3.1 Вплив відносного прольоту зрізу (а), класу бетону (б), кількості поперечної арматури (в) та рівнів поперечного навантаження і попереднього напруження в елементах обойми (г) на несучу здатність приопорних ділянок дослідних елементів перед їхнім руйнуванням

металевої обойми та частково відновленої шляхом тристороннього обтиснення попередньо пошкодженої залізобетонної балки;

- при зменшенні рівня малоциклового знакозмінного навантаження η від 0,8 до 0,5 у залізобетонних балках другої (А) серії на 5%;

- при одночасному зменшенні величини відносного прольоту зрізу a/h_0 і збільшенні класу бетону C , відповідно, на 7, 9 і 7%. Наявність квадратичних ефектів при факторах X_1^2 , X_2^2 і 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 $\rho_{fw} > 0,0263$) 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 сталеві арматури ρ_{sw} і попередньо напружених зовнішніх хомутиків ρ_{fw} (рис. 3.1, в) є недоцільним, оскільки процес збільшення V_u , при цьому, носить затухаючий характер.

Аналіз отриманих експериментальних даних показав, що малоциклове повторне навантаження знижує несучу здатність приопорних ділянок залізобетонних балок, в середньому, на 8% згідно [186], а малоциклове знакозмінне – аж на 18% порівняно з несучою здатністю аналогічних балок, випробуваних на статичне ступенево зростаюче навантаження. Цей висновок підтверджується працями професорів Баби́ча Є.М., Масю́ка Г.Х. та їхніх учнів.

Як показали натурні експериментальні дослідження, несуча здатність підсилених попередньо напруженими металевими обоймами [176], пошкоджених у попередніх дослідах залізобетонних балок, в середньому, підвищилась на 51% порівняно зі звичайними залізобетонними балками першої серії (АСД), що свідчить про високу ефективність такого підсилення.

Кількість циклів повторного і знакозмінного навантаження у проведених дослідах була продиктована критерієм стабілізації деформацій у бетоні проф. Баби́ча Є.М. і склала не менше 10, якщо дослідні зразки-балки не зруйнувалися при меншому числі циклів.

Абсолютна більшість дослідних балок 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 (частіше) або нормальних (рідше) 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.

Експериментально доказано, що основною причиною зниження несучої здатності експериментальних зразків-балок при малоциклового повторному і знакозмінному навантаженнях є порушення структури бетону, особливо на приопорних ділянках, його розуцільнення та часткова втрата зчеплення з арматурою.

Найбільший приріст залишкових деформацій у бетоні й поперечній арматурі спостерігається на перших двох- трьох циклах і, як правило, вони стабілізуються до п'ятого- шостого циклів при рівнях навантаження $\eta = 0 \dots 0,65$. А в деяких зразках з мінімальним класом бетону і кількістю поперечної арматури при рівнях навантаження $\eta = 0 \dots 0,8$ вказані деформації не стабілізувалися і балки руйнувалися на 6 ... 9 циклах від досягнення втомної міцності або можливого зниження їхніх міцнісних параметрів внаслідок статистичної похибки при визначенні руйнуючого однократного ступенево зростаючого навантаження.

Непереармовані ($\rho_{sw} \leq 0,003$ (BpI), $\rho_{fw} \leq 0,018$ (A240C)) залізобетонні дослідні балки при однократному ступенево-зростаючому статичному, малоциклового повторному та знакозмінному навантаженнях [186, 1828 189], як правило, руйнувалися за схемою В/М, 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 збільшенням кількості поперечної арматури $\rho_{sw} \geq 0,0044$ аналогічні дослідні елементи з середніми ($a/h_0=2$) і великими ($a/h_0=3$) прольотами зрізу руйнувалися за схемою С/В, тобто за похилою тріщиною при переважній дії поперечної сили

внаслідок текучості поперечної арматури та зрізу або зминання бетону стиснутої сили над вершиною небезпечної похилої тріщини. При малих прольотах зрізу ($a/h_0 \leq 1$) дослідні залізобетонні балки руйнувалися, як правило, за схемою Д//см 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.

Руйнування підсилених балок третьої (Д) серії починалося з поступової втрати попереднього напруження в стиснутих елементах обойми, розкриття раніше утворених тріщин, взаємного зміщення окремих блоків та надмірного деформування елементів обойми і завершувалося втратою форми приопорної ділянки чи ділянок.

3.2 Прогини та переміщення дослідних зразків-балок

В результаті дії поперечного навантаження, від початку до передостаннього ступеня, прогини дослідних балок по середині прольоту мали більші значення, а ніж під зосередженими силами. Провівши аналіз та обробивши данні натурного експерименту (табл. 3.2) передруйнівних, прольотних прогинів були отримані адекватні математичні моделі:

$$\hat{Y}(f_{u1}^{exp}) = 6 + 1,5X_1 + 0,65X_2 + 0,7X_3 + 0,35X_4 - 0,5X_1^2 + 0,2X_1X_3, \text{ мм} \quad v = 5,5\%; \quad (3.4)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{f_{u1}^{exp}}{l_0}\right) = (3,81 + 0,95X_1 + 0,41X_2 + 0,44X_3 + 0,22X_4 - 0,32X_1^2 + 0,13X_1X_3) \cdot 10^{-3}, \quad v = 5,5\%; \quad (3.4a)$$

$$\hat{Y}(f_{u2}^{exp}) = 7,2 + 2,1X_1 + 0,8X_2 + 0,8X_3 + 0,4X_4 - 0,5X_1^2, \text{ мм} \quad v = 5,3\%; \quad (3.5)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{f_{u2}^{exp}}{l_0}\right) = (4,57 + 1,33X_1 + 0,51X_2 + 0,51X_3 + 0,25X_4 - 0,32X_1^2) \cdot 10^{-3}, \quad v = 5,3\%; \quad (3.5a)$$

$$\hat{Y}(f_{uf}^{exp}) = 13,2 + 6,6X_1 - 0,7X_2 + 0,85X_3 - 0,8X_4 + 1,5X_1^2 + 0,4X_2^2 + 0,6X_1X_3 - 0,8X_1X_4 + 0,9X_2X_4 - 0,6X_3X_4, \text{ мм} \quad v = 5,1\%; \quad (3.6)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{f_{uf}^{exp}}{l_0}\right) = (8,38 + 4,19X_1 - 0,44X_2 + 0,32X_3 - 0,51X_4 + 0,95X_1^2 + 0,25X_2^2 + 0,38X_1 X_3 - 0,51X_1 X_4 + 0,57X_2 X_4 - 0,38X_3 X_4) \cdot 10^{-3}, \quad v = 5,1\%; \quad (3.6a)$$

Представленні залежності прогинів (3.4a), (3.5a) та (3.6a) нівелюють вплив розрахункової довжини l_0 та надають можливість екстраполювати їх на залізобетонні, підсилені і не підсилені, балкові елементи більших розмірів, й для порівняння отриманих дослідних даних з результатами досліджень.

Таблиця 3.2

Стріла прогинів звичайних (серії 1, 2) та підсилених металевими обоймами (серія 3) дослідних зразків-балок

№ досліду	План експерименту				Стріла прогинів (f_u , мм) перед руйнуванням ($\eta=0,95$)					
	X_1	X_2	X_3	X_4	$f_{u,1}^{exp}$	$\hat{f}_{u,1}^{exp}$ (3.4)	$f_{u,2}^{exp}$	$\hat{f}_{u,2}^{exp}$ (3.5)	$f_{u,f}^{exp}$	$\hat{f}_{u,f}^{exp}$ (3.6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	+	+	+	+	8,9	8,9	11,1	10,8	20,9	21,5
2	+	+	+	-	7,6	8,2	10,3	10,0	23,5	24,1
3	+	+	-	+	7,1	7,1	8,9	9,2	19,8	20,5
4	+	+	-	-	6,3	6,4	8,0	8,4	19,9	20,7
5	+	-	+	+	7,3	7,6	9,5	9,2	20,5	21,1
6	+	-	+	-	7,4	6,9	8,6	8,4	26,5	27,3
7	+	-	-	+	6,0	5,8	7,3	7,6	19,5	20,1
8	+	-	-	-	4,4	5,1	6,4	6,8	23,1	23,9
9	-	+	+	+	6,3	5,5	6,3	6,6	8,1	8,5
10	-	+	+	-	4,9	4,8	5,5	5,8	7,4	7,9
11	-	+	-	+	4,4	4,5	5,2	5,0	9,3	9,9
12	-	+	-	-	4,2	3,8	4,4	4,2	6,4	6,9
13	-	-	+	+	4,2	4,2	4,8	5,0	7,6	8,1
14	-	-	+	-	3,6	3,5	4,0	4,2	10,4	11,1
15	-	-	-	+	3,5	3,2	3,7	3,4	8,9	9,5
16	-	-	-	-	2,9	2,5	2,9	2,6	9,3	10,1
17	+	0	0	0	7,2	7,0	9,0	8,8	21,1	22,0
18	-	0	0	0	4,0	4,0	4,4	4,6	8,1	8,6
19	0	+	0	0	6,6	6,7	8,3	8,0	12,9	13,5
20	0	-	0	0	5,5	5,4	6,2	6,4	14,2	14,9

Продовження табл. 3.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
21	0	0	+	0	6,7	6,7	8,4	8,0	13,5	14,3
22	0	0	-	0	5,5	5,3	6,0	6,4	12,7	13,3
23	0	0	0	+	6,2	6,4	7,9	7,6	12,4	13,0
24	0	0	0	-	5,9	5,7	6,6	6,8	14,0	14,6
25	0	0	0	0	6,3	6,0	7,0	7,2	13,2	13,2
$\sum (\bar{y} - \hat{y})^2$					2,65 мм ²	3,49 мм ²		10,88 мм ²		
$\sigma = \sqrt{\sum (\bar{y} - \hat{y})^2 / 24}$					0,33 мм	0,38 мм		0,67 мм		
$\vartheta = (\sigma / b_0) \cdot 100, \%$					5,5 %	5,3 %		5,1 %		

Аналіз моделей (3.4) ... (3.6) показує, що статично навантажені залізобетонні балки першої серії перед руйнуванням, в середньому, досягли прогинів, рівних $(1/263) l_0$; другої серії за дії знакозмінного навантаження середні прогини склали $(1/219) l_0$; третьої серії (пошкоджені балки, підсилені металевими обоймами, за дії знакозмінного навантаження) мали середні прогини що дорівнювали $(1/119) l_0$.

Серед конструктивних чинників більший вплив на прогини випробовуваних і підсилених, елементів має величина відносного прольоту зрізу. З її збільшенням нелінійно зростає й прогин (рис. 3.2, а). Наступним чинником за величиною впливу є відсоток поперечного армування. При його збільшенні лінійно зростає несуча здатність дослідних зразків, а, отже, і їхня деформативність (рис. 3.2, в). Збільшуючи несучу здатність похилих перерізів, тим самим отримуємо збільшену деформативність. Наступним значущим фактором, для звичайних балок є рівень поперечного навантаження η , а для підсилених балок, являється рівень попереднього напруження. Так, при його збільшенні прогини лінійно зменшуються (рис. 3.2, г). Завдяки збільшенню класу бетону зростає несуча здатність непошкоджених дослідних зразків, а отже і їхні прогини (рис. 3.2, б).

Що стосується кількісних показників, то прогини дослідних зразків-балок, виражені через прогини перед руйнуванням, $f^{0.95Fu}$ збільшується порівняно із середніми їх значеннями 6; 7,2; 13,2 мм, відповідно:

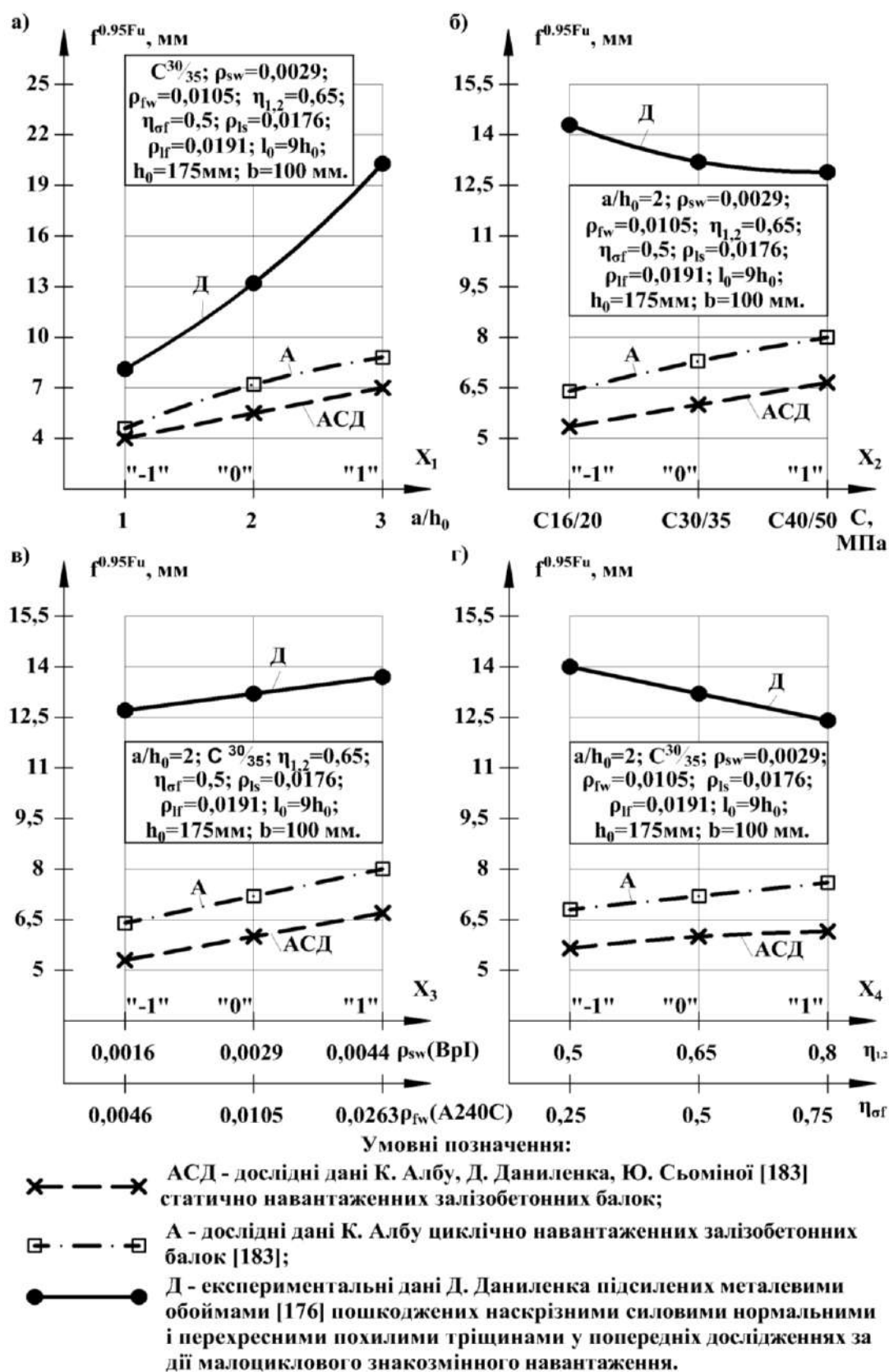


Рис. 3.2 Залежність прогинів перед руйнуванням дослідних балок від величини відносного прольоту зрізу (а), класу бетону (б), кількості поперечної арматури (в) та рівнів поперечного навантаження і попереднього напруження в елементах обойми (г)

- зі збільшенням величини відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3 у першій, другій та третій серії відповідно на 50; 58,3 і 100 %;

- при збільшенні класу бетону від C16/20 до C40/50 для першої та другої серії на 21,6; 22,2% відповідно;

- при зменшенні класу бетону для балок третьої серії на 10,6%;

- зі збільшенням проценту поперечного армування ρ_{sw} балок від 0,0016 до 0,0044 для балок першої та другої серії, й проценту поперечного армування додатковою арматурою підсилення ρ_{fw} від 0,0046 до 0,0263 у третій серії, відповідно, на 23,3; 22,2 і 12,9%;

- при збільшенні рівня малоциклового знакозмінного навантаження η від 0,5 до 0,8 для першої та другої серії балок відповідно на 11,7 і 11,1%;

- зі зменшенням рівня попереднього напруження в прогінних елементах обойми η_{sf} від 0,75 до 0,25 на 12,1%;

- при одночасному збільшенні величини відносного прольоту зрізу та проценту поперечного армування балок першої та третьої серії, відповідно, на 3,3 та 4,5%;

- при одночасному збільшенні величини відносного прольоту зрізу та зменшенні рівня попереднього напруження прогінних елементів обойми третьої серії на 6,1%;

- при одночасному зменшенні класу бетону та попереднього напруження прогінних елементів обойми третьої серії на 6,8%;

- при одночасному збільшенні проценту поперечного армування додатковою арматурою підсилення та зменшенні попереднього напруження прогінних елементів обойми третьої серії на 4,5%;

Стосовно першої та другої серії - наявність квадратичного ефекту при факторі X_1^2 зі знаком, протилежними прямому впливу вказаного чиннику, свідчить про те, що за межами зміни дослідного фактору $a/h_0 > 3$ подальше збільшення a/h_0 не призведе до суттєвого підвищення прогину (перед руйнуванням). Що до третьої серії квадратичні ефекти при факторах x_1^2 та x_2^2 зі знаками котрі не суперечать знакам основних факторів свідчать про те, що за межами зміни дослідних факторів

($a/h_0 > 3$, $C > 40/50$ МПа) подальше збільшення a/h_0 призведе до суттєвого збільшення прогинів, а подальше збільшення класу бетону C має сенс, оскільки процес зниження $f^{0.95Fu}$ ще не стабілізувався. Але цей висновок носить теоретичний характер, основні класи бетону, з котрих виготовлюються й виготовлялися згинані конструкції, були охоплені даним експериментальним дослідженням.

Перед руйнування прогини підсилених металевою попередньо-напруженою обоймою пошкоджених наскрізними похилими та нормальними тріщинами, залізобетонних балок збільшились у 2 рази в порівнянні зі статично навантаженими звичайними залізобетонними балками першої серії, й в 1,8 разів в порівнянні з балками без пошкоджень другої серії. При цьому, слід відзначити, що несуча здатність пошкоджених у попередніх дослідженнях і підсилених попередньо напруженими металевими обоймами повторно випробуваних балок третьої серії перевищувала міцність дослідних зразків – балок, які до початку випробувань першої та другої серій не мали силових пошкоджень, відповідно, у 1,51 та в 1,85 разів.

3.3 Ширина розкриття наскрізних нормальних і перехресних похилих тріщин в дослідних елементах

Випробування дослідних залізобетонних зразків-балок першої (АСД) і другої (А) серій показало, що їхнє деформування, тріщиноутворення та руйнування відбулося за правилами будівельної механіки і було прогнозованим. Першими появлялися нормальні тріщини в зоні дії максимальних згинальних моментів. З подальшим збільшенням поперечного навантаження нормальні тріщини розвивалися в глиб балки, збільшувалася ширина їх розкриття й появлялися нові нормальні тріщини. Подальше збільшення статичного ступенево зростаючого навантаження призводило до подальшого розвитку нормальних і похилих тріщин з переважним розкриттям похилих аж до руйнування балок першої (АСД) серії за небезпечними похилими тріщинами.

Під час зміни знаку напівцикла навантаження балок другої (А) серії раніше утворені нормальні і похилі тріщини повністю закривалися під дією стискаючих напружень у змінній із розтягнутої у попередньому напівциклі зони на стиснуту. І навпаки, у раніше стиснутій зоні "чистого згину" у наступному напівциклі появляються нові нормальні тріщини, які з'єднуються з попередніми нормальними, утворюючи видимі наскрізні тріщини у стані спокою. А на приопорних ділянках зі зміною знаку напівциклу з'являються нові похилі тріщини, які перетинають раніше утворені похилі тріщини під кутом, близьким до 90° , що добре пояснюється напрямком головних розтягуючих напружень.

Зі збільшенням рівнів знакозмінного навантаження поступово збільшувалася висота нормальних і довжина похилих небезпечних тріщин, погіршувалося зчеплення бетону з поздовжньою і поперечною арматурою, відбувалося розущільнення бетону і зниження його міцності, мало місце збільшення ширини розкриття тріщин, деформативності дослідних зразків-балок та взаємне зміщення окремих їх блоків. Руйнування балок другої (А) серії на високих рівнях $\eta \geq 0,8F_{ult}$ носило, як правило, крихкий характер і відбувалося, в основному, на приопорних ділянках.

3.3.1 Максимальна ширина розкриття нормальних тріщин в зоні чистого згину

В процесі експериментального випробовування, при появі перших тріщин, а потім й на кожній ступені навантаження дослідних балок вимірювалася ширина розкриття нормальних тріщин, на рівні робочої арматури, аж до передостанньої ступені навантаження. Отриманні данні (табл. 3.3), після обробки, дозволили получить наступні математичні моделі:

$$\hat{Y}(W_{cr1,2}^{lexp}) = 0,14 + 0,02X_1 + 0,03X_2 + 0,01X_3 + 0,05X_4 + 0,01X_1^2 - 0,03X_2^2 + 0,02X_4^2 + 0,01X_1 X_3 + 0,01X_1 X_4 + 0,02X_2 X_4 + 0,01X_3 X_4, \text{ мм, } \nu = 6,2\%; \quad (3.7)$$

$$\hat{Y}(W_{crf}^{lexp}) = 0,06 + 0,04X_1 + 0,02X_2 + 0,01X_3 - 0,01X_4 + 0,02X_1 X_2 + 0,02X_1 X_3 - 0,01X_1 X_4 + 0,01X_2 X_3, \text{ мм, } \nu = 21,6\%; \quad (3.8)$$

Значним, впливаючим на ширину розкриття нормальних тріщин, конструктивним фактором являється рівень малоциклового знакозмінного навантаження для другої (А) серій балок (рис. 3.3, г). Для третьої ж серії балок (Д) таким фактором є величина відносного прольоту зрізу (рис. 3.3, а).

Другим за значимістю для першої, другої та третьої серій, являється клас бетону (рис. 3.3, б). При збільшенні класу бетону з С16/20 до С40/50 зростає й ширина розкриття нормальних тріщин.

Відносний прольот зрізу являється наступним за значимістю конструктивним фактором для першої та другої серій балок (рис. 3.3, а). Для третьої серії балок таким фактором є, в рівній ступені, процент поперечного армування додатковою арматурою підсилення (рис. 3.3, в) та рівень попереднього напруження в прогінних елементах обойми (рис. 3.3, г). При чому рівень попереднього напруження відіграє негативну роль в процесі тріщиноутворення.

Таблиця 3.3

Основні параметри ширини розкриття нормальних тріщин звичайних (серії 1, 2) та підсилених металевими обоймами (серія 3) дослідних зразків-балок

№ досліду	План експерименту				Ширина розкриття (W_{cr}^{lexp} , мм) нормальних тріщин			
	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	$W_{cr 1,2}^{lexp}$	$\hat{W}_{cr 1,2}^{lexp}$ (3.7)	$W_{cr f}^{lexp}$	$\hat{W}_{cr f}^{lexp}$ (3.8)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	+	+	+	+	0,31	0,30	0,17	0,16
2	+	+	+	-	0,13	0,12	0,20	0,20
3	+	+	-	+	0,24	0,24	0,05	0,08
4	+	+	-	-	0,10	0,10	0,10	0,12
5	+	-	+	+	0,18	0,19	0,05	0,06
6	+	-	+	-	0,12	0,09	0,10	0,10
7	+	-	-	+	0,13	0,14	0,05	0,02
8	+	-	-	-	0,10	0,08	0,07	0,06

Продовження табл. 3.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9
9	-	+	+	+	0,20	0,22	0,01	0,02
10	-	+	+	-	0,11	0,08	0,03	0,02
11	-	+	-	+	0,20	0,20	0,02	0,02
12	-	+	-	-	0,11	0,10	0,03	0,02
13	-	-	+	+	0,12	0,12	0,01	0,00
14	-	-	+	-	0,06	0,06	0,03	0,00
15	-	-	-	+	0,12	0,10	0,02	0,04
16	-	-	-	-	0,08	0,08	0,03	0,04
17	+	0	0	0	0,2	0,17	0,10	0,01
18	-	0	0	0	0,16	0,13	0,02	0,02
19	0	+	0	0	0,18	0,14	0,08	0,08
20	0	-	0	0	0,12	0,08	0,05	0,04
21	0	0	+	0	0,17	0,17	0,08	0,07
22	0	0	-	0	0,12	0,15	0,06	0,05
23	0	0	0	+	0,24	0,21	0,05	0,05
24	0	0	0	-	0,11	0,11	0,07	0,07
25	0	0	0	0	0,15	0,14	0,05	0,06
$\sum (\bar{y} - \hat{y})^2$					0,0018 мм ²		0,0047 мм ²	
$\sigma = \sqrt{\sum (\bar{y} \cdot \hat{y})^2 / 24}$					0,0087 мм		0,014 мм	
$\bar{v} = (\sigma / b_0) \cdot 100, \%$					6,2 %		21,6 %	

Нелінійність ширини розкриття нормальних тріщин (рис. 3.3), в дослідних конструкціях першої та другої серій балок, зумовлена специфікою роботи залізобетонних елементів, що в цілому не суперечить теоретичним й практичним знанням поведінки ЗБК під навантаженням. Застосовуючи металеву обойму, за для підсилення балкових елементів, залежність ширини розкриття нормальних тріщин

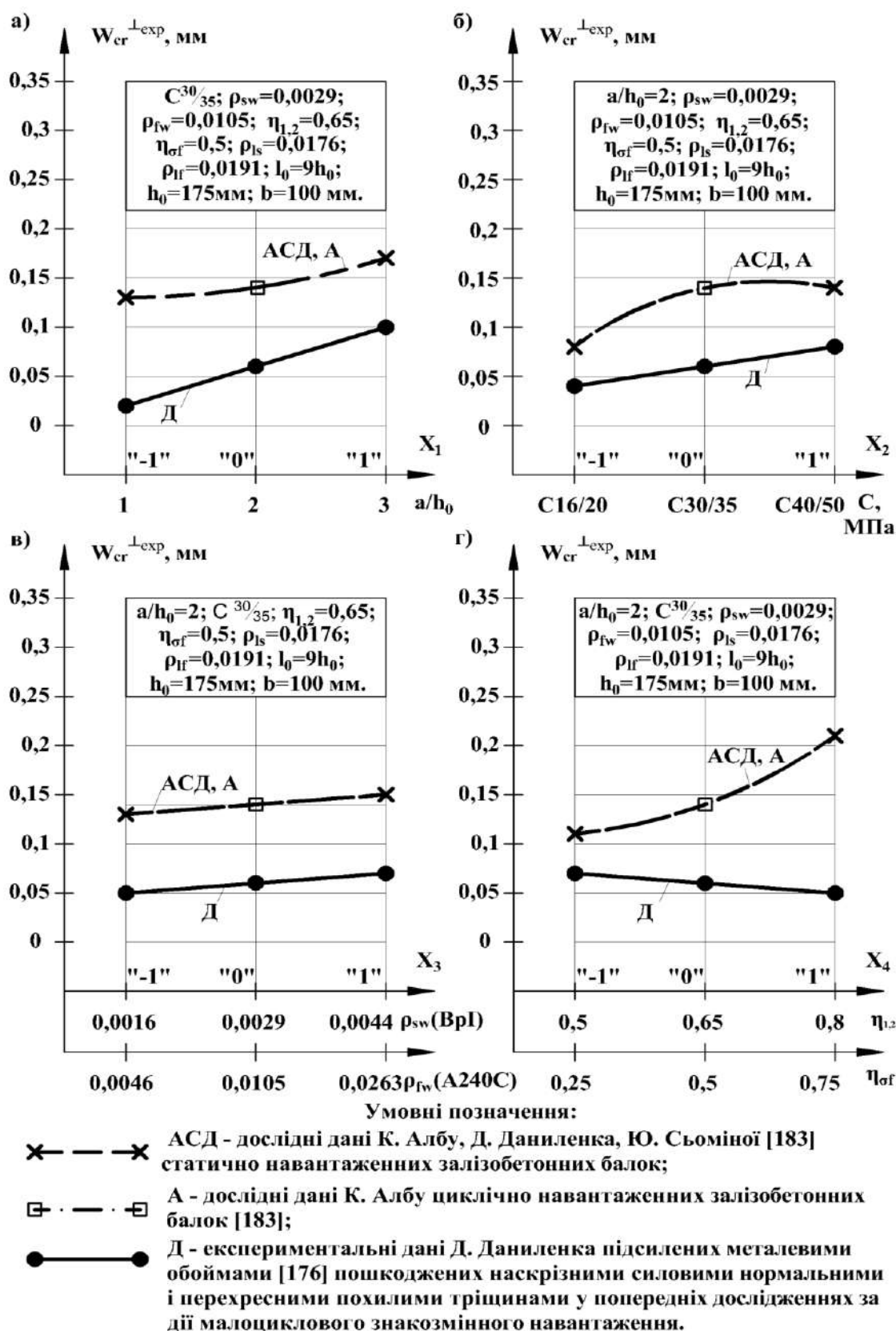


Рис. 3.3 Вплив відносного прольоту зрізу (а), класу бетону (б), кількості поперечної арматури (в), рівнів поперечного навантаження і попереднього напруження в елементах обійми (г) на ширину розкриття нормальних тріщин дослідних елементів перед їхнім руйнуванням

від конструктивних чинників приймає лінійний характер роботи, в більшості завдяки пластичним властивостям металу.

Ширина розкриття нормальних тріщин дослідних балок збільшується по відношенню до середніх їх значень для першої та другої серії 0,14 мм, для третьої серії 0,06 мм:

- при збільшенні відносного прольоту зрізу a/h_0 у першій, другій та третій серіях на 29, 29 і 133%;
- зі збільшенням класу бетону від C16/20 до C40/50, відповідно, на 43, 43 та 67%;
- при збільшенні кількості поперечної металевої арматури ρ_{sw} , в залізобетонних балках, першої та другої серій від 0,0016 до 0,0044 на 14%;
- зі збільшенням процента поперечного армування додатковою арматурою підсилення ρ_{fw} від 0,0046 до 0,0263 для третьої серії - на 33%;
- при збільшенні рівня малоциклового знакозмінного навантаження η від 0,5 до 0,8 для першої та другої серій - на 71%;
- зі зменшенням рівня попереднього напруження в поздовжніх елементах обойми η_{sf} від 0,75 до 0,25 на 33%;
- при одночасному збільшенні величини відносного прольоту зрізу та процента поперечного армування балок першої та другої серій на 7%, третьої серії на 33%;
- при одночасному збільшенні відносного прольоту зрізу та рівню малоциклового знакозмінного навантаження першої та другої серії на 7%;
- при одночасному збільшенні класу бетону і рівня малоциклового знакозмінного навантаження першої та другої серій на 14%;
- при одночасному збільшенні поперечного армування балок та рівня малоциклового знакозмінного навантаження першої та другої серії на 7%;
- при одночасному збільшенні величини відносного прольоту зрізу і класу бетону третьої серії на 33%;
- при одночасному збільшенні відносного прольоту зрізу та зменшенні рівня попереднього напруження в прогінних елементах обойми третьої серії на 17%;

- при одночасному збільшенні класу бетону і процента поперечного армування додатковою арматурою підсилення третьої серії на 17%.

Наявність квадратичного ефекту при факторі x_2^2 у першій та другій серіях для нормальних тріщин зі знаком, протилежними прямому впливу вказаного чинника, свідчить про те, що за межами зміни дослідного фактора $C > 40/50$ МПа, подальше його збільшення не призведе до суттєвої зміни ширини розкриття тріщин. Та навпаки, квадратичні ефекти при факторах x_1^2 у першій та другій серіях для нормальних тріщин X_3^2 зі знаками, що не суперечать знакам основного впливу факторів свідчать про те, що за межами зміни дослідних факторів ($a/h_0 > 3$, $\rho_{sw} > 0,0044$, $\eta > 0,8$) відбудеться збільшення ширини розкриття нормальних тріщин для першої та другої серії балок й подальший розвиток похилих тріщин у третій серії. Підвищуючи рівень малоциклового знакозмінного навантаження $\eta > 0,8$ для балок другої серії, отримаємо збільшення величини ширини розкриття нормальних тріщин.

Як видно, наявність металевої попередньо напруженої обойми стримує розвиток нормальних тріщин посередині балки і зменшує ширину їх розкриття, в середньому, в 2,3 рази.

3.3.2 Максимальна ширина розкриття похилих тріщин на приопорних ділянках

В процесі експериментального випробовування, при появі перших тріщин, а потім й на кожній ступені навантаження дослідних балок вимірювалася ширина розкриття похилих тріщин, по середині висоти прольоту зрізу, аж до передостанньої ступені навантаження. Обробленні експериментальні данні (табл. 3.4), максимальної ширини розкриття похилих тріщин, можуть бути охарактеризовані наступними статистичними залежностями:

$$\hat{Y}(W_{cr1}^{/exp}) = 0,35 - 0,06X_1 - 0,03X_2 - 0,01X_3 - 0,14X_4 - 0,01X_1X_3 - 0,03X_2X_4 - 0,02X_3X_4, \text{ мм}, \quad v = 10,4\%; \quad (3.9)$$

$$\hat{Y}(W_{cr2}^{/exp}) = 0,63 + 0,05X_1 + 0,05X_2 - 0,06X_3 + 0,24X_4 - 0,02X_2^2 + 0,02X_3^2 + 0,02X_4^2 + 0,11X_1X_2 - 0,03X_1X_3 - 0,06X_3X_4, \text{ мм}, \quad v = 11,5\%; \quad (3.10)$$

$$\hat{Y}(W_{crf}^{/exp}) = 0,50 + 0,20X_1 - 0,01X_2 - 0,05X_3 - 0,09X_4 + 0,03X_1^2 - 0,03X_1X_2 - 0,04X_1X_4, \text{ мм}, \quad v = 8,4\%; \quad (3.11)$$

З чого бачимо що ширина розкриття похилих тріщин у звичайних балках в 2,5 рази перевищує ширину розкриття нормальних тріщин в них, при однократному статичному навантаженні. Дія малоциклового знакозмінного навантаження високих рівнів збільшує ширину розкриття похилих тріщин в них аж в 4,5 разів.

Таблиця 3.4

Основні параметри ширини розкриття похилих тріщин звичайних (серії 1, 2) та підсилених металевими обоймами (серія 3) дослідних зразків-балок

№ досліду	План експерименту				Ширина розкриття ($W_{cr}^{/exp}$, мм) похилих тріщин					
	X_1	X_2	X_3	X_4	$W_{cr1}^{/exp}$	$\hat{W}_{cr1}^{/exp}$ (3.9)	$W_{cr2}^{/exp}$	$\hat{W}_{cr2}^{/exp}$ (3.10)	$W_{crf}^{/exp}$	$\hat{W}_{crf}^{/exp}$ (3.11)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	+	+	+	+	0,43	0,33	0,83	0,95	0,55	0,51
2	+	+	+	-	0,12	0,15	0,67	0,59	0,80	0,77
3	+	+	-	+	0,38	0,41	1,33	1,25	0,60	0,61
4	+	+	-	-	0,12	0,15	0,67	0,65	0,85	0,87
5	+	-	+	+	0,43	0,45	0,63	0,63	0,60	0,59
6	+	-	+	-	0,15	0,15	0,27	0,27	0,85	0,85
7	+	-	-	+	0,48	0,53	0,93	0,93	0,65	0,69
8	+	-	-	-	0,15	0,15	0,17	0,33	0,90	0,95
9	-	+	+	+	0,42	0,49	0,81	0,69	0,20	0,25
10	-	+	+	-	0,33	0,29	0,23	0,33	0,35	0,35
11	-	+	-	+	0,47	0,51	0,77	0,87	0,40	0,35

Продовження табл. 3.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
12	-	+	-	-	0,23	0,25	0,33	0,27	0,45	0,45
13	-	-	+	+	0,62	0,59	0,67	0,81	0,20	0,21
14	-	-	+	-	0,28	0,29	0,43	0,45	0,30	0,31
15	-	-	-	+	0,62	0,63	0,97	0,99	0,30	0,31
16	-	-	-	-	0,18	0,25	0,43	0,39	0,40	0,41
17	+	0	0	0	0,30	0,29	0,70	0,68	0,70	0,73
18	-	0	0	0	0,40	0,41	0,53	0,58	0,35	0,33
19	0	+	0	0	0,30	0,32	0,70	0,66	0,40	0,49
20	0	-	0	0	0,40	0,38	0,50	0,56	0,60	0,51
21	0	0	+	0	0,35	0,34	0,60	0,59	0,40	0,45
22	0	0	-	0	0,35	0,36	0,70	0,71	0,60	0,55
23	0	0	0	+	0,50	0,49	0,90	0,89	0,35	0,41
24	0	0	0	-	0,20	0,21	0,40	0,41	0,65	0,59
25	0	0	0	0	0,35	0,35	0,63	0,63	0,50	0,50
$\sum (\bar{y} - \hat{y})^2$					0,0318 мм ²	0,1244 мм ²			0,040 мм ²	
$\sigma = \sqrt{\sum (\bar{y} \cdot \hat{y})^2 / 24}$					0,0364 мм	0,0720 мм			0,042 мм	
$\bar{v} = (\sigma / b_0) \cdot 100, \%$					10,4 %	11,5 %			8,4 %	

Вплив конструктивних факторів на величину максимальної ширини розкриття похилих тріщин, є відмінним для всіх трьох серій. Так для другої серій балок суттєвий вплив має рівень малоциклового знакозмінного навантаження (рис. 3.4, г). Для першої та другої серій балок таким чинником являється відносний прольот зрізу (рис. 3.4, а).

На другому місці, по значущості впливу з негативним ефектом, для першої серії балок постає клас бетону (рис. 3.4, б). Друга серія більш чутлива, в даному разі, до величини кількості поперечної арматури в балці (рис. 3.4, в). Негативний вплив

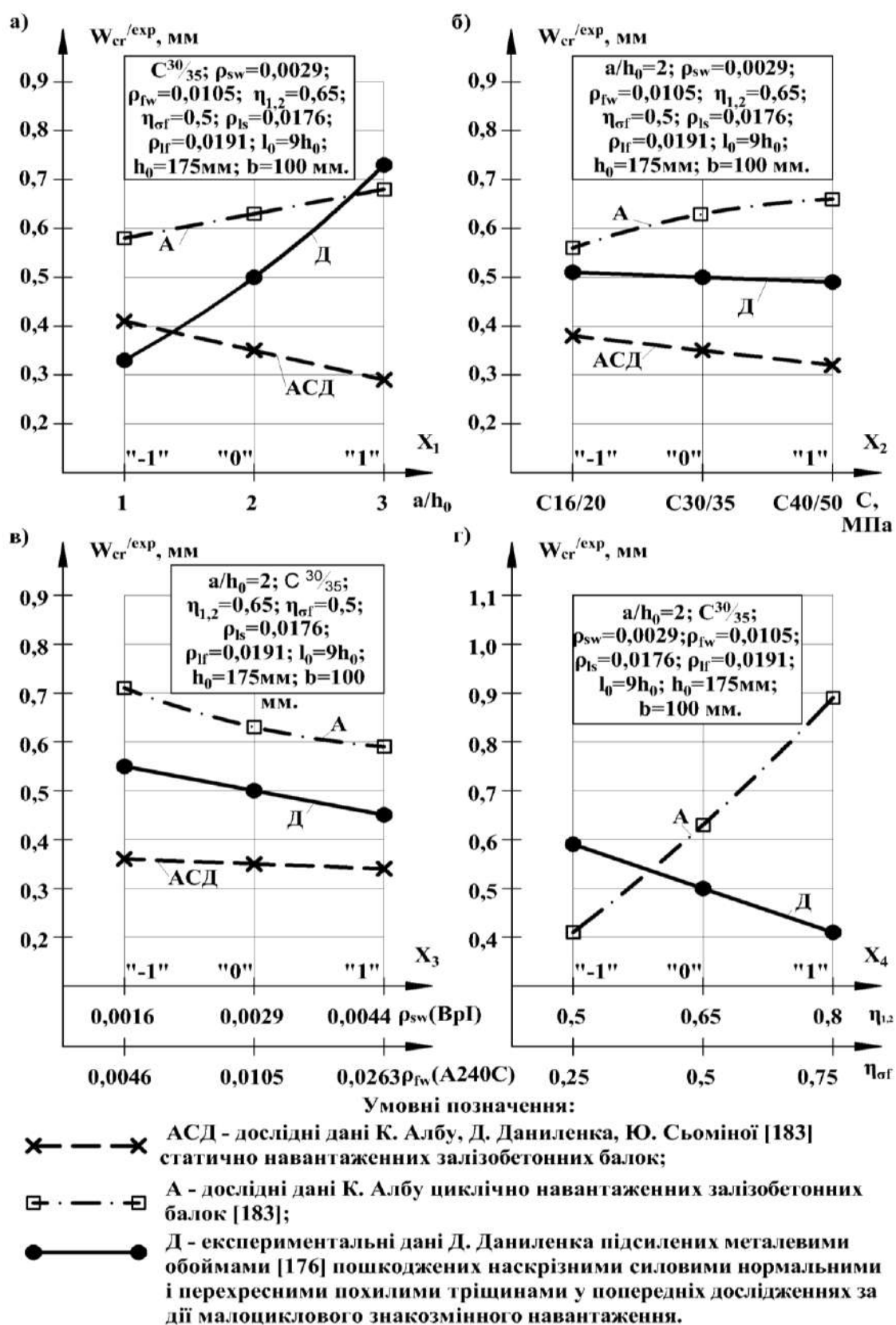


Рис. 3.4 Залежність ширини розкриття похилих тріщин перед руйнуванням дослідних балок від величини відносного прольоту зрізу (а), класу бетону (б), кількості поперечної арматури (в), рівнів поперечного навантаження і попереднього напруження в елементах обойми (г)

рівня попереднього напруження в елементах обойми третьої серії на максимальну ширину розкриття похилої тріщини, носить лінійних характер (рис. 3.4, г).

Наступним фактором який зумовлює роботу залізобетонних прогінних елементів, в випадку розгляду конструкцій першої та третьої серій є величина кількості поперечної арматури в балці (рис. 3.4, в). Для другої серії таким чинником являються, однаковими за значущістю, відносний проліт зрізу та клас бетону (рис. 3.4, а (б)).

Найменший вплив, серед чинників котрі розглядалися, для першої серії, завдала величина кількості поперечної арматури балок (рис. 3.4, в). Для третьої серії таким чинником виявився клас бетону (рис. 3.4, б).

Ширина розкриття похилих тріщин залізобетонних балок збільшується по відношенню до середніх їх значень для першої, другої і третьої серії 0,35, 0,63, 0,5 мм, відповідно:

- зі зменшенням відносного прольоту зрізу a/h_0 у першій серії на 34%;
- при збільшенні прольоту зрізу у другій та третій серіях, відповідно, на 16 і 80%;
- зі зменшенням класу бетону від C40/50 до C16/20 у першій та третій серіях, відповідно, на 17 і 4%;
- при збільшенні класу бетону у другій серії на 16%;
- зі зменшенням кількості поперечної металевої арматури ρ_{sw} , в залізобетонних балках першої та другої серій від 0,0044 до 0,0016 та проценту поперечного армування додатковою арматурою підсилення ρ_{fw} , третьої серії, від 0,0263 до 0,0046, відповідно, на 6, 19 і 20%;
- при збільшенні рівня малоциклового знакозмінного навантаження η від 0,5 до 0,8 на 76%;
- зі зменшенням рівня попереднього напруження в прогінних елементах обойми η_{of} від 0,75 до 0,25 на 36%;
- при одночасному зменшенні відносного прольоту зрізу та кількості поперечної сталевий арматури першої серії на 3%;

- при одночасному збільшенні відносного прольоту зрізу і класу бетону у другій серії на 17%;
- при одночасному збільшенні відносного прольоту зрізу та зменшенні кількості поперечної металевої арматури балки у другій серії на 5%;
- при одночасному зменшенні кількості поперечної арматури і збільшенні рівня малоциклового знакозмінного навантаження у другій серії на 10%;
- при одночасному збільшенні відносного прольоту зрізу і зменшенні класу бетону третьої серії на 6%;
- при одночасному збільшенні відносного прольоту зрізу та зменшенні рівня попереднього напруження в прогінних елементах обойми у третій серії на 8%.

Наявність квадратичного ефекту при факторі x_2^2 у другій серії, зі знаком протилежними прямому впливу вказаного чинника, свідчить про те, що за межами зміни дослідного фактора $C > 40/50$ МПа, подальше його збільшення не призведе до суттєвої зміни ширини розкриття тріщин. Та навпаки, квадратичні ефекти при факторах x_1^2 , x_3^2 , x_4^2 у третій серії зі знаками, що не суперечать знакам основного впливу факторів свідчать про те, що за межами зміни дослідних факторів ($a/h_0 > 3$, $\rho_{sw} > 0,0044$, $\eta > 0,8$) відбудеться подальший розвиток похилих тріщин у другій та третій серіях. Підвищуючи несучу здатність похилих перерізів за допомогою збільшення процента поперечного армування залізобетонних балок у другій серії ми досягаємо більшої ширини розкриття похилих тріщин. Підвищуючи рівень малоциклового знакозмінного навантаження $\eta > 0,8$ для балок другої серії, отримаємо збільшення величини ширини розкриття похилих тріщин.

3.4 Середня величина довжини проекції небезпечної похилої тріщини на горизонтальну вісь балки

Може бути представлена наступними адекватними математичними моделями:

$$\hat{Y}(l_{cr1}^{exp}) = 201 + 53X_1 - 19X_3 - 4X_1X_2 - 23X_1X_3, \text{ мм}, \quad v = 8,5\%; \quad (3.12)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{l_{cr1}^{/exp}}{h_0}\right) = 1,15 + 0,30X_1 - 0,11X_3 - 0,02X_1X_2 - 0,13X_1X_3, \quad v = 8,5\%; \quad (3.12a)$$

$$\hat{Y}(l_{cr2,f}^{/exp}) = 173 + 40X_1 - 16X_3 + 19X_4 + 16X_1X_2 - 7X_1X_3 + 14X_1X_4 - 11X_3X_4, \text{ мм}, \quad v = 8,9\%; \quad (3.13)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{l_{cr2,f}^{/exp}}{h_0}\right) = 0,99 + 0,23X_1 - 0,09X_3 + 0,11X_4 + 0,09X_1X_2 - 0,04X_1X_3 + 0,08X_1X_4 - 0,06X_3X_4, \quad v = 8,9\%; \quad (3.13a)$$

Представленні залежності максимальної довжини проекції небезпечних похилих тріщин на горизонтальну вісь балки (3.12a) і (3.13a) приведені до робочої висоти перерізу h_0 , надають можливість екстраполювати їх на залізобетонні, підсилені і не підсилені, балкові елементи більших розмірів, й для порівняння отриманих дослідних даних з результатами досліджень (табл. 3.5).

Таблиця 3.5

Максимальні величини довжини проекцій похилих тріщин звичайних (серії 1, 2) та підсилених металевими обоймами (серія 3) дослідних зразків-балок

№ досліду	План експерименту				Максимальні величини проекцій похилих тріщин $l_{cr}^{/exp}$, мм			
	X_1	X_2	X_3	X_4	$l_{cr1}^{/exp}$	$\hat{l}_{cr1}^{/exp}$ (3.12)	$l_{cr2,f}^{/exp}$	$\hat{l}_{cr2,f}^{/exp}$ (3.13)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	+	+	+	+	228	208	201	231
2	+	+	+	-	206	208	207	185
3	+	+	-	+	286	292	311	297
4	+	+	-	-	323	300	213	207
5	+	-	+	+	192	216	194	199
6	+	-	+	-	220	216	159	153
7	+	-	-	+	314	300	283	265
8	+	-	-	-	300	300	137	175
9	-	+	+	+	156	156	135	103
10	-	+	+	-	161	156	88	113

Продовження табл. 3.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9
11	-	+	-	+	150	148	130	141
12	-	+	-	-	139	148	127	107
13	-	-	+	+	142	148	135	135
14	-	-	+	-	151	148	139	145
15	-	-	-	+	169	140	155	173
16	-	-	-	-	136	140	149	139
17	+	0	0	0	235	254	230	214
18	-	0	0	0	148	148	142	132
19	0	+	0	0	205	201	177	173
20	0	-	0	0	175	201	169	173
21	0	0	+	0	220	182	156	158
22	0	0	-	0	180	220	170	158
23	0	0	0	+	210	201	178	188
24	0	0	0	-	190	201	164	193
25	0	0	0	0	200	201	172	173
$\sum (\bar{y} - \hat{y})^2$					7069 мм ²		5690 мм ²	
$\sigma = \sqrt{\sum (\bar{y} - \hat{y})^2 / 24}$					17,17 мм		15,40 мм	
$\bar{v} = (\sigma / b_0) \cdot 100, \%$					8,5 %		8,9 %	

Найбільший вплив, на максимальну довжину проекції небезпечних похилих тріщин на горизонтальну вісь балки, серед конструктивних чинників першої, другої та третьої серій має відносний прольот зрізу. При його збільшенні лінійно зростає довжина похилих тріщин (рис. 3.5, а).

Наступним впливаючим фактором, для першої серії, є коефіцієнт поперечного армування ρ_{sw} (рис. 3.5, в). Для другої та третьої серій цей фактор

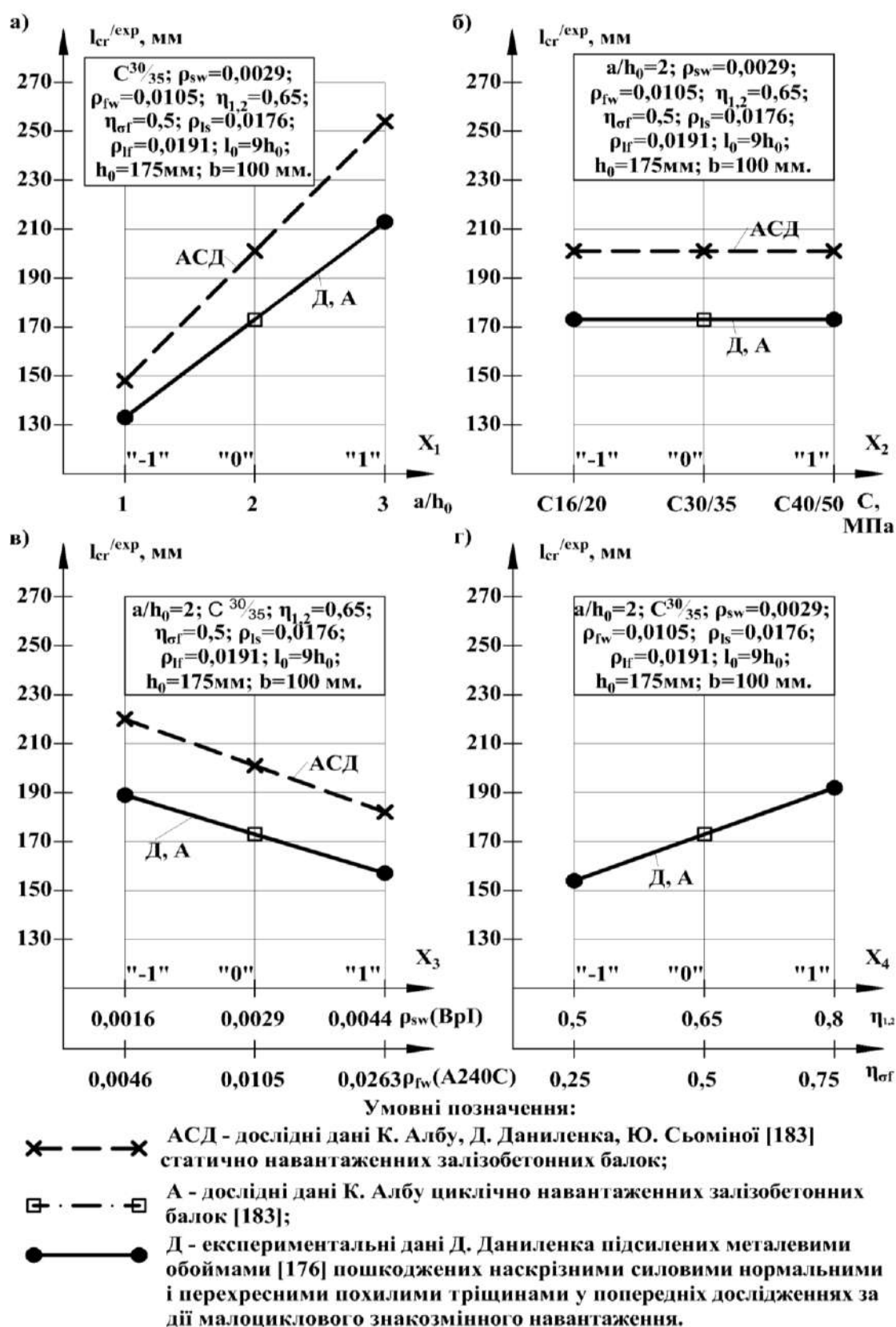


Рис. 3.5 Вплив відносного прольоту зрізу (а), класу бетону (б), кількості поперечної арматури (в) та рівнів поперечного навантаження і попереднього напруження в елементах обойми (г) на довжину проекції похилих тріщин дослідних елементів перед їхнім руйнуванням

поступається, за величиною впливу, рівню поперечного навантаження η й рівню попереднього напруження обойми $\eta_{\sigma f}$, та має лінійний взаємовплив (рис. 3.5, г).

В зв'язку з не великим опором на розтяг стосовно першої та другої серії, клас бетону в даному випадку має дуже незначний вплив. А для третьої серії й зовсім не відіграє значної ролі, так як процес тріщиноутворення вже відбувся (рис. 3.5, б).

Аналіз моделей (3.12), (3.13) показує, що середня довжина проекції небезпечних похилих тріщин на горизонтальну вісь балки коливається в межах 173 ... 201 мм. При цьому довжина їх збільшується в порівнянні з середнім значенням при:

- збільшенні відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3 у першій (АСД), другій (А) та третій (Д) серіях, відповідно, на 53, 46 і 46%;
- зменшенні кількості поперечної металевої арматури ρ_{sw} , в залізобетонних балках першої та другої серій від 0,0044 до 0,0016 та проценту поперечного армування додатковою арматурою підсилення ρ_{fw} , третьої серії, від 0,0263 до 0,0046, відповідно, на 19, 18 і 18%;
- збільшенні рівня малоциклового знакозмінного навантаження η від 0,5 до 0,8 для другої серії балок на 22%;
- збільшенні рівня попереднього напруження в прогінних елементах обойми $\eta_{\sigma f}$ від 0,25 до 0,75 на 22%;
- одночасному збільшенні величини відносного прольоту зрізу та зменшенні кількості поперечного армування на 11, 4 і 4% відповідно;
- одночасному збільшенні величини відносного прольоту зрізу та рівня малоциклового навантаження (для другої серії), рівня попереднього напруження в прогінних елементах обойми (для третьої серії), відповідно, на 8 і 8%;
- одночасному зменшенні кількості поперечної металевої арматури та збільшенні рівня малоциклового знакозмінного навантаження балок другої серії, на 6%;

- одночасному зменшенні проценту поперечного армування додатковою арматурою підсилення та збільшенні рівня попереднього напруження в прогінних елементах обойми балок третьої серії на 6%.

Як видно з (3.12) і (3.13), середня довжина проекції критичної похилої тріщини при малоциклового знакозмінному навантаженні зменшується порівняно зі статичним одноразовим на 14% за рахунок втомного руйнування бетону стиснутої зони і руйнування захисного шару бетону на опорах.

3.5 Середня віддаль між нормальними тріщинами у зоні "чистого згину"

Характеризується залежностями:

$$\hat{Y}(l_{cr1}^{\perp\perp exp}) = 68 - 6X_1 + 2X_2 + 3X_1X_3, \text{ мм}, \quad v = 5,1\%; \quad (3.14)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{l_{cr1}^{\perp\perp exp}}{h_0}\right) = 0,39 - 0,03X_1 + 0,01X_2 + 0,02X_1X_3, \quad v = 5,1\%; \quad (3.14a)$$

$$\hat{Y}(l_{cr2,f}^{\perp\perp exp}) = 70,9 - 2,15X_1 + 1,93X_2 - 1,75X_3, \text{ мм}, \quad v = 4,7\%; \quad (3.15)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{l_{cr2,f}^{\perp\perp exp}}{h_0}\right) = 0,405 - 0,014X_1 + 0,011X_2 - 0,010X_3, \quad v = 4,7\%; \quad (3.15a)$$

де $l_{cr1}^{\perp\perp exp}$, $l_{cr2}^{\perp\perp exp}$ - віддаль між нормальними тріщинами у зоні "чистого згину", відповідно, при статистичному ступеневому зростаючому і малоциклового знакозмінному навантаженнях звичайних залізобетонних балок за [183];

$l_{crf}^{\perp\perp exp}$ - віддаль між нормальними тріщинами у зоні "чистого згину", пошкоджених силовими нормальними тріщинами залізобетонних балок другої серії (А), підсилених попередньо напруженими металевими обоймами згідно з [176], за дії малоциклового знакозмінного навантаження високих рівнів при тих же значеннях конструктивних чинників.

Найбільший вплив на віддаль між нормальними тріщинами, серед конструктивних чинників, має відносний прольот зрізу. Де проглядається така закономірність - зі збільшенням прольоту зрізу лінійно зменшується віддаль між нормальними тріщинами (рис. 3.6, а).

Наступним за величиною є клас бетону. При зростанні класу бетону з С16/20 до С40/50 віддаль між нормальними тріщинами лінійно збільшується (рис. 3.6, б).

Вплив збільшення процента поперечного армування, для другої та третьої серій, виявився негативним (рис. 3.6, в).

В зв'язку з тим що дослідні зразки-балки першої (АСД) і другої (А) серій були запроектовані майже рівномісними за нормальними та похилими перерізами, але так, щоби їх руйнування відбувалося, все-таки, за похилими перерізами тому вплив кількості поперечної арматури, для першої серії (рис. 3.6, в), рівня малоциклового знакозмінного навантаження та рівня попереднього напруження в елементах обійми, для другої та третьої серій (рис. 3.6, г), не має суттєвого впливу на кількісні змінення віддалі між нормальними тріщинами у зоні "чистого згину". Основні деструкційні процеси проходять в приопорній зоні з похилими тріщинами, що гарно видно з рис. 3.5, в (г).

Таблиця 3.6

Середні відстані між нормальними тріщинами в зонах чистого згину звичайних (серії 1, 2) та підсилених металевими обіймами (серія 3) дослідних зразків-балок

№ досліду	План експерименту				Відстань між нормальними тріщинами			
					$l_{cr}^{\perp\perp exp}$, мм			
	X_1	X_2	X_3	X_4	$l_{cr 1}^{\perp\perp exp}$	$\hat{l}_{cr 1}^{\perp\perp exp}$ (3.14)	$l_{cr 2,f}^{\perp\perp exp}$	$\hat{l}_{cr 2,f}^{\perp\perp exp}$ (3.15)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	+	+	+	+	70,0	67,0	69,5	68,9
2	+	+	+	-	63,0	67,0	67,3	68,9
3	+	+	-	+	57,0	61,0	70,6	71,7
4	+	+	-	-	62,0	61,0	72,2	71,7
5	+	-	+	+	62,0	63,0	65,7	65,1
6	+	-	+	-	60,0	63,0	64,3	65,1
7	+	-	-	+	55,0	57,0	66,5	67,9
8	+	-	-	-	57,0	57,0	67,6	67,9
9	-	+	+	+	71,0	73,0	72,6	73,9
10	-	+	+	-	71,0	73,0	75,9	73,9

Продовження табл. 3.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9
11	-	+	-	+	83,0	79,0	79,3	76,7
12	-	+	-	-	79,0	79,0	74,8	76,7
13	-	-	+	+	68,0	69,0	70,0	70,1
14	-	-	+	-	69,0	69,0	73,1	70,1
15	-	-	-	+	77,0	75,0	73,1	72,9
16	-	-	-	-	71,0	75,0	73,9	72,9
17	+	0	0	0	61,0	62,0	68,0	68,4
18	-	0	0	0	74,0	74,0	73,7	73,4
19	0	+	0	0	70,0	70,0	72,8	72,8
20	0	-	0	0	65,0	66,0	69,0	69,0
21	0	0	+	0	67,0	68,0	69,4	69,5
22	0	0	-	0	68,0	68,0	71,6	72,3
23	0	0	0	+	68,0	68,0	70,8	70,9
24	0	0	0	-	67,0	68,0	70,9	70,9
25	0	0	0	0	68,0	68,0	70,9	70,9
$\sum (\bar{y} - \hat{y})^2$					288,6 мм ²		266,5 мм ²	
$\sigma = \sqrt{\sum (\bar{y} \cdot \hat{y})^2 / 24}$					3,47 мм		3,33 мм	
$v = (\sigma / b_0) \cdot 100, \%$					8,5 %		4,7 %	

Аналіз математичних моделей (3.14), (3.15) показує, що відстані між нормальними тріщинами у зоні "чистого згину" є досить близькими по серіях, і становить 68 та 70,9 мм. Ї збільшення відстані між нормальними тріщинами відбуваються при:

- зменшенні відносного прольоту зрізу a/h_0 від 3 до 1 у першій (АСД), другій (А) та третій (Д) серіях, відповідно, на 18, 6 і 6%;
- збільшенні класу бетону від С16/20 до С40/50, відповідно на 6, 5 та 5%;
- зменшенні кількості поперечної металевої арматури ρ_{sw} , в залізобетонних балках другої серій від 0,0044 до 0,0016 та проценту поперечного армування додатковою арматурою підсилення ρ_{fw} , третьої серії, від 0,0263 до 0,0046, відповідно, на 5 та 5%.

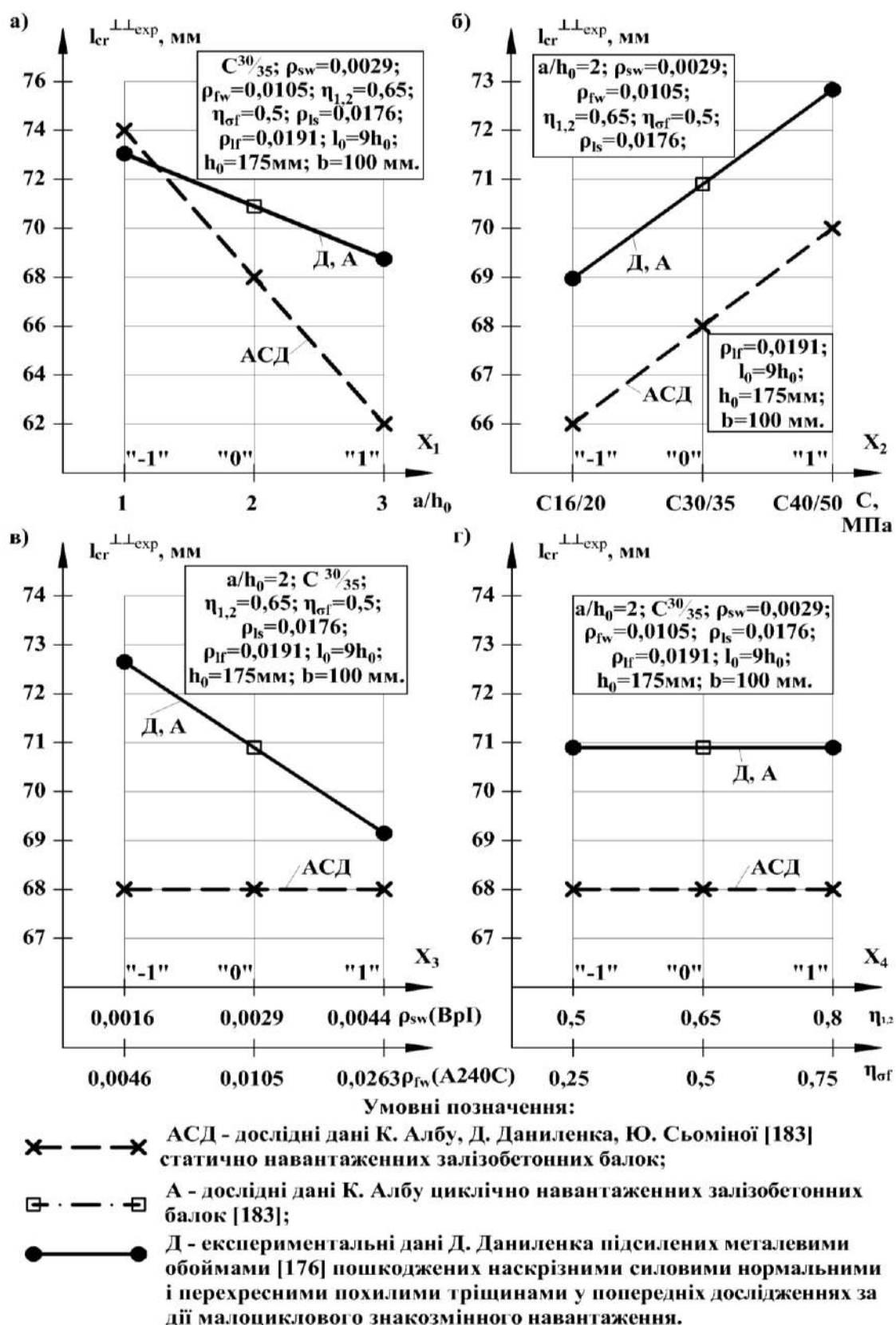


Рис. 3.6 Залежність віддалі між нормальними тріщинами перед руйнуванням дослідних балок від величини відносного прольоту зрізу (а), класу бетону (б), кількості поперечної арматури (в) та рівнів поперечного навантаження і попереднього напруження в елементах обойми (г).

3.6 Висновки за розділом 3

1. Величина відносного прольоту зрізу виявилася найвпливовішим фактором, для всіх характеристичних параметрів що були розглянуті. При її збільшенні, в підсилених залізобетонних балках:

- несуча здатність лінійно зменшується;
- прогини не лінійно збільшуються;
- ширина розкриття нормальних та похилих тріщин збільшується;
- довжина проекції похилих тріщин лінійно збільшується;
- віддаль між нормальними тріщинами лінійно зменшується.

Далі приведено висновки стосовно другого по величині впливу фактору.

2. Несуча здатність підсилених залізобетонних балок, в більшій мірі залежить від класу бетону, з його збільшенням несуча здатність підвищується. Рівень попереднього напруження в елементах обойми та процент поперечного армування додаткової арматури не відіграє суттєвої ролі в зміні величини несучої здатності. Застосування металевої попередньо напруженої обойми підсилення підвищує несучу здатність підсилених залізобетонних балок, в порівнянні з непошкодженими (першої серії (АСД)) та пошкодженими (другої серії (А)) на 51 та 85% відповідно. Що говорить про досить високу ефективність запропонованого способу та пристрою підсилення.

3. Суттєвий плив на прогин залізобетонних балок завдає коефіцієнт поперечного армування. Зі зменшенням його лінійно зменшується й прогин. Завдяки підсиленню залізобетонних балок їх прогин збільшується у 2,2 та 1,8 рази, відповідно для балок першої та другої серій. Що говорить про позитивний вплив таких способу та пристрою підсилення, котрі дають більше пластичності в роботі конструкції.

4. Величина ширини розкриття нормальних тріщин лінійно залежить в більшій мірі, з огляду параметрів впливу що розглядалися, від класу бетону. З його зменшенням ширина розкриття нормальних тріщин зменшується. А застосування розробленого способу та пристрою підсилення, з попереднім напруженням

елементів підсилення, дозволяє в 2,3 рази зменшити ширину розкриття нормальних тріщин, в порівнянні з балками першої та другої серій.

5. Ширина розкриття похилих тріщин суттєво залежить від рівня попереднього напруження. За рахунок обтискання конструкції, й чим вище рівень, ширина розкриття похилих тріщин зменшується. Вище зазначений вид підсилення в 1,26 рази зменшує ширину розкриття похилих тріщин пошкоджених знакозмінним навантаженням залізобетонних балок другої серії.

6. Значимим фактором впливу для довжини проекції небезпечної похилої тріщини на горизонтальну вісь балки виявився рівень попереднього напруження в прогінних елементах обойми підсилення. Підвищуючи рівень попереднього напруження, тим самим знижуючи несучу здатність попередньо напружених елементів підсилення, проекція довжини наявних похилих тріщин збільшується.

7. На віддаль між нормальними тріщинами впливає клас бетону. Чим він вище тим віддаль між нормальними тріщинами більше. Відзначається незначне збільшення в 1,05 рази віддалі між нормальними тріщинами балок другої і третьої серії по відношенню до першої серії залізобетонних балок-зразків.

За результатами проведених у цьому розділі досліджень опубліковані наукові праці [183, 189, 190, 191, 192, 193, 194, 195].

РОЗДІЛ 4

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ПОШКОДЖЕНИХ СИЛОВИМИ ТРИЩИНАМИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПОСИЛЕНИХ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИМИ МЕТАЛЕВИМИ ОБОЙМАМИ

4.1 Порівняльний аналіз несучої здатності дослідних пошкоджених залізобетонних елементів, підсилених металевими обоймами, за існуючими національними нормами проектування та авторськими методами

Питанням розрахунку підсилених будівельних конструкцій, як вже було сказано, займалося багато дослідників. Але найцікавішими являються авторські методики розрахунку котрі були розроблені в результаті експериментальних досліджень, й існуючі нормативні методики. Адже перші мають під собою практичне підґрунтя, а другі (скомпільовані з практичних та теоретичних досліджень) носять законодавчу силу, й фактично відповідають за безпечну працю підсилених будівельних конструкцій.

Для зручності, розрахункові формули винесені до таблиці. 4.1, тут же розглянемо наявні: розрахункові передумови, розрахункові моделі, коефіцієнти і умови розрахунку.

Таблиця 4.1

Таблиця розрахункових формул за найбільш поширеними методиками визначення несучої здатності підсилених залізобетонних елементів, що згинаються.

№	Передумови	Розрахункові формули
1	2	3
[35], [81]		Вираження взаємозв'язку лінійних деформацій балки та балочного залізобетонного елемента: $\delta_x = \delta_q - \delta_M - \Delta_x$ $\delta_q = c \cdot (\alpha + \beta); \delta_M = \frac{Xlc^2}{B}$ $\delta_x = \frac{Xl}{F_0 E_a}; \Delta_x = \frac{Xl}{FE_\sigma}$ Зусилля в затяжці: $X = \frac{(\alpha + \beta) \cdot B}{l \cdot A}$ $A = \frac{B}{cF_0 E_a} + c + \frac{B}{cFE_\sigma}$
[37]	1. В посилюваній конструкції забезпечено надійне закріплення кінців розтягнутої арматури; забезпечений надійний зв'язок нової конструкції зі старою; 2. В стадії руйнування посилюваної конструкції напруження в розтягнутій арматурі досягає межі пружності; одночасно	Розрахунок за нормальними перерізами: $M_p = bh_0^2 R_u \alpha (1 - 0,5\alpha) + f_2 S \sigma_T,$ $\alpha = \frac{(f_1 + f_2) \sigma_T}{R_u b h_0} < 0,50$

Продовження таблиці 4.1

1	2	3
	напруження стиску в бетоні досягають тимчасового опору стиснення при згині. Бетон не бере участь в передачі розтягуючих зусиль. Епюра нормальних напружень бетону в зжатій зоні представляє собою прямокутник. 3. Розтягнута арматура основної конструкції та арматура підсилення мають однакову межу текучості.	Розрахунок за похилими перерізами: $Q_p = \sum f_{от} \sigma_{от} \sin \varphi + \sum f_x \sigma_x + \frac{0.15 b h_0^2 R_u}{Z \operatorname{ctg} \alpha}$
[65], [105] [106] [107]		Згинаючий момент: $M = R_{и} b x (h_{0п} - \frac{x}{2}) + R_{ac} F'_a (h_{0п} - a')$ Висота стиснутої зони: $x = \frac{R_a F_n - R_{ac} F'_a}{b R_{и}}$ Приведена площа робочої арматури: $F_n = F_a + F_d \frac{R_d}{R_a}$ Приведена робоча висота: $h_{0п} = h_0 + \frac{R_d F_d}{R_a F_n} (h_d + h_0)$
[65], [105] [106] [108]		Площа додаткової арматури: $F_d = \frac{-B_1 + \sqrt{B_1^2 - 4A_1 C_1}}{2A_1}$

[109]		
		Продовження таблиці 4.1
1	2	3
		$A_1 = \frac{R_D^2}{2bR_u};$ $B_1 = \frac{F_a R_D R_a}{bR_u} + R_D \left(\frac{R_{ac} F'_a}{bR_u} - h_D \right)$ $C_1 = \frac{R_a^2 F_a^2}{2bR_u} - \frac{R_{ac} F'_a R_a F_a}{bR_u} + M +$ $+ R_{ac} F'_a \left(\frac{R_{ac} F'_a}{2bR_u} + a' \right) - R_a F_a h_0$ $F_{II} \leq \alpha_{\max} b h_0 \frac{R_u}{R_a}$
[81], [110]	1. Розрахунок ведеться як для статично не визначеного позацентрово стиснутого елемента. 2. Статично невизначені зусилля в зтяжці визначаються з рівняння взаємозв'язку лінійних деформацій балочного елемента та тяжів зтяжки.	Розрахунок за нормальними перерізами: $N_e = R_u b x (h_0 - 0,5x)$ Розрахунок за похилими перерізами: $Q_{x0} = \sqrt{0,45 R_u b h_0^2 (q_x + q_{x0})} - q_x u > Q + Q_q$ $q_{x0} = \frac{F_{x0} R_{ax} \cdot 0,85}{u_{x0}}$ $m_0 = 0.85$ – коефіцієнт умови роботи зтяжки
[104]		Напруження в попередньо напружених стержнях: $f_{ps} = f_{pe} + \frac{E_{ps}}{196} \left[\frac{e \beta_1 f'_c b}{A_s f_y + A_{sp} f_{pu}} k_1 \right]$
[107]		Згинальний момент: $M = R_u b x (h_{0п} - \frac{x}{2}) + R_{ac} F'_a (h_{0п} - a')$

Продовження таблиці 4.1		
1	2	3
		Висота стиснутої зони: $x = \frac{R_a F_n - R_{ac} F'_a}{b R_u}$ Приведена робоча висота: $h_{0n} = h_0 + \frac{F_n - F_a}{F_n} (h_d - h_0)$ Площа поперечного перерізу стержнів підсилення: $F_d = \frac{B \pm \sqrt{B^2 - 4A C}}{2A}$ $A = \frac{R_a^2}{2b R_u}; \quad B = \frac{R_{ac} F'_a R_a}{b R_u} + R_a \cdot h_d$ $C = M_n + R_{ac} F'_a \left(\frac{R_{ac} F'_a}{2b R_u} + a' \right) + R_a F'_a (h_d - h_0)$ $F_n \leq \alpha_{\max} b h_0 \frac{R_u}{R_a}$ Рівняння рівноваги для визначення граничної поперечної сили: - без поперечного армування підсилюваної конструкції $Q_{пр} \cdot a = R_{пр} b x_1 z + \frac{q_x c^2}{2}$ - з поперечним армуванням підсилюваної конструкції $Q_{пр} \cdot a - \frac{q a^2}{2} = R_{пр} b x_1 z + \frac{q_x c^2}{2}$

Продовження таблиці 4.1		
1	2	3
[111]		Граничне напруження в попередньо напружених стержнях: $f_{ps}=f_{pe}+\Delta f_{ps}= f_{pe}+\Omega_u E_{ps} \epsilon_{cu} \left(\frac{d_{ps}}{c} - 1 \right) \frac{L_1}{L_2}$ Відстань від крайнього стискаючого волокна до нейтральної осі: $c = \frac{-B_1 + \sqrt{B_1^2 - 4A_1 C_1}}{2A_1}$ $A_1 = 0,85 f'_c b_w \beta_1$ $B_1 = A_{ps} (E_{ps} \epsilon_{cu} \Omega_u (L_1/L_2) - f_{pe}) + A'_s f'_y - A_s f_y + 0,85 f'_c (b - b_w) h_f$ $C_1 = -A_{ps} E_{ps} \epsilon_{cu} \Omega_u d_{ps} (L_1/L_2)$
[112]		Приріст напруження в стержнях підсилення: $\Delta f_{ps,u} = \frac{\Gamma_1}{k} \left(1 - \frac{\Gamma_2}{k} \right)$ $\Gamma_1 = \gamma \eta K \epsilon_{cu} E_p e_m / \tilde{\omega} d_{ps}$ $\Gamma_2 = \gamma \phi K \epsilon_{cu} L^2 / \eta \tilde{\omega} d_{ps} e_m$
[113]		Площа поперечного перерізу стержнів підсилення: $F_{sd} = \frac{A}{2} \pm \sqrt{\frac{A^2}{4} - B}$ $A = \frac{F_s R_s - F'_s R_{sc} - R_b b (h_{0II} + a_0)}{0,5 R_{s/II} 0,75 \gamma_{s6}}$

$$B = \frac{2 \left[M - (R_s F_s h_{0\pi} - R_{sc} F_s' a') \right] R_b b + (R_s F_s - R_{sc} F_s')^2}{(R_{s/II} 0,75 \gamma_{s6})^2}$$

Продовження таблиці 4.1

1	2	3
		Висота стиснутої зони: $x = \frac{R_{сд} F_{сд} + R_s F_s + R_{sc} F_s'}{R_b b}$
[114]		Кількість додаткової розтягнутої арматури: $A_{s,ad} = - \left(\frac{A}{2} \right) \pm \sqrt{\frac{A^2}{4} - B}$ $A = \frac{A_s R_s - A_{s,red}' R_{sc} - R_{b,red} b h_{0,red}}{0,5 \sigma_{lim,ad}}$ $B = \frac{2 \left[M + (R_{sc} A_{s,red}' a' + R_s A_s h_{0,red}) \right] R_{b,red} b - (R_s A_s - R_{sc} A_{s,red}')^2}{\sigma_{lim,ad}^2}$ Висота стиснутої зони: $x = \frac{\sigma_{lim,ad} A_{sp,ad} + R_s A_s - R_{sc} A_{s,red}'}{R_{b,red} b}$
[115]		Площа поперечного перерізу додаткової арматури в розтягнутій зоні конструкції: $A_{s,ad} = - \left(\frac{B}{2} \right) - \sqrt{\frac{B^2}{4} - C}$ $B = \frac{2(A_s R_s - A_s' R_{sc} - R_b b h_{0,ad})}{R_{s,ad}}$ $C = \frac{2 \left[M + (R_{sc} A_s' a' - R_s A_s h_0) \right] R_b b + (R_s A_s - R_{sc} A_s')^2}{R_{s,ad}^2}$ Міцність по похилій стислій смузі:

		$Q \leq 0.3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0$ Міцність по похилій тріщині: $Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc}$
Продовження таблиці 4.1		
1	2	3
		$Q_b = \frac{M_b}{c}$; $Q_{sw} = (q_{sw} + q_{sw,ad}) c_0$; $Q_{s,inc} = R_{sw,ad} A_{s,inc,ad} \sin \theta$
[118]		Граничний згинаючий момент: $M_{ult} = R_{b,red} b x (h_{0,red} - 0,5x) + R_{sc} A'_{s,red} (h_{0,red} - a')$ $M \leq M_{ult}$
[196]	1. Розрахунок ведеться як для статично не визначеного позацентрово стиснутого елемента. 2. Втрати попереднього напруження в додатковій арматурі визначаються по СНиП 2.03.01-84*, як для конструкції з натягом арматури на бетон. 3. Розрахунок міцності ведеться з припущенням що граничний стан підсилених конструкцій настає одночасно з досягненням існуючою арматурою та затяжкою розрахункового опору. 4. При розрахунку підсилення сильно пошкоджених конструкцій (при руйнуванні 50% перерізу чи 50% площі	Розрахунок за нормальними перерізами: $N_e = R_u b x (h_0 - 0,5x)$ Розрахунок за похилими перерізами: $Q < Q_b + Q_{sw}$ по похилій сжатій смугі: $Q < 0.3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_{b,red} b h_0$ $\gamma_{sp,ad} = 0.8$ – коефіцієнт умови роботи затяжки; $\gamma_{sw,ad} = 0.9$ – коефіцієнт умови роботи додаткової поперечної арматури.

	робочої арматури), конструкція підсилення розраховується на повне діюче навантаження, при цьому несуча здатність конструкції що підсилюється, в розрахунку не враховується.	
--	---	--

Продовження таблиці 4.1

1	2	3
[197]	1. Втрати попереднього напруження в зтяжках визначаються по СП 63.13330, як для конструкції з натягом арматури на бетон. 2. Напруження в арматурі посилюваного елемента слід приймати рівним розрахунковому опору арматури. 3. При розрахунку підсилення сильно пошкоджених конструкцій (при руйнуванні 50% перерізу чи 50% площі робочої арматури), конструкція підсилення розраховується на повне діюче навантаження, при цьому несуча здатність конструкції що підсилюється, в розрахунку не враховується. 4. Розрахунок міцності ЗБЕ, підсилених поперечним армуванням з початковим попереднім напруженням, слід виконувати як для звичайного армування, без врахування попереднього напруження.	Розрахунок за нормальними перерізами: $M_{ult} = R_{b,red} b x (h_{0,red} - 0.5x) + R_{sc} A'_{s,red} (h_{0,red} - a')$ Розрахунок за похилими перерізами: $Q < Q_b + Q_{sw}$ по похилій сжатій смугі: $Q < 0.3 R_b b h_0$ $\gamma_{sp,ad} = 0.8$ – коефіцієнт умови роботи зтяжки.
[198]		Розрахунок за нормальними перерізами: $M_u = M_c + M'_s + M_s + M_{sp1} + M_{sp2} + M_{sp3}$

Розрахунок за похилими перерізами:

$$V_u = V_{bo} + V_{b,sp}$$

Продовження таблиці 4.1

1	2	3
[199]	1. У разі руйнування більше ніж 50% перерізу конструкцій або більше ніж 50% площі робочої арматури, конструкція підсилення розраховується на повне фактичне навантаження, при цьому несуча здатність конструкції що підсилюється, в розрахунку не враховується.	Залізобетонні конструкції що підлягають підсиленню, проектується згідно ДБН В.2.6-98 при підсиленні бетоном і залізобетоном і згідно ДБН В.2.6-198 – при підсиленні сталевим прокатом.
[200]	1. Розрахунок за граничними станами ведеться згідно до СНиП 2.03.01-84* як для позацентрово стиснутого елемента. 2. Втрати попереднього напруження в зтяжках визначаються по СНиП 2.03.01-84*, як для конструкції з натягом арматури на бетон, з урахуванням коефіцієнта γ_{fix} . 3. У разі руйнування більше ніж 50% перерізу конструкцій або більше ніж 50% площі робочої арматури, конструкція підсилення розраховується на повне фактичне навантаження, при цьому несуча здатність конструкції що підсилюється, в розрахунку не враховується.	Розрахунок за нормальними перерізами: $M = (M_1 + M_2) - M_{dis}$ Розрахунок за похилими перерізами: $Q < Q_1 + Q_2$ $\gamma_{fix} = 0.8$ – коефіцієнт умови роботи зтяжки.

Таблиця 4.2

Порівняння експериментальних даних несучої здатності похилих перерізів підсилених металевими обоймами залізобетонних балок (серія 4) з її розрахунковими значеннями, обчисленими за нормативними та авторськими методиками

№ досліду	План експерименту				Несуча здатність V_{uf} , кН, похилих перерізів							
	X_1	X_2	X_3	X_4	V_{uf}^{exp}	V_{uf}^{calc} Дани- ленко	V_{uf}^{calc} [35]	V_{uf}^{calc} [76]	V_{uf}^{calc} [190]	V_{uf}^{calc} [191]	V_{uf}^{calc} [192]	V_{uf}^{calc} [193]
1	+	+	+	+	110	97	-	147	164	115	102	176
2	+	+	+	-	115	97	-	147	164	115	102	176
3	+	+	-	+	110	97	-	128	167	121	86	147
4	+	+	-	-	115	97	-	128	167	121	86	147
5	+	-	+	+	95	97	-	86	113	78	81	121
6	+	-	+	-	100	97	-	86	113	78	81	121
7	+	-	-	+	95	97	-	78	117	83	65	101
8	+	-	-	-	100	97	-	78	117	83	65	101
9	-	+	+	+	200	201	-	241	171	262	153	329
10	-	+	+	-	190	201	-	241	171	262	153	329
11	-	+	-	+	200	201	-	234	171	262	136	306
12	-	+	-	-	190	201	-	234	171	262	136	306
13	-	-	+	+	140	127	-	146	109	105	132	227
14	-	-	+	-	140	127	-	146	109	105	132	227
15	-	-	-	+	140	127	-	146	109	105	116	204
16	-	-	-	-	140	127	-	146	109	105	116	204
17	+	0	0	0	110	97	-	114	142	100	84	141
18	-	0	0	0	190	176	-	199	157	187	134	273
19	0	+	0	0	150	146	-	165	232	184	107	206
20	0	-	0	0	130	146	-	100	178	127	86	145
21	0	0	+	0	145	146	-	143	213	151	107	197
22	0	0	-	0	145	146	-	133	198	158	90	162
23	0	0	0	+	145	146	-	138	219	161	98	183
24	0	0	0	-	145	146	-	138	219	161	98	183
25	0	0	0	0	145	146	-	138	219	161	98	183
$\sum (\bar{y} - \hat{y})^2$					2574		-	12806	53814	26532	34947	114111
$\sigma = \sqrt{\sum (\bar{y} - \hat{y})^2 / 24}$					10,4		-	23,1	47,4	33,3	38,2	69,0
$\bar{v} = (\sigma / b_0) \cdot 100, \%$					7,0%		-	15,9%	32,6%	22,9%	26,3%	47,5%

Таблиця 4.3

Порівняння експериментальних даних несучої здатності нормальних перерізів підсилених металевими обоймами залізобетонних балок (серія 4) з її розрахунковими значеннями, обчисленими за нормативними та авторськими методиками

№ досліду	План експерименту				Несуча здатність M_{uf} , кНм, нормальних перерізів								
	X_1	X_2	X_3	X_4	M_{uf}^{exp}	M_{uf}^{calc} Дани- ленко	M_{uf}^{calc} [35]	M_{uf}^{calc} [76]	M_{uf}^{calc} [190]	M_{uf}^{calc} [191]	M_{uf}^{calc} [192]	M_{uf}^{calc} [193]	M_{uf}^{calc} [194]
1	+	+	+	+	54,5	52,6	60,3	47,2	46,0	56,0	54,0	80,4	48,1
2	+	+	+	-	56,9	52,6	60,3	47,2	46,0	56,0	54,0	80,4	48,1
3	+	+	-	+	54,5	52,6	60,3	47,2	46,0	56,0	54,0	80,4	48,1
4	+	+	-	-	56,9	52,6	60,3	47,2	46,0	56,0	54,0	80,4	48,1
5	+	-	+	+	47,0	52,6	33,1	45,6	42,0	56,0	52,3	75,5	48,1
6	+	-	+	-	49,5	52,6	33,1	45,6	42,0	56,0	52,3	75,5	48,1
7	+	-	-	+	47,0	52,6	33,1	45,6	42,0	56,0	52,3	75,5	48,1
8	+	-	-	-	49,5	52,6	33,1	45,6	42,0	56,0	52,3	75,5	48,1
9	-	+	+	+	-	-	60,3	47,2	46,0	56,0	54,0	80,4	48,1
10	-	+	+	-	-	-	60,3	47,2	46,0	56,0	54,0	80,4	48,1
11	-	+	-	+	-	-	60,3	47,2	46,0	56,0	54,0	80,4	48,1
12	-	+	-	-	-	-	60,3	47,2	46,0	56,0	54,0	80,4	48,1
13	-	-	+	+	-	-	33,1	45,6	42,0	56,0	52,3	75,5	48,1
14	-	-	+	-	-	-	33,1	45,6	42,0	56,0	52,3	75,5	48,1
15	-	-	-	+	-	-	33,1	45,6	42,0	56,0	52,3	75,5	48,1
16	-	-	-	-	-	-	33,1	45,6	42,0	56,0	52,3	75,5	48,1
17	+	0	0	0	54,5	52,6	55,6	46,8	45,0	56,0	53,2	79,1	48,1
18	-	0	0	0	-	-	55,6	46,8	45,0	56,0	53,2	79,1	48,1
19	0	+	0	0	48,0	52,6	60,3	47,2	46,0	56,0	54,0	80,4	48,1
20	0	-	0	0	41,6	52,6	33,1	45,6	42,0	56,0	52,3	75,5	48,1
21	0	0	+	0	46,4	52,6	55,6	46,8	45,0	56,0	53,2	79,1	48,1
22	0	0	-	0	46,4	52,6	55,6	46,8	445,0	56,0	53,2	79,1	48,1
23	0	0	0	+	46,4	52,6	55,6	46,8	45,0	56,0	53,2	79,1	48,1
24	0	0	0	-	46,4	52,6	55,6	46,8	45,0	56,0	53,2	79,1	48,1
25	0	0	0	0	46,4	52,6	55,6	46,8	45,0	56,0	53,2	79,1	48,1
$\sum (\bar{y} - \hat{y})^2$					459,4 кН ²		1657,3	404,4	647,5	982,6	471,2	13567	337,9
$\sigma = \sqrt{\sum (\bar{y} - \hat{y})^2 / 24}$					5,53 кН		8,31	4,10	5,19	6,39	4,43	23,78	3,75
$U = (\sigma / b_0) \cdot 100, \%$					11,2 %		15,7%	7,8%	9,8 %	12,1%	8,4%	45,0%	7,1 %

Всі існуючі нормативні та авторські методики передбачають розрахунок несучої здатності пошкоджених ЗБК за небезпечною похилою тріщиною при переважній дії поперечної сили, тобто ураховуються складові несучої здатності похилих перерізів по бетону над вершиною небезпечної похилої тріщини та хомутів і елементів зовнішнього підсилення. Що й показало порівняння, вплив передумов й розрахункових схем, існуючих нормативних та авторських методик, дає незадовільну збіжність. Дане питання потребує більш досконалого вивчення сутті проблеми.

4.2 Моделювання складного напружено-деформованого стану системи «пошкоджена силовими тріщинами залізобетонна балка – попередньо напружена металева обойма» шляхом нелінійних скінчено-елементних розрахунків в ПК «Ліра-САПР»

Розвиток методик розрахунку ЗБК вимагає більш досконалого вивчення напружено-деформованого стану елемента. Адже, чим зрозуміліша поведінка матеріалів, з котрих складається конструкція, тим точніше методика розрахунку. Велика кількість експериментальних досліджень будівельних конструкцій має на меті тільки одне – вдосконалення розрахункових моделей через понятійну складову. Але це тільки один із способів. Є ще один – вивчення роботи конструкції за допомогою комп'ютерного моделювання. Він менш трудомісткий, й не потребує значних матеріальних витрат, але дозволяє враховувати великий обсяг різноманітних факторів та їх взаємодію.

Завдяки своїй універсальності й дослідницькій привабливості метод скінчених елементів (МСЕ) отримав значний розвиток. Він не припиняється й досі [201 – 208]. Серед багатьох розрахункових програм, які використовуються у МСЕ, в вітчизняній практиці гідне місце займає ПК «Ліра-САПР» [209 – 211]. У зв'язку з цим моделювання роботи підсилених попередньо напруженою металевою обоймою пошкоджених наскрізними похилими та нормальними тріщинами

дослідних залізобетонних балок було виконано в нелінійній постановці шляхом скінчено-елементних розрахунків у вище зазначеному програмному комплексі.

Моделювання роботи дослідних балок відбувалося згідно плану експерименту, за для чого для кожної балки була створена своя, індивідуальна, розрахункова схема. Модель балки складається з фізично нелінійних чотирикутних СЕ №230 та фізично нелінійних універсальних просторових стержневих СЕ №210.

Від фізико-механічних параметрів матеріалів, з яких складається будівельна конструкція, залежить те, як вона буде працювати, в який момент включиться в роботу той чи інший елемент чи тимчасово виключиться з роботи, коли настане текучість арматури. Тому при моделюванні підсилених залізобетонних балок були обрані відповідні типи жорсткості та призначенні характеристики матеріалів:

- бетон задався за допомогою 14-го кусочно-лінійного закону деформування у вигляді повних діаграм деформування бетону (ДП «НДІБК»: Бамбура А.М., Бачинський В.Я., Голишев А.Б., Поліщук В.П. та ін.), при різних рівнях навантаження;
- прогінне армування посилюваного елемента (арматура А500С) задавалося за допомогою 14-го кусочно-лінійного закону деформування за фактичними міцністними величинами у вигляді повної діаграми з чотирьох лінійною залежністю (розтяг, стиск);
- поперечне армування посилюваного елемента (арматура Вр-I) задавалося за допомогою 14-го кусочно-лінійного закону деформування за фактичними міцністними величинами, в вигляді однолінійної залежності (розтяг, стиск).
- прогінне армування елемента підсилення, (кутики перерізом 25х4, марка сталі Ст3сп-5 по ДСТУ 2651:2005) задавалося за допомогою 14-го кусочно-лінійного закону деформування за фактичними міцністними величинами, в вигляді повної діаграми з п'ятилінійною залежністю (розтяг, стиск);
- поперечне вертикальне армування елемента підсилення (арматура А-240С) задавалося за допомогою 14-го кусочно-лінійного закону

деформування за фактичними міцнісними величинами у вигляді повної діаграми з чотирьохлінійною залежністю (розтяг, стиск);

- опорні (торцеві) елементи підсилення (пластина товщиною 30 мм, марка сталі Ст3пс по ДСТУ 2651:2005), задавалося за допомогою 14-го кусочно-лінійного закону деформування за фактичними міцнісними величинами, в вигляді повної діаграми з чотирьохлінійною залежністю (розтяг, стиск).

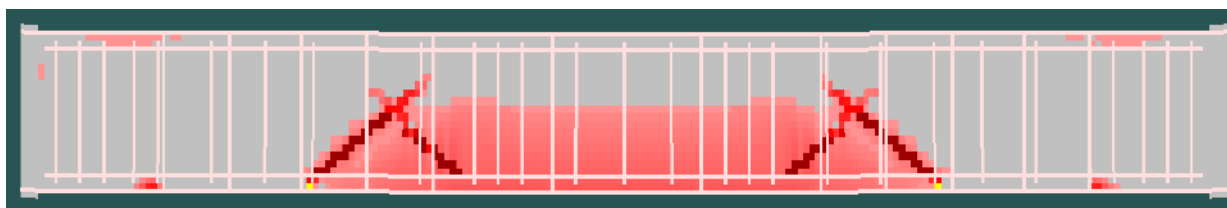
Попереднє напруження при моделюванні створювалося за допомогою температурного навантаження з урахуванням масштабного та фізико-механічного факторів.

Моделювання з'єднання пошкодженої залізобетонної балки та поздовжніх елементів підсилення було виконано без врахування сил зчеплення клеєвої суміші. Офіціальність прийняття даного припущення була підтверджена тим, що під час експериментів при рівнях навантаження приблизно 0,6-0,7 від руйнуючого, із-за збільшення прогинів та розкриття існуючих тріщин в пошкоджених залізобетонних балках мав місце зрив з'єднання «пошкоджена балка- елемент підсилення». Надалі зчеплення і робота з'єднання здійснювалася за рахунок сил тертя металевих елементів підсилення по залізобетонній балці.

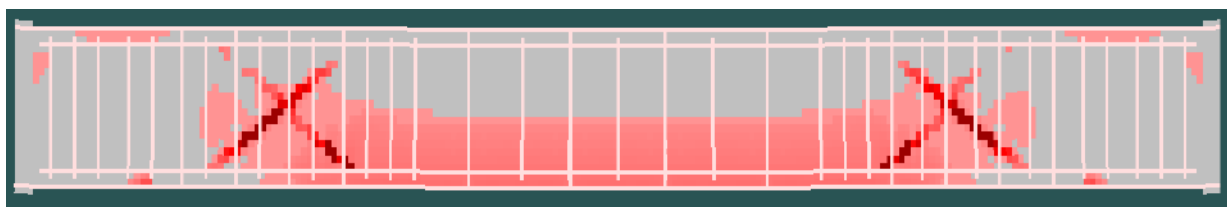
Одним з недостатньо опрацьованих питань в ПК “Ліра-САПР” є процес моделювання тріщин. Оскільки при досягненні в елементарному шарі напруження, рівного розрахунковому опору на розтяг, він продовжує пластично деформуватись з модулем пружності $E=1$ та сприймає напруження f_{ctk} . У напрямку продовжується робота. Так, автори [212] запропонували два варіанти моделювання тріщин в залізобетонному елементі. Згідно першого варіанту моделювання тріщини здійснюється за допомогою зменшення товщини СЄ в місці розташування тріщини. Другий варіант полягає в тому, що тріщини моделюються розшивкою вузлів схеми в місцях розташування тріщин, арматурні стержні в зоні тріщин моделюються додатковими СЄ. Процес розкриття та закриття тріщин регулюється за допомогою 255 СЄ. Моделювання тріщини за рекомендаціями вищезазначених авторів потребує досить потужної техніки. Оскільки підсилювані балки вже мали пошкодження в виді наскрізних тріщин з відомим їх розташуванням, то тріщини

модельовали за рекомендаціями розробників ПК “Ліра-САПР”, суть яких полягає в тому, щоби ввести відсічку на діаграмі роботи бетону за напруження, рівного розрахунковому опору на розтяг, і прирівняти його до нуля. Робота такого способу задання тріщин цілком відповідає фізико-механічній роботі пошкодженого залізобетонного елемента, підсиленого попередньо напруженою обоймою. Навантаження розбивалося на п'ятнадцять кроків. Так, на п'ятому кроці (одна третя від руйнуючого навантаження), при відносному прольоті зрізу $a/h_0=3$ (рис. 4.1, а) та $a/h_0=2$ (рис. 4.1, б), відкриваються похилі перехресні наскрізні тріщини аж до точки їх перетину. При відносному прольоті зрізу $a/h_0=1$ (рис. 4.1, в) основна наскрізна магістральна похила тріщина розкривається по всій довжині від точки прикладення навантаження до опори.

а)



б)



в)

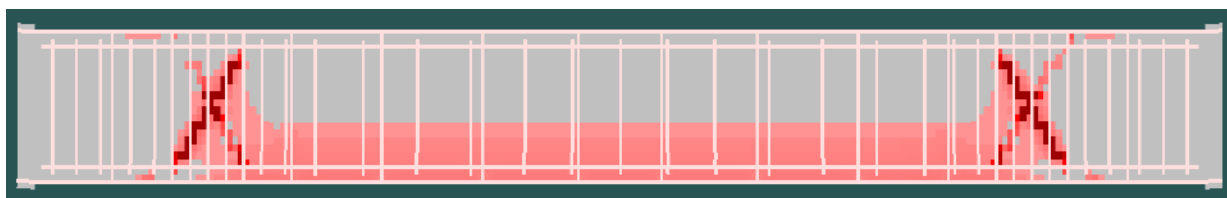
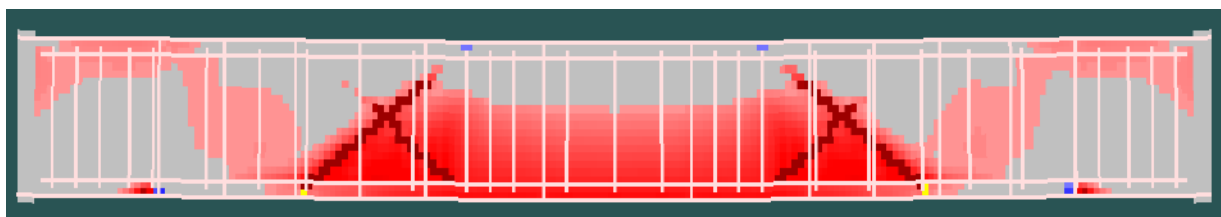


Рис. 4.1 Розкриття тріщин на п'ятому кроці (одна третя від руйнуючого навантаження) великого (а), середнього (б) та малого (в) прольотів зрізу.

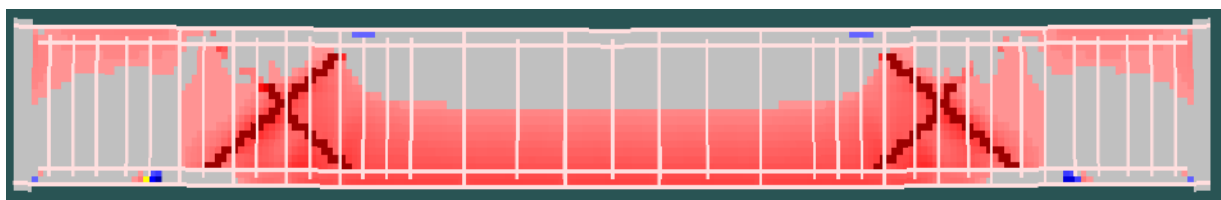
При подальшому навантаженні (десятий крок, дві третіх від руйнуючого навантаження), розкриття наскрізних перехресних похилих тріщин має однакову

картинку для всіх дослідних прольотів зрізу (рис. 4.2) – основна на даному циклі навантаження магістральна наскрізна похила тріщина, відкрита на всю її довжину, а інша наскрізна перехресна похила тріщина відкрита до місця її перетину з основною магістральною похилою тріщиною. Отже, утворена трикутна бетонна призма, відокремлена від основного об'єму бетону. Вона тримається на металевому каркасі балки й обтиснена обоймою підсилення, що було підтверджено в ході натурного експерименту.

а)



б)



в)

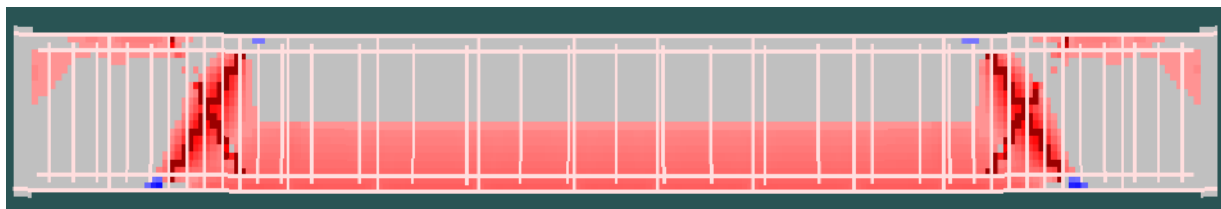
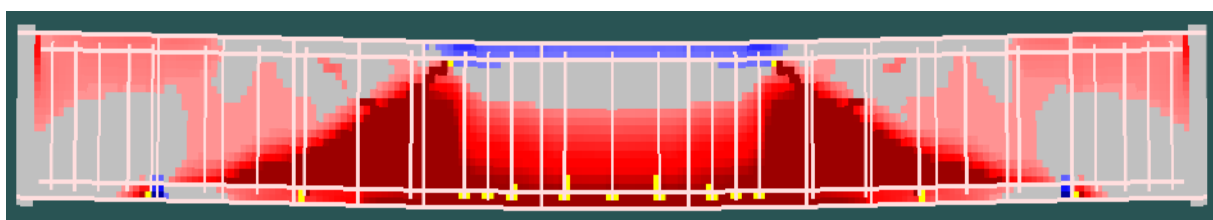


Рис. 4.2 Розкриття наскрізних перехресних тріщин на десятому кроці (дві третіх від руйнуючого навантаження) у великому (а), середньому (б) та малому (в) прольотах зрізу.

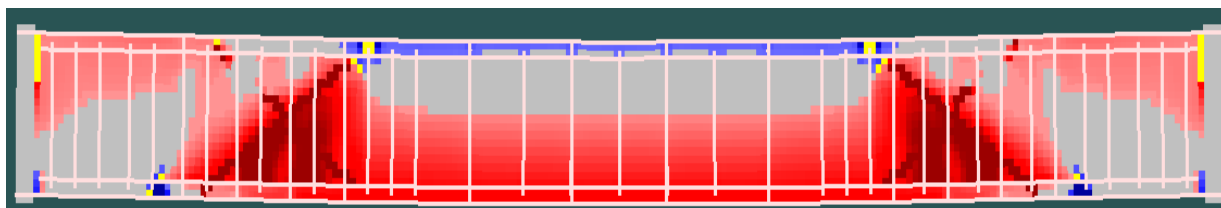
При подальшому навантаженні зі збільшенням розкриття тріщин та прогинів балки в роботу включається більш інтенсивно робоче армування балки та розтягнута частина обойми підсилення. У залежності від відносного прольоту зрізу, класу бетону, проценту поперечного армування балки та обойми підсилення, рівня навантаження, рівня попереднього напруження в елементах обойми

підсилення в тілі пошкодженої балки відкриваються існуючі раніше утворені нормальні та похилі тріщини, що веде до перерозподілу зусиль в ній та зміни схеми руйнування. Експериментально підтверджено, що за передруйнівного навантаження (п'ятнадцятий крок в балках з відносним прольотом зрізу $a/h_0=3$, № досліду 1) має місце схема руйнування за нормальним перерізом (рис. 4.3, а). В свою чергу, теж навантаження в елементах з відносним прольотом зрізу $a/h_0=2$ та $a/h_0=1$ (№№ дослідів 23 та 9) призводить до руйнування за похилими перерізами (рис. 4.3, б, в).

а)



б)



в)

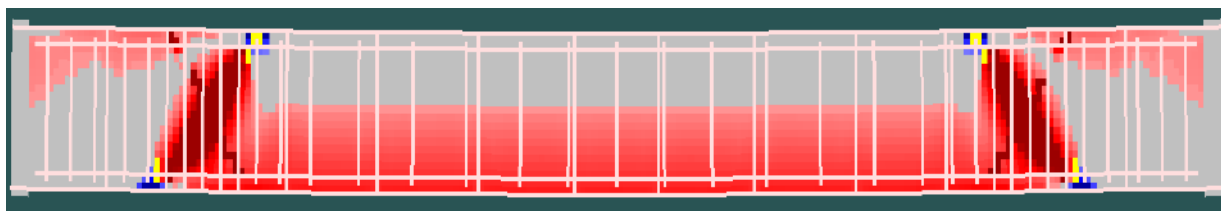


Рис. 4.3 Розкриття тріщин на п'ятнадцятому кроці (передруйнівне навантаження) в балках з великим (а), середнім (б) та малим (в) прольотами зрізу.

Розглядаючи механізм розкриття тріщин неможливо не звернути увагу на процеси, що проходять в робочих (нижніх) поздовжніх та поперечних елементах армування пошкодженої балки і обойми підсилення. При навантаженні $F=V=0$ кН незалежно від рівня попереднього напруження поздовжніх елементів обойми підсилення поздовжня арматура пошкодженої балки зазнає стискаючих зусиль. В

той же час поздовжні елементи підсилення розтягнуті (рис. 4.4). В залежності від рівня попереднього напруження в поздовжніх елементах обойми підсилення та в нижніх поздовжніх стержнях арматури пошкодженої балки виникають відповідні зусилля. Чим більший рівень попереднього напруження в поздовжніх елементах

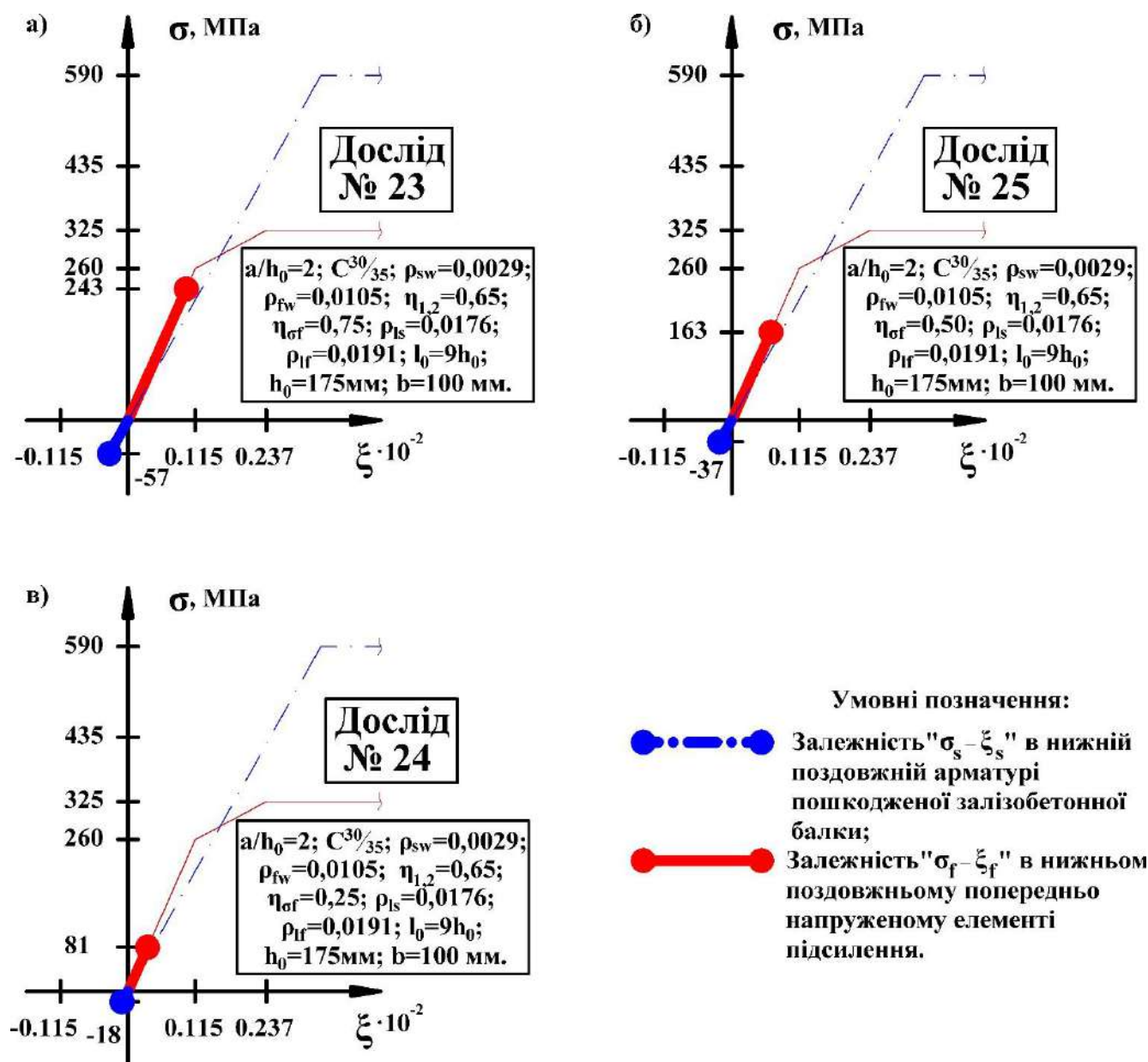


Рис. 4.4 Нормальні напруження і деформації в поздовжніх стержнях арматури пошкодженої залізобетонної балки та елементах металевої обойми підсилення при навантаженні $F=V=0$ кН і рівнях попереднього напруження в них: $\eta_{\sigma f}=0,75\sigma_{uf}$ (а); $\eta_{\sigma f}=0,50\sigma_{uf}$ (б); $\eta_{\sigma f}=0,25\sigma_{uf}$ (в).

підсилення (обойми), тим більші зусилля в них та поздовжніх стержнях арматури балки (рис. 4.5) за дії $F=V=50$ кН.

З підвищенням величини поперечного навантаження $F=V=50$ кН на вказаному напівциклі (рис. 4.5) (одна третя від руйнівного зусилля) на роботу нижніх

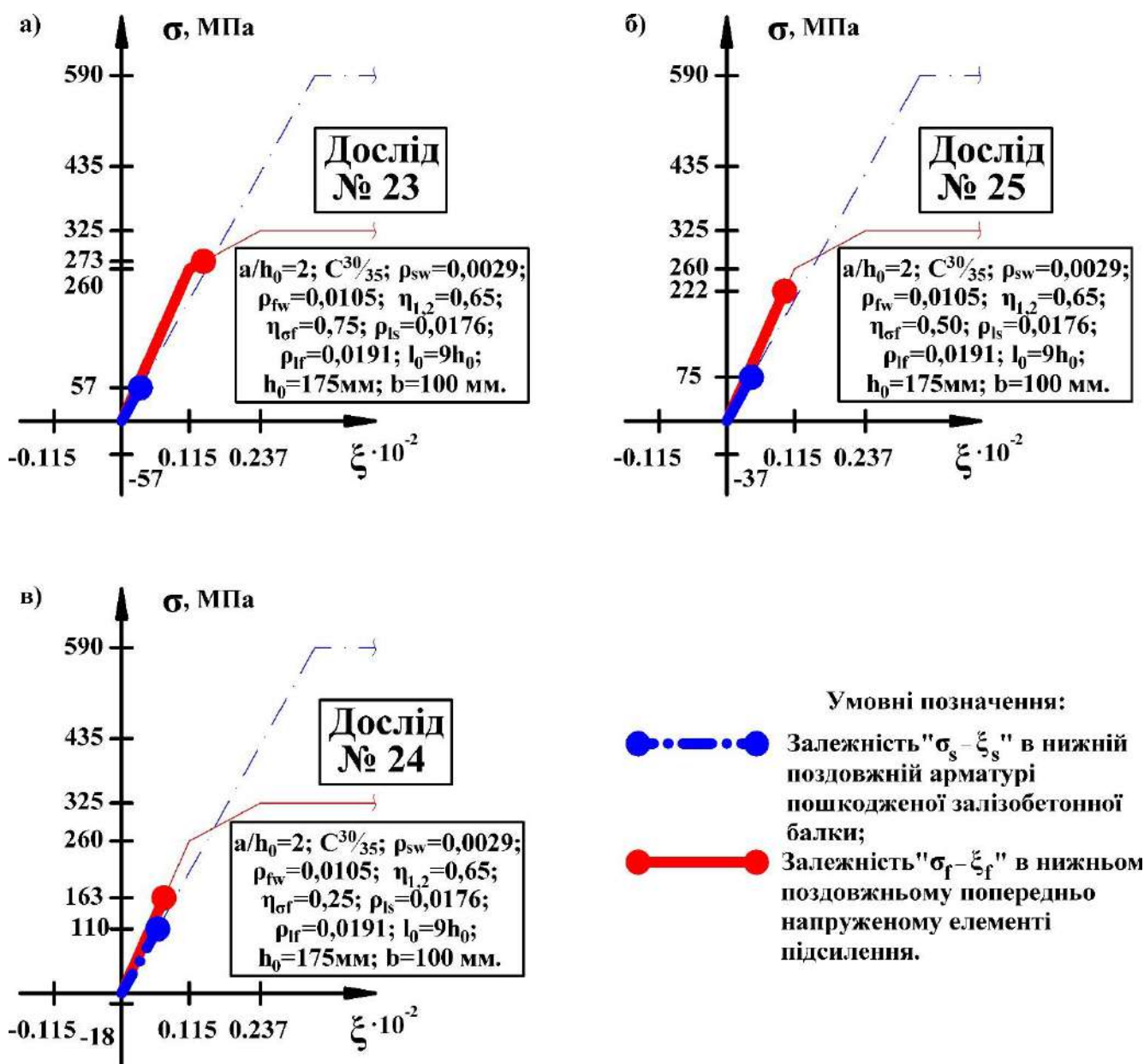


Рис. 4.5 Нормальні напруження і деформації в поздовжніх стержнях арматури пошкодженої залізобетонної балки та нижніх елементах металевої обойми підсилення при навантаженні $F=V=50$ кН і рівнях попереднього напруження в них: $\eta_{sf}=0,75\sigma_{uf}$ (а); $\eta_{sf}=0,50\sigma_{uf}$ (б); $\eta_{sf}=0,25\sigma_{uf}$ (в) при напівциклі поперечного навантаження зверху-вниз.

арматура пошкодженої балки (рис. 4.6, а). Теж відбувається, але з меншим ефектом при $\eta_{\sigma f}=0,50\sigma_{uf}$ (рис. 4.5, б; рис. 4.6, б). При $\eta_{\sigma f}=0,25\sigma_{uf}$ напруження в поздовжній розтягнутій арматурі балки, приблизно, дорівнюють напруженням в елементах підсилення (рис. 4.6, в).

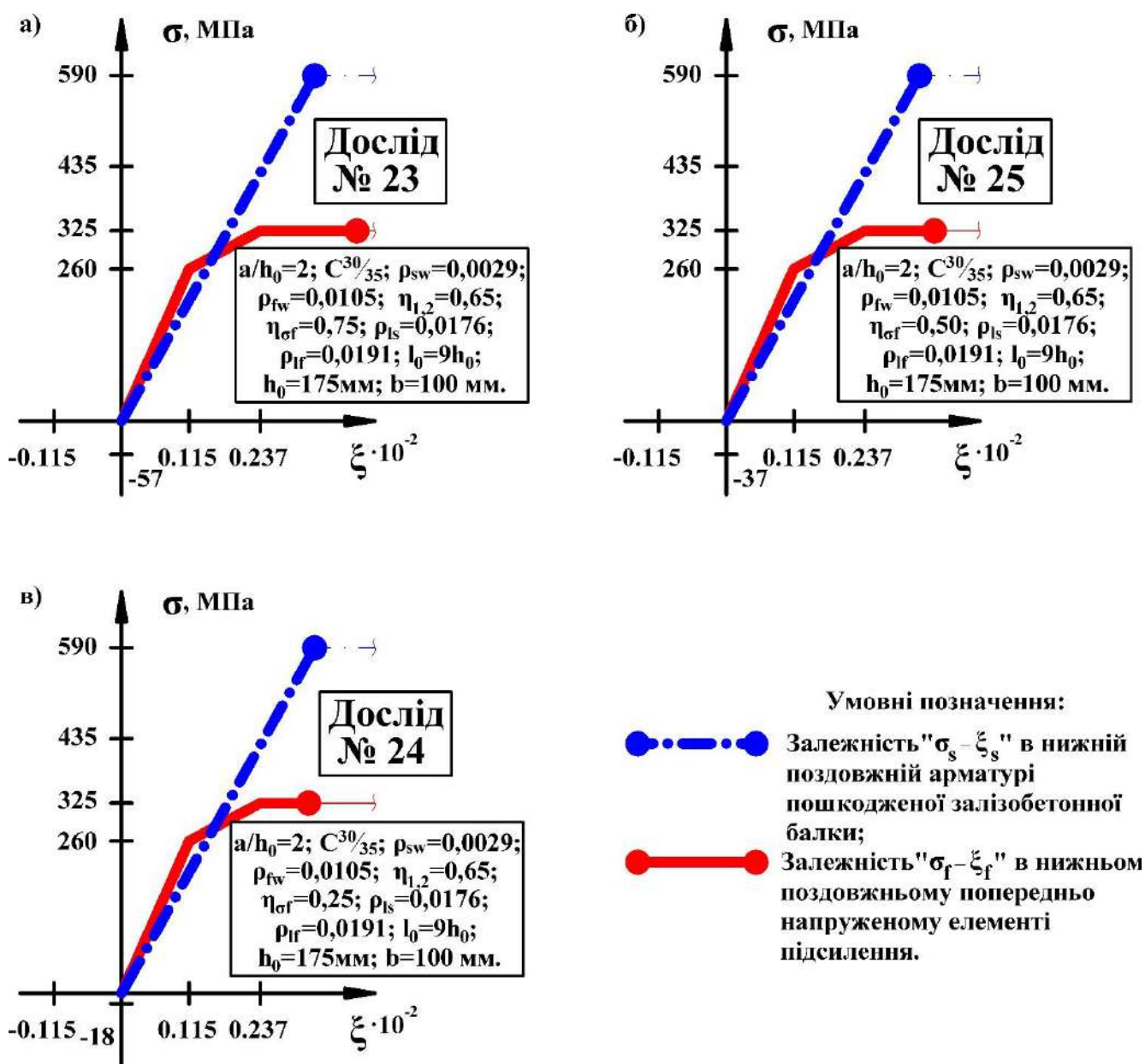


Рис. 4.7 Нормальні напруження і деформації в поздовжніх стержнях арматури пошкодженої залізобетонної балки та нижніх елементах металевої обойми підсилення при навантаженні $F=V=150\text{ кН}$ і рівнях попереднього напруження в них: $\eta_{\sigma f}=0,75\sigma_{uf}$ (а); $\eta_{\sigma f}=0,50\sigma_{uf}$ (б); $\eta_{\sigma f}=0,25\sigma_{uf}$ (в) при напівциклі поперечного навантаження зверху-вниз.

При подальшому навантаженні $F=V=100$ кН (рис. 4.6) (дві третіх від руйнівного зусилля) підсилених балок напруження в стержнях повздовжньої арматури досягають майже однакових значень для всіх трьох випадків рівня попереднього напруження.

Вплив передруйнівного навантаження $F=V=150$ кН (рис. 4.7) носить цілком передбачуваний характер напружень в стержнях повздовжньої арматури підсилених залізобетонних балок. Напруження в поздовжніх елементах підсилення вже раніше досягли і перетнули границю текучості, а напруження в повздовжніх стержнях арматури пошкодженої залізобетонної балки тільки досягли границі текучості. Рівень попереднього напруження вплинув на величину навантаження, при якому повздовжні елементи підсилення досягли границі текучості. Так, при рівнях попереднього напруження $\eta_{sf}=0,75\sigma_{uf}$; $\eta_{sf}=0,50\sigma_{uf}$ та $\eta_{sf}=0,25\sigma_{uf}$ границі текучості було досягнуто при величині зовнішнього навантаження $F=105$ кН, 115 кН та 135 кН, відповідно.

Як бачимо з вищенаведеного, варіюючи рівнем попереднього напруження у повздовжніх елементах обойми підсилення та фізико-механічними характеристиками елементів підсилення й арматури залізобетонних балок, є можливим коригувати і перерозподіляти зусилля між ними. Тим самим досягати потрібного нам характеру роботи підсиленої залізобетонної конструкції та конструювати оптимальні з точки зору витрат матеріально-трудових ресурсів схеми підсилення не тільки з вище зазначеним способом та пристроєм підсилення, а й з іншими способами та матеріалами підсилення будівельних конструкцій.

Рівень попереднього напруження в поздовжніх елементах підсилення суттєво впливає на прогини та ширину розкриття нормальних та похилих тріщин, але ніяк не впливає на міцність (несучу здатність), системи «пошкоджена залізобетонна балка – металева попередньо напружена обойма підсилення».

Результати нелінійного скінчено-елементного розрахунку системи «пошкоджена залізобетонна балка – попередньо напружена металева обойма» відображені в табл. 4.4.

Таблиця 4.4

Моделювання напружено-деформованого стану підсилених попередньо напруженими металевими обоймами залізобетонних балок, пошкоджених наскрізними нормальними і похилими тріщинами в ПК «Ліра-САПР»

№	План експерименту				Міцність, кН		Прогини, мм		Напруження в бетоні та арматурі, МПа						Напруження в елементах обойми, МПа					
	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	V _{uf} ^{exp}	V _{uf} ^{mod}	f _{uf} ^{exp}	f _{uf} ^{mod}	σ _{cx} ^{exp}	σ _{cx} ^{mod}	τ _{cxz} ^{exp}	τ _{cxz} ^{mod}	σ _{st} ^{exp}	σ _{st} ^{mod}	σ _{ft} ^{exp}	σ _{ft} ^{mod}	σ _{fc} ^{exp}	σ _{fc} ^{mod}	σ _{fw} ^{exp}	σ _{fw} ^{mod}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
1	+	+	+	+	110	105	20,9	10,2	-41,8	-39,9	15,5	17,6	622	600	333	354	-22,0	20,0	298	282
2	+	+	+	-	115	105	23,5	10,3	-40,0	-39,9	19,2	16,1	612	613	366	331	-71,9	-42,5	314	289
3	+	+	-	+	110	105	19,8	10,3	-41,5	-39,9	17,5	15,8	626	599	333	355	-21,3	20,2	307	286
4	+	+	-	-	115	100	19,9	9,6	-42,0	-40,0	18,7	15,5	636	578	373	314	-52,0	-40,0	314	284
5	+	-	+	+	95	90	20,5	13,0	-17,5	-16,0	8,0	8,5	606	549	322	325	12,0	29,0	346	326
6	+	-	+	-	100	90	26,5	13,4	-16,9	-16,0	8,4	8,3	620	580	330	290	-34,9	-14,8	382	337
7	+	-	-	+	95	90	19,5	13,3	-17,1	-16,0	8,0	8,5	606	548	325	328	12,0	29,5	365	342
8	+	-	-	-	100	90	23,1	13,6	-17,1	-16,0	8,6	8,6	619	579	331	293	-34,1	-14,2	407	354
9	-	+	+	+	200	190	8,1	5,2	-41,9	-40,0	21,3	21,0	273	245	331	320	68,0	75,5	335	310
10	-	+	+	-	190	180	7,4	4,6	-42,1	-40,0	20,7	21,0	261	229	281	280	-22,0	-17,4	346	321
11	-	+	-	+	200	190	9,3	5,2	-41,3	-40,0	21,2	21,0	264	245	331	319	68,3	75,5	337	311
12	-	+	-	-	190	180	6,4	4,6	-41,5	-40,0	20,8	21,0	273	229	282	280	-22,0	-17,3	348	321

Продовження таблиці 4.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
13	-	-	+	+	140	130	7,6	5,2	-17,6	-16,0	8,8	8,6	220	161	296	295	67,7	76,6	457	342
14	-	-	+	-	140	130	10,4	5,6	-17,3	-16,0	8,4	8,6	270	220	245	229	5,7	4,2	486	372
15	-	-	-	+	140	130	8,9	5,2	-17,5	-16,0	8,7	8,6	223	161	296	295	68,0	77,0	484	344
16	-	-	-	-	140	125	9,3	5,1	-17,8	-16,0	8,5	8,6	274	201	246	221	7,5	3,4	409	350
17	+	0	0	0	110	100	21,1	10,9	-30,0	-28,5	15,2	13,0	619	586	333	339	-52,2	-15,8	265	295
18	-	0	0	0	190	170	8,1	5,0	-31,2	-28,5	15,1	15,1	283	233	317	289	12,8	20,5	407	335
19	0	+	0	0	150	140	12,9	9,4	-41,9	-40,0	18,5	16,8	575	491	339	352	-29,8	-17,7	456	453
20	0	-	0	0	130	125	14,2	11,0	-17,4	-16,0	8,6	8,6	594	538	317	323	-2,1	4,0	471	437
21	0	0	+	0	145	125	13,5	8,5	-29,9	-28,5	15,0	14,1	573	441	338	325	-30,1	-12,8	441	343
22	0	0	-	0	145	125	12,7	8,5	-30,1	-28,5	15,1	14,7	523	441	334	325	-30,1	-12,8	448	347
23	0	0	0	+	145	125	12,4	8,6	-30,2	-28,5	15,2	14,5	579	440	336	333	-9,3	15,3	435	335
24	0	0	0	-	145	135	14,0	9,8	-30,0	-28,5	15,3	14,7	572	421	333	306	-50,3	-33,9	450	334
25	0	0	0	0	145	125	13,2	8,5	-29,9	-28,5	15,1	14,7	573	441	336	325	-30,1	-12,8	444	345
$\sum (\bar{y} - \hat{y})^2$					3875 кН ²	1171 мм ²		64,8 МПа ²		37,0 МПа ²		129996 МПа ²		11972 МПа ²		5834 МПа ²		120253 МПа ²		
$\sigma = \sqrt{\sum (\bar{y} - \hat{y})^2 / 24}$					12,7 кН	7,0 мм		1,6 МПа		1,24 МПа		73,6 МПа		21,3 МПа		15,6 МПа		70,8 МПа		
$\bar{v} = (\sigma / b_0) \cdot 100, \%$					9,4 %	62,4 %		5,6 %		8,3 %		17,3 %		7,2 %		50,6 %		19,5 %		

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

Моделювання в ПК “Ліра-САПР” дозволяє відтворити напружено-деформований стан залізобетонних балок, пошкоджених наскрізними нормальними та похилими тріщинами, підсилених попередньо напруженими металевими обоймами. Завдяки цьому представляється можливість прослідкувати за трансформацією напружено-деформованого стану дослідних конструкцій на всіх етапах їх роботи аж до руйнування.

4.3 Розрахункова модель пошкоджених приопорних ділянок залізобетонних балок, підсилених попередньо напруженими металевими обоймами

Порівняльний аналіз несучої здатності дослідних пошкоджених залізобетонних елементів, підсилених металевими обоймами, за існуючими національними нормами проектування та авторськими методами дав змогу кількісно оцінити існуючий розрахунковий апарат та вказав подальший напрямок розвитку методу розрахунку таких конструкцій.

Існуючі методи розрахунку похилих перерізів підсилених прогінних залізобетонних конструкцій із середніми і великими прольотами зрізу розроблені за умови наявності над похилою тріщиною стиснутої зони бетону, що передбачає участь в роботі конструкції бетону цієї зони. Рівнодіюча стискаючих зусиль зміщується, при цьому, ближче до центру поперечного перерізу згинальної конструкції. Зразки-балки, в котрих появилися наскрізні перехресні тріщини в результаті малоциклового знакозмінного навантаження, потім були довантаженні статичним ступенево-зростаючим навантаженням до граничного стану, в результаті чого утворилася магістральна похила тріщина, яка перетинала весь поперечний переріз згинального елементу від опори до самого верху балки. Тим самим цільна конструкція виявилася розділеною на окремі блоки, з’єднанні

арматурними стержнями. При цьому рівнодійна стискаючих зусиль розташовується між стиснутими верхніми кутиками обойми і верхньою стиснутою поздовжньою арматурою на півциклі навантаження “зверху-вниз” у поперечному перерізі пошкодженої балки. В цей самий час спочатку нижні поздовжні елементи обойми, а потім і нижня (розтягнута) арматура балки досягає межі текучості.

Посилюючи попередньо напруженою металевою обоймою пошкоджену силовими тріщинами залізобетону балку нам вдається її відновити та відтворити попередню схему роботи такої балки з перших кроків навантаження до моменту досягнення в нижньому (розтягнутому) поздовжньому елементі системи підсилення межі текучості. Надалі відбувається перерозподіл зусиль й поздовжнє та поперечне армування балки і обойми підсилення сприймають подальше навантаження аж до самого руйнування. При цьому, рівнодіюча стискаючих зусиль на даному напівциклі навантаження зміщується до верхньої грані залізобетонної балки й складається із зусиль у поздовжній арматурі балки та елементах підсилення металевої обойми. Це явище підтверджується експериментальними даними та результатами моделювання в ПК “Ліра-САПР”: перед руйнуванням балок верхня арматура підсилення балок інколи досягала межі текучості, а верхні поздовжні елементи обойми підсилення, в залежності від рівня попереднього напруження, переходять від розтягнутого до стиснутого виду роботи. Так утворюється розрахункова схема роботи підсиленої попередньо напруженою металевою обоймою пошкодженої залізобетонної балки для середніх та великих прольотів зрізу, в якій момент від зовнішнього навантаження зрівноважується моментом внутрішніх сил в розтягнутих (нижніх на даному напівциклі навантаження) елементах обойми, у робочій та поперечній арматурі самої балки та поперечних стержнях обойми відносно точки прикладання рівнодійної стискаючих зусиль у монтажній (верхній) арматурі балки та елементах обойми (рис. 4.8).

При виводі розрахункових формул для визначення несучої здатності підсилення попередньо напруженими металевими обоймами пошкоджених залізобетонних балок з середніми і великими прольотами зрізу були прийняті такі передумови:

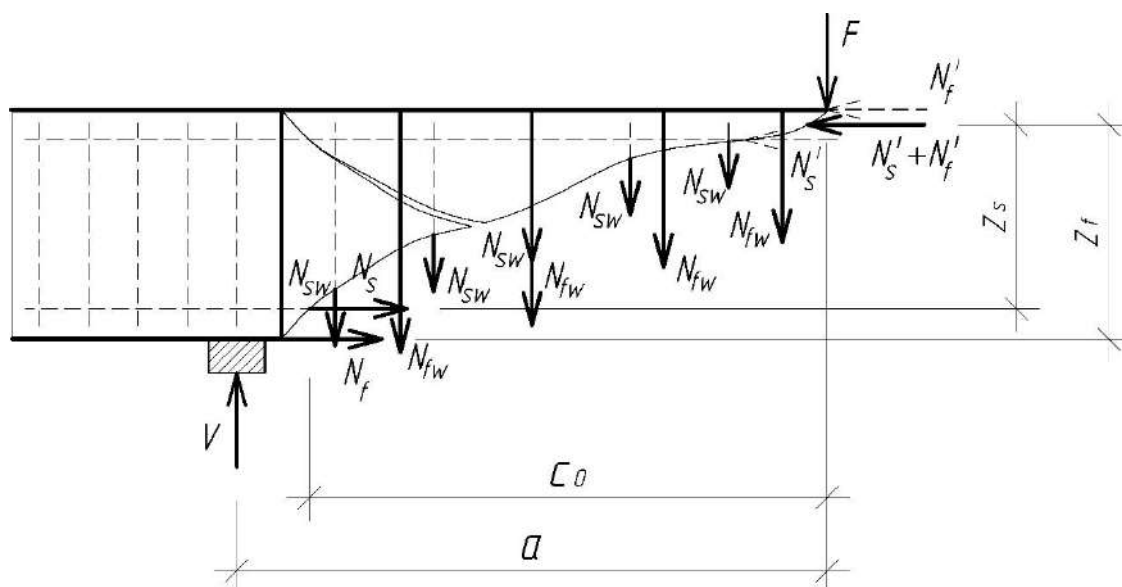


Рис. 4.8 Схема внутрішніх зусиль в похилому перерізі при розрахунку його на дію згинального моменту

1. Розрахунок виконується за наскрізними похилими тріщинами від опори до вантажу (зосередженої сили), за якими відбувалося руйнування звичайних (непідсилених) балок у попередній (другій) серії дослідів.

2. Ураховуючи роздроблення бетону над вершинами небезпечних похилих тріщин у попередніх дослідах, вважаємо, що рівнодійні стискаючих зусиль проходять через центри мас верхніх кутиків обойми і стиснутих стержнів балки. Звідки приріст плеча, внутрішніх зусиль у підсиленій балці $\Delta Z = \frac{A_f' \cdot a_s'}{A_f' + A_s'}$ відносно центру мас стиснутих стержнів балки.

3. Ураховуючи результати проведених експериментально-теоретичних досліджень та моделювання складного НДС підсилених балок, а також часткове затиснення попередньо напруженими металевими обоймами надмірно розкритих наскрізних перехресних похилих тріщин у бетоні та раніше розтягнутих стержнів робочої і поперечної арматури, вважаємо, що значеннями M_s на опорі та M_{sw} на приопорних ділянках можна знехтувати. Звідси $M < M_f + M_{fw}$.

Розрахунок підсилених попередньо напруженими металевими обоймами пошкоджених дослідних залізобетонних балок з середніми і великими ($a/h_0=1,75 \dots 3,25$) прольотами зрізу на дію згинального моменту для забезпечення

міцності по похилій тріщині повинен здійснюватися по аналогії з методикою О.С. Залєсова і О.Ф. Ільїна [120] за небезпечним похилим перерізом за умови:

$$M < M_f + M_s + M_{fw} + M_{sw} \quad (4.1)$$

Момент M визначається від зовнішнього навантаження, розташованого по один бік від перерізу, що розглядається, відносно осі, перпендикулярної площині дії моменту і яка, приблизно, проходить через точку прикладення рівнодійної стискаючих зусиль у стиснутій зоні.

Моменти M_f , M_s , M_{fw} , M_{sw} на напівциклі поперечного навантаження “зверху-вниз” повинні визначатися як сума моментів відносно тієї ж осі від зусиль, відповідно, в поздовжніх нижніх розтягнутих кутиках обойми, нижній робочій арматурі балки, вертикальних попередньо напружених елементах обойми та вертикальних хомутах балки, що перетинаються небезпечною похилою тріщиною (перерізом).

Залишки висоти стиснутої зони над похилим перерізом можна визначити за умови рівноваги проекцій зусиль в бетоні та арматурі балки, а також елементах обойми на поздовжню вісь балки. При цьому,

$$M_f = \sigma_f \cdot A_f \cdot z_f \quad (4.2)$$

$$M_s = \sigma_s \cdot A_s \cdot z_s \quad (4.3)$$

$$M_{fw} = q_{fw} \cdot a^2/2 \quad (4.4)$$

$$M_{sw} = q_{sw} \cdot a^2/2, \quad (4.5)$$

де σ_f , σ_s - напруження, відповідно, у поздовжніх елементах обойми і арматури;

A_f , A_s - площа поперечного перетину, відповідно, поздовжніх елементів обойми і арматури;

z_s , z_f - відстані від центрів ваги площин розташування, відповідно, нижньої поздовжньої розтягнутої арматури балки та нижніх поздовжніх розтягнутих елементів обойми підсилення до вказаної осі;

a - довжина проекції похилого перерізу на поздовжню вісь елемента;

q_{fw} , q_{sw} - зусилля (інтенсивність) відповідно, у вертикальних елементах обойми і хомутах балки на одиницю довжини елемента, що підсилюється.

При виводі розрахункової формули для визначення несучої здатності підсилених попередньо напруженими металевими обоймами пошкоджених залізобетонних балок з малими прольотами зрізу були прийняті такі передумови:

1. Ураховуючи те що підсилювана балка має пошкодження у вигляді похилих наскрізних тріщин, величина дотичних напружень в бетоні приймається рівною $\tau_{cxz} = (f_{ck}/2) \cdot 0,8$, де 0,8 – коефіцієнт зменшення міцності бетону при малоцикловому навантаженні.
2. Враховуючи пошкодження наскрізними тріщинами при розрахунку балки нормальні напруження в бетоні приймаються рівними $\sigma_{cx} = \sigma_{cz} = f_{ck} \cdot 0,8$.
3. Напруження в поперечній арматурі підсилення приймаються рівними характеристичному значенню міцності арматури на границі текучості, $\sigma_{fw} = f_{fw,yk}$.

Розрахунок несучої здатності підсилених попередньо напруженими металевими обоймами пошкоджених залізобетонних балок з малими ($a/h_0 = 0,75 \dots 1,25$) прольотами зрізу на дію поперечної сили для забезпечення міцності стиснутої похилої смуги бетону балки між похилими тріщинами, по аналогії з методикою О.С. Залєсова і О.Ф. Ільїна [120], виконується за умови:

$$V < 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{c1} \cdot f_{ck} \cdot b \cdot h_{red}, \quad (4.6)$$

де φ_{w1} – коефіцієнт, що ураховує вплив хомутів, нормальних до поздовжньої осі елемента, визначається за формулою $\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w$;

φ_{c1} – коефіцієнт, який оцінює здатність різних видів бетону до перерозподілу зусиль $\varphi_{c1} = 1 - \beta \cdot f_{ck}$. $\beta = 0,01$ – для важкого, дрібнозернистого та ніздрюватого бетону;

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

b – ширина перерізу;

h_{red} – приведена робоча висота перерізу підсиленої балки, $h_{red} = h_0 + \Delta z$;

h_0 – робоча висота перерізу пошкодженої залізобетонної балки, $h = d$;

Δz – приріст плеча, внутрішніх зусиль у підсиленій балці;

α – коефіцієнт приведення пружних властивостей арматури E_s до початкового модуля пружності бетону E_c , $\alpha=E_s/E_c$;

μ_w – коефіцієнт поперечного армування пошкодженої балки по її довжині, $\mu_w=A_{sw}/(b \cdot s)$;

A_{sw} – площа поперечного перерізу поперечного армування балки;

s – крок поперечних стержнів по довжині балки.

Представлена розрахункова модель несучої здатності пошкоджених наскрізними похилими перехресними тріщинами передбачає розрахунок елементів з великими і середніми прольотами зрізу на дію згинального моменту за похилою тріщиною. А для елементів з малими прольотами зрізу вона передбачає руйнування дослідних елементів за похилою стислою смугою.

4.4 Висновки за розділом 4

1. Порівняння дослідних і розрахункових значень несучої здатності пошкоджених експериментальних зразків-балок показало незадовільну їх збіжність тому, що відомі нормативні та авторські методи передбачають розрахунок несучої здатності пошкоджених ЗБК за небезпечною похилою тріщиною при переважній дії поперечної сили, тобто ураховуються складові несучої здатності похилих перерізів по бетону над вершиною небезпечної похилої тріщиною та хомутів і вертикальних елементів зовнішнього підсилення. Проте проведені експериментально-теоретичні дослідження у 3-му і 4-му розділах дисертації показали, що руйнування дослідних зразків-балок з великими і середніми прольотами зрізу при знакозмінному малоциклового навантаженні відбувається за небезпечними похилими наскрізними тріщинами від переважної дії згинальних моментів в повздовжніх елементах підсилення обойми, у повздовжній розтягнутій арматурі а також поперечних стержнів балки та обойми границі текучості. Тобто, реальна фізична картина роботи системи “пошкоджена залізобетонна балка-попередньо напружена металева обойма підсилення” при

знакозмінному поперечному навантаженні високих рівнів суттєво відрізняється від фізичної моделі раніше діючих нормативних і авторських методів.

2. Моделювання НДС вказаної системи “пошкоджена силовими тріщинами залізобетонна балка- металева обойма підсилення” шляхом нелінійних скінчено-елементних розрахунків у ПК “Ліра - САПР” дозволило уточнити деякі деталі механізму деформування та руйнування зазначеної системи та зробити достовірний прогноз її несучої здатності з урахуванням зміни конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії.

3. Запропоновані уточненні розрахункові моделі підсилених металевими обоймами пошкоджених залізобетонних балок з великими, середніми і малими прольотами зрізу за дії малоциклового знакозмінного поперечного навантаження високих рівнів дозволяють зробити достовірний прогноз їхньої несучої здатності з урахуванням зміни найбільш важливих конструктивних чинників.

За результатами досліджень, проведених у даному розділі, опубліковані роботи [213, 214, 215, 216, 217].

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Виконаними комплексами експериментально-теоретичними дослідженнями вирішено актуальну науково-технічну задачу по розробці нового способу і конструктивних рішень підсилення пошкодження силовими тріщинами балкових ЗБК, вивченні їх роботи за дії циклічного навантаження високих рівнів, розробці розрахункової моделі для прогнозу їх несучої здатності. Серед отриманих результатів та зроблених висновків основними є такі:

1. Експериментально доказана можливість та доцільність використання на практиці розробленого способу відновлення та підсилення (до 1,5разів) пошкоджених силовими наскрізними тріщинами залізобетонних балкових конструкцій за рахунок їх тристороннього обтиснення і пристрою для його здійснення, закріплених патентом, за дії зростаючого статичного, мало циклового знакозмінного, сейсмічного та іншого динамічного навантаження, в тому числі під час бойових дій.

Застосування металевої попередньо напруженої обойми для підсилених пошкоджених балок збільшує їхню несучу здатність в 1,5 і прогини в 1,8 разів, а максимальну ширину розкриття похилих тріщин зменшує в 1,2 рази.

2. Реалізований комплексний підхід до експериментально-теоретичного вивчення НДС звичайних, відновлених та підсилених вказаним в п.1 способом балок вперше дозволив зробити кількісну і якісну оцінку впливу конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії на їх несучу здатність, жорсткість, тріщиностійкість та інші параметри працездатності як зокрема, так і у взаємодії один з одним, а також уточнити фізичну модель їх роботи. Зокрема було встановлено, що несуча здатність дослідних елементів за I групою граничних станів нелінійно збільшується:

- зі зменшенням величини відносного прольоту зрізу a/h_0 від 3 до 1 у першій (АСД), другій (А) і четвертій (Д) серіях на 43-84%;

- зі збільшенням класу бетону від С16/20 до С40/50 на 23-33%;

- зі збільшенням кількості поперечної арматури ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044 на 12-15%;
- при зменшенні рівня мало циклового знакозмінного навантаження η від 0,8 до 0,5 на 5%;
- при одночасному зменшенні відносного прольоту зрізу a/h_0 і збільшенні класу бетону до 9 %.

3. Малоциклове повторне навантаження звичайних непідсиленних балок знижує несучу здатність приопорних балок, в середньому, на 8% за дослідями у третій (С) серії, а мало циклове знакозмінне за дослідями у другій (А) серії на 18%. При цьому, прогини збільшуються на 20%.

4. Порівняння несучої здатності дослідних пошкоджених наскрізними силовими тріщинами залізобетонних балок, підсилених попередньо напруженими металевими обоймами, з результатами розрахунків за національними нормами проектування України, Білорусі, Росії, а також найбільш розповсюдженими авторськими методами В.В. Пінаджяна [36], М.М. Онуфрієва [80], А.І. Мальганова [34], Chunli Zhou [206] та ін.. показало, в цілому, незадовільну їх збіжність. Це зумовлено недосконалістю закладених в них передумов і розрахункових схем.

5. Виконане моделювання напружено - деформованого стану елементів попередньо напруженої металевої обойми, бетону з наскрізними перехресними похилими і нормальними тріщинами, а також стержнів поздовжньої і поперечної арматури за допомогою нелінійно-скінчено-елементного програмного комплексу «Ліра- САПР» версії 2018 року дозволили чисельно його відтворити, більш повно розкрити механізм деформування і руйнування системи «пошкоджена балка – металева обойма підсилення», виявити критерії руйнування вказаної системи. Зокрема, було встановлено, що руйнування дослідних елементів з великими і середніми прольотами зрізу починається з текучості поздовжніх елементів обойми і закінчується текучістю найближчих до цих елементів поздовжніх стержнів арматурного каркаса. А руйнування балок з малими прольотами зрізу починається в той момент, коли максимальні дотичні напруження в бетоні стислої смуги між зосередженою силою і опорою по величині досягають половини максильних

нормальних стискаючих напружень в ньому. За допомогою такого моделювання можна анімовувати усі процеси, що відбуваються у зазначеній системі, чисельно вирішувати оптимізаційні задачі.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Кривошеев П. І. Науково-технічні проблеми реконструкції житлових будинків / П. І. Кривошеев, Ю. С. Слюсаренко. // Реконструкція житла. – 2005. – №6. – С. 88–92.
2. Кравченко В. І. Житлова економіка України: проблеми теорії та практики / В. І. Кравченко. // Інвестиції: практика та досвід. – 2019. – №15. – С. 5–12.
3. Житловий фонд України у 2018 році [Електронний ресурс] // Державна служба статистики України. – 2019. – Режим доступу до ресурсу: <http://www.ukrstat.gov.ua/>.
4. Онищук Г. І. Реконструкція житла в Україні: досвід, проблеми та шляхи їх вирішення / Г. І. Онищук. // Коммунальное хозяйство городов. – 2004. – №59. – С. 3–10.
5. Фаренюк Г. Г. Проблеми продовження ресурсу існуючих будівельних об'єктів / Г. Г. Фаренюк, П. І. Кривошеев, О. С. Шишкіна. – К: НДІБК, 2013. – (Будівельні конструкції: зб. наук. праць).
6. Визначення прогнозованої вартості проведення ремонтів мостів з використанням Аналітичної експертної системи управління мостами (АЕСУМ) / Л. П. Боднар, П. М. Коваль, С. М. Степанов, О. О. Стабровський. // Зб. «Дороги і мости». – 2016. – №16. – С. 28–35.
7. Лазовский Д. Н. Реконструкция сборного железобетонного перекрытия / Д. Н. Лазовский, Е. Г. Кремнева. // УО "Полоцкий государственный университет". – 2005. – №3. – С. 172–177.
8. Шестериков В.И. Нормирование предельных повреждений по результатам исследования работоспособности и ремонтпригодности железобетонных балок пролетных строений мостовых сооружений // Дороги и мосты. – 2009 – №22/2. – С. 170–185.
9. Басманный рынок: Анализ конструктивных решений и возможных механизмов разрушения здания / Ю. П. Назаров, Ю. Н. Жук, В. Н. Симбиркин, М.

И. Егоров. // Строительная механика и расчет сооружений. – 2007. – №2. – С. 49–55.

10. Сисин И. А. Эксплуатационные особенности железобетонных подкрановых балок пролетом 12 м / И. А. Сисин, А. Р. Баштаник // Анализ аварий и повреждений железобетонных конструкций – М: Стройиздат, 1981. – С. 60–65.

11. Предупреждение деформаций и аварий зданий и сооружений / [И. А. Работников, А. А. Михайлов, Б. М. Кованев та ін., под ред. В. А. Лисенко]. – К: Будівельник, 1984. – 120 с.

12. Панчук Ю. М. Методика досліджень та робота згинальних залізобетонних елементів зі змішаним армуванням за малоциклових навантажень високих рівнів / Ю. М. Панчук. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2018. – №36. – С. 165–171.

13. Панчук Ю. М. Деформування дрібнозернистого та крупнозернистого бетонів за малоциклових навантажень середнього та високого рівнів / Ю. М. Панчук. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди.. – 2018. – №36. – С. 158–164.

14. Масюк Г. Х. Влияние малоцикловых знакопеременных нагрузок на процессы трещинообразования во внецентренно сжатых железобетонных элементах / Г. Х. Масюк, И. И. Алексиевец. // Вестник Белорусско-Российского университета. – 2014. – №1. – С. 136–143.

15. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкция зданий и сооружений. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. - Киев : Минрегионстрой Украины, 2011. - 71 с.

16. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонные и железобетонные конструкции из тяжелого бетона. Правила проектирования. - Киев : Минрегионстрой Украины, 2011. - 118 с.

17. Коваль П. М. Тріщиностійкість автодорожніх мостів в умовах малоциклових навантажень / П. М. Коваль, Р. І. Полюга. // Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. – 2006. – №34. – С. 110–113.

18. Вплив циклічного знакозмінного навантаження на міцність, тріщиностійкість та деформативність залізобетонних елементів, що згинаються / [В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко та ін.]. // Мосты и тоннели: теория, исследования, практика. – 2014. – №6. – С. 146–163.
19. Бабич Є. М. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень: Монографія / Є. М. Бабич, Ю. О. Крусь. – Рівне: Видавництво РДТУ, 1999. – 119 с.
20. Masiuk G. Experimental Investigations of the Stress and Strain State of Continuous Reinforced Concrete Beams Under the Action of Low-Cyclic Repetitive and Alternating Loads / G. Masiuk, O. Yushchuk, A. Paschenko. // International Journal of Engineering & Technology. – 2018. – №7. – С. 236–238.
21. Кимберг А. М. Исследование колонн каркасов сейсмостойких зданий / А. М. Кимберг, М. А. Бедиашвили, Т. А. Кацадзе. // Бетон и железобетон. – 1978. – №8. – С. 18–20.
22. Пинус Б. И. Специфика сейсмического износа железобетонных зданий / Б. И. Пинус, П. С. Созонов. // Известия вузов. Строительство. – 2016. – №5. – С. 5–12.
23. Глагола І. І. Вплив малоциклового навантаження на міцність, тріщиностійкість та ширину розкриття тріщин шаруватих сталевібробетонних плит / І. І. Глагола. // Містобудування та територіальне планування. – 2011. – №39. – С. 90–96.
24. Герб П. І. Міцність залізобетонних балок, підсилених у розтягнутій зоні із бетонів на відходах збагачення залізних руд при малоциклових навантаженнях високих рівнів / П. І. Герб, О. І. Валовой. // Гірничий вісник. – 2013. – №96. – С. 284–287.
25. Герб П. І. Ефективність використання відходів ГЗК, як заповнювача в бетонах, для підвищення тріщиностійкості при підсиленні залізобетонних балок / П. І. Герб, О. І. Валовой. // Вісник Криворізького національного університету. – 2017. – №44. – С. 49–54.

26. Мельник С. В. Робота підсилених за похилими перерізами згинальних залізобетонних елементів при малоциклових навантаженнях та удосконалення методики розрахунку : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 "Будівельні конструкції, будівлі та споруди" / Мельник С. В. – Львів, 2013. – 20 с.

27. Шамшина К. В. Коррозия арматуры в нормальных трещинах железобетонных элементов и конструкций при действии переменной нагрузки [Електронний ресурс] / К. В. Шамшина // Транспортные сооружения. – 2018. – Режим доступу до ресурсу: <https://t-s.today/PDF/08SATS218.pdf>.

28. Андрійчук О. В. Вплив короткочасних повторних навантажень на роботу сталевібробетонних лотків водовідведення / О. В. Андрійчук, І. М. Ясюк. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2016. – №32. – С. 113–120.

29. Андрейчук А. В. Работа сталефибробетонных лотков для притрасового водоотвода на автомобильных дорогах во время действия кратковременных повторных нагрузок с разным уровнем приложения усилий / А. В. Андрейчук, И. Н. Ясюк. // Вісник Харківського національного автомобільно-дорожнього університету. – 2019. – №86. – С. 181–186.

30. Абаканов М. С. К вопросу учета малоциклового усталости железобетонных конструкций при расчетах на сейсмические воздействия / М. С. Абаканов. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2013. – №5. – С. 30–34.

31. Макаренко С. Ю. Определение усталостной прочности сжатых бетонных элементов по нормам стран СНГ, европейского союза, США, Япония / С. Ю. Макаренко, И. О. Протопопов. // Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури : зб. наук. праць. – 2014. – №4. – С. 29–32.

32. Крусъ Ю. А. Механизм деформирования и усталостного разрушения бетона в условиях статических малоцикловых нагружений центральным сжатием / Ю. А. Крусъ. // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. – 2016. – №18. – С. 132–149.

33. Коваль М. П. Дослідження роботи монолітних залізобетонних плит армованих сталевим профільованим настилом із прогоновим анкеруванням базальтопластиковими стрижнями, при дії високорівневого малоциклового навантаження / М. П. Коваль. // Промислове будівництво та споруди. – 2017. – №1. – С. 13–18.

34. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016 Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. – Київ : ДП "УкрНДНЦ", 2017. – 44 с.

35. Мальганов А. И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. Атлас схем и чертежей / А. И. Мальганов, В. С. Плевков, А. И. Полищук. – Томск: Томский межотраслевой ЦНТИ, 1990. – 316 с.

36. Римшин В. И. Повреждения и методы расчета усиления железобетонных конструкций : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук : спец. 05.23.01 "Строительные конструкции, здания и сооружения" / Римшин В. И. – Белгород, 2000. – 35 с.

37. Пинаджян В. В. К вопросу усиления изгибаемых конструкций / В. В. Пинаджян. // Известия Академии наук Армянской ССР. – 1947. – №9. – С. 79–108.

38. Azizov T. N. New design concepts for strengthening of continuous reinforced-concrete beams [Електронний ресурс] / T. N. Azizov, D. V. Kochkarev, T. A. Galinska // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2019. – Режим доступу до ресурсу: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/708/1/012040/pdf>.

39. Theoretical calculation method for crack resistance of jacketed RC columns / P. Krainyskyi, P. Vegera, R. Khmil, Z. Blikharskyu. // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2019. – №708. – С. 1–7. doi: 10.1088/1757-899X/708/1/012059.

40. Шмігель Р. В. Дослідження методів ремонту, а також підсилення конструкцій залізобетонних циліндричних резервуарів, які піддаються впливу

агресивного середовища / Р. В. Шмігель, О. В. Андрійчук. // Містобудування та територіальне планування. – 2014. – №54. – С. 491–495.

41. Теряник В.В. Новые конструктивные решения усиления сжатых элементов обоями / В. В.Теряник, А. Ю. Бирюков, А. О. Борисов, Р. В. Щипанов. // Жилищное строительство. – 2009. – №7. – С. 8–10.

42. Теряник В. В. Новые конструктивные решения усиления сжатых железобетонных элементов обоями с применением жидкого стекла / В. В. Теряник, А. О. Жемчуев. // Вестник Российского университета дружбы народов. Серия: Инженерные исследования. – 2015. – №2. – С. 9–12.

43. Blikharskyu Z. Effectiveness of Strengthening Loaded RC Beams with FRCM System / Z. Blikharskyu, K. Brózda, J. Selejdak. // Archives of Civil Engineering. – 2018. – №64. – С. 3–13. doi: 10.2478/ace-2018-0025.

44. Evernden M. A case for houses in the UK to be constructed of fibre reinforced polymer components / M. Evernden, J. Mottram. // Construction Materials. – 2012. – №165. – С. 3–13.

45. Стандарт организации. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами Sika^R. СТО 13613997-001-2011. – М. : ОАО "ЦНИИПромзданий", ООО "Зика", 2011. – 61 с.

46. Holloway L. C. Strengthening and Rehabilitation of Civil Infrastructures Using Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Composites / L. C. Holloway, J. G. Teng. – Cambridge: Woodhead Publishing Limited, 2008. – 416 с.

47. Foster S. K. Fire Survivability of Externally Bonded FRP Strengthening Systems / S. K. Foster, L. A. Bisby. // Journal of Composites for Construction. – 2008. – №12. – С. 553–561.

48. Palmieri A. Fire endurance and residual strength of insulated concrete beams strengthened with near surface mounted reinforcement / A. Palmieri, S. Matthys, L. Taerwe. // Journal of Composites for Construction. – 2013. – №17. – С. 454–462.

49. Kodur V. R. Preliminary guidance for the design of FRP-strengthened concrete members exposed to fire / V. R. Kodur, L. A. Bisby, M. F. Green. // Journal of Fire Protection Engineering. – 2007. – №17. – С. 5–26.

50. Jarrah M. The effect of elevated temperatures on the tensile performance of GFRP and CFRP sheets / M. Jarrah, E. Najafabadi, M. Houshmand, A. Oskouei. // *Construction and Building Materials*. – 2018. – №190. – С. 38–52.
51. Yang F. Effect of temperature on tensile mechanical properties of GFRP bars with different diameters / F. Yang, P. Yao. // *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. – 2018. – №189. – С. 1–4.
52. Effect of temperature on material properties of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) tendons: experiments and model assessment / [F. Zhou, J. Zhang, S. Song та ін.]. // *Materials (Basel)*. – 2019. – №12. – С. 1–12.
53. Li G. Fatigue behavior of glass fiber-reinforced polymer bars after elevated temperatures exposure / G. Li, J. Zhao, Z. Wang. // *Materials (Basel)*. – 2018. – №11. – С. 1028–1035.
54. Grace N.F. Strengthening reinforced concrete beams using fiber reinforced polymer (FRP) laminates / N. F. Grace, G. A. Sayed, A. K. Soliman, K. R. Saleh. // *ACI Structural Journal*. – 1999. – №188. – С. 865–875.
55. Савйовський В. В. Дослідження особливостей підсилення залізобетонних балкових конструкцій зовнішнім армуванням / В. В. Савйовський, О. С. Молодід // *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. – 2017. – № 4. – С. 29-36.
56. Stratford T.J. Bonded fibre reinforced polymer strengthening in a real fire / T. J. Stratford, M. Gillie, J. F. Chen, A. S. Usmani. // *Advances in Structural Engineering*. – 2009. – №12. – С. 867–878.
57. Dong K. Fire behavior of full-scale CFRP-strengthened RC beams protected with different insulation systems / K. Dong, K. Hu, W. Gao. // *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*. – 2016. – №15. – С. 581–588.
58. Mashrei M. A. Flexural strengthening of reinforced concrete beams using carbon fiber reinforced polymer (CFRP) sheets with grooves [Електронний ресурс] / М. А. Mashrei, J. S. Makki, A. A. Sultan // *Latin American Journal of Solids and Structures*. – 2019. – Режим доступу до ресурсу: <http://dx.doi.org/10.1590/1679-78255514>.

59. Shrestha J. Durability of FRP concrete bonds and Its constituent properties under the Influence of moisture conditions [Електронний ресурс] / J. Shrestha, T. Ueda, D. Zhang // Journal of materials in civil engineering. – 2015. – Режим доступу до ресурсу: <http://hdl.handle.net/2115/58490>.
60. Experimental results of a national technical assessment procedure on commercial FRP for structural strengthening: wet-lay-up systems [Електронний ресурс] / [A. Occhiuzzi, F. Ceroni, A. Franco та ін.] // Materials and Structures. – 2020. – Режим доступу до ресурсу: <https://doi.org/10.1617/s11527-020-1439-5>.
61. Strengthening of concrete structures with iron-based shape memory alloy elements: Case studies [Електронний ресурс] / B.Schranz, J. Michels, M. Shahverdi, C. Czaderski // 5th International Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures. – 2019. – Режим доступу до ресурсу: <https://www.ndt.net/article/smar2019/papers/Tu.3.A.3.pdf>.
62. Shahverdi M. Iron-based shape memory alloys for prestressed near-surface mounted strengthening of reinforced concrete beams / M. Shahverdi, C. Czaderski, M. Motavalli. // Construction and Building Materials. – 2016. – №112. – С. 28–38.
63. Flexural response of reinforced concrete beams strengthened with near-surface-mounted Fe-based shape-memory alloy strips [Електронний ресурс] / K.Hong, S. Lee, Y. Yeon, K. Jung // International Journal of Concrete Structures and Materials. – 2018. – Режим доступу до ресурсу: <https://doi.org/10.1186/s40069-018-0279-y>.
64. Napoli A. Reinforced concrete beams strengthened with SRP/SRG systems: experimental investigation / A. Napoli, R. Realfonzo. // Construction and Building Materials. – 2015. – №93. – С. 654–677.
65. Усиление конструкций промышленных зданий / [И. И. Михеев, С. Т. Захаров, Е. Д. Косенков та ін.]. – Киев: Будівельник, 1969. – 191 с.
66. US 5,671,572 Jose Luis, Siller-Franko «Method for externally reinforcing girders», 1997.
67. Пат. 2023838 Российская Федерация, МПК⁵ E 04 G 23/02. Способ усиления изгибаемых железобетонных балок и устройство для его осуществления /Глушко В.Т., Поздняков В.В., Усачев А.В., Мельник А.И., Нема Ф.Ф., Нуфаль

Н.С.; заявители и патентообладатели Глушко В.Т., Поздняков В.В., Усачев А.В., Мельник А.И., Нема Ф.Ф., Нуфаль Н.С. - №5015196/33, заявл. 28.10.1991; опубл. 30.11.1994.

68. Пат. 1252460 СССР, МПК Е 04 G 23/02. Способ усиления железобетонных балок /Лукша Л.К., Слука А.П., Кравченя Ф.С., Багрецов А.Л.; заявитель и патентообладатель Белорусский ордена Трудового Красного Знамени политехнический институт. - № 3738746/29-33; заявл. 15.05.1984; опубл. 23.08.1986, Бюл. № 31.

69. Пат. 1092262 А СССР, МПК Е 04 С 3/02. Способ усиления конструкций /Александрян Э.П., Васильев А.П., Абрамян Г.Г.; заявитель и патентообладатель Тбилисский зональный научно-исследовательский и проектный институт типового и экспериментального проектирования жилых и общественных зданий. - №2996485/29-33; заявл. 20.10.80; 15.05.84, Бюл. №18.

70. Пат. 850850 СССР, МПК Е 04 G 23/02, Е 04 С 3/02. Способ усиления железобетонных балок /Красовская Т.А., Давыдов С.С., Кожин В.В., Куценюк Б.И., Емельянов Ю.В.; заявитель и патентообладатель Московский ордена Ленина и ордена Трудового Красного Знамени институт инженеров железнодорожного транспорта. - №2834239/29-33; заявл. 30.10.79; 30.07.81, Бюл. №28.

71. Пат. 1057654 А СССР, МПК Е 04 G 3/20. Способ усиления железобетонных конструкций /Александрян Э.П., Абрамян Г.Г.; заявитель и патентообладатель Тбилисский зональный научно-исследовательский и проектный институт типового и экспериментального проектирования жилых и общественных зданий. - №3418241/29-33; заявл. 06.04.82; 30.01.83, Бюл. №44.

72. Пат. 1767134 СССР, МПК Е 04 G 23/02, Е 04 С 3/10. Способ усиления железобетонной пролетной конструкции /Павлык В.С.; заявитель и патентообладатель Всесоюзный научно-исследовательский и проектно-конструкторский институт "ВНИИПКтехоргнефтегазстрой". - №4870326/33; заявл. 06.08.90; 07.10.92, Бюл. №37.

73. Пат. 1821545 А1 СССР, МПК Е 04 G 23/02. Способ усиления изгибаемых железобетонных конструкций /Лазовский Д.Н., Авдошка А.В.;

заявитель и патентообладатель Новополоцкий политехнический институт им. Ленинского комсомола Белоруссии. - №4892927/33; заявл. 21.12.90; 15.06.93, Бюл. №22.

74. Пат. 1815322 А1 СССР, МПК Е 04 G 23/02. Способ усиления сборных железобетонных многопустотных панелей перекрытия /Лазовский Д.Н., Авдошка А.В., Масленников С.Д., Серяков Г.Н., Кожановский С.А.; заявитель и патентообладатель Новополоцкий политехнический институт им. Ленинского комсомола Белоруссии. - №4907062/33; заявл. 04.02.91; 15.05.93, Бюл. №18.

75. Пат. 2187608 С1 Российская Федерация, МПК⁷ Е 04 С 3/10. Способ усиления балки предварительно напряженным шпренгелем /Егоров В.В., Алексахин Е.Н.; заявители и патентообладатели Петербургский государственный университет путей сообщения. - №2001127373/03, заявл. 08.10.2001; опубл. 20.08.2002.

76. Пат. 2280133 С1 Российская Федерация, МПК Е 04 С 3/10. Способ усиления балки шпренгелем /Егоров В.В., Алексахин Е.Н., Медвеженков С.В., Юферов М.В.; заявители и патентообладатели Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования "Петербургский государственный университет путей сообщения". - №2005103074/03, заявл. 07.02.2005; опубл. 20.07.2006, Бюл. №20.

77. Пат. 2270903 С1 Российская Федерация, МПК Е 04 G 23/00. Способ усиления железобетонных балок /Плевков В.С., Мальганов А.И., Балдин И.В., Богатырева И.В.; заявители и патентообладатели Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования "Томский государственный архитектурно-строительный университет". - №2004119938/03, заявл. 29.06.2004; опубл. 27.02.2006, Бюл. №6.

78. Пат. 23652 Республика Казахстан, МПК Е 04 G 23/02. Способ усиления наклонных сечений железобетонных балок /Чернавин В.Ю., Мигов С.В., Веселов М.В.; заявители и патентообладатели Мигов С.В. - №2009/0516.1, заявл. 13.04.2009; опубл. 17.01.2011, Бюл. №1.

79. Пат. 2468167 С1 Российская Федерация, МПК Е 04 G 23/02. Способ усиления опорных участков балок /Рыбкин И.С.; заявители и патентообладатели Рыбкин И.С. - №2011112078/03, заявл. 31.03.2011; опубл. 27.11.2012, Бюл. №33.

80. Пат. 2657562 С1 Российская Федерация, МПК Е 01 D 22/00. Способ усиления железобетонной балки пролетного строения моста /Еремеев В.П.; заявители и патентообладатели Акционерное общество "Спецремпроект". - №2017135806, заявл. 06.10.2017; опубл. 14.06.2018, Бюл. №17.

81. Онуфриев Н. М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений / Н. М. Онуфриев. – Ленинград: Стройиздат, 1965. – 342 с.

82. Вайтович А. Н. Исследование напряженно-деформированного состояния и усиление монолитных перекрытий транспортных сооружений с использованием стержневой системы преднапряжения / А. Н. Вайтович, В. Г. Пастушков, Л. В. Янковский. // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Охрана окружающей среды, транспорт, безопасность жизнедеятельности. – 2013. – №1. – С. 26–34.

83. Пат. 109379 Україна, С2, МПК 2006 Е04С 3/20, Е04G 23/02. Конструкція балкова/ Чеканович М.Г., Журахівський В.П., Чеканович О.М.; заявник: Чеканович М.Г., Журахівський В.П., Чеканович О.М.; патентовласник: Чеканович М.Г.- №201410316 заявл. 22.09.2014; опубл. 10.08.2015. Бюл. № 15.

84. Чеканович М. Г. Підсилення залізобетонних балок зовнішньою стрижнево-котковою системою / М. Г. Чеканович, В. П. Журахівський, О. М. Чеканович. // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції та споруди : зб. наук. праць. – 2018. – №36. – С. 413–420.

85. Пат. 87047 Україна, МПК Е04С3/00. Регульовано обтиснена залізобетонна балка /Чеканович М.Г.; заявник і патентовласник: Чеканович М.Г - №а 200710856; заявл. 01.10.2007; опубл. 10.06.2009, Бюл. № 11.

86. Чеканович М. Г. Нова система зовнішнього підсилення балок / М. Г. Чеканович, С. М. Романенко. // Роль наук про Землю в народному господарстві: стан і перспективи (присвячена Всесвітньому Дню Землі): збірник матеріалів

Міжнародної науково-практичної конференції. – Херсон: ДВНЗ «ХДАУ», 2019. – С. 305–308.

87. Пат. 109762 Україна, МПК E04C 3/20 (2006.01), E04C 5/08 (2006.01), E04O 23/02 (2006.01). Нерозрізна балка/ Чеканович М.Г.; Бойко М.М, №а 2014 13920; заявл. 10.03.2015; опубл. 25.09.2015, Бюл. 18.

88. Experimental study on flexural behavior of concrete T-beams strengthened with externally prestressed tendons / [Z. Jinhua, H. Yonghui, F. Wenxian та ін.]. // Mathematical Biosciences and Engineering. – 2019. – №16. – С. 6962–6974.

89. Технические решения по усилению железобетонных автодорожных мостов. Альбом № 1: ФДД, НПО "Росдорнии". – М., 1993. – 39 с.

90. Su R. K. Experimental and numerical studies of external steel plate strengthened reinforced concrete coupling beams / R. K. Su, Y. Zhu. // Engineering Structures. – 2005. – №27. – С. 1537–1550.

91. Su R. K. Effects of bolt–plate arrangements on steel plate strengthened reinforced concrete beams / R. K. Su, W. H. Siu, S. T. Smith. // Engineering Structures. – 2010. – №32. – С. 1769–1778.

92. Aykaç S. Strengthening of reinforced concrete T-Beams with steel plates / S. Aykaç, E. Özbak. // Teknik Dergi/Technical Journal of Turkish Chamber of Civil Engineers. – 2011. – №22. – С. 5319–5334.

93. Aykaç S. Strengthening and repair of reinforced concrete beams using external steel plates / S. Aykaç, I. Kalkan, B. Aykaç, S. Karahan. // Journal of Structural Engineering (United States). – 2013. – №139. – С. 929–939.

94. Alam M. A. Behaviour of U and L shaped end anchored steel plate strengthened reinforced concrete beams / M. A. Alam, M. Z. Jumaat. // European Journal of Scientific Research. – 2008. – №22. – С. 184–196.

95. Ozbek E. Strengthening of RC beams with solid steel plates / E. Ozbek, M. Bocek, S. Aykas. // Athens Journal of Technology & Engineering. – 2016. – №3. – С. 291–298.

96. Performance of reinforced concrete beams retrofitted by a directShear anchorage retrofitting system / [H. Ying, P. Huawei, Q. Xueyou та ін.]. // *Procedia Engineering*. – 2017. – №210. – С. 132–140.

97. Alam A. Prevention of premature failures of plate bonded flexurally strengthened RC slab using end anchor and connector / A. Alam, W. Mohamed, S. Bakkar, S. Beddu. // *Alexandria Engineering Journal*. – 2018. – №51. – С. 287–299.

98. Flexural behavior of precracked reinforced concrete beams strengthened externally by steel plates / [M. Hussain, A. Sharif, I. A. Basunbul та ін.]. // *ACI Structural Journal*. – 1995. – №92. – С. 14–22.

99. Raoof M. An insight into the structural behaviour of reinforced concrete beams with externally bonded plates / M. Raoof, S. Zhang. // *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Structures and buildings*. – 1997. – №122. – С. 477–492.

100. Experimental study of the strengthening effect of reinforced concrete columns jacketed under service load level / P.Krainskyi, Y. Blikharsky, R. Khmil, Z. Blikharsky. // *MATEC Web of Conferences*. – 2018. – №183. – С. 1–5. doi: 10.1051/matecconf/201818302008.

101. Khmil R. Development of the procedure for the estimation of reliability of reinforced concrete beams, strengthened by building up the stretched reinforcing bars under load / R. Khmil, R. Tytarenko, Y. Blikharsky, P. Vegera. // *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. – 2018. – №7. – С. 32–42.

102. Influence of load level during strengthening of reinforced concrete beams on their reliability [Електронний ресурс] / R.Khmil, R. Tytarenko, Y. Blikharsky, R. Vashkevych // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. – 2019. – Режим доступу до ресурсу: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/708/1/012054/pdf>.

103. Бондаренко В.М. Расчётные модели силового сопротивления железобетона / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов. – М.: Изд-во "АСВ", 2004. – 472 с.

104. Ozkul O. Rational approach for predicting stress in beams with unbonded tendons / O. Ozkul, H. Nassif, P. Tanchan, M. Harajli. // ACI Structural Journal. – 2008. – №105. – С. 338–347.

105. Рекомендации по усилению монолитных железобетонных конструкций зданий и сооружений предприятий горнодобывающей промышленности – М: Стройиздат, 1974. – 96 с.

106. Примеры конструктивных решений по ремонту и усилению строительных конструкций производственных зданий и сооружений. Альбом 2. Ремонт и усиление железобетонных конструкций – Волгоград: Минсельхозмаш СССР, 1975. – 110 с.

107. Хило Е. Р. Усиление железобетонных конструкций с изменением расчетной схемы и напряженного состояния / Е. Р. Хило, Б. С. Попович. – Львов: Изд-во при Львовском ун-те, 1976. – 147 с.

108. Конструктивные решения по усилению строительных конструкций промышленных зданий – Волгоград: Проектно-конструкторский технологический институт ремонтного производства, 1985. – 402 с.

109. Каталог типовых технических решений по ремонту и усилению строительных конструкций производственных зданий и сооружений Минавтопрома СССР (Часть 1) / Министерство автомобильной промышленности. Главтехперевооружение. Проектный институт «Авторемпромпроект». – Минск: ППП БелНИИНТИ, 1987. – 131 с.

110. Пособие по усилению несущих конструкций зданий и сооружений, реконструируемых промышленных предприятий, расположенных во II и III зонах г. Алма-Аты (к РСН 10-83) / Казахский Промстройинипроект. – Алма-Ата: Каз ЦНТИИС Госстроя Казахской ССР, 1986. – 332 с.

111. Naaman A. Stress at ultimate in unbonded post-tensioning tendons. Part 2. Proposed methodology / A. Naaman, F. Alkhairi. // ACI Structural Journal. – 1991. – №88. – С. 683–692.

112. He Z. Stresses in external and internal unbonded tendons: unified methodology and design equations / Z. He, Z. Liu. // Journal of Structural Engineering (Assessment of existing concrete bridges). – 2010. – №136. – С. 1055–1065.

113. Мартемьянов А. И. Восстановление сооружений в сейсмических районах / А. И. Мартемьянов. – М: Стройиздат, 1990. – 264 с.

114. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий. Надземные конструкции и сооружения / Харьковский Промстройинипроект, НИИЖБ. – М: Стройиздат, 1992. – 191 с.

115. Пособие П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*. «Усиление железобетонных конструкций» / Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск, 1998. – 189 с.

116. Каталог конструктивных решений по усилению и восстановлению строительных конструкций промышленных зданий – М: ЦНИИПромзданий, 1987. – 333 с.

117. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений / НИИСК. – М: Стройиздат, 1989. – 104 с.

118. СП 349.1325800.2017. Конструкции бетонные и железобетонные. Правила ремонта и усиления. – Москва : Минстрой России, 2017. – 97 с.

119. Рекомендации по усилению и ремонту строительных конструкций инженерных сооружений / ЦНИИПромзданий. – М: ЦНИИПромзданий, 1997. – 178 с.

120. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.

121. Пат. 1778250 А1 СССР, МПК Е 04 В 1/00. Способ усиления конструкций / Габузов Р.Х., Александрян Э.П.; заявитель и патентообладатель Тбилисский зональный научно-исследовательский и проектный институт типового и экспериментального проектирования жилых и общественных зданий. - №4776410/33; заявл. 03.01.90; 30.11.92, Бюл. №44.

122. Пат. 1481359 А1 СССР, МПК Е 04 G 23/02. Конструкция усиления железобетонной балки /Рабинович Е.А., Благов В.Л., Бохотский А.А.; заявитель и патентообладатель Проектный и научно-исследовательский институт “Харьковский Промстройинипроект”. - №4248550/29-33; заявл. 21.05.87; 23.05.89, Бюл. №5.

123. Пат. 1574771 А1 СССР, МПК Е 04 G 23/02. Устройство для усиления изгибаемых строительных конструкций /Слука А.П., Кравченя Ф.С., Соболев А.Н.; заявитель и патентообладатель Белорусский политехнический институт и Научно-производственное объединение “Дорстройтехника”. - №4302639/23-33; заявл. 08.09.87; 30.06.90, Бюл. №24.

124. 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.

125. 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.

126. 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.

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

128. 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.

129. Методика лабораторных исследований деформаций и прочности бетона, арматуры и железобетонных конструкций (НИИЖБ). – М.: Госстройиздат, 1962, с.127-132.

130. Пецольд Т.М. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчёта и конструирования / Т.М. Пецольд, В.В. Тур. – Брест: БГТУ, 2003. – 379 с.

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

132. 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.

133. 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).

134. 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).

135. 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.

136. 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.

137. 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.

138. Михайлов В.В. 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).

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

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

141. Луцковский В. Н. Зависимость между напряжениями и деформациями с учетом скорости погружения / В. Н. Луцковский, Г. М. Циганенко // Зб. наук. праць другої Всеукраїнської науково-техн. конф. ["Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону"], (Київ, березень 1999р.) – К. : НДІБК, 1999. – С.157–160.

142. Дроздов П. Ф. Прочность диафрагм каркасных многоэтажных зданий / П. Ф. Дроздов, В. А. Дзюба, Л. Л. Панькин // Бетон и железобетон. – 1985. – №2. – С. 23–24.

143. 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.

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

145. 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.

146. 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).

147. Гуца Ю. П. Предложения по нормированию диаграмм растяжения высокопрочной стержневой арматуры / Ю. П. Гуца // Бетон и железобетон. – 1979. – №7. – С. 15–16.

148. 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.

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

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

151. 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.

152. 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.

153. 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.

154. 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. – С. 115.

155. 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.

156. 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.

157. 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.

158. Гуца Ю. П. Расчет деформаций конструкций на всех стадиях при кратковременном и длительном нагружениях / Ю. П. Гуца, Л. Л. Лемыш // Бетон и железобетон. – 1985. – № 11. – С. 13–16.

159. 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.

160. Мамедов Т. И. Расчет прочности нормальных сечений элементов с использованием диаграммы арматуры / Т. И. Мамедов // Бетон и железобетон. – 1998. – № 28. – С. 22–25.

161. 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.

162. 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.

163. 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.

164. 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.

165. 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.

166. 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).

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

168. Бондаренко В.М. Расчётные модели силового сопротивления железобетона / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов. – М.: Изд–во "АСВ", 2004. – 472 с.

169. Карпенко Н.И. Диаграммы деформирования бетона для развития методов расчета железобетонных конструкций с учетом режимов нагружения / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев // Эффективные маломатериалоемкие железобетонные конструкции. – М.: 1988. – С. 4–17.

170. Гениев Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона / Гениев Г. А., Киссюк В. Н., Тюпин Г. А. – М. : Стройиздат, 1974. – 316 с.

171. Несущая способность железобетонных балок, усиленных углепластиками при немногочисленных циклических нагрузках / Е. И.Албу, Д. С. Даниленко, Ю. А. Семина, В. М. Карпюк. // Галузеве машинобудування, будівництво. Збірник наукових праць ПолтНТУ. – 2014. – №3. – С. 5–10.

172. Експериментальні дослідження працездатності залізобетонних балок при дії циклічного навантаження / В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко, Ю. А. Сьоміна. // Papers and commentaries of the 2nd International Academic Congress «Fundamental and Applied Studies in America, Europe, Asia and Africa», USA, New York. – 2014. – С. 682–696.

173. Karpiuk V. M. Method of the restoring and reinforcement of damaged bending reinforced concrete elements under cyclic loading / V. M. Karpiuk, D. S. Danilenko, Y. A. Somina. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2018. – №72. – С. 33–39.

174. Способ восстановления и усиления поврежденных железобетонных балок при циклическом действии нагрузки / В. М. Карпюк, Д. С. Даниленко, Ю. А. Семина, Е. И. Албу. // Структуроутворення, міцність та руйнування композиційних будівельних матеріалів і конструкцій : зб. тез доп. міжнародної конф. – Одеса : ОДАБА, 2018. – С. 51–54.

175. Карпюк В. М. Восстановление и усиление железобетонных конструкций, поврежденных в результате сейсмического воздействия / В. М. Карпюк, Д. С. Даниленко, Ю. А. Семина. // Будівництво в сейсмічних районах України : зб. тез доп. XI Всеукр. наук.-техн. конф. – Одеса : ОДАБА, 2018. – С. 80–82.

176. Пат. 119294 Україна, МПК E04B 1/18, E04B 1/20, E04BG 23/02. Спосіб відновлення та підсилення пошкоджених залізобетонних балок і пристрій для його здійснення / Карпюк В.М., Даниленко Д.С., Карпюк І.А., Даниленко А.В.; заявник та патентовласник Одеська державна академія будівництва та архітектури. – № а2018 00651 ; заявл. 23.01.2018 ; опубл. 27.05.2019, Бюл. №10.

177. Москвитин В. В. Циклические нагружения элементов конструкций / В. В. Москвитин. – М: Наука, 1981. – 344 с.

178. Бабич Є. М. Робота і розрахунок несучої здатності згинальних залізобетонних елементів таврового профілю при дії повторних навантажень: монографія / Є. М. Бабич, П. С. Гомон, С.В. Філіпчук. – Рівне: НУВГП, 2012. – 108 с.

179. Ghayeb H. H. Seismic performance of innovative hybrid precast reinforced concrete beam-to-column connections / H. H. Ghayeb, H. A. Razak, N. H. Ramli Sulong. // *Engineering Structures*. – 2020. – №202. – С. 1–21.

180. Семенюк С. Д. Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоцикловом нагружении : монография / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Москалькова. – Могилев: Белорус.-Рос. ун-т, 2017. – 274 с.

181. Rodrigues H. Experimental evaluation of energy dissipation and viscous damping of repaired and strengthened RC columns with CFRP jacketing under biaxial load / H. Rodrigues, A. Furtado, A. Arêde. // *Engineering Structures*. – 2017. – №145. – С. 162–175.

182. Behaviour of Circular Fiber-Reinforced Polymer-Steel-Confined Concrete Columns Subjected to Reversed Cyclic Loads: Experimental Studies and FE Analysis / [Y. Wang, G. Cai, D. Waldmann та ін.]. // in *Journal of Structural Engineering*. – 2019. – №145. – С. 1–18.

183. Вплив циклічного знакозмінного та малоциклового навантаження на міцність залізобетонних балок / [В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко та ін.]. // *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. – 2015. – №58. – С. 103–119.

184. Вознесенский В. А. Статистические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях / В. А. Вознесенский. – Москва: Финансы и статистика, 1981. – 215 с.

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

186. Особливості напружено-деформованого стану і розрахунку залізобетонних конструкцій за дії циклічного навантаження високих рівнів: монографія / В. М. Карпюк, Ю. А. Сьоміна, А. І. Костюк, О. Ф. Майстренко. – Одеса: ОДАБА, 2018. – 237 с.

187. Karpiuk V. Calculation models of the bearing capacity of span reinforced concrete structure support zones / V. Karpiuk, Y. Somina, D. Antonova. // MSF. – 2019. – №968.

188. Karpiuk V. Engineering Method of Calculation of Beam Structures Inclined Sections Based on the Fatigue Fracture Model / V. Karpiuk, Y. Somina, O. Maistrenko. // MSF. – 2020. – №47. – С. 135–144.

189. Математичні моделі силового опору складнонапружених прогінних залізобетонних конструкцій з урахуванням дії малоциклового навантаження високих рівнів / В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко, Ю. А. Сьоміна. // Будівельні конструкції. Збірник наукових праць.. – 2015. – №82. – С. 424–435.

190. Вплив конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії на несучу здатність балкових конструкцій при малоцикловому навантаженні / [В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко та ін.]. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2016. – №61. – С. 130–136.

191. Параметри тріщиностійкості балкових залізобетонних елементів при дії знакозмінного та знакопостійного циклічних навантажень / [В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко та ін.]. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2016. – №62. – С. 220–228.

192. Load-bearing capacity of damaged reinforced concrete span structures strengthened with prestressed metal casings / [D. Danilenko, M. Zavoloka, V. Karpiuk та ін.]. // Journal of Engineering Science. – 2020. – №2. – С. 106–127. (*індексується базою Open AIRE*).

193. Напружено-деформований стан підсилених металевою обоймою, залізобетонних балок за дії циклічного знакозмінного навантаження / В. М. Карпюк, Д. С. Даниленко, І. А. Карпюк, А. В. Даниленко. // тези доповідей 76 науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії 21-22 травня, 2020 р.. – Одеса : ОДАБА, 2020. – С. 92.

194. Деформативність пошкоджених залізобетонних балок, посилені металевими обоймами / [Д. С. Даниленко, В. М. Карпюк, І. А. Карпюк та ін.]. // Актуальні проблеми інженерної механіки : тези доповідей VII міжнародної

науково-практичної конференції / під заг. ред. М. Г. Сур'янінова. – Одеса : ОДАБА, 2020. – С. 81-84.

195. Тріщиностійкість залізобетонних балок, посилені металевими обоймами / [Д. С. Даниленко, В. М. Карпюк, І. А. Карпюк та ін.]. // Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини : тези доповідей міжн. наук.-техн. конф. 11-12 червня 2020 р.. – Одеса : ОДАБА, 2020. – С. 19-21.

196. Пособие П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*. Усиление железобетонных конструкций. – Минск : Министерство строительства и архитектуры Республики Беларусь, 1998. – 189 с.

197. СП 349.1325800.2017. Конструкции бетонные и железобетонные. Правила ремонта и усиления. – Москва : Министерство строительства и архитектуры Российской Федерации, 2017. – 97 с.

198. Studies on the RC beam strengthened by using the exterior-wrapping U-shaped steel plate and Its application / C. Zhou, J. Sun, Z. Zeng, Z. Jie. // Advances in Civil Engineering. – 2019. – №1. – С. 1–9.

199. ДСТУ Б В.3.1-2:2016. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд. – Київ : ДП “УкрНДНЦ”, 2016. – 98 с.

200. Голышев А. Б. Усиление железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований / А. Б. Голышев. – Киев: Гос. НИИ строительных конструкций Госстроя Украины, 2004. – 219 с.

201. Метод конечных элементов в механике деформируемых тел / Д. В. Вайнберг, А. С. Городецкий, В. В. Киричевский, А. С. Сахаров. // Прикладная механика. – 1972. – №8. – С. 3–28.

202. Зенкевич О. С. Метод конечных элементов в технике / О. С. Зенкевич. – М: Изд-во "Мир", 1975. – 541 с.

203. Метод конечных элементов в проектировании транспортных сооружений / А. С. Городецкий, В. И. Зоворицкий, А. И. Лантух-Лященко, А. О. Рассказов. – М: Транспорт, 1981. – 143 с.

204. Метод конечных элементов. Теория и численная реализация. / [А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров, Е. Б. Стрелец-Стрелецкий та ін.]. – К: Факт, 1997. – 140 с.
205. Клованич С. Ф. Метод конечных элементов в нелинейных расчетах пространственных железобетонных конструкций / С. Ф. Клованич, Д. И. Безушко. – Одесса: Изд-во ОНМУ, 2009. – 89 с.
206. Клованич С. Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики / С. Ф. Клованич. – Запорожье: Изд-во журнала "Світ геотехніки", 2009. – 400 с.
207. Оробей В. Ф. Статический расчет неразрезной балки методами конечных и граничных элементов / В. Ф. Оробей, Н. Г. Сурьянинов, Д. В. Лазарева. // Труды Одесского политехнического университета. – 2004. – №2. – С. 16–18.
208. Корнеева И. Б. Компьютерные исследования напряженно-деформированного состояния плиты перекрытия из сталефибробетона / И. Б. Корнеева, Н. Г. Сурьянинов, А. С. Шиляев. // Вісник Хмельницького національного університету. – 2018. – №1. – С. 264–269.
209. Городецкий А. С. Учёт нелинейной работы железобетона в ПК Лира-САПР. Метод "Инженерная нелинейность" / А. С. Городецкий, М. С. Барабаш. // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2016. – №12. – С. 92–98.
210. Барабаш М. С. Моделирование усиления конструкций композитными материалами в программном комплексе "Лира-САПР" / М. С. Барабаш, А. В. Пикуль, О. Ю. Башинская. // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2017. – №13. – С. 34–41.
211. Сур'янінов М. Г. Експериментальні дослідження несучої здатності моделі залізобетонної пустотної плити перекриття / М. Г. Сур'янінов, С. П. Неутов, І. Б. Корнеєва. // Міжвузівський збірник "НАУКОВІ НОТАТКИ". Луцьк. – 2019. – №68. – С. 107–112.
212. Соппротивление плосконапряженных стен перекоосу при наличии диагональной трещины с привлечением программного комплекса "Лира-PRO" / В.

И. Колчунов, Н. Г. Марьенков, И. А. Яковенко, И. А. Тугай. // Містобудування та територіальне планування. – 2014. – №53. – С. 209–221.

213. 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. – №66. – С. 28–34.

214. Deformation-strength model application at the determing of reinforced concrete structures stress-strain state / V. M. Karpiuk, A. I. Kostiuk, Y. A. Somina, D. S. Danilenko. // Праці Одеського національного політехнічного університету. – 2017. – №2. – С. 18–23.

215. Застосування деформаційно-силової моделі при визначенні напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій / В. М. Карпюк, А. І. Костюк, Ю. А. Сьоміна, Д. С. Даниленко. // Тези доповідей IV Міжнародної науково-практичної конференції «Актуальні проблеми інженерної механіки». – 2017. – С. 125–127.

216. Даниленко Д. С. Моделирование напряженно-деформируемого состояния поврежденной железобетонной балки, усиленной металлической преднапряженной обоймой / Д. С. Даниленко, Ю. А. Семина, В. М. Карпюк. // 75 науково-технічна конференція професорсько-викладацького складу академії 16-17 травня, 2019 р.. – Одеса : ОДАБА, 2019. – С. 79.

217. Даниленко Д. С. Напряженно-деформированное состояние железобетонной балки с перекрестными трещинами, усиленной металлической обоймой / Д. С. Даниленко, Ю. А. Семина, В. М. Карпюк. // Експлуатація та реконструкція будівель і споруд : тези доп. III міжнар. конф. – Одеса : ОДАБА, 2019. – С. 55.

**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. Несущая способность железобетонных балок, усиленных углепластиковыми при немногочисленных циклических нагрузках / Е. И. Албу, Д. С. Даниленко, Ю. А. Семина, В. М. Карпюк. // Галузеве машинобудування, будівництво. Збірник наукових праць ПолтНТУ. – 2014. – №3. – С. 5–10.

2. Вплив циклічного знакозмінного та малоциклового навантаження на міцність залізобетонних балок / [В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко та ін.]. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2015. – №58. – С. 103–119.

3. Вплив конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії на несучу здатність балкових конструкцій при малоцикловому навантаженні / [В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко та ін.]. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2016. – №61. – С. 130–136.

4. Параметри тріщиностійкості балкових залізобетонних елементів при дії знакозмінного та знакопостійного циклічних навантажень / [В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко та ін.]. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2016. – №62. – С. 220–228.

5. 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. – №66. – С. 28–34.

6. Deformation-strength model application at the determining of reinforced concrete structures stress-strain state / V. M. Karpiuk, A. I. Kostiuk, Y. A. Somina,

D. S. Danilenko. // Праці Одеського національного політехнічного університету. – 2017. – №2. – С. 18–23.

7. Karpiuk V. M. Method of the restoring and reinforcement of damaged bending reinforced concrete elements under cyclic loading / V. M. Karpiuk, D. S. Danilenko, Y. A. Somina. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2018. – №72. – С. 33–39.

Патент на винахід

8. Пат. 119294 Україна, МПК E04B 1/18, E04B 1/20, E04BG 23/02. Спосіб відновлення та підсилення пошкоджених залізобетонних балок і пристрій для його здійснення / Карпюк В.М., Даниленко Д.С., Карпюк І.А., Даниленко А.В.; заявник та патентовласник Одеська державна академія будівництва та архітектури. – № а2018 00651 ; заявл. 23.01.2018 ; опубл. 27.05.2019, Бюл. №10.

Стаття у науковому періодичному виданні іншої держави

9. Load-bearing capacity of damaged reinforced concrete span structures strengthened with prestressed metal casings / [D. Danilenko, M. Zavoloka, V. Karpiuk та ін.]. // Journal of Engineering Science. – 2020. – №2. – С. 106–127. (*індексується базою Open AIRE*).

Наукові праці, які додатково відображають наукові результати дисертації

10. Вплив циклічного знакозмінного навантаження на міцність, тріщиностійкість та деформативність залізобетонних елементів, що згинаються / [В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко та ін.]. // Мосты и тоннели: теория, исследования, практика. – 2014. – №6. – С. 146–163.

11. Математичні моделі силового опору складнонапружених прогінних залізобетонних конструкцій з урахуванням дії малоциклового навантаження

високих рівнів / В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко, Ю. А. Сьоміна. // Будівельні конструкції. Збірник наукових праць.. – 2015. – №82. – С. 424–435.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

12. Експериментальні дослідження працездатності залізобетонних балок при дії циклічного навантаження / В. М.Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко, Ю. А. Сьоміна. // Papers and commentaries of the 2nd International Academic Congress «Fundamental and Applied Studies in America, Europe, Asia and Africa», USA, New York. – 2014. – P. 682–696.

13. Застосування деформаційно-силової моделі при визначенні напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій / В. М.Карпюк, А. І. Костюк, Ю. А. Сьоміна, Д. С. Даниленко. // Тези доповідей IV Міжнародної науково-практичної конференції «Актуальні проблеми інженерної механіки». – Одеса : ОДАБА, 2017. – С. 125–127.

14. Способ восстановления и усиления поврежденных железобетонных балок при циклическом действии нагрузки / В. М.Карпюк, Д. С. Даниленко, Ю. А. Семина, Е. И. Албу. // Структуроутворення, міцність та руйнування композиційних будівельних матеріалів і конструкцій : зб. тез доп. міжнародної конф. – Одеса : ОДАБА, 2018. – С. 51–54.

15. Карпюк В. М. Восстановление и усиление железобетонных конструкций, поврежденных в результате сейсмического воздействия / В. М. Карпюк, Д. С. Даниленко, Ю. А. Семина. // Будівництво в сейсмічних районах України : зб. тез доп. XI Всеукр. наук.-техн. конф. – Одеса : ОДАБА, 2018. – С. 80–82.

16. Даниленко Д. С. Моделирование напряженно-деформируемого состояния поврежденной железобетонной балки, усиленной металлической преднапряженной обоймой / Д. С. Даниленко, Ю. А. Семина, В. М. Карпюк. // 75 науково-технічна конференція професорсько-викладацького складу Одеської академії будівництва та архітектури, 16-17 травня, 2019 р.. – Одеса : ОДАБА, 2019. – С. 79.

17. Даниленко Д. С. Напряженно-деформированное состояние железобетонной балки с перекрестными трещинами, усиленной металлической обоймой / Д. С. Даниленко, Ю. А. Семина, В. М. Карпюк. // Експлуатація та реконструкція будівель і споруд : тези доп. III міжнар. конф. – Одеса : ОДАБА, 2019. – С. 55.

18. Напружено-деформований стан підсилених металевою обоймою, залізобетонних балок за дії циклічного знакозмінного навантаження / В. М. Карпюк, Д. С. Даниленко, І. А. Карпюк, А. В. Даниленко. // тези доповідей 76 науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу Одеської академії будівництва та архітектури, 21-22 травня, 2020 р.. – Одеса : ОДАБА, 2020. – С. 92.

19. Деформативність пошкоджених залізобетонних балок, посилені металевими обоймами / [Д. С. Даниленко, В. М. Карпюк, І. А. Карпюк та ін.]. // Актуальні проблеми інженерної механіки : тези доповідей VII міжнародної науково-практичної конференції / під заг. ред. М. Г. Сур'янінова. – Одеса : ОДАБА, 2020. – С. 81-84.

20. Тріщиностійкість залізобетонних балок, посилені металевими обоймами / [Д. С. Даниленко, В. М. Карпюк, І. А. Карпюк та ін.]. // Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини : тези доповідей міжн. наук.-техн. конф. 11-12 червня 2020 р.. – Одеса : ОДАБА, 2020. – С. 19-21.

Відомості про апробацію результатів дисертації:

- II інтернаціональний академічний конгрес “Fundamental and Applied Studies in America, Europe, Asia and Africa” (США, м. Нью-Йорк, 27 вересня 2014 р. – заочна участь);
- X ювілейна всеукраїнська науково-технічна конференція “Будівництво у сейсмічних районах України” (Україна, м. Одеса, 14 – 18 вересня 2015 р. – очна участь);
- IV міжнародна науково-практична конференція “Актуальні проблеми інженерної механіки” (Україна, м. Одеса, 16 – 19 травня 2017 р. – очна участь);
- міжнародна конференція “Структуроутворення, міцність та руйнування композиційних матеріалів і конструкцій” (Україна, м. Одеса, 11-13 квітня 2018 р. – очна участь);
- XI всеукраїнська науково-технічна конференція “Будівництво в сейсмічних районах України” (Україна, м. Одеса, 10 – 14 вересня 2018 р. – очна участь);
- 75-та науково-технічна конференція професорсько-викладацького складу (Україна, м. Одеса, 16 – 17 травня 2019 р. – очна участь);
- III міжнародна науково-практична конференція “Експлуатація та реконструкція будівель і споруд” (Україна, м. Одеса, 26 – 28 вересня 2019 р. – очна участь);
- VII міжнародна науково-практична конференція “Актуальні проблеми інженерної механіки” (Україна, м. Одеса, 12 – 15 травня 2020 р. – заочна участь);
- 76-та науково-технічна конференція професорсько-викладацького складу (Україна, м. Одеса, 21 – 22 травня 2020 р. – заочна участь);
- міжнародна науково-практична конференція “Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини” (Україна, м. Одеса, 11 – 12 червня 2020 р. – заочна участь).

ДОВІДКИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

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

01.04.2020 № 29-102

Г

Г

На № _____ від _____

Довідка

Про впровадження результаті наукових досліджень

Результати досліджень за дисертаційною роботою здобувача Одеської державної академії будівництва та архітектури **Даниленка Дениса Сергійовича** впроваджені у початковий процес Одеської державної академії будівництва та архітектури при підготовці магістрів за спеціальністю 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди.

Проректор з науково-
педагогічної роботи

Ю. Крутий

Гуменюк Ю.В.
723-23-10

Товариство з
Обмеженою
Відповідальністю
«Стікон»

Система управління якістю
ДСТУ ISO 9001-2009

тел/факс. 775-63-64, факс 775-63-78

02.07.20г. № 17-02

На Ваш № _____ от _____

СТИ



КОН

Общество с
Ограниченной
Ответственностью
«Стикон»

Система менеджмента качества
ДСТУ ISO 9001-2009

e-mail: office@stikon.od.ua

Довідка про впровадження

Результати дисертаційної роботи «Несуча здатність пошкоджених силовими тріщинами балок, підсилених металевими обоймами» здобувача наукового ступеня кандидата технічних наук (доктора філософії) Одеської державної академії будівництва та архітектури Даниленко Дениса Сергійовича використані при проектуванні посилення прогінних залізобетонних конструкцій побутово-технічних приміщень Селекційно-генетичного інституту за адресою: м. Одеса, вул. Овідіопольська дорога, 3.

Начальник

Проектно-кошторисного бюро

А.Й. Ковальський

Україна, 65020, м. Одеса, вул. Розкидайлівська, 2,
МФО 328845, код ЗКПО 19219876, р/рах 26003301424994
Філія «ОЩАДБАНК» Одеса

Україна, 65020, г. Одесса, ул. Раскидайловская, 2,
МФО 328845, код ОКПО 19219876, р/сч. 26003301424994
Филиал «ОЩАДБАНК» ОДЕССА

ПАТЕНТ НА ВІНАХІД



(11) 119294

(19) UA

(51) МПК

E04B 1/18 (2006.01)

E04B 1/20 (2006.01)

E04G 23/02 (2006.01)

(21) Номер заявки: а 2018 00651

(22) Дата подання заявки: 23.01.2018

(24) Дата, з якої є чинними права на винахід: 27.05.2019

(41) Дата публікації відомостей про заявку та номер бюлетеня: 10.05.2018, Бюл. № 9

(46) Дата публікації відомостей про видачу патенту та номер бюлетеня: 27.05.2019, Бюл. № 10

(72) Винахідники:

Карпюк Василь
Михайлович, UA,
Даниленко Денис
Сергійович, UA,
Карпюк Ірина Анатоліївна,
UA,
Даниленко Анна Віліянівна,
UA

(73) Власник:

ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА
АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА
АРХІТЕКТУРИ,
вул. Дідріхсона, 4, м. Одеса,
65029, UA

(54) Назва винаходу:

СПОСІБ ВІДНОВЛЕННЯ ТА ПІДСИЛЕННЯ ПОШКОДЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК І ПРИСТРІЙ ДЛЯ ЙОГО ЗДІЙСНЕННЯ

(57) Формула винаходу:

1. Спосіб відновлення та підсилення пошкоджених залізобетонних балок, що передбачає закріплення елементів підсилення на залізобетонній балці і подальше створення попереднього напруження в поздовжньому напрямку, який відрізняється тим, що елементи підсилення закріплюють на верхній, нижній, бокових сторонах і торцях пошкодженої залізобетонної балки, після чого створюють тристороннє обтиснення шляхом створення попереднього напруження в поздовжньому, поперечному вертикальному і поперечному горизонтальному напрямках.

2. Пристрій для відновлення та підсилення пошкоджених залізобетонних балок, що містить з'єднані між собою поздовжні і вертикальні поперечні елементи підсилення, який відрізняється тим, що він додатково містить опорні елементи, розташовані в торцях пошкодженої залізобетонної балки, і поперечні горизонтальні елементи підсилення, розташовані на верхній і нижній сторонах балки і з'єднані з поздовжніми елементами підсилення, при цьому поздовжні елементи підсилення виконані у вигляді чотирьох Г-подібних металевих профілів, установлених по кутах пошкодженої залізобетонної балки, кінці яких з'єднані з опорними елементами, а поперечні вертикальні і горизонтальні елементи підсилення виконані у вигляді стрижнів з різьбою, стягнутих різьбовими муфтами.

(11) 119294

Державне підприємство
«Український інститут інтелектуальної власності»
(Укрпатент)

Оригіналом цього документа є електронний документ з відповідними реквізитами, у тому числі з накладеним електронним цифровим підписом уповноваженої особи Міністерства економічного розвитку і торгівлі України та сформованою позначкою часу.

Ідентифікатор електронного документа 2663220519.

Для отримання оригіналу документа необхідно:

1. Зайти до ІДС «Стан діловодства за заявками на винаходи та корисні моделі», яка розташована на сторінці <http://base.uipv.org/searchInvStat/>.

2. Виконати пошук за номером заявки.

3. У розділі «Документи Укрпатенту» поруч з реєстраційним номером документа натиснути кнопку «Завантажити оригінал» та ввести ідентифікатор електронного документа.

Ідентичний за документарною інформацією та реквізитами паперовий примірник цього документа містить 2 арк., які пронумеровані та прошиті металевими люверсами.

Уповноважена особа Укрпатенту

І.Є. Матусевич

27.05.2019

