

Національний університет “Львівська політехніка”

Міністерство освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Хміль Роман Євгенович

УДК 624.012.45

ДИСЕРТАЦІЯ
НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ТА ЗАЛИШКОВИЙ РЕСУРС
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ, ПІДСИЛЕНИХ ЗА ДІЇ
НАВАНТАЖЕННЯ

05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди

19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук

Ідентичність усіх примірників дисертації

ЗАСВІДЧУЮ:

Учений секретар спеціалізованої

вченої ради

Холод П.Ф.

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

_____ Хміль Р.Є.

Науковий консультант Бліхарський Зіновій Ярославович,

доктор технічних наук, професор

Львів – 2021

АНОТАЦІЯ

Хміль Р.Є. Напружено-деформований стан та залишковий ресурс залізобетонних конструкцій, підсилених за дії навантаження. – Кваліфікаційна праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія (05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди). Національний університет «Львівська політехніка», Львів, 2021.

Дисертація присвячена дослідженню залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних конструкцій, що підсилюються способом нарощуванням перетину арматури, одночасно арматури і бетону за дії навантаження в умовах реальної експлуатації. У роботі вперше експериментальним шляхом визначено значення коефіцієнтів умов роботи додаткової арматури $\gamma_s^{ad,exp}$ і бетону $\gamma_c^{ad,exp}$ залізобетонних конструкцій, підсилених за дії навантаження, які значно відрізняються від величин, рекомендованих нормами проектування ДСТУ Б В.3.1-2:2016, також запропоновано алгоритм теоретичного визначення коефіцієнтів умов роботи додаткової арматури γ_s^{ad} і бетону γ_c^{ad} залежно від величини навантаження, при якому виконують підсилення. На базі експериментальних досліджень розвинуто методики розрахунку залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилених нарощуванням перетину арматури, одночасно арматури і бетону за дії навантаження з використанням двох альтернативних моделей (силової та деформаційної моделі розрахунку), при цьому передбачено врахуванням діючого на конструкцію навантаження в момент підсилення. У роботі також апробовано в прикладних програмних комплексах алгоритм побудови геометричної, не лінійної фізичної кінцево-елементної моделі та моделі прикладання навантаження до залізобетонних конструкцій, підсилених за дії навантаження, що відображає реальні умови їх підсилення. За результатами експериментально-теоретичних досліджень запропонована принципова методика визначення індексів надійності (дальності відмови) β та коефіцієнтів ймовірності

безвідмовної роботи $P(\beta)$ для згинаних та стиснуто-згинаних конструкцій, що підсилюються способом нарощуванням перетину арматури, одночасно арматури і бетону за дії навантаження. При цьому рівень діючого на час підсилення навантаження розглядається як додаткова, до загально прийнятих у теорії оцінювання надійності залізобетону, випадкова величина.

У вступі обґрунтовано актуальність, мета і задачі досліджень, загальна характеристика та наукова новизна і практична цінність роботи.

У першому розділі проведено огляд технічної літератури з проблематики досліджень, а саме: представлено існуючі методи підсилення залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, проведено аналіз досліджень напружено-деформованого стану (НДС) залізобетонних конструкцій, що підсилюються, методів оцінювання залишкової несучої здатності і прогнозування ресурсу залізобетонних конструкцій підсиленних в умовах експлуатації. Крім того виконано аналіз досліджень надійності непідсиленних й підсиленних залізобетонних конструкцій, розглянуто стан питання розрахунку фактичних показників надійності елементів після підсилення (в умовах проведення робіт із реконструкції).

Другий розділ присвячений розробленню програми та методик експериментальних досліджень залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилення яких виконують найпоширенішими способами, а саме нарощуванням перетину арматури, одночасно арматури і бетону (обоймою) і які виконуються при обов'язковій одночасній дії навантаження змінного рівня. Наявність навантаження на конструкцію дозволяє змоделювати дійсну роботу і НДС підсиленої конструкції відповідно до реальних умов експлуатації та влаштування підсилення. Складовою частиною програми експериментальних досліджень є дослідження арматурних стрижнів (50 зразків) та сумісної роботи бетону існуючої конструкції і бетону додаткового перерізу підсиленних залізобетонних конструкцій; виконаних за дії навантаження. Загалом програмою експериментальних досліджень передбачено випробування 16 балок, підсиленних додатковою арматурою (з них для 12 зразків підсилення влаштовується за дії

навантаження); випробування 16 залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обіймою (з них 14 зразків підсилені за дії навантаження); випробування 16 залізобетонних колон, підсилених зовнішнім армуванням у вигляді наклеювання на грань колони високоміцної карбонової стрічки Sika Carbodur S512 (з них 10 зразків підсилені за дії навантаження); випробування 12 залізобетонних колон, підсилених залізобетонною обіймою (з них 8 зразків підсилені за дії навантаження). Загалом програмою передбачено експериментальне випробування 32 великорозмірних моделей згинаних елементів з розмірами поперечного перерізу до підсилення 100×200 мм та довжиною 2100 мм і 28 великорозмірних моделей стиснуто-згинаних елементів з розмірами поперечного перерізу до підсилення 140×180 мм та довжиною 2200 мм. Загалом експериментальне випробування проведені на 60 великорозмірних моделях залізобетонних елементів (з них 44 моделі підсилені за дії навантаження, 8 базових моделей підсилені без дії навантаження та 8 контрольних не підсилених моделей).

У третьому розділі наведено результати експериментальних досліджень згинаних та стиснуто-згинаних залізобетонних елементів: не підсилених і підсилених додатковим армуванням та додатковим армуванням і бетоном (обіймою) з та без дії на час підсилення навантаження.

На прикладі способу підсилення за допомогою залізобетонної обійми, як найбільш складного у виконанні і як загальний випадок підсилення залізобетонних конструкцій способами нарощування перерізу можна зробити наступні висновки. Напружено-деформований стан підсилених залізобетонною обіймою балок і колон при випробуванні короткочасним навантаженням умовно можна розділити на три стадії. На першій стадії після влаштування залізобетонної обійми приріст деформації основної арматури значно зменшувався, оскільки в роботу включалась додаткова арматура та бетон. При цьому приріст деформацій арматури обійми на кожному етапі випробування був більшим, ніж в арматурі основного перерізу. Друга стадія починається з досягненням напружень в розтягненій арматурі основного або додаткового перерізу межі текучості. Це супроводжувалось збільшенням приросту деформацій робочої арматури і прогинів. Третя стадія –

руйнування, при цьому всі стрижні розтягнутої арматури як основного, так і додаткового перерізів досягли межі текучості. На цій стадії роботи конструкцій спостерігається стрімкий приріст деформацій стрижнів робочої арматури основного і додаткового перерізів, а також значне збільшення прогинів балки. В залежності від величини рівня діючого на час підсилення навантаження змінюється послідовність настання межі текучості в арматурі (основній чи додатковій) підсиленого перерізу. Руйнування підсиленних балок проходило внаслідок досягнення напружень у розтягненій арматурі основного й додаткового перерізів границі текучості з подальшим роздробленням бетону стисненої зони обойми. Така послідовність настання граничних станів складових елементів підсиленої залізобетонної конструкції є можливою при забезпеченні сумісної роботи елементів основного і додаткового перерізів, що можна досягти, застосовуючи сучасні технологічні (мінеральні, композитні, синтетичні клеї) та загальновідомі конструктивні заходи (зволоження, насічки, заглибини на поверхні і т.д.).

У четвертому розділі розроблені методики визначення залишкової несучої здатності підсиленних за дії навантаження залізобетонних конструкцій за деформаційною та силовою моделлю розрахунку, зважаючи на наявні як переваги так і недоліки в обох підходах до оцінки напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій. Важливою відмінністю розрахунку конструкцій за силовою моделлю згідно з ДСТУ Б В.3.1-2:2016 від деформаційної моделі розрахунку згідно з ДСТУ Б В.2.6-156:2010 є те, що вона дозволяє оцінювати НДС конструкції лише в граничному стані, коли напруження у стиснутому бетоні й розтягнутій арматурі досягають їхніх розрахункових опорів.

Визначення за деформаційною моделлю залишкової несучої здатності згинаних та стиснуто-згинаних залізобетонних елементів, підсиленних за дії навантаження або з частковим розвантаженням залізобетонних конструкцій, запропоновано виконувати в два етапи. На першому етапі досліджуємо напружено-деформований стан нормального перерізу основного елемента від діючого при підсиленні навантаження на основі методики розрахунку за ДСТУ Б В.2.6-156:2010. На другому етапі розрахунок проводимо як для комплексного перерізу,

що складається з основного й додаткового елементів конструкції. Комплексний переріз розглядаємо як такий, що складається з основного прямокутного перерізу з початковим, визначеним на першому етапі напружено-деформованим станом і перерізу обійми коробчастого типу, який в розрахунку замінено двотавровим перерізом з шириною стінки, що дорівнює подвоєній товщині стінки обійми, і приєднаних до неї знизу і зверху полиць у межах ширини основного перерізу балки/колони. При підсиленні конструкцій нарощуванням лише додатковим армуванням, переріз після підсилення залишається прямокутним із зміною кількості армування, яке після підсилення, розташовується у кілька шарів.

За результатами теоретичних досліджень запропоновано та експериментально підтверджено, що при забезпеченні надійного анкерування арматури додаткового каркасу, сумісної роботи арматури та бетону основного і додаткового перерізів як критерій вичерпання несучої здатності комплексного перерізу доцільно прийняти граничний стан що відповідає досягненню напружень межі текучості арматури як основного так і додаткового перерізів.

У п'ятому розділі описано моделювання роботи підсилених залізобетонних балок у прикладних програмних комплексах, які розроблені з використанням методу скінченних елементів (МСЕ). Дане моделювання виконано з метою верифікації методом МСЕ запропонованої у роботі методики розрахунку несучої здатності підсилених залізобетонних балок. Для реалізації цієї мети запропоновано алгоритм побудови геометричної, фізичної моделі та моделі прикладання навантаження до підсилених залізобетонних конструкцій, які б відображали дійсні умови їх експлуатації та підсилення. В програмних комплексах було розроблено кінцево-елементні моделі дослідних зразків. Розрахунок проводили із урахуванням фізичної нелінійності матеріалів та їх розрахункових фізико-механічних властивостей, які вводили в прийнятні закони деформування. Виконано порівняльний аналіз результатів досліджень із розрахунковими значеннями граничних згинальних моментів, отриманих відповідно до запропонованої у роботі методики розрахунку та з експериментальними даними. Зафіксовано задовільну

збіжність суміжних значень, що дозволило зробити висновок про достовірність результатів, отриманих за допомогою запропонованої у роботі методики розрахунку.

За результатами аналізу даних встановлено, що теоретичне значення несучої здатності моделей із підсиленням залізобетонною обіймою за дії навантаження відрізняється від експериментальної величини на величину до 3,4 %. Це дозволяє зробити висновок про адекватність запропонованих підходів до моделювання дії навантаження у момент підсилення конструкції. Порівняльний аналіз несучої здатності підсилених балок, отриманих МСЕ з результатами, отриманими згідно запропонованої методики розрахунку показав задовільну збіжність, яка становила 1,3–6,8 %.

У шостому розділі наведено результати розробки та апробації запропонованої методики оцінки надійності – індексів надійності (дальності відмови) β та коефіцієнтів ймовірності безвідмовної роботи $P(\beta)$ для згинаних та стиснуто-згинаних конструкцій, що підсилюються способом нарощуванням перетину арматури, а також виконано аналіз отриманих значень якісних і кількісних показників. Принциповими особливостями розроблених моделей є пропозиція врахування стохастичного параметра рівня навантаження конструкції в момент підсилення, а також використання адаптованої деформаційної моделі її розрахунку. Проведено апробацію розроблених моделей, якою встановлено, що зі збільшенням рівня діючого навантаження зменшується величина індексу надійності/дальності відмови β залізобетонної конструкції, підсиленої під навантаженням. У разі застосування сучасних композитних матеріалів для підсилення рівень надійності підсилених залізобетонних конструкцій суттєво зростає.

Виходячи з передумов оцінки ймовірності безвідмовної роботи, розроблено пропозиції для визначення залишкового ресурсу підсилених конструкцій: на основі співставлення отриманих показників надійності з нормованими значеннями, наведеними в ДБН В.12-14, як для нових конструкцій, або застосовуючи аналітичну модель життєвого циклу конструкції. Використовуючи аналітичну модель, спрогнозовано залишковий ресурс досліджуваних конструкцій після

підсилення T_i залежно від встановлених нормативних термінів служби T_d , дійсних у момент підсилення значень індексу надійності та класу наслідків будівлі.

Ключові слова: залізобетонна балка, колона, підсилення, рівень навантаження, стрижнева арматура, композитна стрічка, обойма, методика розрахунку, оцінка надійності, ймовірність безвідмовної роботи.

ABSTRACT

Khmil R. Ye. Stress-strain state and remaining resource of reinforced concrete structures reinforced under load. - Qualification research on the manuscript's rights.

The thesis for earning the scientific Doctor's degree in Technical Sciences in specialty 05.23.01 – Building Constructions, Buildings and Structures (19 - Architecture and building) – Lviv Polytechnic National University, Lviv, 2021.

The dissertation is devoted to the research of reinforced concrete bent and compressed-bent structures, which are reinforced by the method of increasing the cross section of reinforcement, simultaneously reinforcement and concrete under load in real operation. For the first time, the values of the coefficients of operating conditions of additional reinforcement $\gamma_s^{ad,exp}$ and concrete $\gamma_c^{ad,exp}$ of reinforced concrete structures reinforced under load were determined experimentally, which differ significantly from the values recommended by the design standards of DSTU B.3.1-1-2016, so the algorithm of theoretical determination of the coefficients of the operating conditions of additional reinforcement γ_s^{ad} and concrete γ_c^{ad} depending on the magnitude the load at which the reinforcement is performed.

On the basis of experimental researches methods of calculation of the reinforced concrete bent and compressed-bent elements strengthened by increase in section of armature, at the same time armature and concrete under loading with use of two alternative models (force and deformation model of calculation) are developed, thus taking into account the current design. The algorithm of construction of geometric, nonlinear physical finite element model and model of load application to reinforced concrete structures reinforced under load, which reflects the real conditions of their

reinforcement, is also tested in the application software complexes. According to the results of experimental-theoretical research, a basic method for determining the reliability indices (failure range) β and probability coefficients of failure-free operation $P(\beta)$ for bent and compressed-bent structures, reinforced by increasing the cross section of reinforcement, reinforcement and concrete. In this case, the level of the load acting at the time of reinforcement is considered as an additional to the generally accepted in the theory of assessing the reliability of reinforced concrete, a random variable.

The introduction substantiates the relevance, purpose and objectives of research, general characteristics and scientific novelty and practical value of the work.

The first section reviews the technical literature on research issues, namely: the existing methods of reinforcing reinforced concrete bent and compressed-bent elements are presented, the analysis of stress-strain state (SSS) of reinforced concrete structures, methods of forecasting (estimating) residual resource structures reinforced in operating conditions. In addition, the analysis of studies of the reliability of non-reinforced and reinforced concrete structures, the state of the calculation of the actual reliability of the elements after reinforcement (in terms of reconstruction work).

The second section is devoted to the development of methods and programs for experimental research of reinforced concrete bent and compressed-bent elements, reinforcement of which is performed by the most common methods, namely increasing the cross section of reinforcement, reinforcement and concrete (clamp). The presence of the load on the structure allows you to simulate the operation and SSS of the reinforced structure in accordance with the actual operating conditions and the device of the reinforcement. An integral part of the program of experimental research is the study of packages of reinforcing bars (50 samples) and the joint work of concrete of the existing structure and concrete of additional cross-section of reinforced concrete structures; performed under load. In general, the program of experimental research provides for the testing of 16 beams reinforced with additional reinforcement, of which 12 samples of reinforcement are arranged under load; testing of 16 reinforced concrete beams reinforced with a reinforced concrete holder, of which 14 samples are reinforced under load; testing of 16 reinforced concrete columns reinforced with external reinforcement in the form of

gluing on the face of the column of high-strength carbon tape Sika Carbodur S512, of which 10 samples are reinforced under load; testing of 12 reinforced concrete columns reinforced with a reinforced concrete holder, of which 8 samples are reinforced under load. The program provides experimental testing of 32 large models of bent elements with cross-sectional dimensions to reinforcement of 100×200 mm and a length of 2100 mm and 28 large models of compressed-bent elements with cross-sectional dimensions to a reinforcement of 140×180 mm and a length of 2200 mm. In total, experimental tests were performed on 60 large models of reinforced concrete elements, of which 44 models were reinforced under load and 8 reference models were reinforced without load.

The third section presents the results of experimental studies of bent and compressed-bent reinforced concrete elements: not reinforced and reinforced with additional reinforcement and additional reinforcement and concrete (reinforced concrete clamp) with and without action during load reinforcement.

On the example of the method of reinforcement with a reinforced concrete holder, as the most difficult to perform and as a general case of reinforcement of reinforced concrete structures by methods of increasing the cross section, the following conclusions can be drawn. The stress-strain state of the reinforced concrete beam and columns when tested by short-term load can be divided into three stages. At the first stage, after the installation of the reinforced concrete holder, the increase in the deformation of the main reinforcement was significantly reduced, as additional reinforcement and concrete were included in the work. The increase in deformations of the valve reinforcement at each stage of the test was greater than in the reinforcement of the main section. The second stage begins with the achievement of stresses in the stretched reinforcement of the main or additional cross-section of the yield strength. This was accompanied by an increase in the deformation of the working reinforcement and deflections. The third stage is destruction. In this case, all the rods of the stretched reinforcement of both the main and additional sections reach the yield strength. At this stage of the structures, there is a rapid increase in the deformation of the rods of the working reinforcement of the main and additional sections, as well as a significant increase in the deflections of the beam. Depending on the value of the level of the load acting at the time of amplification, the

sequence of occurrence of the yield strength in the reinforcement (main or additional) of the reinforced section changes. The destruction of the reinforced beams took place due to the achievement of stresses in the stretched reinforcement of the main and additional sections of the yield strength with the subsequent crushing of the concrete of the compressed zone of the holder. This sequence of reaching the limit states is possible by ensuring the joint operation of the elements of the main and additional sections, which can be achieved by following certain technological and design measures.

The fourth section develops methods for determining the residual life of reinforced concrete structures under the deformation and force calculation model, given the advantages and disadvantages of both approaches to assessing the stress-strain state (SSS) of reinforced concrete structures. An important difference between the calculation of the power model with the instructions of DSTU B V.3.1-2: 2016 from the deformation model of the calculation of DSTU B V.2.6-156: 2010 is that it does not allow to estimate the SSS of the structure at the height of the section at all stages not only in the extreme state.

Determination of the deformation model of the residual life of bent and compressed-bent reinforced concrete elements, reinforced under load or with partial unloading of reinforced concrete structures, it is proposed to perform in two stages. At the first stage, the stress-strain state of the normal cross section of the main element from the one acting during the load amplification was investigated on the basis of the calculation method according to DSTU B V.2.6-156: 2010. At the second stage, the calculation was performed for both a complex section of the main and additional parts of the structure. The cross-section was considered to consist of a basic rectangular outline with an initial, defined at the first stage stress-strain state and a cross-section of the box-type holder, which was calculated as a folded rectangular section at full height, width equal to twice the wall thickness and attached to it from below and above the shelves within the width of the beam. When reinforcing structures by building only additional reinforcement, the section after reinforcement remains rectangular with a change in reinforcement, which after reinforcement, is located in several layers.

According to the results of theoretical researches it is offered and experimentally confirmed that at maintenance of reliable anchoring of armature of an additional skeleton,

joint work of armature and concrete of the main and additional sections as criterion of exhaustion of bearing capacity of complex section it is expedient to accept a limiting condition corresponding to achievement of armature voltages. fluidity.

The fifth section describes the mathematical modeling of reinforced beams in the application software, which were developed using the finite element method (FEM). Algorithms for constructing a geometric, physical model and a model for applying load to reinforced concrete structures, which would reflect the real conditions of their operation and reinforcement, are proposed. Finite-element models of prototypes were developed in software packages. The calculation was performed taking into account the physical nonlinearity of materials and their calculated physical and mechanical properties, which were introduced into the adopted laws of deformation. A comparative analysis of the research results with the calculated values of the ultimate bending moments obtained in accordance with the calculations according to the design standards is performed. Satisfactory convergence of adjacent values was recorded. Satisfactory convergence of adjacent values was recorded, which allowed to draw a conclusion about the reliability of the results obtained using the proposed calculation method.

According to the results of data analysis, it is established that the theoretical value of the bearing capacity of models with reinforcement with a reinforced concrete jacket under the action of load differs from the experimental value by up to 3.4%. This allows us to conclude about the adequacy of the proposed approaches to modeling the action of the load at the time of strengthening the structure. Comparative analysis of the bearing capacity of reinforced beams obtained by FEM design with the results obtained according to the proposed calculation method showed satisfactory convergence, which amounted to 1.3–6.8%.

The sixth section presents the results of development and testing of the proposed methods (for methods of reinforcement by additional reinforcement under load), as well as analysis of the obtained values of qualitative and quantitative indicators of reliability - indices of reliability (failure range) β and bent and compressed-bent structures, reinforced by increasing the cross section of reinforcement, both reinforcement and concrete under load. The level of load acting at the time of reinforcement is considered as an additional,

to the generally accepted in the theory of assessing the reliability of reinforced concrete, random value. Based on the analysis of the obtained values of reliability indicators β and $P(\beta)$, different load levels.

Based on the preconditions for estimating the probability of failure, developed proposals to determine the residual life of reinforced structures: based on the comparison of the obtained reliability with the normalized values in DBN B.12-14, as for new structures, or using an analytical model of the design life cycle. Using the analytical model, the residual life of the studied structures after strengthening T_i is predicted depending on the established normative service life T_d valid at the time of strengthening the values of the reliability index and the class of consequences of the building.

Keywords: reinforced concrete beam, column, strengthening, level of loading, reinforcing bars, composite strip, jacket, design method, reliability assessment, probability of failure-free operation, remaining resource.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ.

Статті у наукових періодичних виданнях іноземних держав та у наукових виданнях України, які включені до міжнародних наукометричних баз:

1. 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. Blikharskyu, P. Vegera. // Eastern-European Journal of Enterprise Technologies. – 2018. – Vol. 5, No. 7 (95). – P. 32–42. (SCOPUS) *(сформульовано загальні принципи оцінки надійності, проведено аналіз результатів та сформовані висновки).*
2. Yaroslav Blikharskyu, Roman Khmil and Zinoviyy Blikharskyu. Research of RC columns strengthened by carbon FRP under loading // [Електронний ресурс] // MATEC Web of Conferences. – 2018. – Vol. 174, 04017. (SCOPUS) *(поставлено мету досліджень, проведено компонування статті, сформовані висновки).*
3. Krainskyu Pavlo, Blikharskyu Yaroslav, Khmil Roman, Blikharskyu Zinoviyy. Experimental study of the strengthening effect of reinforced concrete columns jacketed under service load level [Електронний ресурс] // MATEC Web of Conferences. – 2018. – Vol. 183 (SCOPUS) *(сформовано завдання досліджень, проведено компонування статті, сформовані висновки).*
4. Krainskyu P., Blikharskyu Y., Khmil R., Vegera P. Influence of loading level on the bearing capacity of RC columns strengthened by jacketing [Електронний ресурс] // MATEC Web of Conferences. – 2018. – Vol. 230 (SCOPUS) *(поставлені мету та завдання досліджень, аналіз впливу рівня навантаження та сформовані висновки).*
5. Khmil R., Tytarenko R., Blikharskyu Y., Vashkevych R. Influence of load level during strengthening of reinforced concrete beams on their reliability [Електронний ресурс] // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2019. – Vol. 708, iss. 1 (SCOPUS) *(сформовано мету досліджень, запропоновані підходи до оцінки впливу рівня навантаження, сформовані висновки).*
6. Selejdak Jacek, Blikharskyu Yaroslav, Khmil Roman, Blikharskyu Zinoviyy. Calculation of reinforced concrete columns strengthened by CFRP // Lecture Notes in

Civil Engineering. – 2020. – Vol. 47: P. 400-410. (SCOPUS) *(сформовано завдання досліджень, проведено аналіз теоретичних результатів).*

7. Khmil R., Tytarenko R., Blikharskyu Y., Vegera P. The probabilistic calculation model of RC beams, strengthened by RC jacket // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2020. – Vol. 100: P. 182–192. (SCOPUS) *(сформовано мету досліджень, базові принципи ймовірнісного розрахунку, сформовані висновки).*

8. Yaroslav Blikharskyu, Roman Khmil, Oleg Yovchyk. Research of strengthening effect reinforced concrete elements subjected to combined axial load and bending with different percent of additional reinforcement // Zeszyty naukowe Politechniki Częstochowskiej №167 – seria Budownictwo 20, Częstochowa, 2014 – p.16-28. (Index Copernicus) *(сформовано мету досліджень, виконано компонування статті, сформовані висновки).*

9. Krayinskyi P. The strength of reinforced concrete columns, strengthened by reinforced concrete jacketing under loading / P. Krainskyi, R. Khmil, Z. Blikharskiy // Czasopismo inżynierii lądowej, środowiska i architektury (JCEEA) . – t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015. – P.209-220. (Index Copernicus) *(поставлено мету досліджень, виконано аналіз результатів досліджень).*

10. Roman Khmil, Yaroslav Blikharskyu, Igor Vasiliev. Influence of construction's loading level on strength and deformability of RC columns strengthened by CFRP // Zeszyty naukowe PRZ: Czasopismo inżynierii lądowej, środowiska i architektury / Scientific papers of RUT: Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture JCEEA, T. XXXI, z. 61 (4/14), Rzeszow, 2014 - p.125-134. (Index Copernicus) *(сформовано мету досліджень, виконано аналіз результатів, сформовано висновки).*

11. Zinoviyy Blikharskyu, Dmytro Dubizhanskyu, Roman Khmil. Badania nośności belek żelbetowych wzmocnionych pod obciążeniem przez obetonowanie // Budownictwo I architektura. Vol. 13(3) 2014 / Politechnika Lubelska. – Lublin, 2014. - P.65-70. (Index Copernicus) *(поставлено мету досліджень, виконано аналіз отриманих результатів).*

12. Pavlo Krainskyi, Zinoviy Blikharskyu, Roman Khmil. Serviceability of reinforced concrete columns strengthened by reinforced concrete jacketing // *Zeszyty naukowe Politechniki Czestochowskiej №171 – seria Budownictwo 21, Czestochowa, 2015 – p.139-143. (Index Copernicus) (сформовано мету досліджень, запропоновано критерії для оцінки експлуатаційної придатності, сформовано висновки).*

13. Zinoviy Blikharskyu, Evgen Tsariov, Roman Khmil. The load-carrying capacity of the eccentrically-compressed reinforced-concrete columns strengthened with loading // *SSP-Journal of civil engineering. Selected Scientific Papers) ISSN: 1336-9024. Vol.6. Issue 2. / Technical University of Kosice, 2011. – P. 57-62 (сформовано завдання досліджень, проведено аналіз результатів).*

14. Блихарский Я.З. Увеличение жёсткости внецентренно-сжатых железобетонных колон, усиленных углеродной лентой / Я.З. Блихарський, Р.Е. Хміль // *Вестник Белорусско-Российского университета №2 (43) – Могилев, 2014. С.114-122 (сформовано мету досліджень, виконано аналіз результатів, сформовано висновки).*

15. Krayskiy P. Experimental investigation of reinforced concrete columns strengthened by jacketing / P. Krainskyi, Z. Blikharskiy, R. Khmil // *Journal of Multidisciplinary Engineering Science and Technology (JMEST) ISSN: 3159-0040 (online) Vol. 2 Issue 7, July – 2015. – P.1959-1963 (поставлені завдання досліджень, виконано аналіз результатів, сформовано висновки).*

Статті у наукових фахових виданнях України:

16. Бліхарський З.Я. Залізобетонні балки, підсилені нарощуванням арматури за дії навантаження / З.Я. Бліхарський, Я.В. Римар, Р.Є. Хміль // *Вісник Національного університету „Львівська політехніка” „Теорія та практика будівництва”. – Львів: Видавництво НУ „ЛП”, 2005. – №545. – С. 15-19. (виконано аналіз отриманих результатів досліджень, сформовано висновки).*

17. Бліхарський З.Я. Методика виконання та експериментальні дослідження залізобетонних балок підсиленних обоймою за дії навантаження / З.Я. Бліхарський, Р.Є. Хміль, І.В. Васильєв // *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2007. – Вип. 15. – С. 358-363.*

(запропонована методика досліджень, виконано аналіз отриманих результатів, сформовано висновки).

18. Бліхарський З.Я. Деформативність залізобетонних балок підсилених бетонною обоймою за дії навантаження / З.Я. Бліхарський, Р.Є. Хміль, І.В. Васильєв, Р.В. Вашкевич // Вісник Національного університету „Львівська політехніка” „Теорія та практика будівництва”. – Львів: Видавництво НУ „ЛП”, 2007. – №600. – С. 28-32. *(запропонована методика досліджень, проведений аналіз результатів).*

19. Бліхарський З.Я. Дослідження з'єднуючих сумішей для нарощування поперечного перерізу підсилених залізобетонних балок / З.Я. Бліхарський, Р.Є. Хміль, І.В. Васильєв, Р.В. Вашкевич // Вісник Національного університету „Львівська політехніка” „Теорія та практика будівництва”. – Львів: Видавництво НУ „ЛП”, 2007. – №602. – С. 7-10 *(запропонована методика досліджень, виконано аналіз результатів, сформовано висновки).*

20. Бліхарський З.Я. Дослідження напруженого стану робочої арматури залізобетонних балок при нарощуванні її перерізу за дії навантаження / З.Я. Бліхарський, Р.Є. Хміль, Я.В. Римар, І.В. Васильєв // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2008. – Вип. 16., ч. 1. – С. 311-317. *(поставлено мету досліджень, запропонована методика досліджень, проведено аналіз результатів експериментальних досліджень).*

21. Бліхарський З.Я., Царьов Є.С., Хміль Р.Є., Попович В.І. Методика експериментальних досліджень стиснутих залізобетонних елементів на дію короткотривалого навантаження, прикладеного з ексцентриситетом. // Вісник Національного університету «Львівська політехніка»: Теорія і практика будівництва. – Львів, 2010. - №662. С.50-54 *(сформульовано мету досліджень, проведено аналіз літератури для розроблення методики досліджень стиснутих елементів).*

22. Бліхарський З.Я., Хміль Р.Є., Царьов Є.С. Міцність позацентрово-стиснутих залізобетонних елементів підсилених за дії навантаження // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць. - Випуск 74,

книга 2 – Київ, НДІБК, 2011. – С. 36-43. *(поставлені мета та завдання досліджень, запропонована програма досліджень).*

23. Дубіжанський, Д. І. Методика експериментальних досліджень міцності і деформативності залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження [Текст] / Д. І. Дубіжанський, З. Я. Бліхарський, Р. Є. Хміль // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне, 2011. – Вип. 22. – С.795–801. *(сформульовано мету досліджень, проведено аналіз літератури для розроблення методики досліджень згинаних елементів, сформульовані висновки).*

24. Бліхарський, З. Я. Дослідження впливу додаткового армування на міцність балок, підсилених обоймою за дії навантаження [Текст] / Бліхарський З. Я., Р. Є. Хміль, Дубіжанський Д. І. // Науково-технічний збірник “Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві.” Вінниця: УНІВЕРСУМ - Вінниця – №2(13). С. 12–15. *(поставлено мету досліджень, проведено аналіз результатів досліджень згинаних елементів).*

25. Дубіжанський, Д. І. Теоретичне визначення міцності залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження за інженерною методикою [Текст] / Д. І. Дубіжанський, Р. Є. Хміль, З. Я. Бліхарський // Теорія і практика будівництва : збірник наукових праць / відповідальний редактор З. Я. Бліхарський. – Львів : Видавництво НУ «Львівська політехніка». – 2012. – Вип. №742. – С. 70–74. *(сформульовано завдання досліджень, запропоновано основні принципи методики теоретичного визначення міцності підсилених згинаних елементів, сформульовані висновки).*

26. Бліхарський, З. Я. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених за дії навантаження, з врахуванням вимог нових норм проектування [Текст] / З. Я. Бліхарський., Р. Є. Хміль, Д. І. Дубіжанський // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону». – Вип. 78: В 2-х кн.: Книга 1. – Київ: ДП НДІБК, 2013. – С. 307–314. *(поставлені мета і завдання досліджень, проведено аналіз результатів теоретичного розрахунку).*

27. Бліхарський Я.З. Міцність та деформативність залізобетонних колон підсилених вуглецевою стрічкою / Я.З. Бліхарський, Р.Є. Хміль // Вісник Національного університету “Львівська політехніка”: Теорія і практика будівництва. – Львів, 2013. - №755. С.15-20. *(сформульовано мету досліджень, проведено аналіз результатів досліджень, сформульовані висновки).*

28. Бліхарський Я.З. Експериментальні дослідження залізобетонних колон підсилених вуглецевою стрічкою за дії навантаження низького рівня / Я.З. Бліхарський, Р.Є. Хміль, Ю.М. Собко // Зб. наук. праць: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2013. – вип. 27. – С.440-447. *(сформульовано мету досліджень, проведено аналіз результатів досліджень, сформульовані висновки).*

29. Бліхарський Я.З. Ефективність додаткового армування позацентрово стиснутих залізобетонних колон, підсилених за дії експлуатаційного рівня навантаження / Я.З. Бліхарський, Р.Є. Хміль // Вісник Львівського національного аграрного університету. Сер: Архітектура і сільськогосподарське будівництво, Львів, 2013 - № 14.-С.127-134. *(поставлені завдання досліджень, проведено аналіз результатів досліджень, сформульовані висновки).*

30. Вегера П.І. Дослідження ширини розкриття нормальних тріщин в стиснуто-зігнутих залізобетонних колонах підсилених зовнішньою композитною арматурою / П.І. Вегера, Я.З. Бліхарський, Р.Є. Хміль // Зб. наук. праць: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2014. – вип. 28. – С.440-447. *(сформульовано мету досліджень, проаналізовано ефективність застосування стрічки, сформульовані висновки).*

31. Країнський П.І. Дослідження експериментальної міцності залізобетонних позацентрово-стиснутих колон підсилених залізобетонною обіймою / П.І. Країнський, Р.Є. Хміль, З.Я. Бліхарський // Зб. наук. праць: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2014. – вип. 29. – С.607-613. *(поставлена мета досліджень, запропоновано програму досліджень, проведе, сформульовані висновки).*

32. Хміль Р.Є. Дослідження залізобетонних колон підсилених при експлуатаційному рівні навантаження системою CFRP / Р.Є. Хміль, Я.З. Бліхарський // Міжвідомчий науково-технічний збірник “Будівельне виробництво” ДП”НДІБВ”. Випуск №56 – Київ, 2014. С.116-118. *(сформульовано мету досліджень, сформульовані висновки).*

33. P.I. Krayinskyi Features of experimental strain determination of compressed-bent elements considering their deflection curve / P.I. Krayinskyi, Ya.Z. Blikharskyi, R.Ye. Khmil // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Теорія і практика будівництва. - 2014. - № 781. - С. 89-95. *(сформульовано мету досліджень, запропоновано підхід для визначення деформацій, сформульовані висновки).*

34. Бліхарський Я. З., Хміль Р. Є., Холод П. Ф. Розрахунок за деформаційною моделлю залізобетонних колон підсилених вуглецевою стрічкою // Вісник Національного університету «Львівська політехніка»: Теорія і практика будівництва. – Львів, 2016. - №844. С.3-12 *(поставлена мета досліджень, запропоновано підходи до визначення НДС підсилених стиснутих елементів).*

35. Хміль Р.Є. Аналіз методів оцінки надійності залізобетонних конструкцій / Р.Є. Хміль, Р.Ю. Титаренко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2016. – Вип. 32. – С. 282–289. *(сформульовано мету досліджень, висновки).*

36. Хміль Р.Є. Особливості оцінювання надійності підсилених залізобетонних елементів / Р.Є. Хміль, Р.Ю. Титаренко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2016. – Вип. 63. – С. 91–97. *(постановка проблеми досліджень, сформульовані висновки).*

37. Титаренко Р.Ю. Основні стохастичні параметри при оцінюванні надійності залізобетонних балок, підсилених додатковим армуванням / Р.Ю. Титаренко, Р.Є. Хміль // Вісник Національного університету «Львівська політехніка», серія «Теорія і практика будівництва». – 2017. – № 877. – С. 206–211. *(постановка проблеми, сформульовані висновки).*

38. Титаренко Р.Ю. Принципи оцінки надійності залізобетонних балок, підсилених додатковою стрижневою арматурою за дії навантаження / Р.Ю. Титаренко, Р.Є. Хміль // Вісник Львівського національного аграрного університету, серія «Архітектура і сільськогосподарське будівництво». – 2018. – № 19. – С. 94–97 (*постановка проблеми, запропоновано врахування рівня навантаження як стохастичного параметру, сформульовані висновки*).

39. Титаренко Р.Ю. Методика оцінки надійності залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обоймою / Р.Ю. Титаренко, Р.Є. Хміль // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2018. – Вип. 36. – С. 406–412. (*сформульовано мету і задачі досліджень, проведено аналіз результатів, сформульовані висновки*).

Патент

40. Патент на корисну модель №59692 Україна. Пристрій для випробування залізобетонних балок на згин / Бліхарський З.Я., Хміль Р.Є., Вашкевич Р.В., Царьов Є.С.; заявник і власник НУ "Львівська політехніка". - № u201013311, заявл. 09.11.2010; опубл. 25.05.2011; Бюл. №10, 2011 р. - 4 с.

Наукові статті, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

41. Хміль Р.Є., Царьов Є.С. Експериментально-теоретичні дослідження впливу одночасної дії навантаження при підсиленні на міцність залізобетонних балок / Матеріали II Міжнародної конференції молодих вчених ГАС-2009 “Геодезія, архітектура та будівництво”, 14-16 травня 2009р.– Львів, Видавництво НУ“ЛП”, 2009 - С.106-108. (*сформульовано мету досліджень, проаналізовано дослідження впливу дії навантаження*).

42. Дубіжанський, Д. І. Експериментальні дослідження міцності залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження. [Текст] / Д. І. Дубіжанський, Р. Є. Хміль // «Геодезія, архітектура та будівництво». Матеріали III міжнар. конф. молодих вчених ГАС-2010. – Львів, 2010 – С. 78–79.

(поставлена мета досліджень, проведено аналіз результатів, сформульовані висновки).

43. Бліхарський Я.З., Хміль Р.Є. Вплив експлуатаційного рівня навантаження залізобетонних колон на ефект підсилення системою CFRP // Матеріали всеукраїнської заочної науково-практичної конференції "Науково-практичні засади будівельного виробництва в Україні: плани, прогнози, аналіз та досягнення. 14 березня 2014р, НДІБВ, Київ., 2014 – С.15-17. *(поставлена мета досліджень, виконано аналіз результатів досліджень).*

44. Бліхарський Я.З., Хміль Р.Є. Міцність позацентрово-стиснутих залізобетонних елементів підсиленних вуглецевою стрічкою // Матеріали IV міжнародної науково-практичної конференції "Енергоефективні технології в міському будівництві та господарстві." 20-21 березня 2014р, ОДАБА, Одеса, 2014 – С.39-43 *(поставлені задачі досліджень, проведено аналіз результатів, сформульовані висновки).*

45. Khmil R., Tytarenko R. Reliability evaluation of strengthened reinforced concrete members // Litteris et Artibus : proceedings of 6th International youth science forum, November 24-26, 2016, Lviv - Lviv : Lviv Polytechnic Publishing House. – С. 136-137 *(поставлено мету досліджень, проведено аналіз літератури).*

46. Y. Blikharskyu, R. Khmil Z.Blikharskyu. Research of RC columns strengthened by carbon FRP under loading // Environmental challenges in Civil Engineering (ECCE): 3RD scientific conference: Book of Abstracts, April 23rd-25th, 2018 - Opole, Poland: Polish Association of Civil Engineers and Technicians, Branch in Opole. – p.127 - ISBN: 978-83-937864-2-8 *(поставлено мету досліджень, проведено аналіз результатів, виведені висновки).*

47. Країнський П. І., Бліхарський Я. З., Хміль Р. Є., Вегера П. І. Вплив рівня навантаження на несучу здатність залізобетонних колон підсиленних обоймою // Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті : тези доповідей 7-ої Міжнародної науково-технічної конференції, 14-16 листопада 2018 р., Харків, Україна. – 2018. – С. 117–119.

(поставлені задачі досліджень, проведено аналіз впливу рівня навантаження, сформульовані висновки).

48. Хміль Р. Є., Титаренко Р. Ю. Надійність залізобетонних балок, підсилених нарощуванням розтягнутої арматури за дії навантаження // Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції : робоча програма та тези доповідей II Науково-практичної конференції, 24-25 травня 2018 р., Київ. – 2018. – С. 49–52. *(сформовано мету роботи, висновки досліджень).*

49. Країнський П. І., Вегера П. І., Хміль Р. Є., Бліхарський З. Я. Методика розрахунку тріщиностійкості залізобетонних колон підсилених залізобетонною обоймою // Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті: тези доповідей 8-ої Міжнародної науково-технічної конференції, 20-22 листопада 2019 р., Харків, Україна. – 2019. – С. 82–83 *(поставлені задачі досліджень, запропоновані базові принципи для розроблення методики дослідження).*

50. Хміль Р. Є., Титаренко Р. Ю., Бліхарський Я. З., Вашкевич Р. В. Надійність залізобетонних балок підсилених при різних рівнях навантаження // Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті: тези доповідей 8-ої Міжнародної науково-технічної конференції, 20-22 листопада 2019 р., Харків, Україна. – 2019. – С. 120–121. *(сформовано мету досліджень, проведено аналіз та виведені висновки).*

51. Хміль Р.Є., Титаренко Р.Ю., Бліхарський Я.З., Вегера П.І. Вдосконалення методики оцінки ймовірності безвідмовної роботи залізобетонних балок, підсилених за дії навантаження // Енергоефективність на транспорті : тези доповідей міжнародної науково-технічної конференції, 18-20 листопада 2020 р., Харків, Україна. – 2020. – С. 112–113. *(поставлені мета і задачі досліджень, запропоновані підходи для вдосконалення методики оцінки ймовірності безвідмовної роботи).*

ЗМІСТ

ЗМІСТ	24
ВСТУП	30
РОЗДІЛ 1. СУЧАСНИЙ СТАН НАУКОВОЇ ПРОБЛЕМИ ОЦІНЮВАННЯ ТА РЕГУЛЮВАННЯ НДС ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ, ЩО ПОТРЕБУЮТЬ ПІДСИЛЕННЯ	40
1.1. Огляд та класифікація методів підсилення залізобетонних конструкцій	40
1.1.1. Підсилення залізобетонних елементів без зміни їх конструктивної схеми	44
1.1.2. Підсилення залізобетонних елементів зміною конструктивної схеми	54
1.2. Дослідження напружено-деформованого стану (НДС) залізобетонних конструкцій, що підсилюються	57
1.2.1. Дослідження НДС згинальних залізобетонних конструкцій	57
1.2.2. Дослідження НДС позацентрово стиснутих залізобетонних конструкцій	67
1.3. Методи розрахунку та прогнозування параметрів НДС залізобетонних конструкцій підсилених в умовах експлуатації	74
1.3.1. Підходи для розрахунку згинаних елементів	76
1.3.2. Підходи для розрахунку позацентрово стиснутих елементів	83
1.4. Ймовірнісні методи розрахунку залізобетонних конструкцій	91
1.5. Висновки до розділу. Мета та задачі досліджень	100
РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ НДС ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПІДСИЛЕНИХ ЗА ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ	104
2.1. Постановка мети і задач експериментального дослідження	104

2.2. Методика експериментальних досліджень зразків арматурних стрижнів	105
2.3. Методика експериментальних дослідження залізобетонних балок	109
2.3.1. Об'єм і зміст експериментальних досліджень балок, підсилених обоймою	109
2.3.2. Об'єм і зміст експериментальних досліджень балок, підсилених нарощуванням арматури	113
2.3.3. Методика досліджень залізобетонних балок до підсилення.....	117
2.3.4. Методика дослідження залізобетонних балок, підсилених способом нарощування армування.....	120
2.3.5. Методика дослідження залізобетонних балок, підсилення залізобетонною обоймою	122
2.4. Методика експериментального дослідження залізобетонних колон	129
2.4.1. Об'єм та зміст дослідження колон, підсилених нарощуванням армування	129
2.4.2. Об'єм та зміст дослідження колон, підсилених залізобетонною обоймою	133
2.4.3. Методика досліджень залізобетонних колон до підсилення	137
2.4.4. Методика досліджень залізобетонних колон підсилених зовнішнім армуванням	138
2.4.5. Методика дослідження залізобетонних колон, підсилених залізобетонною обоймою	141
2.5. Висновки до розділу	143

РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПІДСИЛЕНИХ ЗА ДІЇ
НАВАНТАЖЕННЯ..... 145

3.1. Результати експериментальних досліджень арматурних стрижнів	145
3.2. Дослідження сумісної роботи бетону існуючої балки і бетону підсилення	150
3.3. НДС залізобетонних балок, підсилених способом нарощування армування	155
3.3.1. Несуча здатність експериментальних балок.....	155
3.3.2. Деформації експериментальних балок	161
3.4. НДС залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обоймою	163
3.4.1. Несуча здатність експериментальних балок.....	163
3.4.2. Деформативність експериментальних балок.....	180
3.5. НДС залізобетонних колон, підсилених способом нарощування армування	191
3.5.1. Несуча здатність експериментальних колон.....	191
3.5.2. Деформативність колон підсилених нарощуванням армуванням	202
3.6. НДС залізобетонних колон, підсилених залізобетонною обоймою	209
3.6.1. Несуча здатність залізобетонних колон	209
3.6.2. Деформативність стиснуто-зігнутих колон	216
3.7. Висновки до розділу	221

РОЗДІЛ 4. ЗАЛИШКОВА НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
КОНСТРУКЦІЙ ПІДСИЛЕНИХ ЗА ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ..... 225

4.1. Основні принципи та передумови визначення залишкової несучої здатності	225
4.2. Застосування силової моделі залізобетону для визначення залишкової несучої здатності балок.....	227
4.2.1. Методика визначення несучої здатності балок, підсилених залізобетонною обіймою за дії навантаження	227
4.2.2. Аналіз методики визначення несучої здатності балок, підсилених балок на основі силової моделі розрахунку	235
4.3. Застосування деформаційної моделі розрахунку для визначення залишкової несучої здатності балок.....	239
4.3.1. Методика визначення несучої здатності залізобетонних балок, підсилених за дії навантаження	239
4.3.2. Аналіз методики визначення несучої здатності підсилених балок на основі деформаційної моделі розрахунку.....	251
4.4. Застосування деформаційної моделі розрахунку для визначення залишкової несучої здатності колон	255
4.4.1. Методика визначення несучої здатності залізобетонних колон, підсилених за дії навантаження	255
4.4.2. Аналіз результатів теоретичних досліджень колон, підсилених залізобетонною обіймою	265
4.4.3. Аналіз результатів теоретичних досліджень колон, підсилених зовнішнім армуванням.....	272
4.5. Висновки до розділу	278
РОЗДІЛ 5. ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ТА ЗАСТОСУВАННЯ РОЗРОБЛЕНИХ ПІДХОДІВ ПРИ ДОСЛІДЖЕННІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПІДСИЛЕНИХ В РЕАЛЬНИХ УМОВАХ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ...	280

5.1. Чисельне моделювання параметрів НДС залізобетонних конструкцій підсилених за дії навантаження у ПК “Femap with NX Nastran”	280
5.2. Створення 3D кінцево-елементної моделі балок, підсилених різними методами за дії навантаження у ПК «МІРАЖ-2015»	289
5.3. Висновки до розділу	295
РОЗДІЛ 6. НАДІЙНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПІДСИЛЕНИХ ЗА ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ	297
6.1. Визначення стохастичних параметрів залізобетонних конструкцій, підсилених за дії навантаження	297
6.2. Базові принципи оцінки ймовірності безвідмовної роботи залізобетонних балок, підсилених за дії навантаження	299
6.2.1. Модель I: балка без підсилення.....	299
6.2.2. Модель II: балка, підсилена сталеву стрижневою арматурою	303
6.2.3. Модель III: балка, підсилена карбоновою стрічкою	311
6.3. Базові принципи оцінки ймовірності безвідмовної роботи залізобетонних колон, підсилених за дії навантаження.....	318
6.3.1. Модель IV: колона без підсилення	318
6.3.2. Модель V: колона, підсилена карбоновою стрічкою	323
6.4. Прогнозування залишкового експлуатаційного ресурсу залізобетонних елементів, підсилених за дії навантаження.....	332
6.5. Висновки до розділу	339
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	341
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	346
Додаток А. Акти впровадження результатів досліджень	389
Додаток Б. Список публікацій за темою дисертації.....	395

Додаток В. Відомості про апробацію результатів дисертації	406
Додаток Г. Результатів експериментально-теоретичних досліджень у графічному виді	409

ВСТУП

Залізобетон справедливо вважається найбільш ефективним композитним матеріалом для зведення прогонових згинаних елементів будівель та споруд по всьому світу. У нашій країні переважна більшість будівельних конструкцій, які піддаються згину під час експлуатації, виконані зі збірного або монолітного залізобетону. До них можна віднести: ригелі рам, ферми, арки, балки і т.п. На сьогоднішній день значна кількість таких конструкцій експлуатуються не менше 50...70 років, і, як наслідок, дуже часто стають фізично й морально застарілими. Внаслідок чого перед нами постає проблема в необхідності реконструкції, модернізації або ремонту існуючих будівель та споруд. Реконструкції діючих підприємств мають велике значення, підвищує ефективність капіталовкладень і прискорює введення в експлуатацію нових потужностей. Реконструкція супроводжується, як правило, зміною навантажень, конструктивних схем будівель та споруд, що приводить, в свою чергу, до необхідності збільшення несучої здатності конструкцій, а значить їх підсилення.

Необхідність підсилення може бути викликана також помилками, допущеними при зведенні, наявністю дефектів у використовуваних матеріалах. Особливо небезпечними є помилки при проектуванні, які почастишали останнім часом через зростаючу складність споруджуваних об'єктів. Серйозною помилкою є розбіжність проектних і реальних умов експлуатації конструкції. На даний час також виникає необхідність у відновлення залізобетонних конструкцій будівель та споруд, які зазнали пошкоджень через бойові дії на сході країни.

Виходячи з цього, раціональним вирішенням проблеми реконструкції є ефективне використання елементів існуючих будівель та споруд. При цьому підсилення несучих конструкцій завжди супроводжуються наявністю певного залишкового навантаження на конструкцію. Сьогодні проблема ефективного виконання підсилення конструкцій, що перебувають під залишковим навантаженням, недостатньо вивчена. Вирішення проблеми сприятиме економічній ефективності підсилення залізобетонних конструкцій за рахунок точнішого розрахунку підсилених елементів з урахуванням реальних умов його виконання.

Актуальність теми. Дослідження ефективності використання різних методів підсилення залізобетонних конструкцій є на сьогодні актуальним завданням. Беручи до уваги результати великої кількості досліджень напруженого стану залізобетонних конструкцій, підсилені різними методами за дії навантаження, можна зробити такий висновок: найефективнішими, з погляду складності влаштування, вартості та впливу на напружений стан конструкції, є методи нарощування перерізу розтягнутого армування, бетону та одночасно армування і бетону (влаштування залізобетонної обойми).

Проведені раніше дослідження стосуються, в основному, способів, методів та технологій підсилення. Роботи з підсилення і відновлення несучої здатності залізобетонних конструкцій в свою чергу викликають необхідність вдосконалення методик розрахунку, які повинні враховувати як передісторію навантаження конструкції, так і фізичну нелінійність роботи матеріалів. Це можливо вирішити на підставі експериментально-теоретичних досліджень бетону та залізобетону. Оскільки підсилення залізобетонних конструкцій у більшості випадків проводиться за дії навантаження, тому при проектуванні необхідно повною мірою враховувати напружений стан залізобетонної конструкції, зумовлений постійною наявністю навантаження того чи іншого рівня.

Розрахунок елементів підсиленіх конструкцій будівель і споруд на даний час не в повній мірі відображає дійсний напружено-деформований стан конструкції в стадії експлуатації, що призводить до неточності чи помилок при проектуванні підсиленіх залізобетонних конструкцій. Відсутні чіткі рекомендації з оцінювання залишкової міцності конструктивного елемента. Недостатня кількість досліджень не дає можливості оцінити дійсну несучу здатність вже підсиленого залізобетонного елемента.

Також слід зауважити, що ймовірнісні методи розрахунку будівельних конструкцій привертають все більшу увагу науковців, оскільки дозволяють проводити кількісну оцінку надійності у вигляді показника ймовірності безвідмовної роботи та призначати гарантований рівень їх надійності на стадії проектування як нових, так і підсиленіх конструкцій.

Наведене вище свідчить, що дисертаційна робота присвячена вирішенню актуальної наукової проблеми встановлення дійсного напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій, підсилених за дії навантаження і має важливе наукове та прикладне значення.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема дисертації відповідає напрямку науково-дослідної роботи кафедри будівельних конструкцій та мостів Національного університету «Львівська політехніка» на тему: «Теоретичні та експериментальні дослідження звичайних та попередньо напружених залізобетонних, металевих, дерев'яних та інших конструкцій будівель, споруд, мостів і фундаментів та методів їх підсилення з врахуванням різних видів армування, бетонування, способів та інтенсивності навантаження, дії агресивного середовища, підвищених температур» (державна реєстрація №0117U007366), а також окремі її дослідження виконували в межах держбюджетних науково-дослідних робіт на теми «Розроблення методів розрахунку залізобетонних конструкцій, підсилених за дії навантаження з експериментальним обґрунтуванням» (державна реєстрація №0113U001359) та «Розроблення методик визначення несучої здатності та деформативності залізобетонних конструкцій зміцнених новітніми матеріалами за дії навантаження» (державна реєстрація №0115U000436).

Метою роботи є вирішення наукової проблеми встановлення дійсного напружено-деформованого стану залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних конструкцій, підсилених за дії навантаження і створення розрахункових методик для проектування та оцінювання надійності і залишкового ресурсу таких конструкцій.

Досягнення поставленої мети передбачає реалізацію наступних **основних задач дослідження:**

- на основі аналізу літературних джерел скласти програму експериментально-теоретичних досліджень напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій, підсилених за дії навантаження;

- розробити методику експериментальних та теоретичних досліджень залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилених нарощуванням перетину арматури, одночасно арматури і бетону, при одночасній дії навантаження різного рівня;
- провести експериментальні дослідження арматурних стрижнів, залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилених при одночасній дії навантаження диференційованого рівня;
- дослідити результати експериментальних досліджень арматурних стрижнів та сумісної роботи бетону існуючої конструкції і бетону додаткового перерізу підсилених залізобетонних конструкцій, виконаних за дії навантаження,
- дослідити результати експериментальних досліджень залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилених при різних рівнях навантаження;
- запропонувати й апробувати методику розрахунку залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилених нарощуванням перетину арматури, одночасно арматури і бетону за дії навантаження на основі існуючих в літературі та нормативних документах на проектування підходів (силової та деформаційної моделі розрахунку);
- провести верифікацію методом скінченних елементів (МСЕ) запропонованих підходів до розрахунку, запропонувати алгоритм побудови геометричної, фізичної моделі та моделі прикладання навантаження до підсилених залізобетонних конструкцій, які б відображали дійсні умови їх експлуатації та підсилення;
- розробити та апробувати принципові підходи до оцінки показників надійності (індексу надійності β та ймовірності безвідмовної роботи $P(\beta)$) непошкоджених прямокутних залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилених за дії навантаження;

- використовуючи показники надійності спрогнозувати залишковий ресурс залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилених за дії навантаження.

Об'єктом дослідження є підсилення залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних конструкції в умовах експлуатації, їх поведінка за дії навантаження.

Предметом дослідження є напружено-деформований стан, показники надійності і залишковий ресурс непошкоджених залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних конструкцій, підсилених нарощуванням перетину арматури, одночасно арматури і бетону за дії навантаження.

Методи дослідження: вивчення та аналіз експериментально-теоретичних досліджень, що приведені в літературних джерелах, експериментальні випробовування залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних конструкцій зі застосуванням лабораторного обладнання та пристроїв для влаштування підсилення при одночасній дії навантаження. Для проведення теоретичних досліджень використано силову та нелінійну деформаційну модель розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами, а також метод скінченних елементів (МСЕ), реалізований у прикладних програмних комплексах для верифікації пропонованих теоретичних підходів. При розробленні принципів методик оцінки показників надійності досліджуваних конструкцій після підсилення використано методи теорії надійності, теорії ймовірностей і математичної статистики.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в наступному:

- отримано нові дані щодо напружено-деформованого стану залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних конструкцій, що підсилюються способом нарощуванням перетину арматури, одночасно арматури і бетону за дії навантаження в дійсних умовах експлуатації;
- вперше експериментально-теоретичним шляхом визначено значення коефіцієнтів умов роботи додаткової арматури $\gamma_s^{ad,exp}$ і бетону $\gamma_c^{ad,exp}$ залізобетонних конструкцій, підсилених за дії навантаження, які значно

відрізняються від величин, рекомендованих нормами проектування ДСТУ Б В.3.1-2:2016;

- вперше встановлені закономірності між коефіцієнтами умов роботи додаткової арматури γ_s^{ad} і бетону γ_c^{ad} та величиною навантаження, при якому виконують підсилення, що дозволяє на стадії проектування проводити корегування кількості додаткового армування, бетону для підвищення їх коефіцієнтів умов роботи та, як наслідок, ефективності використання матеріалів підсилення;
- набули подальшого розвитку методики розрахунку залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилених нарощуванням перетину арматури, одночасно арматури і бетону за дії навантаження з використанням двох альтернативних моделей (силової та деформаційної моделі розрахунку), при цьому передбачено врахуванням діючого на конструкцію навантаження в момент підсилення;
- уточнено критерій вичерпання несучої здатності комплексного перерізу підсиленої залізобетонної конструкції, якому відповідає момент досягнення напружень межі текучості в арматурі основного і додаткового перерізів, що підвищує ефективність використання матеріалів підсилення;
- удосконалено та апробовано в прикладних програмних комплексах, що використовують МСЕ алгоритм побудови геометричної, фізичної кінцево-елементної моделі та моделі прикладання навантаження до залізобетонних конструкцій, підсилених за дії навантаження;
- набула подальшого розвитку принципова методика визначення індексу надійності (дальності відмови) β та ймовірності безвідмовної роботи $P(\beta)$ для згинаних та стиснуто-згинаних конструкцій, що підсилюються за дії навантаження. При цьому рівень діючого на час підсилення навантаження розглядається як додаткова, до загально прийнятих у теорії оцінювання надійності залізобетону, випадкова величина;

- спрогнозовано залишковий ресурс залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилених за дії навантаження, використовуючи їх показники надійності, що дозволяє визначити термін експлуатації підсилених конструкцій.

Достовірність отриманих наукових результатів забезпечується використанням стандартних методів досліджень будівельних конструкцій, задовільною збіжністю теоретичних та експериментальних результатів, верифікацією методом скінченних елементів запропонованих підходів до розрахунку, а також застосування методів теорії надійності, теорії ймовірностей і математичної статистики.

Практичне значення отриманих результатів полягає в можливості їх використання при проектуванні залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних конструкцій, підсилених способом нарощуванням перетину арматури, одночасно арматури і бетону за дії навантаження, і при цьому оцінювати дійсний напружено-деформований стан підсилених конструкцій, що дозволить підвищити ефективність використання матеріалів підсилення при розробленні проектного рішення.

Розроблені принципові методики оцінки надійності при проектуванні та реконструкції залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилених різними методами за дії навантаження, дають можливість з достатньо високою точністю оцінювати ймовірність їх безвідмовної роботи. За результатами такої оцінки стає можливим проектування підсилення залізобетонної конструкції з заданим наперед рівнем надійності, прогнозування їх залишкового ресурсу та дозволить забезпечити при цьому більшу економічність та ефективність прийнятих конструктивних рішень з підсилення.

Результати виконаних експериментально-теоретичних досліджень за участю автора застосовані на будівлях та спорудах ТОВ „Карпатнафтохім” (м. Калуш), ТзОВ «Марконі» (м. Львів) при виконанні робіт з встановлення дійсного технічного стану, оцінки необхідності їх підсилення та при розробленні конструктивних рішень підсилення залізобетонних конструкцій значної кількості

об'єктів. Також результати роботи застосовані в ТОВ «Інститут проектування «Комфортбуд»» та проектно-інжиніринговій компанії ТОВ «Сіменерго» при розробці проектів реконструкції будівель громадського та виробничого призначення. Окремі матеріали дисертаційних досліджень використовуються в навчальному процесі у Національному університеті «Львівська політехніка» при підготовці бакалаврів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» та магістрів спеціалізації «Промислове та цивільне будівництво», а також були частиною виконання держбюджетних НДР, що виконувалися в Національному університеті «Львівська політехніка» у 2013-2016 рр.

Особистий внесок здобувача.

- розроблення методології та організація виконання програми експериментально-теоретичних досліджень згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилених за дії навантаження;
- розроблення методик і безпосередня участь в експериментальних дослідженнях арматурних стрижнів, залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилених за дії навантаження різного рівня;
- узагальнений аналіз результатів експериментальних досліджень арматурних стрижнів, сумісної роботи бетону існуючої конструкції і бетону додаткового перерізу залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилених при різних рівнях навантаження;
- запропоновано базові принципи для розробки методик розрахунку залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилених нарощуванням перетину арматури, одночасно арматури і бетону за дії навантаження;
- запропоновано та реалізовано в прикладних програмних комплексах на базі МСЕ алгоритм створення кінцево-елементної моделі підсилених залізобетонних конструкцій, які б відображали дійсні умови їх експлуатації та підсилення, проведено загальний аналіз отриманих за допомогою МСЕ результатів теоретичних досліджень;

- запропоновано базові принципові підходи до оцінки надійності (в частині безвідмовності) та залишкового ресурсу залізобетонних згинаних і стиснуто-згинаних елементів, підсилених різними методами за дії навантаження.

Апробація результатів дисертації. Результати дисертаційної роботи представлялися та обговорювалися на таких науково-технічних конференціях: „Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди” (м. Рівне, 2006, 2008 р., 2011р., 2013р., 2014 р., 2018р.), міжнародній науковій конференції „Актуальні проблеми будівництва та інженерії довкілля” (Львів-Кошице-Жешув, 2007р., 2011р., 2013 р., 2015р., 2017р, 2019р.), міжнародній науково-практичній конференції „Сучасні технології і методи розрахунків у будівництві” (м. Луцьк, 2009 р.), міжнародній конференції молодих вчених ГАС „Геодезія, архітектура та будівництво” (м. Львів, 2009 р., 2010 р., 2011р., 2016р.); конференції «Структуро-образование, прочность и механика разрушения композиционных строительных материалов и конструкций» (м. Одеса, 2012р.); міжнародній науково-технічній конференції “Інноваційні технології в будівництві”(м. Вінниця, 2012р.); всеукраїнській заочній науково-практичній конференції “Науково-практичні засади будівельного виробництва в Україні: плани, прогнози, аналіз та досягнення” (м. Київ, 2014р.); IV Міжнародній науково-практичній конференції “Енерго-ефективні технології в міському будівництві та господарстві” (м. Одеса, 2014р.); 60 Jubileuszowa konferencja naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB “Krynica-2014”. (Lublin – Krynica, Poland, 2014); міжнародні конференції «Експлуатація та реконструкція будівель і споруд» (м. Одеса, 2015р., 2017р., 2019р.); Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna "Współczesne Problemy Budownictwa - Teoria i Praktyka" (Częstochowa, Poland, 2015); II міжнародній науково-практичній виставці-конференції молодих учених та студентів «Інновації у будівництві» (м. Луцьк, 2016 р.); міжнародній науково-технічній конференції "Гідротехнічне і транспортне будівництво" (м. Одеса, 2016р.); міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті»

(м. Харків, 2017 р., 2018р., 2019р.), міжнародній науково-технічній конференції «Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села» (м. Дубляни, 2018 р.), II науково-практичній конференції «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» (м. Київ, 2018 р.); 3rd Scientific Conference Environmental Challenges in Civil Engineering (Opole, Poland, 2018); 12th International Conference Quality Production Improvement (Zaborze near Myszków, Poland, 2018); VII міжнародній конференції «Актуальні проблеми інженерної механіки» (м. Одеса, 2020 р.), а також на семінарах кафедри «Будівельні конструкції та мости» Національного університету «Львівська політехніка» (2007–2021 рр.).

Публікації. Основні положення дисертаційної роботи та результати досліджень опубліковані у 51 науковій праці, з них 24 статті у фахових виданнях, 15 у закордонних періодичних виданнях, та виданнях, що входять до НМБД (в т.ч. 7 праць у НМБД Scopus) та 11 публікацій у матеріалах конференцій, та 1 патент на корисну модель.

Дана дисертаційна робота виконана за ініціативою автора. З тематики сформованого напрямку захищені кандидатські дисертації Римара Я.В., Дубіжанського Д.І, Бліхарського Я.З., Країнського П.І., Титаренка Р.Ю., які виконані при безпосередній участі і керівництві автора. Конкретний особистий внесок у спільних наукових працях із співавторами відображений у списку опублікованих праць за темою дисертації.

Структура та обсяг роботи. Дисертація складається зі вступу, шести розділів основної частини, загальних висновків, списку використаних джерел із 408 найменування та 4 додатків. Робота викладена на 465 сторінках машинописного тексту, у тому числі містить 361 сторінку основного тексту, 43 сторінки списку використаних джерел, 53 таблиці, 96 рисунків та 77 сторінок додатків.

РОЗДІЛ 1. СУЧАСНИЙ СТАН НАУКОВОЇ ПРОБЛЕМИ ОЦІНЮВАННЯ ТА РЕГУЛЮВАННЯ НДС ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ, ЩО ПОТРЕБУЮТЬ ПІДСИЛЕННЯ

1.1. Огляд та класифікація методів підсилення залізобетонних конструкцій

Весь період експлуатації будівель пов'язаний з необхідністю проведення періодичних ремонтів конструкцій внаслідок помилок проектування, впливу відмінних від проектних навантажень і аварій, впливу агресивних середовищ, старіння матеріалів конструкцій, а також через зміни конструктивних схем в результаті реконструкції та перепланування будівель.

Необхідність забезпечення надійної експлуатації будівель і конструкцій при реконструкції, продовження терміну їх служби потребують виконання робіт по підсиленню, відновленню та ремонту будівельних конструкцій. Підсилення конструкцій достатньо трудомістка і дорога робота. При цьому, згідно з викладеним у праці Dajun D. [308], в промислово розвинених країнах більше 40 % капіталовкладень в будівельній галузі використовується для експлуатаційного догляду і ремонту споруд із залізобетону й менше 60 % – для зведення нових.

В ряді випадків подальшу надійну експлуатацію можна забезпечити без підсилення шляхом зміни умов їх роботи: зменшенням постійних і тимчасових навантажень (наприклад, заміною тяжких утеплювачів, перекриття, покрівельних настилів), зменшенням вантажопідйомності кранів, якщо можливо за умовами експлуатації, або обмеженням їх зближення, зменшенням вібрацій, і т.д.

При неможливості забезпечення надійної роботи конструкцій зміною умов їх експлуатації для відновлення проектних експлуатаційних властивостей або для їх підвищення в порівнянні з проектними, а також при виявленні дефектів або пошкоджень в конструкціях виконується їх підсилення.

Способи підсилення залізобетонних конструкцій розглядають Мизернюк Б.Н. [8], Бліхарський З.Я. [41], Большаков В.І. [52], які у своїх працях описують наступні методи відновлення: нанесення рівномірного шару штукатурки,

вкладання армованого шару бетону, нанесення композитних матеріалів, торкретування.

На основі тез, викладених в роботі Габрусенка В.В. [73], а також регламентованих ДСТУ Б В.3.1-2:2016 [97] можна констатувати, що до підсилення залізобетонних конструкцій слід звертатись лише тоді, коли будуть вичерпані усі можливості їх нормальної експлуатації (обмеження навантажень, введення розвантажувальних елементів при монтажі та демонтажі обладнання, одночасне завантаження великих площ перекриттів багатопверхових споруд і будівель, зниження вібрації та ін.).

Необхідність підсилення залізобетонних конструкцій обумовлена факторами, описаними в праці Валового О.І. [35] та матеріалах симпозіуму [72], а саме:

- 1) реконструкцією підприємства;
- 2) відновленням несучої здатності конструкції.

Реконструкція підприємства передбачає:

1) зміну технологію підприємства, пов'язану із збільшенням, зміною схеми розміщення чи характеру навантаження;

2) перебудову самої будівлі зі зміною розміщення і кількості опор балок, вільної довжини стояків і т. ін.;

3) заміну застарілого обладнання, яка зазвичай приводить до збільшення навантаження.

Гроздов В.Т. [85] вказує на те, що необхідність відновлення несучої здатності залізобетонної конструкції, тобто її підсилення, виникає через:

- 1) помилки, які були допущені, при проектуванні;
- 2) помилки при виготовленні конструкції;
- 3) втому бетону;
- 4) фізичне старіння матеріалів конструкції та втрата експлуатаційної придатності в результаті інтенсивної і довготривалої експлуатації;
- 5) нерівномірне осідання основ;
- 6) пошкодження конструкції при порушенні режиму експлуатації;

7) пошкодження в результаті стихійного лиха та аварій.

У роботі Хило Е.Р. [259] обґрунтовано, що рішення про підсилення повинно прийматися виключно на основі ретельного та всебічного дослідження стану конструкції, метою якого є:

- 1) з'ясування розрахункової схеми конструкції, яка найбільш точно виражає її дійсну роботу;
- 2) визначення дійсних навантажень на конструкцію;
- 3) встановлення фактичного стану та несучої здатності конструкції.

Під час проведення діагностики напружено-деформованого стану (далі – НДС) необхідно встановити:

- 1) чи можлива експлуатація при існуючому, а також при збільшеному навантаженні з умов міцності;
- 2) чи можлива експлуатація в даному середовищі з врахуванням виниклих або передбачуваних тріщин з умов довговічності;
- 3) чи можливе підсилення для забезпечення надійної експлуатації при існуючому чи зміненому навантаженні;
- 4) якщо необхідний ремонт чи підсилення, то яким способом можна їх виконати в даних умовах найбільш ефективно і з мінімальними витратами.

При проектуванні підсилення залізобетонних конструкцій вибір способів підсилення проводиться після стадії перевірочних розрахунків, за допомогою яких встановлюється можлива схема руйнування конструкції. В загальному випадку руйнування згинальних елементів може проходити за кількома схемами: по розтягненій зоні, по стисненій зоні, в зоні зрізу за дії поперечних сил, по просторовому перерізу від дії крутильного моменту, місцевого зминання, відриву і продавлювання.

Питанням обстеження, підсилення будівельних конструкцій, дослідження згинальних елементів при різноманітних силових впливах присвячені роботи багатьох вчених: Азізова Т.Н. [3], Бабича Є.М. [14], Барашикова А.Я. [28], Бондаренка С.В. [55], Борисюка О.П. [58], Вахненка П.Ф. [67], Голишева А.Б. [62],

Горохова Е.В. [84], Дорофеева В.С. [94], Клименка Є.В. [124], Кривошеєва П.І. [133], Лазовського Д.Н. [145, 199], Литвинова А.Г. [150], Лозового Ю.И. [151], Мальганова А.И. [157], Онуфриєва Н.М. [185], Пецольда Т.М. [199], Хило Е.Р. [151, 259], Шагина А.Л. [268] та ін.

Для залізобетонних конструкцій розроблено безліч технічних рішень по їх підсиленню: нарощування перерізів, зміна розрахункової схеми конструкцій з метою перерозподілу навантажень, влаштування обойм і ін. Безліч рекомендацій, конструктивних рішень і методик по виконанню ремонту, підсилення залізобетонних елементів будівель опубліковано такими авторами як Байков В.Н. [16], Барашиков А.Я. [24-28], Бондаренко С.В. [55], Боярчук Б.А. [62], Валовой О.І. [63], Вахненко П.Ф. [68], Кривошеєв П.І. [133], Мальганов А.И. [157], Теряник В.В. [249], Хило Е.Р. [259] та багатьма іншими.

Львівську школу з підсилення залізобетонних конструкцій представляють дослідження Бліхарського З.Я. [42], Гнідця Б.Г. [77], Кваші В.Г. [115, 116], Клименка Ф.Е. [126]; окремі роботи Барабаша В.М., Гладишева Г.М., Демчини Б.Г., Кінаша Р.І., Крамарчука А.П., Ониськіва Б.М., Хміля Р.Є. та ін.

Аналіз способів підсилення залізобетонних конструкцій, описаних у працях Блалі Ель Мостафи [37], Валового О.І. [63], Голишева А.Б. [81], Калинина А.А. [110], Лазовського Д.Н. [145], Мальганова А.И. [155], Онуфриєва Н.М. [185], Хило Е.Р. [259], Шагина А.Л. [268] та багатьох інших, показав, що при підсиленні згинальних залізобетонних конструкцій.

Спираючись на роботу Габрусенка В.В. [73], можна дійти до висновку, що при всій різноманітності методів підсилення всі вони базуються на двох принципах – зменшення зусиль (згинальних моментів, поздовжніх і поперечних сил) в конструкції або збільшенні її несучої здатності. Такі ж принципи наведено у роботі Онуфриєва Н.М. [185], де вказано, що збільшення первісної несучої здатності залізобетонних конструкцій проводиться за двома основними напрямками – підсилення зі зміною та без зміни конструктивної схеми елемента споруди.

У першому випадку конструкцію розвантажують (тобто передають усе або частину навантаження на іншу – посилюючу конструкцію). Розвантажування найчастіше здійснюють за рахунок зміни розрахункової схеми конструкції (наприклад, перетворюють балку з однопрогоновою в двопрогінну балку, за рахунок додаткових опор).

У другому випадку нарощують переріз конструкції або збільшують опір матеріалу за рахунок, наприклад, обтиснення. Звичайно, такий поділ є умовним, часто в одному способі підсилення використовують обидва принципи.

Метод підсилення без зміни первісної конструктивної схеми, який полягає у збільшенні поперечного перерізу, що підсилюється, шляхом одностороннього його нарощування використано у дослідженнях Боярчука Б.А. [62], шляхом влаштування сорочок чи обойм – наведений у роботах Гроздова В.Т. [86, 87], Теряника В.В. [247, 249, 250].

Другий метод підсилення залізобетонних конструкцій, пов'язаний зі зміною конструктивної схеми, детально описаний у працях Хило Е.Р. [259] й Шагина А.Л. [268]. Автори констатують, що збільшення початкової несучої здатності залежить від раціональної зміни відповідної конструктивної схеми, яка, в свою чергу, може стосуватися самої статичної схеми або її НДС. Це забезпечується введенням додаткових опор, зв'язків або влаштуванням проміжних шарнірів, в тому числі і пластичних, в статично невизначених системах. Для зміни НДС системи можна використовувати різноманітні заходи, що сприяють зменшенню напружень чи деформацій в елементах конструкцій.

1.1.1. Підсилення залізобетонних елементів без зміни їх конструктивної схеми

Методи підсилення залізобетонних конструкцій, успішно застосовані на практиці, широко описані у працях таких вчених як Барашиков А.Я. [25, 28], Голишев А.Б. [81, 82], Дорофєєв В.С. [94], Журавський О.Д. [101], Лазовский Д.Н. [143, 144], Мальганов А.И. [155], Матвеев Е.П. [163], Савицький М.В. [218],

Хило Е.Р. [259] і багатьох інших, а також у посібнику [259] й рекомендаціях [226, 227].

Голишев А.Б. [81] у своїй роботі пропонує виконувати підсилення бетоном і залізобетоном за допомогою:

- влаштування обойм;
- влаштування сорочок;
- одностороннього нарощування перерізу;
- двостороннього нарощування перерізу;
- бокового нарощування перерізу.

У посібниках Астафьева Д.О. [10], Бліхарського З.Я. [42], Бондаренка С.В. [55], Валового О.І. [63], Лозового Ю.Л. [152], Мальганова А.И. [157] та Мизернюка Б.Н. [170] серед найбільш типових видів підсилення виділяється не тільки метод нарощування перерізу елемента, а й підсилення шляхом влаштування металевої обойми, про що також йдеться у працях Теряника В.В. [249] і Sayed A. [379] відповідно. Такого поширення ці методи підсилення набули через простоту робіт з виконання підсилення а також через відносно невелику вартість матеріалів. У дослідженнях Теряника В.В. [249], Meda A. [355], враховуючи необхідність значного підвищення несучої здатності конструкцій, застосовувалися залізобетонні обойми. Більше того, обойми особливо ефективні при підсиленні конструкцій зі значними пошкодженнями, як впливає з роботи Stoppenhagen D. [385], а також конструкцій, що можуть піддаватися сеймічним впливам – присвячені праці Rodriguez M. [370, 371] і Sugano S. [386]. Обойми колон встановлюють в межах одного чи кількох поверхів, доводячи їх у верхньому січенні до рівня вище лежачого перекриття, а в нижньому перерізі – до верхнього обрізу фундаменту чи рівня нижче лежачого перекриття. Виходячи з робіт Теряника В.В. [247] й Tamer Al-Afandy [368], конструкцію підсилення можна армувати сітками, каркасами чи окремими стрижнями.

Згідно з працями Теряника В.В. [249] і Sayed A. [379], одним із найбільш поширених видів підсилення обоймами вважається встановлення вздовж граней

колон жорсткої зовнішньої арматури із кутників. Ця обойма біля кінців колони приварюється до горизонтальних кутників. У посібнику Шагіна А.Л. [268] такий вид підсилення рекомендується для конструкцій з малими ексцентриситетами прикладання навантаження.

Аналізуючи викладене Бліхарським З.Я. [42], можна стверджувати, що підсилення методом влаштування металевої обойми є доволі універсальним способом підсилення залізобетонних елементів. Загальний принцип виконання такого підсилення полягає в влаштуванні кутників по ребрах колони, які з'єднані між собою поперечними планками. Розрізняють два випадки підсилення колон металевою обоймою: кутники притискаються до колони і працюють як одна конструкція, і коли кутники не притискаються до колони. У випадку коли кутники притиснуті до колони то вони розраховуються сумісно з колоною. У разі не притиснутих кутників їх розраховують як окрему колону, яка складається з чотирьох кутників. Для забезпечення сумісної роботи кутники виставляють на цементно-піщаному розчині, а поперечні планки монтують з попереднім підігріванням до температури 100-120 градусів. Для ефективного введення кутників в роботу їх можна виготовляти більшого розміру ніж довжина колони, з'єднувати попарно планками, надрізати і стягувати болтами, після чого остаточно об'єднати планками.

Аналіз конструктивних рішень по підсиленню згинальних елементів показує, що одним з найбільш поширених методів є метод нарощування перерізу. При цьому може нарощуватись як переріз арматури, так і переріз бетону або арматури і бетону одночасно (шляхом влаштування залізобетонних обойм, сорочок тощо) – дослідження Блалі Ель Мостафи [37], Бондаренка С.В. [55], Кваші В.Г. [115], Лазовського Д.Н. [143-150], Попруги Д.В. [207], Хачатряна А.И. [260], Хило Е.Р. [259], Andrews G. [293] та ін.

Підсилення розтягнутої зони конструкцій виконується збільшенням площі поперечного перерізу робочої арматури: шляхом встановлення додаткової арматури зі з'єднанням через коротиші з робочою арматурою конструкції і з

наступним обетонуванням; шляхом приклеювання листової арматури або стрижневої арматури в підготовлених для цього пазах в розтягненій зоні конструкції тощо. Причини та способи підсилення залізобетонних балок нарощуванням арматури проаналізовано в роботах багатьох авторів: Барашикова А.Я. [34], Бліхарського З.Я. [42], Бондаренка С.В. [55], Голишева А.Б. [81], Клименка Є.В. [124], Кривошеєва П.І. [133], Лазовського Д.Н. [143], Мальганова А.И. [157], Онуфрієва Н.М. [185] та ін.

Підсилення стисненої зони проводиться збільшенням поперечного перерізу бетону, встановленням додаткової стисненої арматури. Збільшення поперечного перерізу стисненої зони конструкції, що підсилюється, виконується влаштуванням нарощування, «сорочок» або обойм з бетону на безусадковому цементі. Виходячи з викладеного у працях Поветкина М.С. [205] та Andrews G. [293], нарощування можна виконувати зі сторони одної або двох граней конструкції, що підсилюється.

Нарощування використовується як для підсилення збірних і монолітних плит і балок покриття, так і для підсилення стиснуто-зігнутих колон і їх консолей. Характер нарощування колон залежить від величини ексцентриситету поздовжньої сили, яка діє після її підсилення конструкції.

Валовой О.І. [63] констатує, що підсилення колон методом нарощування перерізу дає змогу не тільки ефективно підсилити колону, а й відновити існуючі пошкодження. Боярчук Б.А. [62] стверджує, що підсилення нарощуванням для позацентрово стиснених конструкцій є не менш використовуваним, ніж залізобетонні обойми. Суть полягає в тому, що поперечний переріз підсилюваної конструкції збільшується по висоті чи ширині. Характерною особливістю методу є сприйняття дотичних напружень в площині контакту старого бетону з новим, спеціальною арматурою, що приварюється до арматури посилюваної конструкції. Згідно з рекомендаціями Мизернюка Б.Н. [170], нарощування слід виконувати з арматурних стрижнів діаметром не менше 10 мм.

При необхідності підсилення конструкції як в стисненій так і в розтягненій зоні влаштовують залізобетонні обойми. У посібниках Вахненко П.Ф. [68] та

Заикина А.И. [104] йдеться про те, що залізобетонна обойма являє собою конструктивне рішення, коли посилювана конструкція охоплюється з усіх боків залізобетоном. Обойми застосовуються для підсилення стиснено-зігнутих конструкцій – колон, а також конструкцій, що згинаються – балок, ригелів, а також коротких консолей, елементів кроквяних ферм і балок, вузлів сполучення колон із фундаментами і вузлів ферм і балок. При цьому можливе встановлення додаткової поздовжньої і поперечної арматури.

Обойма, як правило, армується поздовжньою робочою і поперечною арматурою. Сумісна робота додаткової арматури забезпечується її надійним анкеруванням в тілі бетону обойми, за допомогою поперечних стрижнів, приварюванням до існуючої арматури, приклеюванням до бетону тощо. Після встановлення в проектне положення додаткова арматура обетонується.

Виходячи зі статті Попруги Д.В. [207], підсилення згинальних елементів обоймами рекомендовано виконувати тільки в тих випадках, коли з певних причин, наприклад, при значній корозії арматури, неможливо застосувати спосіб однобічного нарощування.

Спосіб підсилення залізобетонних згинальних конструкцій за допомогою залізобетонної обойми має ряд переваг. По-перше, відновлюється захисний шар арматури основного перерізу конструкції. По-друге, при наявності тріщин, деформацій, прогинів даний метод дозволить приховати ці недоліки, оскільки після влаштування обойми в додатковому перерізі відсутні тріщини і непомітний прогин конструкції. І останнє, при виконанні підсилення залізобетонних балкових конструкцій залізобетонною обоймою отримуємо значний приріст несучої здатності комплексного перерізу. Проте важливим є забезпечення сумісної роботи бетону основного перерізу і бетону обойми підсилення.

Відповідно до викладеного в посібнику [259] та рекомендаціях [227], сумісна робота старого і нового бетону, при підсиленні шляхом влаштування залізобетонних обойм, досягається влаштуванням в старому бетоні відкритих пазів,

насідки, а також додатковими поперечними арматурними стрижнями, що з'єднуються з арматурою конструкції, що підсилюється.

Для покращення зчеплення нового бетону зі старим, крім насідки рекомендується використовувати спеціальні клеючі суміші з модифікованих цементів або адгезійну ґрунтівку полімер-розчином. Ефективність використання клеючих розчинів, які підвищують зчеплення шару підсилення з бетоном підсилюваної конструкції доведено в статтях Бліхарського З.Я. [40], Мустафина И.И. [180], Попруги Д.В. [208]. Встановлено, що спосіб улаштування контактної шва між старим і новим бетоном за допомогою мінерального клею показав найменшу вартість і трудомісткість при влаштуванні.

Армування підсилення стиснено-зігнутих конструкцій виконують кількома способами: нормальне, дотичне і спіральне. Необхідна площа перерізу бетону обійми тут знаходиться за формулою:

$$A_{ad} = \frac{N_{tot} - N_u}{\gamma_{ad} \cdot \varphi_{ad} \cdot (f_{cd,ad} + \mu_{ad} \cdot f_{ywd,ad})}, \quad (1.1)$$

де N_{tot}, N_u – відповідно зовнішнє навантаження і несуча здатність непідсиленого стовпа; $\gamma_{ad} = 0,75$ – коефіцієнт умов роботи обійми; φ_{ad} – коефіцієнт поздовжнього згину обійми (прирівнюють до коефіцієнту колони); $f_{cd,ad}$ – розрахункове значення міцності бетону обійми на стиск; μ_{ad} – коефіцієнт армування обійми колони (приймається таким самим як і в колоні); $f_{ywd,ad}$ – розрахункове значення опору поперечної арматури.

Відповідно площа робочої арматури в обіймі підсилення становить:

$$A_{s,ad} = \mu_{ad} \cdot A_{ad}. \quad (1.2)$$

Відповідно до нині скасованих на теренах України СНиП 2.03.01-84* [243] мінімальна товщина обійми становить 50 мм, максимальна – 300 мм; клас бетону обійми приймається не нижчим ніж клас бетону колони.

Одним з ефективних видів підсилення є влаштування залізобетонної обійми з дотичною арматурою. Поляков Л.П. [206] описує загальний принцип даного

методу, який полягає у влаштуванні армування у вигляді кілець чи спіралі з робочої арматури. Крок робочої арматури приймається тут в межах 40–100 мм. Tamer Al-Afandy [368] додає, що ефект підсилення отримується за рахунок збільшення поперечної жорсткості колони (при цьому зменшуються поперечні деформації бетону, що призводить до більшої несучої здатності елемента).

Мінімальна товщина обойми при укладанні бетону вібруванням приймається не менше 70–80 мм, а при укладанні торкретуванням – не менше 50 мм [243]. Обойми влаштовуються по всій довжині чи частково, у місцях ушкоджень чи найбільших навантажень. При встановленні обойми на пошкодженій ділянці обойма повинна виходити за межі ділянки на довжину не менше 5 товщин, не менше довжини анкерування, не менше подвійної ширини більшої сторони колони і не менше 400 мм [243].

Згідно зі статтею Hindo K. [341], для покращеного зчеплення нового бетону зі старим можна використовувати одну з існуючих технік обробки поверхні. Дослідженням проблеми надійного зчеплення матеріалів підсилення з основною конструкцією присвячені праці таких науковців як Abu-Tair A. [285], Austin S. [296], Julio E. [313], Luckyram J. [352], Saucier F. [378], Silfwerbrand J. [382], Talbot C. [389] та багатьох ін. Зокрема, Julio E. [313] звертає увагу на передачу зусиль між конструкцією та бетонною обоймою за дії постійного короткочасного навантаження; Luckyram J. [352] досліджує переміщення зсуву між матеріалами підсиленої конструкції; Talbot C. [389] вивчає вплив підготовки поверхні на тривалість адгезії нових матеріалів. Загалом дослідники приходять до висновку, що стан поверхні підсилюваної конструкції має значний вплив на зчеплення матеріалів підсилення. У випадку залізобетонних обойм, адгезійних властивостей бетону достатньо для забезпечення сумісної роботи старого і нового матеріалів за умови якісної поверхні старого бетону (не має проявів корозії чи дефектів).

Конструктивні рішення коли конструкція охоплена бетоном тільки з трьох сторін відомі під назвою влаштування «сорочки». Нарощування здійснюється з боку стиснутої зони конструкції, або з боку розтягнутої зони і з боку бічних граней

конструкції по висоті перетину. Бліхарський З.Я. [42] рекомендує використовувати такий метод для підсилення позацентрово стиснутих колон і балок монолітного перекриття, а також для стиснутих елементів ферм. Сорочки влаштовують зазвичай по усій довжині конструкції. Товщина сорочок визначається розрахунком, а мінімальна товщина – виходячи від умов бетонування. Площа робочої арматури визначається розрахунком та влаштовується в розтягнутій зоні конструкції.

Особливу увагу при підсиленні сорочками варто приділяти анкеруванню поперечної арматури по кінцях поперечного перерізу сорочок. При підсиленні колон хомути повинні приварюватись до арматури підсилюваної колони, у випадку яких-небудь ускладнень сорочка повинна розраховуватись на сприйняття всього навантаження.

«Сорочка» влаштовується з двох сторін конструкції, коли відсутня можливість охоплення поперечного перерізу зі всіх чотирьох сторін. При влаштуванні сорочок, згідно з роботою Голишева А.Б. [82] та посібником [259], слід забезпечити анкерування додаткової поперечної арматури з вільним кінцем, шляхом її приварки до арматури конструкції, що підсилюється, або заанкерувати за допомогою поздовжніх стрижнів.

Окремим випадком «сорочки» можна вважати підсилення нарощуванням стисненої зони згинального елемента. У цьому випадку згинальну конструкцію збільшують по висоті чи ширині. Такий спосіб підсилення дозволяє значно збільшити несучу здатність елемента. Зокрема, дослідження роботи підсиленних у стисненій зоні залізобетонних балок проводили Єрьоменко О.Ю. [100] та Задорожнікова І.В. [103]. Дослідники пропонують в якості шару підсилення використовувати як армований так і неармований дрібнозернистий бетон, полімербетон та сталевібробетон. У свою чергу, аналіз роботи підсиленних у стисненій зоні за дії навантаження попередньо напружених залізобетонних балок проведено у праці Поветкина М.С. [205]. Насамкінець, в роботах Мазурака А.В. [153, 154] наявні також експериментальні дослідження балок, підсиленних зі сторони бокової поверхні за технологією торкретування.

При підсиленні обоймами, сорочками, нарощуванням варто прагнути до максимального розвантаження посилюваної конструкції. Товщина обойм, сорочок і нарощування визначається розрахунком і приймається з урахуванням умов вкладання і ущільнення бетонної суміші.

Виходячи з робіт Онуфриєва Н.М. [185] й Шагина А.Л. [268], а також вимог СНиП 2.03.01-84* [243], клас бетону для обойм, сорочок та нарощувань слід приймати не нижче класу бетону конструкції, що підсилюється, та не нижче С12/15 (В15).

Для підсилення окремої пошкодженої ділянки конструкції встановлюється місцева залізобетонна обойма або сорочка, яка повинна виходити за межі ділянки конструкції, що підсилюється, на довжину $15t$, l_{an} , $2h$, або 400 мм (більша з величин), де l_{an} – довжина анкерування арматури конструкції підсилення, h – більший розмір поперечного перерізу конструкції, що підсилюється, t – товщина обойми (сорочки).

Поперечна арматура приймається діаметром не менше 6 мм і встановлюється з кроком або $15d$, або $3t$, або 500 мм (менше з значень), де d , t – відповідно діаметр поперечної арматури і товщина обойми (сорочки). Рекомендується також в місцях можливої концентрації напружень, а також на краях конструкції, яка підсилюється, крок хомутів зменшувати вдвічі.

Згідно з працями Хило Е.Р. [259], Матт Р. [353], Рафеегі С. [366] та інших, а також матеріалів, викладених в посібнику [259], підсилення залізобетонних конструкцій на сприйняття поперечних сил можна проводити шляхом збільшення їх поперечного перерізу, площі поперечної арматури в зоні зрізу, встановлення нарощувань стисненої зони, влаштування сорочок чи обойм.

З недавніх пір почали застосовуватися інші способи підсилення – зокрема, за рахунок епоксидних клеїв на основі полімерів. За допомогою клеїв можлива установка додаткової арматури на полімерному розчині, приклеювання листового металу, приклеювання склотканини, з'єднання окремих елементів на клею –

проблемі присвячені праці Клименка Ф.Е. [126], Литвинова А.Г. [150], Vloxham J. [299], Van Gemert D. [399].

На даний час проводяться дослідження підсилення залізобетонних конструкцій з використанням композитних матеріалів: полімерів – Bousalem B. [301] Dajun D. [308], Tirāns N. [397]; скловолокна – Блалі Ель Мостафи [37], Попруги Д.В. [207]; фібробетонів – Цибульника І.О. [265]. Дослідження в цій області також виконували Борисюк О.П. [57, 59], Боярчук Б.А. [62], Єрмоменко О.Ю. [100], Задорожнікова І.В. [102, 103], Кваша В.Г. [115, 116], Шутенко Л.М. [281] та ін.

Аналізуючи роботи авторів, які займаються вивченням підсилення згинальних елементів сучасними композитами, можна побачити, що при відсутності анкерування руйнування підсилених зразків відбувається в основному через відшарування композиту. Дослідження Rusinowski P. [374] наочно показало, що можливі дві схеми відшарування закріплених ззовні композитів: 1 – в зоні розкриття нормальних тріщин з поширенням в напрямку опор, 2 – в приопорних ділянках з поширенням в напрямку середини прольоту конструкції.

Спеціальний тип анкерування для полотен застосовано в дослідженнях, висвітлених у праці Darby A. [309]. Анкери виготовлялись зі скловолокна зібраного в пучок. На половину довжини анкер занурювався в отвір у залізобетонному елементі, а волокна верхньої частини радіально загинались поверх наклеєних полотен підсилення. В ході випробувань відшарування підсилення не відбулось. Конструкція зруйнувалась внаслідок розриву вуглецевого полотна.

У роботі França P. [331] було запропоновано механічне анкерування, яке виконувалось за допомогою влаштування металічних затискачів на кінцях балки. Загалом розрізняють два типи механічних опор: активні і пасивні. Активні механічні опори на відміну від пасивних дозволяють контролювати силу натягу. Такі опори дозволяють повністю використовувати міцність стрічки, проте суттєвим недоліком є складність їх монтажу.

Nanni A. [357], своєю чергою, проводив дослідження, які передбачали приклеювання стрічки до бетону без використання додаткових анкеруючих матеріалів. Анкерування стрічки відбувалась способом заведення кінця стрічки в переріз конструкції. Для збільшення міцності бетону на розтяг були застосовані спеціальні поверхнево-активні добавки в бетон. Також щоб досягти кращого ефекту підсилення було використано широку стрічку, що забезпечило більший ефект зчеплення з бетоном. Залізобетонні балки виготовлялись довжиною 4000 мм з поперечним перерізом 300×200 мм. Деформації фіксувались за допомогою тензорезисторів на стрічці та балці. Для оцінки результатів випробувань було проведено теоретичний розрахунок такої балки. Розбіжності між теоретичним розрахунком та експериментальними даними становила близько 5–8 %, що допустимо для залізобетонних конструкцій.

1.1.2. Підсилення залізобетонних елементів зміною конструктивної схеми

В окрему групу можна виокремити методи підсилення конструкцій, що призводять до зміни їх статичної розрахункової схеми: зміною місця передачі навантаження на конструкцію, введенням додаткових зв'язків, зтяжок або шпренгелів. Ці способи, описані в посібнику [259], а також роботах Хило Е.Р. [259], Шагина А.Л. [268] та інших, є досить ефективними, однак при цьому можуть зменшувати габарити приміщення.

Одним із перспективних методів підсилення залізобетонних конструкцій, представленим у працях Гнідця Б.Г. [76-78], є підвищення їх несучої здатності, жорсткості і тріщиностійкості внаслідок об'єднання збірних елементів в статично невизначені конструкції і створення умов їх спільної роботи.

При підсиленні слід намагатися досягати максимального розвантаження конструкції. У випадку виконання підсилення за дії навантаження, такі вчені як Голишев А.Б. [82], Мальганов А.И. [155] та Матвеев Е.П. [163] рекомендують виконувати підсилення з попереднім напруженням.

У роботі Хило Е.Р. [259] найпростішим способом підсилення залізобетонних елементів вважається підсилення додатковими опорами. До цього методу вдаються при підсиленні ригелів рам, балок, ферм і т.п. Додаткові опори особливо ефективні для балочних конструкцій, так як зменшуються розрахункові прольоти, і в результаті несуча здатність може бути збільшена в рази.

До жорстких опор відносять стійки, підкоси і жорсткі підвіски, коли виключене осідання проміжної опори. Для балок, ригелів рам і ферм вони можуть бути виконані у вигляді стійок, які мають фундамент.

Додаткові пружні опори створюються згинальними конструкціями, закріпленими до основних елементів споруди. Вони формуються балками, фермами, рамами або підвісками і стійками, які включаються в сумісну роботу з посилюваним елементом. До пружних можна віднести опори, які створюють сталеві тяжі, коли значна податливість обумовлена їх поздовжніми деформаціями, навіть при відсутності згину конструкції підсилення.

Спираючись на працю Онуфрієва Н.М. [185], можна стверджувати, що будь-які залізобетонні монолітні чи збірні споруди, перекриття чи просторові каркаси, які виконують роль несучих конструкцій, працюють здебільшого за просторовою схемою. Однак, при проектуванні підсилення таких залізобетонних конструкцій їх розділяють на відокремлені плоскі системи для спрощення доволі складних задач проектування. Підсилення плоских систем залежить, в основному, від НДС стрижневих статичних схем.

Згідно з викладеним у роботі Голишева А.Б. [81], введення розвантажувальних елементів, які включаються в сумісну роботу з конструкцією, що підсилюється супроводжується зміною розрахункової схеми існуючої конструкції (підвищенням ступеня статичної невизначеності чи зміною місця передачі навантаження).

У працях Alcoser S. [289, 290] представлено підсилення вузлів залізобетонних рам введенням жорстких залізобетонних обойм для зміцнення проти сейсмічних впливів. Підсилена конструкція показала суттєво вищі параметри несучої

здатності, а також здатність до перерозподілу і розсіювання енергії від сейсмічного впливу.

Відповідно до рекомендацій ДСТУ Б В.3.1-2:2016 [97], при проектуванні посилень залізобетонних конструкцій слід дотримуватися наступних основних принципів:

1) При виборі способу підсилення необхідно враховувати чинники, що визначають можливість застосування способу посилення з врахуванням:

- агресивності експлуатаційного середовища конструкцій;
- пожежної небезпеки будівель, в яких необхідно виконати вогнезахист металевих конструкцій підсилення;
- можливості виконання підсилення без зупинки виробництва або з його зупинкою;
- недопустимості запилення і зварювальних робіт у вибухонебезпечних приміщеннях;
- зменшення розмірів приміщень в результаті підсилення.

2) Виявляти резерви зниження матеріалоємності і трудозатрат при підсиленні, враховуючи:

- дійсні міцнісні характеристики матеріалів при проведенні розрахунків;
- можливості використання існуючих конструкцій в змінених умовах експлуатації;
- раціональне розміщення технологічних навантажень;
- обґрунтоване поєднання різних змінних навантажень;
- пониження динамічних впливів за рахунок віброізоляції і т.д.

3) При підсиленні слід надавати перевагу індустріальним методам, які:

- не потребують розвантаження конструкцій;
- пов'язані із зміною статичної схеми конструкцій;
- застосовують попереднє напруження.

Крім того, згідно з працями Борисюка О.П. [59] та Meda A. [355], в якості матеріалів підсилення слід використовувати високоміцні сталі, фібробетон [355], а також напружуючий цемент, вуглепластик чи інші ефективні матеріали [59].

Спосіб і вид підсилення конструкцій, які працюють на позацентровий стиск чи на згинання, вибирається залежно від ступеня міцності стисненої зони і розтягнутої зони перерізу, тобто від величини характеристики поперечного перерізу $\xi = x / h_o$, а також, як впливає з аналізу роботи Онуфрієва Н.М. [185], від наявності пошкоджень бетону та арматури. Наприклад, якщо $\xi > \xi_R$, де ξ_R – граничне значення відносної висоти стисненої зони, що визначається по [243], вичерпання несучої здатності відбувається через руйнування стисненої зони бетону (тому вона в першочергово потребує підсилення).

Узагальнюючи, при виборі методу підсилення конструкції в конкретних умовах необхідно враховувати наскільки задовольняє даний метод підсилення умовам дії навантаження, технічного стану конструкції, агресивності середовища, пожежних норм, можливості досягнення необхідного ступеня збільшення несучої здатності, економічності, можливості виконання робіт з підсилення без зупинки виробництва і в мінімальні терміни.

1.2. Дослідження напружено-деформованого стану (НДС) залізобетонних конструкцій, що підсилюються

1.2.1. Дослідження НДС згинальних залізобетонних конструкцій

Дослідженнями роботи згинальних залізобетонних елементів займалися і займаються багато дослідників. Серед них можна виділити таких як Азизов Т.Н. [1, 2], Барашиков А.Я. [24, 25], Бондаренко С.В. [55], Боярчук Б.А. [62], Гнідець Б.Г. [77], Голишев А.Б. [81, 82], Дорофеев В.С. [92], Кваша В.Г. [116], Клименко Є.В. [124], Клименко Ф.Е. [126], Лазовский Д.Н. [141-145], Пецольд Т.М. [197-199], Хило Е.Р. [259], Чеканович М.Г. [267], Шагин А.Л. [268]. Окремі праці зведені в рекомендації, звіти науково-дослідних інститутів [223-227]. Дослідження в

наведених вище роботах, як правило, присвячені вивченню НДС конструкцій за дії навантаження, а також методів їх підсилення і технології його виконання. Проте всі науковці підкреслюють, що для економічного вирішення підсилення та прогнозованої оцінки напруженого стану згинаних елементів після підсилення, необхідно визначати напружений стан елементів до підсилення та забезпечувати сумісну роботу основного та додаткового перерізів арматури і бетону.

Вивченню роботи підсилених залізобетонних згинаних елементів сучасними композитними матеріалами, в т.ч. вуглепластиковими, присвячено ряд робіт в Україні – зокрема, це роботи Бамбури А.Н. [21], Борисюка О.П. [56], Кваші В.Г. [114, 117], Мельника І.В. [114, 166], Мурина А.Я. [178, 179], Перлової О.М. [196], та за кордоном – роботи Darby A.P. [309], Sun H. [387], Tavakkolizadeh M. [394] та інші.

У закордонних працях це питання вивчається більше часу, відповідно, і їх кількість є більшою – зокрема, дослідження міцності й деформативності підсилених балок висвітлені у працях Al-Saidy A.H. [291], Casadei P. [305], El-Maaddawy T. [319], El-Shihy A.M. [320], Esfahani M.R. [321], França P. [331], Pantelides C.P. [303], Rusinowski P. [374], Saha M.K. [377], Tan Y. [392] балок, підсилених скловолокном – Attari N. [295], підсилених під впливом солі – Soudki K. [383]; підсилених мостових конструкцій – Rosenboom O. [373].

При підсиленні залізобетонних елементів шляхом влаштування обойм, сорочок або однобічних і двобічних нарощувань перерізів, розрахунок міцності таких елементів, згідно з працями Валового О.І. [63] та Шагіна А.Л. [268], пропонується виконувати як для монолітних. В зв'язку з тим, що підсилений елемент може мати в одному перерізі різні класи бетону, розрахунок згинальних елементів за нормальними перерізами виконували, використовуючи приведений розрахунковий опір стисненої зони бетону – як для загального випадку розрахунку залізобетонних конструкцій, відповідно до СНиП 2.03.01-84* [243]. При цьому при визначенні ξ_R приймали, що граничний стан в конструкції досягається одночасно з настанням в розтягненій арматурі розрахункового опору. Якщо в стисненій зоні

розташовані бетони різних класів, то при визначенні ξ та ξ_R в розрахунку пропонувалось приймати розрахунковий опір бетону нижчого класу.

На необхідність включення в роботу елементів підсилення і забезпечення сумісної їх роботи з конструкцією, що підсилюється, вказують норми проектування СНиП 2.03.01-84* [243], які були чинні до 2011 року. Розробники рекомендують приймати клас бетону елементів підсилення рівним класу бетону конструкції, що підсилюється [п. 6.39]. З метою забезпечення міцності контактної зони і сумісної роботи елементів підсилення і основного перерізу автори пропонують проводити очищення, насічку, влаштування шпонок по поверхні бетону підсилюваної конструкції. Дослідження проведені під керівництвом Рабиновича Е.А., Клевцова В.А., Хило Е.Р., Поповича Б.С. та ін. [225] рекомендують проводити підсилення конструкції залізобетонними обоймами, сорочками, а також нарощуванням за дії навантаження, що не перевищує межу в 65 % від розрахункового за несучою здатністю. Також норми [97, 243] рекомендують проводити підсилення будівельних конструкцій при їх максимальному розвантаженні, щоб навантаження під час підсилення не перевищувало 65 % граничного розрахункового значення, однак допускають можливість виконувати роботи по підсиленню і за дії навантаження вищого рівня. Але при цьому норми СНиП 2.03.01-84 [243] вводять додаткові коефіцієнти умов роботи на матеріали елементів підсилення: на бетон $\gamma_{br1} = 0.9$ і на арматуру $\gamma_{sr1} = 0.9$. ДБН В.3.1-1-2002 (діяли до 2017 року), своєю чергою, залежно від ступеня розвантаження рекомендують вводити наступні додаткові коефіцієнти умов роботи: при навантаженні до 65 % $\gamma_{br0} = \gamma_{sr0} = 1$; при більшому 65 % – $\gamma_{bri} = \gamma_{sri} = 0.8$. Таким чином при підсиленні за дії навантаження меншим 65 % від максимального розрахункового значення граничним станом конструкції вважається текучість арматури як основного, так і додаткового перерізів. При перевищенні цього значення вважається, що при досягненні в арматурі основного перерізу межі текучості, арматура додаткового перерізу буде використана на 80...90 %.

При підсиленні згинальних залізобетонних елементів за дії навантаження норми [97, 243] вказують на необхідність пониження міцності бетону і арматури за допомогою коефіцієнтів умов роботи бетону γ_{br1} та арматури γ_{sr1} . Але в них відсутня методика розрахунку міцності згинальних залізобетонних конструкцій, підсилених за дії навантаження, і відповідно немає ранжування коефіцієнтів умов роботи бетону γ_{br1} та арматури γ_{sr1} залежно від рівня навантаження, при якому відбувалось підсилення. Норми підкреслюють на необхідність при проектуванні підсилення залізобетонних конструкцій забезпечити включення в роботу елементів конструкцій підсилення та їх спільну роботу з конструкцією, що підсилюється. При цьому при проведенні перевірного розрахунку існуючої конструкції норми рекомендують враховувати дефекти і пошкодження перерізу конструкції шляхом зменшення площі перерізу бетону і арматури, яка вводиться у розрахунок. У випадку руйнування більше 50 % перерізу конструкцій або більше 50 % площі робочої арматури норми рекомендують проводити їх заміну новими або розраховувати конструкцію підсилення на повне фактичне навантаження і конструкцію, що підсилюється, в розрахунку не враховувати.

Конструктивно-технологічні рішення з підсилення несучих залізобетонних конструкцій викладено в роботах Голишева А.Б., Кривошеева П.И., Ткаченка И.Н. [81, 82]. Науковці надають рекомендації по практичному способу розрахунку підсилюваних позацентрово стиснених конструкцій з врахуванням їх напруженого стану в момент підсилення. В розрахунок несучої здатності вводиться коефіцієнт умов роботи γ_{dis} , який залежить від рівня розвантаження елемента перед підсиленням: при повному розвантаженні $\gamma_{dis} = 0.95$, а при розвантаженнях на 75 %, 50 % та 25 % – відповідно 0.9, 0.8 й 0.7.

Такі понижуючі коефіцієнти були одержані для позацентрово стиснених елементів. Однак відсутні аналогічні дослідження та рекомендації, щодо врахування напруженого стану згинаних залізобетонних конструкцій в момент підсилення. Крім цього автори пропонують враховувати можливість пошкодження стрижнів арматури основного перерізу при їх з'єднанні з додатковою арматурою

зварюванням, знижуючи їх розрахунковий опір додатково на 25 %. При розрахунку елементів підсилених обіймами, сорочками або нарощуванням товщиною до 50 мм пропонується розрахунковий опір бетону підсилення зменшувати ще на 15 %. Автори пропонують вести розрахунок підсилення для відновлення несучої здатності пошкоджених елементів, в яких є пошкодження стрижнів корозією, зварюванням чи при порушенні зчеплення арматури із бетоном тощо.

Як показано в роботах Вахненка П.Ф. [67], Голишева А.Б. [81, 82], Мальганова А.И. [155, 157], Титова Г.И. [253], Хило Е.Р. [262] та інших, прогнозована оцінка напруженого стану підсиленого згинального елемента повинна виконуватись з врахуванням передісторії навантаження. Передісторія напруженого стану згинального елемента до встановлення елементів підсилення в першу чергу залежить від рівня навантаження.

Необхідність врахування напруженого стану при розрахунку конструктивних елементів підсилення згинаних елементів вказано в роботі Хило Е.Р. [259]. Доведено, що чим менші напруження в існуючій арматурі під час влаштування додаткового армування, тим ефективніше використовується додаткова арматура підсилення. Про важливість розвантаження елементів перед підсиленням йдеться в праці Голишева А.Б. [81], рекомендаціях [226, 227] і посібнику [259].

Перед підсиленням за дії навантаження або з частковим розвантаженням НДС залізобетонних елементів будівельних конструкцій відмінний від початкового після виготовлення конструкції. Це пов'язано з історією їх роботи за період експлуатації до моменту підсилення. Елементи підсилення, які включаються в сумісну роботу з підсилюваною конструкцією, мають різний вік, фізико-механічні та реологічні характеристики і включаються в роботу в різні моменти часу. Водночас при навантаженні підсилена конструкція перетворюється у багатокомпонентну конструкцію, яка складається з основного перерізу, що знаходиться в певному НДС і додаткової частини – в початковому стані.

Рекомендації по оцінці напруженого стану на проміжній стадії ненапружених згинаних елементів, які працюють в рівні експлуатаційних навантажень подані в

роботах Бондаренка С.В. [54], Голишева А.Б. [83], Лившица Я.Д. [149], Улицкого И.И. [255] та ін. Узагальнюючи роботи вказаних авторів, можна відмітити, що на проміжних стадіях роботи згинаючого елемента (не в граничній стадії) невідомими є напруження в арматурі, бетоні, а також висота стисненої зони бетону і форма її епюри напружень.

Згідно з працями Варвака П.М. [167], Клованича С.Ф. [127], Rombach G.A. [372], напружений стан згинального елемента на проміжних стадіях роботи можна оцінити, використовуючи метод кінцевих елементів. Але метод є складним, особливо при довготривалих навантаженнях, потребує знання особливостей моделювання і розрахунку в програмних комплексах типу ANSYS [174], Femap NX Nastran [233, 270] або аналогічних, які викладені в роботах Морозова Е.М. [174], Рудакова К.Н. [233] та Шимковича Д.Г. [270] відповідно.

Одним із ефективних методів підсилення згинальних залізобетонних конструкцій є метод влаштування залізобетонних обойм. Виходячи з викладеного в роботах Валового О.І. [63], Онуфриєва Н.М. [185], Попруги Д.В. [207], Шагина А.Л. [268] та посібнику [259], такий метод підсилення дозволяє не тільки значно збільшити несучу здатність перерізу, але й при цьому відновити захисний шар арматури основного перерізу конструкції, а також приховати дефекти конструкції.

Зокрема, у праці Боярчука Б.А. [62] проведено дослідження міцності, тріщиностійкості та деформацій залізобетонних конструкцій при різних способах підсилення розтягнутої зони. Міцність та деформації навантаженого елемента визначалися через приведений переріз. При цьому не враховувалися початкові напруження основної і додаткової арматури. Проведені автором дослідження підсилених залізобетонних елементів підкреслюють необхідність врахування первинного напруженого стану при розрахунках міцності і деформативності підсилених згинаючих елементів. Автор уточнює методику розрахунку середнього за довжиною ділянки зсуву розрахункового опору контактної шва, наводить зміст уточнюючих коефіцієнтів і рекомендовані їх значення. Автор підкреслює

необхідність проведення досліджень і розробки методів розрахунку підсилених залізобетонних конструкцій, які б могли оцінювати їх дійсний НДС на будь-якій стадії їх експлуатації.

Аналіз результатів досліджень підсилених згинальних елементів, проведений у роботах Вахненка П.Ф. [67] та Мальганова А.И. [156], показує, що важливим є врахування передісторії навантаження, що суттєво впливає на міцність та деформативність згинаних елементів, що підсилюються. Авторами доведено, що робота залізобетонних елементів перед і після влаштування підсилення характеризується нелінійністю, нерівномірністю, та незворотністю деформування. Дослідники підкреслюють необхідність проведення експериментальних досліджень та розроблення алгоритмів розрахунку напруженого стану згинаних елементів із врахуванням залишкових напружень до встановлення елементів підсилення. Науковці пропонують розрахунок підсилених елементів виконувати як для приведеного перерізу. При виконанні розрахунків підсилених елементів на практиці, на додаткову арматуру підсилення частіше передають всі навантаження, що є не економічно. Таким чином не реалізуються резерви міцності основного перерізу до підсилення. Очевидно, що такий підхід до розрахунку підсилення малозавантажених елементів робить його не економічним та матеріалозатратним. Авторами підкреслюється, що врахування передісторії напруженого стану до підсилення є суттєвим для оцінки міцності підсилених згинаних елементів не тільки із економічних міркувань, а і для визначення надійності конструкції (в розглянутих працях подані приклади розрахунку підсилень, виконані без врахування попереднього напруженого стану, що призводить до перевитрати арматури).

Михеев И.И. [173], дослідив приклади підсилення згинаних залізобетонних конструкцій виробничих будинків. Автор підкреслює, що при розрахунку підсилення не врахування залишкової міцності запасів несучої здатності веде до значних перевитрат матеріалів.

Як було показано в п. 1.1, враховуючи різноманітну кількість причин підсилення згинаних елементів, встановлення залізобетонної обойми в більшості випадків виконується в навантажених елементах при різних рівнях навантаження. Тому для нас важливим є оцінювання напруженого стану згинаних елементів перед їх підсиленням при різних рівнях навантаження, а не в граничній стадії. При цьому ефективність підсилення визначається величиною сумісної роботи основного і додаткового бетону.

У зв'язку з тим, що підсилення конструкцій виконується після певного часу їх експлуатації, згинальні залізобетонні елементи піддаються впливу різнорежимним силовим і несиловим діям. Вони впливають на напружений стан згинального елемента. Теорія розрахунку залізобетону з тріщинами, запропонована для стрижневих систем Мурашовим В.И. [177] і значно розвинена Гвоздевым А.А. [75] та іншими, дозволяє визначати НДС перерізів конструкцій в основному при одноразовому навантаженні, що знайшло відображення в діючих нормативних документах. Однак, як показують дослідження Нугужина Ж.С. [182] НДС елементів, що працюють при повторних небагатократних навантаженнях, відрізняється від НДС одноразово навантажуваних елементів. Автором вказується на необхідність врахування в розрахунках передісторії навантаження.

У свою чергу, Альхарірі В.А. [7] провів дослідження впливу попереднього навантаження на міцність та деформації малоармованих ($\mu = 0.0081$) згинаних елементів. Автором було встановлено, що попереднє навантаження до експлуатаційного рівня тривалістю до 70 діб знижує міцність елементів на 9...13 % в порівнянні із початковою міцністю.

Оцінка напруженого стану згинаних елементів при розвантаженнях подана в роботах Альхарірі В.А. [7], Карпенка Н.И. [111], Крылова С.М. [136]. Дослідження показують, що при розвантаженнях, особливо повних, згинальний елемент внаслідок залишкових деформацій (напружень) в стисненій і розтягненій зонах знаходиться в складному напруженому стані, оскільки різна величина залишкових деформацій в стисненій і розтягненій зонах перерізу елемента при розвантаженні

приводить до зміщення лінії нейтральної осі. При розвантаженні, поверненню розтягнутої арматури в початкове положення заважають тріщини, повзучість розтягнутого бетону між тріщинами, депланація бетону в зоні тріщин, та нові сили тертя між бетоном та арматурою.

Зокрема, Мурашко Л.А. [176] запропонував підсилювати згинальні залізобетонні конструкції шаром полімербетону. Автором було встановлено, що на всіх етапах завантаження, незалежно від того, коли була підсилена конструкція, після повного або часткового її розвантаження за рахунок шару полімербетону приріст деформацій крайніх волокон стисненого бетону основної конструкції зменшуються. При цьому на всіх етапах навантаження зберігається спільність деформацій полімербетону та бетону підсилюючої конструкції, аж до руйнування. Запропонована Мурашком Л.А. методика дає можливість визначити несучу здатність перерізів підсилених залізобетонних елементів з урахуванням, так і без врахування залишкових деформацій в бетоні та арматурі конструкцій перед підсиленням.

Мохамед Х. [175] провів дослідження особливостей НДС статично невизначених балок після їх підсилення. Автором було вивчено вплив історії навантаження на здатність до перерозподілу зусиль; проаналізовано закономірності зміни жорсткості перерізів при розвантаженні, підсиленні і наступному навантаженні нерозрізних залізобетонних балок; запропоновано методику визначення жорсткості перерізів після їх підсилення з врахуванням наявності залишкових деформацій в стисненому бетоні та розтягненій арматурі. Більше того, науковцем було також доведено, що одним з найефективніших методів підвищення несучої здатності та жорсткості нерозрізних балок є добетонування їх по всій довжині шаром армованого бетону. Очевидно, що після підсилення балок при їх повторному навантаженні здатність до перерозподілу зусиль незначна через вичерпання запасу непружних деформацій попередніх етапах навантаження перед підсиленням. Тому розподіл зусиль в таких

конструкціях рекомендується оцінювати за «пружним» розрахунком із врахуванням фактичної зміни жорсткості.

Мурин А.Я. [178], своєю чергою, провів теоретично-експериментальне дослідження міцності залізобетонних згинаних конструкцій, підсилених зовнішньою композитною арматурою, та визначив необхідну кількість підсилювальної композитної арматури за показниками міцності. Були виготовлені залізобетонні балки двох серій (зразки серій 1 та 2 відрізнялись міцністю бетону), довжиною 2100, шириною 120 і висотою 220 мм. Балки були запроектовані в такий спосіб, щоб їх руйнування відбувалось за нормальним перерізом від дії згинального моменту.

Для підсилення використано композитну стрічку Sika Carbodur S512. Ширина стрічки становила 50 мм. Для дослідження оптимального відсотка армування використовувались частини стрічки (розділені по довжині) для отримання потрібної площі поперечного перерізу. За результатами досліджень найбільшу несучу здатність мали балки, підсилені стрічкою шириною 50 мм ($A_L = 0,6 \text{ см}^2$).

У працях Kaminska M. й Kotyni R. [341] з чотирьох підсилених балок лише одна була підсилена за дії навантаження двома силами. Згідно з отриманими результатами попереднє навантаження балки не мало впливу на міцність в порівнянні з аналогічною непідсиленою балкою, проте жорсткість була більшою. Як недолік можна виокремити той, що в роботі не досліджено різний відсоток додаткового армування і його вплив на жорсткість та міцність.

Esfahani M. [321] у своїй статті досліджує вигин і поведінку залізобетонних балок, підсилених за допомогою вуглецевого волокна. На відміну від розглянутих вище робіт, науковцем також досліджувався вплив відсотка додаткового армування ρ на міцність при вигині балок. Дванадцять бетонних балок з розмірами 150 мм в ширину, 200 мм у висоту і 2000 мм довжиною були виготовлені і випробувані. Дев'ять зразків були підсилені при вигині вуглепластиковими стрічками різної ширини і різною кількістю шарів стрічки. Інші три зразки були розглянуті в якості контрольних. Ширина, довжина і число шарів вуглепластика зміцнювалась в різних

зразках. Міцність при вигині і жорсткість підсилених балок збільшилась в порівнянні з контрольними зразками. З результатів цього дослідження, можна зробити висновок, що у нормативі АСІ 440.2R-08 [287] переоцінили ефект вуглепластикових листів в збільшенні міцності при вигині балок з невеликим відсотком додаткового армування ρ .

Отже, існуючі методи розрахунку міцності підсилених згинальних залізобетонних конструкцій розглядають НДС підсиленої конструкції в граничному стані. При цьому, відповідно до ДСТУ Б В.3.1-2:2016 [97], СНиП 2.03.01-84* [243] та рекомендацій [225], при підсиленні за дії навантаження врахування роботи підсилюючих елементів конструкції виконується за допомогою емпіричних коефіцієнтів умов роботи.

1.2.2. Дослідження НДС позацентрово стиснутих залізобетонних конструкцій

Дослідженнями роботи позацентрово стиснутих залізобетонних елементів займалися і займаються багато науковців, серед них: Алексієвець І.І. [4-6], Андреев В.Г. [9], Бабич С.В. [13], Байков В.Н. [16], Бамбура А.М. [19], Бачинский В.Я. [29], Бліхарський З.Я. [41], Бондаренко В.М. [53], Боришанский М.С. [61], Галагуря Є.І. [74], Гвоздев А.А. [75], Голишев А.Б. [79, 81], Коковин О.А. [128], Крылов С.М. [136], Масюк Г.Х. [160-162], Немировский Я.М. [181], Павліков А.М. [186-187], Прокопович И.Е. [216], Рак Н.А. [222], Різак В.В. [231], Руденко В.В. [234], Таль К.Э. [246], Улицкий И.И. [255], Чистяков Е.А. [267], Шкурупій О.А. [275], Щелкунов В.Г. [282], Яковлев С.К. [283].

Зокрема, дослідженням підсилених стиснуто-зігнутих елементів присвятили свої праці Борисюк О.П. [59], Боярчук Б.А. [62], Гроздов В.Т. [39-41], Иванов Ю.В. [109], Кривошеєв П.І. [133], Теряник В.В. [247, 249]. Серед зарубіжних авторів варто виділити імена Alcocer S. [289, 290], Bett V. [298], Hayashi T. [339], Rodriguez M. [370, 371], Rybak M. [375].

Дані роботи можна віднести до базових досліджень, в яких надані рекомендації з оцінювання напруженого стану стиснуто-зігнутих елементів, які працюють під навантаженням, а також рекомендації щодо виконання робіт з підсилення таких конструкцій.

Дослідженню роботи підсиленних залізобетонних конструкцій композитними матеріалами, в т.ч. вуглепластиковими, присвячено багато робіт у нашій країні – зокрема, це роботи Бліхарського Я.З. [44-47], Чернявського В.Л. [166], Ширина А.А. [269], та за кордоном – роботи Burgoyne С.І. [302], Campbell F.C. [304], De Caso y Basalo F. [310], Eid R. [314], Ferrier E. [327], GangaRao H. [334], Triantafillou T.C. [388], Wu H.C. [336] та ін.

Оскільки за кордоном це питання вивчається більше часу, відповідно, і кількість праць є більшою – зокрема, дослідження міцності й деформативності підсиленних колон описані у працях Barros J. [297], Bournas D.A. [300], Colomb F.[306], El-Maaddawy T. [316-318], Fitzwilliam J. [330], Gajdosova K. [333], Hadi M. [338], He X.-J. [340], Pantelides C.P. [303], Parvin A. [360], Quiertant M. [363], Sadeghian P. [376], Shrive P.L. [381], Tamuzs V. [391], Tao Z. [393].

Дослідження роботи підсиленних позацентрово стиснутих елементів, своєю чергою, також проводили Eid R. [314] і Tamuzs V. [390], а центрально навантажених – Fitzwilliam J. [330] й Tamuzs V. [391]. Авторами розглядалися колони прямокутного і круглого перерізів.

Блещик Н.П. [32] та Бондаренко В.М. [51, 52] представили основні теорії та методи розрахунку стиснуто-зігнутих елементів, коли висота стиснутої зони визначається із квадратного рівняння. При цьому, крім загальноприйнятих гіпотез про плоскі перерізи, в роботах авторів напруження в арматурі чи крайніх волокнах бетону приймаються граничними, а епюра напружень в бетоні – трапецієвидною.

У дослідженні Галагурі Є.І. [74] проаналізовані різні типи позацентрового стиску колон, а також встановлені теоретичні залежності для визначення їх несучої здатності та вигинів (дані залежності були перевірені для сталеві колони довжиною $l=1$ м, розмірами поперечного перерізу 50×50 мм й товщиною стінки

2 мм). Результати числового розрахунку підтвердили експериментальні дані. Метою дослідження було встановлення залежностей між навантаженням, несучою здатністю конструкцій, а також вигином колони. В роботі наведені рішення, що описують стадії НДС розрахункових схем: колона, навантажена по торцях поздовжніми силами з однаковими ексцентриситетами або ж з одностороннім прикладанням позацентрального навантаження; колона, жорстко защемлена внизу, шарнірно зафіксована вгорі та навантажена позацентральною поздовжньою силою на верхньому торці; колона жорстко защемлена внизу та навантажена на вільному кінці позацентральною силою; колона, навантажена позацентральною силою в прольоті. Таке теоретичне дослідження підтверджує актуальність вивчення НДС позацентрально-стиснутих елементів.

Експериментальні дослідження Алексієвця І.І. [4-6], Андреева В.Г. [9] та Масюка Г.Х. [160-162] спрямовані на дослідження міцності позацентрально стиснутих колон при малоциклового знакозмінному навантаженні. Випробувані колони з геометричними розмірами 110x160x3000 мм, виготовлені з бетону класу В 30 (С25/30) та армовані арматурою Ø12 А400С. Для створення ексцентриситету використані спеціальні сталеві опори, які дозволяли змінювати ексцентриситет в межах до 12 см. У випробуваннях ексцентриситет становив 10 см. В результаті випробувань виявлено такі закономірності: розвиток і стабілізація деформацій в позацентрально стиснутих конструкціях залежить від рівнів малоциклового навантаження; при малоциклових навантаженнях встановлено, що стабілізація деформацій відбувається після 5-7 циклів навантаження.

У роботі Валового О.І. [64], зокрема, виділено п'ять випадків розподілу зон пластичності по довжині позацентрально навантаженого стрижня. Аналітичний розв'язок задачі стійкості стрижня в пружно-пластичні стадії є дуже складним, внаслідок необхідності інтегрувати диференціальні рівняння по кожній ділянці пластичності та враховувати умови з'єднання ділянок між собою.

Тому в задачах пружно-пластичної стійкості використовуються наближені рівняння зігнутої осі стрижня довільної кривої, а також проводяться обґрунтування

цих рівнянь. Стан рівноваги визначається з умов визначення критичної довжини стрижня:

$$l^2 = k \cdot \varphi_1(a) \cdot \varphi_2(a), \quad (1.3)$$

$$\text{де } k = \frac{1}{2} \cdot b \cdot E \cdot \frac{\pi^2}{(N_m - F)}; \quad \varphi_1(a) = (h - a)^2; \quad \varphi_2(a) = \frac{1}{6} \cdot \frac{N_m - F}{F} \cdot (h + 2 \cdot a) - e;$$

h, b – відповідно висота і ширина перерізу; E – модуль пружності матеріалу; $N_m = h \cdot b \cdot \sigma_m$ – результуюче значення розподілу внутрішніх сил; F – прикладене навантаження на стрижень з ексцентриситетом e ; a – критичний параметр стрижня для даного типу навантаження з певного матеріалу.

На основі наведених випадків розвитку зон пластичності зроблено висновок про роботу стиснуто-зігнутих елементів при різному навантаженні. Сказане можна застосовувати для довільних конструкцій, у яких матеріал не задовольняє закон Гука.

У дослідях Боришанского М.С. [61] колони мали геометричні розміри 400x300x2000 мм, були армовані лише в розтягнутій зоні. Руйнування проходило по стиснутій зоні (на той час жорсткість колон з малими ексцентриситетами була мало вивченою). Крім того, для вивчення роботи гнучких позацентрово стиснутих залізобетонних колон автором було проведено серію дослідів, яка передбачала випробування 12 зразків з різними відсотками армування та різними ексцентриситетами.

У роботах Таля К.Э. [246] та Чистякова Е.А. [267] в розрахунках позацентрово стиснутих залізобетонних елементів пропонується врахування прогину. Оскільки неможливо точно визначити прогин колон у граничному стані, автори пропонують брати прогин при утворенні пластичного шарніру шляхом збільшення його на 20 %. Також розглянуто експериментальними дослідженнями питання стійкості елемента – руйнування елемента відбувається завжди після втрати стійкості. Тобто розрахунок гнучких елементів може виконуватись за втратою стійкості або за міцністю.

Зокрема, праці Бондаренка В.М. [53], Гусакова В.Н. [88], Санжаровського Р.С. [237] присвячені дослідженням стійкості залізобетонних елементів. Спершу бетон визначався як пружний матеріал, а в подальшому в дослідженнях враховували нелінійну деформацію бетону. Також авторами було застосовано різні підходи до оцінки прогину таких елементів: для шарнірно опертих елементів апроксимувалась їх зігнута вісь (до синусоїдної або параболічної форми), а для жорстко закріплених – виконувалось числове інтегрування.

У роботах Бачинського В.Я., Бамбури А.Н. [29, 30] розроблена методика вирішення задачі стійкості та запропонована методика розрахунку жорстко опертих позацентрово стиснутих залізобетонних елементів при прикладанні короткочасного та тривалого навантажень.

El-Enein H. [315] у своїй праці досліджував ефективність застосування вуглецевого волокна для зміцнення залізобетонних позацентрово стиснутих колон і підвищення їх міцності при вигині. Серія тестів проводилась на шести зразках. У першу групу увійшли три зразка: з центральним навантаженням, навантаженні з випадковим ексцентриситетом й імітацією крайньої колони (великий ексцентриситет) відповідно. Друга група була геометрично ідентична першій групі, лише підсилювалась розтягнута зона вуглепластиковими листами. Експериментальні результати показали, що вигин зразків при руйнівному навантаженні збільшився на 33 %, 37 % і 67 % відповідно для тестових зразків з центральним навантаженням, навантажених випадковим ексцентриситетом та великим ексцентриситетом. Проте в роботі досліджувались зразки, підсилені лише шляхом обгортання у полотно.

Nadi M. [338], своєю чергою, представляє результати тестування 16 зразків, з яких 12 – це колони з різним ексцентриситетом навантаження і 4 – балки із чотирма точками навантаження. Усі 16 зразків були круглими в перерізі і були виготовлені з залізобетону. Чотири зразки служили в якості еталонів, наступні чотири зразки були загорнуті підсилюючим вуглецевим волокном. Ще у чотирьох зразках вуглецеві волокна були додані в бетон. Останні чотири зразки були обгорнуті

волокон. З кожної групи зразків, один був протестований з концентрованим навантаженням, другий зразок – із ексцентриситетом прикладання навантаження менше 25 мм, третій зразок – при навантаженні, прикладеним із ексцентриситетом не менше 50 мм, а останній випробували як балки навантаженні чотирма силами. Експериментом доведено, що підсилення вуглепластиковим волокном покращують властивості бетону, особливо його пластичність. Проте не було досліджено використання карбонової стрічки у якості матеріалу підсилення.

У статті Gajdosovoi K. [333] представлені дослідження прямокутних залізобетонних колон, підсилені армованими волокнами полімерів вуглецю (CFRPs). Усі натурні зразки з прямокутним перетином (210×150 мм) були випробувані за дії навантаження з ексцентриситетом. Загальна довжина зразка було 4100 мм. Було підтверджено, що підсилення вуглепластиком збільшує міцність та жорсткість колон. Проте не досліджено вплив початкового рівня навантаження на ефект підсилення.

При випробуванні еліптичних позacentрово навантажених колон Parvin A. [360] припустив, що навантаження, прикладене з ексцентриситетом (в порівнянні з центральним навантаженням) знижує ефективність використання вуглепластика. Дослідження показують, що ефект підсилення залежить від числа шарів, а також від орієнтації в просторі волокон вуглепластика.

Підсилення при різній орієнтації підсиленіх волокон, зокрема, досліджував Sadeghian P. [376]. У його роботі подані результати експериментальних досліджень залізобетонних колон, підсиленіх вуглецем під комбінацією осьового навантаження і крутного моменту. Сім великомасштабних зразків з прямокутним поперечним перерізом (200 мм × 300 мм) були виготовлені і випробувані за дії навантаження з ексцентриситетом на стиск до відмови. Загальна довжина зразків становила 2700 мм. Вуглецеві полотна, використані автором у роботі, були різної товщини (двох, трьох, і п'яти шарів), з орієнтацією волокон під кутами 0°, 45° і 90° відповідно. Розглянуті ексцентриситети – 200 і 300 мм. Результати дослідження показали покращення характеристик міцності підсиленіх колон у порівнянні з

непідсиленими, в тому числі, що міцність збільшується при збільшенні кута обгортання волокном. У свою чергу, дослідження з різною товщиною, кількістю шарів FRP полотен і орієнтацією волокон у просторі також проводив вже згаданий вище Parvin A. [359].

Прогресуючий розвиток нормативних документів в галузі проектування та будівництва ставить до конструкцій все вищі і вищі вимоги. Це стосується як розрахунку конструкцій, так і конструктивних вимог до них. Не винятком є область сейсмостійкого проектування. З введенням нових нормативних документів по сейсмостійкості значна кількість запроектованих раніше споруд не відповідала підвищеним вимогам цих правил. Саме тому практично кожний проект підсилення чи реконструкції будівель та споруд повинен включати підвищення сейсмостійкості конструкцій та споруди в цілому. Згідно з працями Pantelides C.P. [303] й Triantafillou T.C. [388], підвищення сейсмостійкості будівель і споруд також можна досягти їх підсиленням за допомогою композитних матеріалів. Автори приходять до висновку, що даний тип підсилення може вирішити наступні проблеми: недостатнє поперечне армування колон та стиків колон з ригелем; недостатнє анкерування робочої арматури колони в ригелі; наявність зварних хомутив замість в'язаних; недостатня довжина шва при зварюванні арматури «в напуск». При цьому автори зауважують, що підсилення повинно проводитись як комплекс для всієї споруди, оскільки підсилення окремих частин може викликати ослаблення інших.

Результати багатьох праць, які присвячені використанню композитних матеріалів для підсилення залізобетонних конструкцій в Європі зведені до технічних звітів FIB [328, 329]. В цих документах наведені рекомендації щодо застосування, конструювання, розрахунку та проведення робіт по підсиленню. Відповідно до FIB прийнято наступні граничні деформації для композитної стрічки: $500 \cdot 10^{-5}$ (для бетону класу C35/45 і нижче) та $750 \cdot 10^{-5}$ (для бетону класу вище C35/45).

Згідно діючих рекомендацій Sika в Україні [21], розроблених під керівництвом Бамбури А.М., граничні деформації композитної арматури приймають в залежності від марки. Для карбонових стрічок: Sika Carbodur S – $1300 \cdot 10^{-5}$, Sika Carbodur M – $1000 \cdot 10^{-5}$, Sika Carbodur S626 – $900 \cdot 10^{-5}$; для карбонових полотен: SikaWrap -231C – $1000 \cdot 10^{-5}$, SikaWrap -301C – $1000 \cdot 10^{-5}$, SikaWrap -530C – $800 \cdot 10^{-5}$, SikaWrap -600C – $800 \cdot 10^{-5}$, SikaWrap -900C – $650 \cdot 10^{-5}$.

Стиснуто-зігнуті елементи є досить поширеними в будівництві, тому дослідження НДС таких конструкцій залишаються дуже актуальною задачею і сьогодні. Загальні принципи та основні залежності НДС стиснуто-зігнутих елементів, викладені в матеріалах симпозіуму [72], а також працях Блещика Н.П. [38], Бондаренка В.М. [50-52], Вишневецкого Г.Д. [70], Габрусенка В.В. [73], Карпенка Н.И. [112], Корсуна В.И. [129], McCormac J. [354] й інших, розроблені в СНиП 2.03.01-84* [243] і посібниках [209-211]. Проте, незважаючи на досить глибоке вивчення даної проблеми, дослідження продовжуються і стають особливо актуальними з набуттям чинності нових норм проектування – ДБН В.2.6-98:2009 [91] й ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [96], а також через високий рівень вимог нормативних документів щодо надійності та сейсмостійкості конструкцій – ДБН В.1.2-14:2018 [90] і ДБН В.1.1-12:2014 [89] відповідно.

1.3. Методи розрахунку та прогнозування параметрів НДС залізобетонних конструкцій підсилених в умовах експлуатації

За останні роки розвиваються дослідження, пов'язані з діаграмами деформування бетону та арматурної сталі. Основна ціль підвищеної уваги полягає в бажанні оперти теорію розрахунку залізобетонних конструкцій на більш міцну фізичну основу. В останні роки були розроблені нові методи розрахунку залізобетонних конструкцій, заснованих на використанні деформаційної моделі та діаграм роботи « σ - ϵ » бетону та арматури, які відображають в цілому нелінійну (пружно-пластичну) роботу матеріалів. Основні принципи розрахунку

залізобетонних конструкцій з використанням дійсних діаграм деформування матеріалів викладені в роботах Байкова В.Н. [16], Бамбури А.М. [20], Барашикова А.Я. [27], Голишева А.Б. і Бачинського В.Я. [80], Зака М.Л. [105], Залесова А.С. й Чистякова Е.А. [106], Карпенка Н.И. [112, 111], Корсуна В.І. [130], Лазовського Д.Н. [141-150], Павлікова А.М. [188-190], Пецольда Т.М. [197-199] і Тура В.В. [99, 259], Рогового С.І. [232], Шмуклера В.С. [279], Яременка О.Ф. [284] й інших та увійшли в нормативні документи по проектуванню залізобетонних конструкцій на теренах України – ДБН В.2.6-98:2009 [91] і ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [96].

Спираючись на результати проведених експериментальних досліджень, були розроблені алгоритми розрахунку залізобетонних конструкцій з урахуванням дійсних діаграм деформування матеріалів як на короткочасну, так і на тривалу дію навантаження, які описані в працях Байкова В.Н. [16], Бамбури А.М. [20] й Тура В.В. [99], рекомендаціях [68], посібнику [259], а також ДБН В.2.6-98:2009 [91] і ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [96].

Створені методи розрахунку конструкцій базуються на основних принципах механіки залізобетону і дозволяють з єдиних позицій виконувати розрахунок будь-яких залізобетонних конструкцій без залучення численних емпіричних залежностей та з урахуванням дійсного НДС залізобетонного елемента й непружних властивостей бетону і арматури, в т.ч. у стадії перед руйнуванням. Це необхідно для удосконалення методики розрахунку за граничними станами за рахунок того, що значення опору матеріалів, що використовуються у розрахунку, можуть приймати змінні значення. Удосконалення методу розрахунку залізобетонних конструкцій має велике значення, тому що дозволяє більш точно визначати їх міцність і деформативність, що забезпечує оптимальну витрату матеріалів і необхідну надійність. На відміну від розрахунку за інженерною методикою ДСТУ Б В.3.1-2:2016 [97] та СНиП 2.03.01-84* [243], деформаційна розрахункова модель дозволяє порівняно просто і з достатньою точністю визначати деформації конструкції по висоті перерізу на всіх стадіях роботи, включаючи

руйнування, дозволяє розрахувати напруження як в арматурі, так і по висоті перерізу бетону, а також за кривизною перерізу визначати прогин конструкції.

Оптимізацією та практичними методами розрахунку міцності залізобетонних елементів займаються Бабич В.Є. [12], Бабич Є.М. [14], Журавський О.Д. [101], Микитенко С.М. [171], Павліков А.М. [188-190], Шкурупій О.А. [271-274], Шмуклер В.С. [277, 278] та ін.

1.3.1. Підходи для розрахунку згинаних елементів

Не аналізуючи детально, відмітимо узагальнюючі тенденції в багатьох роботах, в яких подані рекомендації по оцінці напруженого стану на проміжній стадії ненапружених згинаних елементів, які працюють в рівні експлуатаційних навантажень. На проміжних стадіях роботи згинаного елемента (не в граничній стадії) невідомими є напруження в арматурі та бетони, а також висота стиснутої зони бетону і форма її епюри напружень, які за рівняннями статички не можна визначити без певних допущень. Овчинников И.Г. [183] запропонував метод кінцевих елементів, але він є складний, особливо при довготривалих навантаженнях. У роботі Голишева А.Б. [83] показано метод розрахунку згинаних елементів на проміжних стадіях, відомий під назвою «як загальний випадок розрахунку», коли висота висоти стиснутої зони визначається із квадратного рівняння. При цьому, крім загальноприйнятої гіпотези плоских перерізів, яка замінює діаграму « σ - ε » в арматурі і бетони, граничними приймаються напруження в арматурі чи краєвих волокнах бетону, а форма епюри напружень в бетони приймається трапецієвидною і пов'язується із коефіцієнтом пластичності бетону.

У роботі Бондаренка С.В. [54] показано, що розрахунок напруженого стану згинаного елемента на проміжних стадіях роботи можна виконувати, визначаючи висоту стиснутої зони в перерізі із тріщиною із квадратного рівняння:

$$\xi^2 + (\beta + \varphi_f) \xi - \beta \varphi = 0, \quad (1.4)$$

$$\text{де } \beta = \frac{\mu \alpha \psi_b}{\omega \psi_s}; \quad \varphi_f = \frac{A'_s \alpha}{v b h_0}; \quad \varphi = \frac{\xi}{\xi_c} = 1 - \frac{0.7}{(100\mu + 1)}.$$

Форма епюри напружень в бетоні стиснутої зони приймається прямокутною, а величини ν , φ , ψ_b , ψ_s повинні визначатись, виходячи із рівня та характеру навантаження до постановки додаткового армування.

Ватуля Г.Л. [66], своєю чергою, отримав області оптимальних геометричних характеристик для сталобетонної балки прямокутного перерізу з бетонами різних класів – С16/20, С25/30 та С32/40.

На сьогоднішній день існує достатньо багато досліджень НДС згинаних елементів після підсилення. У свою чергу, оскільки підсилення таких елементів проводяться, головним чином, після тривалої дії експлуатаційних навантажень, то в нашому випадку є важливим оцінка напруженого стану при довготривалих навантаженнях. Дослідження згинаних елементів при довготривалих навантаженнях виконанні багатьма авторами, в тому числі під керівництвом Барашикова А.Я. [24], Голишева А.Б. [83], Прокоповича И.Е. [216]. В працях цих та інших авторів показано, що теорія старіння із її модифікаціями дозволяє описати процес деформування згинаних елементів в часі із достатньою точністю. На основі експериментальних і теоретичних досліджень показано, що лінійна залежність між напруженнями і характеристиками повзучості бетонів (в поєднанні з теоремою про середнє) дозволяє значно спростити визначення напруженого стану із заміною інтегральних залежностей на алгебраїчні.

Зокрема, в дослідженнях Клименка Ф.Е. [126] й Мальганова А.И. [156] на прикладі підсилень додатковою арматурою показано, що робота залізобетонних згинаних елементів до і після підсилення, характеризується чітко вираженими нелінійністю, нерівномірністю, та незворотністю деформування і тому дуже важливим є врахування так званої передісторії навантаження, яка суттєво впливає на міцність та деформації підсиленних згинаних елементів. Подані приклади розрахунку таких конструкцій виконані без врахування напруженого стану до підсилення, а через приведений переріз свідчать про перевитрати арматури. Автори підкреслюють необхідність проведення досліджень і розробки методів розрахунку напруженого стану згинаних елементів із врахуванням залишкових напружень до постановки додаткового армування.

Лозовой Ю.И. [151] підкреслює, що найбільша ефективність посилення може бути досягнута лише тоді, коли основна і додаткова арматури досягають одночасно границі текучості. Для цього він рекомендує арматуру посилення попередньо напружувати, що максимально забезпечить сумісність роботи основної і додаткової арматури на всіх стадіях роботи аж до руйнування. Підкреслюється, що врахування передісторії напруженого стану до посилення суттєве для оцінки міцності посилених згинаних елементів не тільки із економічних міркувань, а й для визначення надійності конструкції.

У роботі Голишева А.Б. [83] подано рекомендації по оцінці напруженого стану посилених згинаних елементів по розтягнутій зоні в залежності від рівня навантаження елемента перед посиленням. При посиленні не за дії навантаження, розрахунковий опір основної (початкової) арматури рекомендується визначати як $R_{s,l} = 0.8R_s$, якщо існуюча арматура на віддалі більше $0,5(h-x)$. Це дозволяє врахувати, що основна арматура стає ближче до нейтральної осі і для неї стає меншим h_0 (d). При розвантаженнях перед посиленням, напруження в існуючій арматурі зменшується коефіцієнтом γ_{dis} , а саме:

$$\sigma_{s_1} = \left(2 \frac{1 - \frac{x}{h_{02}}}{1 - \xi_R \times \gamma_{dis}} \right) R_{s_1}, \quad (1.4)$$

де γ_{dis} – коефіцієнт умов роботи, який залежить від величини розвантаження елемента. При повному розвантаженні $\gamma_{dis} = 0.95$, а при розвантаженнях на 75 %, 50 % та 25 % – відповідно 0.9, 0.8 й 0.7. Такі понижуючі коефіцієнти розрахункового опору основної арматури були одержані для позацентрово стиснутих елементів.

Михеев И.И. [173], своєю чергою, аналізуючи багаточисленні приклади посилення згинаних конструкцій виробничих будинків, підкреслює, що неврахування залишкової міцності при розрахунку посилення веде до значних запасів міцності і перевитрати матеріалів, а в окремих випадках арматура посилення використовувалась лише на 10 %.

Сунаком О.П. та Боярчуком Б.А. [245] було проаналізовано НДС підсилених залізобетонних балок при короткочасному навантаженні, а також вплив підсилення

сталефібробетоном, полімербетоном та важким бетоном. Авторами встановлено декілька характерних етапів роботи підсилених балок і подальшого їх руйнування, які заслуговують детальнішої уваги. Перша стадія характеризується пружними деформаціями бетону та триває приблизно до зусиль, які складають 0,3..0,4 від руйнівних. Помічено, що деформації розтягу, підсилених балок після попереднього навантаження дещо більші, ніж у балок без попереднього навантаження. Це пояснюється, очевидно, тим, що у балок, підсилених після появи тріщин зчеплення більше ніж у цілих балках за рахунок penetрації (проникнення) бетону підсилення у тріщини, які з'являються у процесі попереднього навантаження. Друга стадія триває у діапазоні навантаження, починаючи з рівня 0,3...0,4 і закінчуючи рівнем 0,6...0,7 від руйнівного для непідсилених зразків, тобто є експлуатаційною стадією роботи конструкції. На другому етапі спостерігається розшарування, підсилюючого шару бетону від основної конструкції залізобетонної балки. У кінці розглядуваної стадії роботи у деяких балках (наприклад, підсилених сталевібробетоном) відшарування може досягнути 25...30 % довжини зони зчеплення. Відокремлення бетону підсилення від основного бетону балки проходить більш інтенсивно у випадку, коли балки були попередньо навантажені, а потім підсилені. На третій стадії роботи, при навантаженні інтенсивністю 0,8...0,9 від руйнівного в непідсилених балках з'являються і інтенсивно розвиваються похилі тріщини. В той час у балках, посиленних шаром полімербетону та звичайного важкого бетону, ширина розкриття нормальних тріщин практично не збільшується. що є першою ознакою недостатньої несучої здатності цих зразків за похилими перерізами. Розшарування у розтягнутій зоні усіх балок збільшується. Довжина відокремлення підсилюючих шарів від базових конструкцій досягає 30...40 % загальної довжини зчеплення, а у балках підсилених полімербетоном - 40...50 %. На четвертому етапі роботи при $M > 0,9M_u$ (тут M_u – руйнівне зусилля для непідсилених балок) починається стадія руйнування. Згідно з викладеним у праці Залесова А.С. [108], у досліджуваних балках спостерігався пластичний характер руйнування. Після настає п'ятий, останній етап роботи підсилених конструкцій – стадія руйнування. Картина

руйнування залежить від способу підсилення, але можна виявити деякі спільні риси. Продовжується відшаровування підсилюючого шару, яке може перед руйнуванням досягнути 80...90 % довжини розтягнутої грані балки. При цьому розшарування має різний характер в залежності від способу посилення.

Кваша В.Г. [117], зокрема, пропонує розглядати напружено-деформований і граничний стан припорної ділянки балки, підсиленої вуглепластиковими елементами аналогічним як і для непідсиленої, оскільки наклеєні елементи підсилення розглядає як додаткову зовнішню арматуру. Такий підхід дозволяє адаптувати методику розрахунку міцності похилих перерізів непідсиленних балок до аналогічного розрахунку підсиленних з врахуванням наклеєних елементів підсилення як додаткового поперечного армування вертикальними або похилими стрічками чи полотнами.

У праці Мурина А.Я. [178] міцність нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів, підсиленних зовнішньою композитною арматурою пропонується розраховувати за формулами СНиП 2.03.01-84* [243], через приведення зовнішньої композитної арматури до відповідної кількості внутрішньої сталеві арматури за показниками деформативності та площі поперечного перерізу. При цьому умовний розрахунковий опір на розтяг зовнішньої композитної арматури визначається з умов її граничної деформації, яка прийнята рівною 0,5 % (500×10^{-5}). Проте в роботі немає рекомендацій щодо розрахунку згідно діючих норм – ДБН В.2.6-98:2009 [91] і ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [96].

Насамкінець, як один із варіантів, можна прийняти розрахунок за американськими нормами проектування АСІ 440.2R-08 [287], відповідно до яких розрахунок балок, підсиленних зовнішнім композитним армуванням виконують на основі лінійної пружної роботи матеріалу підсилення і бетону (рис. 1.1).

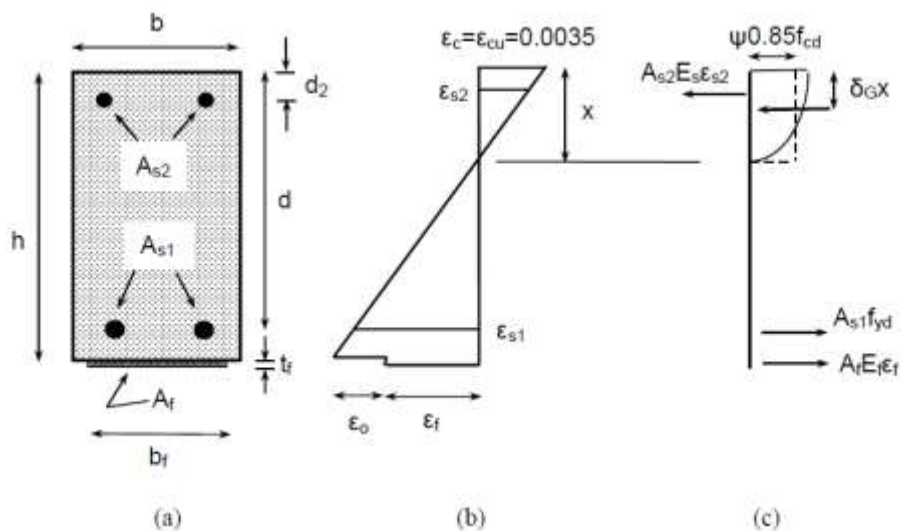


Рис. 1.1. Аналіз перетину балки при згині: а) геометричні характеристики; б) розподіл деформацій; в) розподіл напружень

Положення нейтральної осі запропоновано визначати із залежності:

$$0.85\psi f_{cd}bx + A_{s2}E_s\varepsilon_{s2} = A_{s1}f_{yd} + A_fE_{fu}\varepsilon_f, \quad (1.5)$$

де $\psi = 0.8$, а значення деформацій рівні:

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \frac{x - d_2}{x} \quad (E_s\varepsilon_{s2} \leq f_{yd}), \quad (1.6)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{h - x}{x} - \varepsilon_0. \quad (1.7)$$

Значення руйнівного моменту при цьому складе:

$$M_{Rd} = A_{s1}f_{yd}(d - \delta_Gx) + A_fE_f\varepsilon_f(h - \delta_Gx) + A_{s2}E_s\varepsilon_{s2}(\delta_Gx - d_2), \quad (1.8)$$

де $\delta_G = 0.4$;

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \frac{d - x}{x} \geq \frac{f_{yd}}{E_s}; \quad (1.9)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{h - x}{x} - \varepsilon_0 \leq \varepsilon_{fud}. \quad (1.10)$$

Для елемента, який піддається дії згинального моменту в торцях (рис. 1.2) положення нейтральної осі можна визначати з виразу:

$$\frac{1}{2}bx_e^2 + (\alpha_s - 1)A_{s2}(x_e - d_2) = \alpha_s A_{s1}(d - x_e) + \alpha_f A_f \left[h - \left(1 + \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c}\right)x_e \right], \quad (1.11)$$

де $\alpha_f = E_f / E_c$.

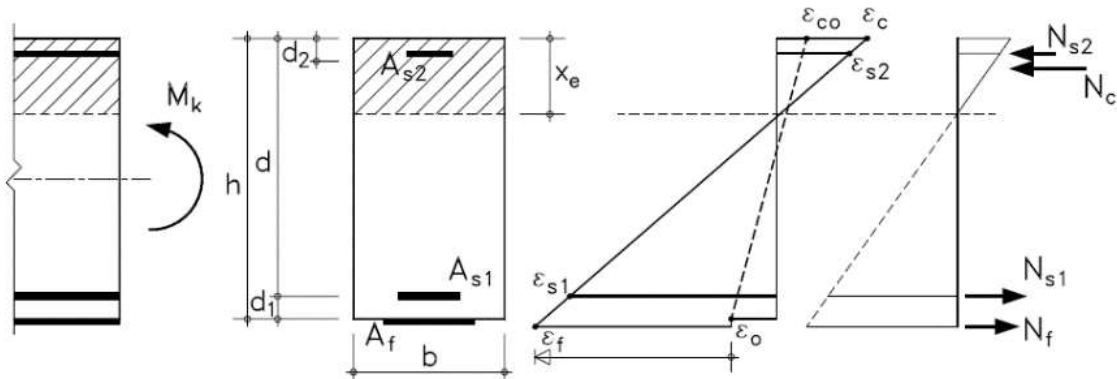


Рис. 1.2. Аналіз тріщин у перерізі елемента

Момент, при якому виникатимуть тріщини знаходять з:

$$E_c \varepsilon_c = \frac{M_k}{\frac{1}{2}bx_e \left(h - \frac{x_e}{3} \right) + (\alpha_s - 1)A_{s2} \frac{(x_e - d_2)}{x_e} (h - d_2) - \alpha_s A_{s1} \frac{d - x_e}{x_e} (h - d)}. \quad (1.12)$$

Значення напружень, які виникають в бетоні, арматурі і стрічці приймаються рівними.

В умовах навантаження потрібно обмежити напруження в бетоні, сталі та композитному матеріалі для запобігання пошкодження або надмірної повзучості відповідно бетону, сталі та FRP (в т.ч. його розриву). Для того, щоб запобігти надмірному стисканню, утворенню поздовжніх тріщини і незворотних деформацій, напруження потрібно обмежити наступними значеннями:

– для бетону

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck}, \quad (1.13)$$

де $\sigma_c = E_c \varepsilon_c$;

– для арматури

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \frac{d - x_e}{x_e} \leq 0.80 f_{yk}; \quad (1.13a)$$

– для вуглецевої стрічки

$$\sigma_f = E_f \left(\varepsilon_c \frac{h - x_e}{x_e} - \varepsilon_0 \right) \leq \eta f_{fk}, \quad (1.14)$$

де $\eta \leq 1$. Даний коефіцієнт залежить від типу композиту і має визначатись під час випробування. Для вуглепластику $\eta = 1$. Однак немає пропозицій, які б враховували початковий рівень навантаження конструкцій.

Підсумовуючи, необхідно підкреслити, що в зв'язку з тим, що на практиці підсилення, як правило, проводиться під певним навантаженням і при сумісній роботі розрахункового опору в граничному стані спочатку досягає основна арматура або «старий» бетон, то рекомендується обмежити напруження в додатковій арматурі чи «новому» бетоні, в залежності від рівня початкового навантаження, на певні значення додаткових коефіцієнтів, величини і методи визначення яких потребують подальших досліджень.

1.3.2. Підходи для розрахунку позацентрово стиснутих елементів

У більшості залізобетонних колон у експлуатаційному стані реалізовується друга форма рівноваги, оскільки в перерізі є зона розтягу. Міцність на позацентровий стиск, в даному випадку, визначається за формулами, наведеними в ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [96]:

$$\frac{b \cdot f_{cd}}{\bar{\chi}} \cdot \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \cdot \gamma^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot A_{si} - N = 0; \quad (1.15)$$

$$\frac{b \cdot f_{cd}}{\bar{\chi}^2} \cdot \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \cdot \gamma^{k+2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot A_{si} \cdot (x_1 - z_{si}) - M = 0, \quad (1.16)$$

де b – ширина поперечного перерізу розрахункового елемента; f_{cd} – розрахункова міцність бетону на стиск; χ – кривизна вигнутої осі в перерізі; $\bar{\chi}$ – відносна кривизна; a_k – коефіцієнти полінома, приймаються згідно (рис.1.3); γ – відношення деформацій бетону стиснутої зони до граничних деформацій бетону стиснутої зони; σ_{si} – напруження в i -тій арматурі; A_{si} – площа поперечного перерізу i -тої арматури; x_1 – висота стиснутої зони бетону; z_{si} – відстань i -го

стрижня арматури до найбільш стиснутої грані перерізу; N , M – значення зовнішньої нормальної сили і згинального моменту відповідно.

У формулах (1.15, 1.16) при позацинтровому стиску, згідно додатку А [96],

$$M = N \cdot \eta(x_1 - y + e), \quad (1.17)$$

де y – відстань від найбільш стиснутої фібри до центра ваги перерізу; e – ексцентриситет прикладення зовнішньої сили щодо центра ваги перерізу; η – коефіцієнт гнучкості, який враховує вигин колони. Інші позначення на рис. 1.3. Проте в нормах [91, 96] немає рекомендацій щодо розрахунку коефіцієнта гнучкості η .

Розрахунок за розкриттям тріщин, відповідно до [96], виконують із умови, що ширина розкриття тріщин від зовнішнього навантаження w_k не перевищує гранично допустимого значення ширини розкриття тріщин $w_{k,lim}$ і визначається за формулою:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}), \quad (1.18)$$

де $s_{r,max}$ – максимальний крок між тріщинами; ε_{sm} – середні деформації в арматурі при відповідному сполученні навантажень; ε_{ctm} – середні деформації в бетоні між тріщинами.

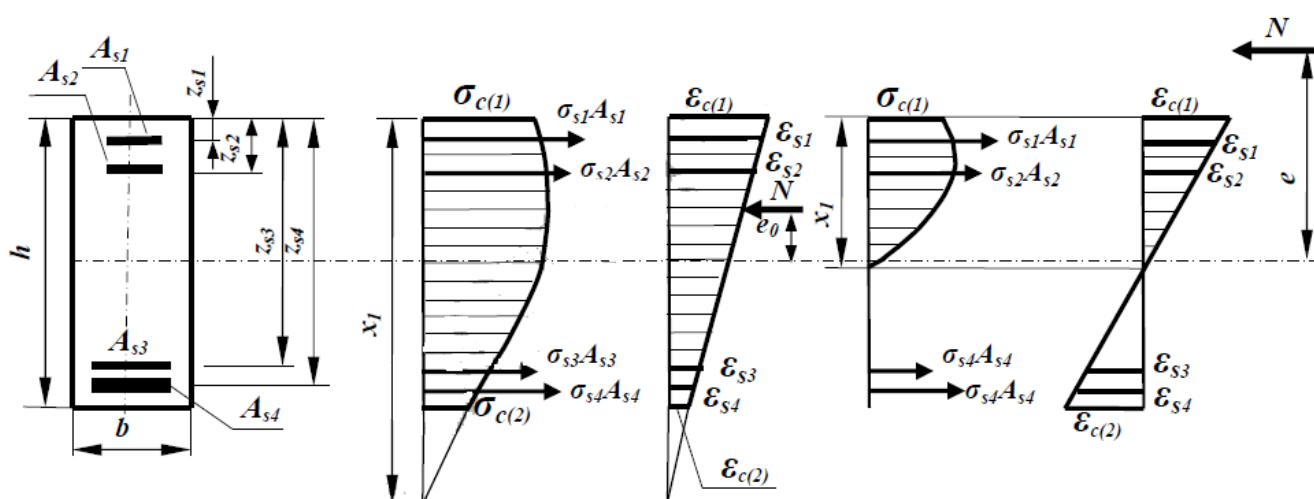


Рис. 1.3. НДС позацинтрового стиснутого елемента прямокутного перерізу

Для підсилених залізобетонних колон важливою є оцінка напруженого стану стиснуто-зігнутих елементів до їхнього підсилення та його впливу на ефективність підсилення і сумісну роботу конструкції з обіймою. Розрахункам НДС стиснуто-зігнутих елементів присвятили свої праці багато дослідників: Кінаш Р.І. [122], Кузнецова Л.Д. [139], Немировский Я.М. [181], Прокопович И.Е. [216], Раевский А.Н. [219, 220], Теряник В.В. [248] та ін. Дослідженням характеристик бетону як конструкційного матеріалу займалися Ватуля Г.Л. [400], Кизирия Г.В. [118], Крись Ю.О. [137], Писанко Г.Н. [200], Rizzo E. [361]. Загальні принципи розрахунку залізобетонних конструкцій викладені в посібниках Блещика Н.П. [38], Бондаренка В.М. [51, 52], Карпенка М.І. [112, 113], Мандрикова А.П. [158], Мурашова В.И. [177], Улицкого И.И. [254, 255] та інших, а також у рекомендаціях [169]. З розвитком методик розрахунку НДС залізобетонних конструкцій на новий рівень виходить нелінійна деформаційна модель. Над нею працювали наступні вчені: Бабич Є.М. [15], Бамбура А.М. [18, 19], Залесов А.С. [107], Кочкаръов Д.В. [131, 132], Митрофанов В.П. [172], Шкурूपій О.А. [274, 276], Vijaya K. [401].

У посібнику Блещика Н.П. [38] показана правомірність і доцільність заміни криволінійної (фактичної) епюри напружень в бетоні стиснутої зони на трапецієвидну в тих випадках, коли напружений стан залізобетонного елемента необхідно оцінити не в граничній стадії. Тоді коефіцієнт форми напружень $\omega = 1 - \frac{\nu}{2}$, віддаль до центра ваги епюри напружень в бетоні складає $\gamma = \frac{3(1-\nu)+\nu^2}{3(2-\nu)}$, а коефіцієнт пружності $\gamma = 1 - \lambda$. Звідси через коефіцієнт пружності бетону визначають не лише співвідношення між пружними та повними деформаціями стиснутого бетону але також і форму епюри нормальних напружень та положення центра епюри.

Своєю чергою, Поляков Л.П. [206] показав, що розрахунок напруженого стану позацентрово стисненого елемента на проміжних стадіях роботи можна виконувати, визначаючи висоту стиснутої зони в перерізі із тріщиною із квадратного рівняння (за аналогією до згинаних елементів – див. п. 1.3.1):

$$\xi^2 + (\beta + \varphi_f) \xi - \beta \varphi = 0, \quad (1.19)$$

$$\text{де } \beta = \frac{\mu \alpha \psi_b}{\omega \psi_s}; \quad \varphi_f = \frac{A_s' \alpha}{v b h_0}; \quad \varphi = \frac{\xi}{\xi_c} = 1 - \frac{0.7}{(100\mu + 1)}.$$

Форма епюри напружень в бетоні стиснутої зони приймається прямокутною, а величини $\nu, \varphi, \psi_b, \psi_s$ повинні визначатись, виходячи із рівня та характеру навантаження до влаштування обойми посилення.

Висоту стиснутої зони бетону у перерізі з тріщиною, для будь-якої стадії напруженого стану, можна визначити за формулою:

$$x = \varphi_\xi (\varphi_s + \varphi_f + \varphi_n) h_0. \quad (1.20)$$

Для визначенні плеча внутрішньої пари сил застосовується трикутна епюра напружень в стиснутому бетоні:

$$z = \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) \frac{1 + \lambda \frac{h_0 - 0.5h_f'}{h_0 - \frac{x}{3}}}{1 + \lambda}. \quad (1.21)$$

У працях Улицкого І.І. та Прокоповича І.Е. [216, 255] показано, що теорія старіння з її модифікаціями дає змогу описати деформування стиснуто-зігнутих елементів в часі достатньо точно. На основі експериментальних і теоретичних досліджень встановлено, що лінійна залежність між напруженнями і повзучістю бетонів дозволяє спростити визначення напруженого стану із зміною інтегральних залежностей на алгебраїчні та звести інтегральні залежності до формул СНиП 2.03.01-84* [243].

Для нормальної експлуатації конструкцій слід забезпечити вимоги будівельних норм:

$$\gamma F \leq \Phi K, \quad (1.22)$$

де F – навантаження конструкції у момент обстеження, коли виявлено дефекти і пошкодження; Φ – несуча здатність конструкції без урахування пошкоджень і

дефектів; K – коефіцієнт зниження несучої здатності за наявності дефектів і пошкоджень; γ – коефіцієнт надійності за матеріалом.

При практичних розрахунках (1.22) зручно представити у вигляді:

$$F \leq \frac{\Phi \cdot K}{\gamma} \quad (1.23)$$

Щоб правильно вирішити питання, які елементи конструкції потрібно підсилювати і з якої причини, умову (1.23) необхідно перевіряти для кожного елемента конструкції окремо. Для позацентрово-стиснених елементів:

– з умови міцності:

$$M_{\text{факт}} \leq (\gamma_b, \gamma_s) M_{\text{міц}} \text{ або } N_{\text{факт}} \leq (\gamma_b, \gamma_s) N_{\text{міц}}; \quad (1.24)$$

– з умови стійкості:

$$N_{\text{факт}} \leq (\gamma_b, \gamma_s) N_{\text{кр}}, \quad (1.25)$$

де γ_b, γ_s – коефіцієнти надійності по бетону і арматурі. Згідно з викладеним у роботах Раєвського А.Н. [219] й Теряника В.В. [248], для позацентрово стиснених елементів середньої і великої гнучкості несуча здатність при втраті стійкості завжди буде менша, ніж з умови міцності. Проте методика визначення $N_{\text{кр}}$ з умови стійкості для позацентрово стиснутих елементів (колон) при малих і середніх ексцентриситетах e_0 , з урахуванням гнучкості λ , розроблена недостатньо. Відповідно до методики розрахунку бетонних і залізобетонних колон в колишніх нормах проектування [243], перевірку стійкості виконують в непряму вигляді наближено.

При необхідності посилення колон середньої і великої гнучкості слід перевіряти їх несучу здатність з умови можливої втрати стійкості. Для перевірки несучої здатності гнучких колон ($\lambda \geq 14$) рекомендується використовувати умову:

$$N_{\text{розр}} \cdot e_{\text{розр}} \leq M_{\text{міц}} = \left[R_b \cdot A_{bc} \cdot Z_b + R_{sc} \cdot A'_s \cdot Z_s \right] \quad (1.26)$$

$$e_{\text{розр}} = e_0 \cdot \eta + \left(\frac{h}{2} - a \right); e_0 = \frac{M}{N} + e_a. \quad (1.27)$$

де η – коефіцієнт, який враховує вплив поперечного вигину колони на збільшення розрахункового моменту від N (див. п. 1.3.2), та визначається за наближеною формулою

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}, \quad (1.28)$$

тут N_{cr} – умовна критична сила для колони, яка враховує непружні властивості стиснутого бетону та характер дії навантаження, і враховується коефіцієнтом φ_e :

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right], \quad (1.29)$$

де $\alpha = E_s/E_b$; $\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01R_b$.

У працях Голишева А.Б. [81, 79] можна зустріти наступну формулу для визначення $N_{кр}$, яка відрізняється від пропонованої у [243]:

$$N_{cr} := \left[\frac{(6,4 \cdot E_b \cdot I)}{\varphi_l \cdot l_0^2} \right] \cdot \left[\left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} \right) + 0,1 \right]. \quad (1.30)$$

Мальганов А.И. [157] пропонує для визначення критичної сили в елементах малої гнучкості ($l_0/i = 14 \dots 35$ або $l_0/h = 4 \dots 10$) застосовувати наступну формулу:

$$N_{cr} = 0,15 \cdot \frac{E_b \cdot A}{\left(\frac{l_0}{h} \right)^2}. \quad (1.31)$$

У роботі Раевского А.Н. [219] коефіцієнт η визначається з наступних формул:

– для перерізу довільної форми:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{12 \cdot C \cdot R_b \cdot F} \cdot \left(\frac{l_0}{r} \right)^2}; \quad (1.32)$$

– для перерізу прямокутної форми:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{C \cdot R_b \cdot F} \cdot \left(\frac{l_0}{r} \right)^2}, \quad (1.33)$$

де N – поздовжня сила, прикладена до перерізу; R_b – міцність бетону; F – площа перерізу; l_0 – розрахункова довжина; h – висота перерізу. Коефіцієнт C визначають за формулою:

$$C = \frac{66000}{R + 350} \cdot \left(\frac{1}{\frac{e_{on}}{h} + 0.16} + 200 \cdot \mu + 1 \right). \quad (1.34)$$

Експериментальні значення $N_{кр}$, отримані Бабичем В.С. [13], близько співпадають з теоретичними $N_{кр}$, отриманими автором із загальної умови втрати стійкості (2 роду) позацентрово стиснених колон:

$$dN / df = 0. \quad (1.35)$$

При кубічній і квадратній залежностях:

$$\sigma = \alpha_1 \varepsilon - \alpha_3 \varepsilon^3 \text{ та } \sigma = \alpha_1 \varepsilon - \alpha_2 \varepsilon^2, \quad (1.36)$$

де $\alpha_1 = E_b$, $\alpha_3 = E_b / 3 \cdot \varepsilon_{mn}^2$, $\alpha_2 = E_b / 2 \cdot \varepsilon_{mn}$, ε_{mn} – відносна деформація бетону при напруженні, рівному межі міцності σ_{mn} (R_b).

Використані допущення: враховують робота тільки висхідних гілок діаграми « σ - ε »; деформації колони в граничному стані відбувається по півхвилі синусоїди; при виведенні основних рівнянь використовують закон плоских перерізів; робота елементів відбувається при малих відносних деформаціях; використовують діаграми одновісного напруженого стану; розглядають симетричний переріз колони (прямокутний або двотавровий з однаковими полицями).

У праці Раевского А.Н. [220] отримано просту формулу для визначення $N_{кр}$, з врахуванням поперечних прогинів стиснуто-зігнутої стійки:

$$N_{кр} = N_{кр}^y \cdot k_n, \quad (1.37)$$

де $N_{кр}^y = \pi^2 E_b J_b / l^2$ – в пружній стадії роботи бетону; k_n – коефіцієнт, що враховує деформацію позацентрово стиснутої стійки з урахуванням нелінійності матеріалу, значення якого завжди менше 1 (коефіцієнт нелінійності).

Доведено, що із збільшенням ексцентриситету стискаючої сили значення коефіцієнта нелінійності зменшується. Формула $N_{кр}$ може бути застосована для

побудови кривих рівноважних станів $N-f$. Показана можливість застосування формули (1.37) для визначення $N_{кр}$ для залізобетонних колон. Проведена оцінка несучої здатності стиснених елементів різної гнучкості за умовами міцності та стійкості. Результати порівняння експериментальних з теоретичними даними, отриманими по запропонованій методиці, дали незначні розбіжності, що допускає її застосування.

Шагин А.Л. [268] наводить причини недоцільності використання поздовжньої арматури з границею текучості понад 400 МПа в центрально стиснутих і в стиснутій зоні стиснуто-згинаних елементів, так як це призводить до перевитрат сталі. Найбільше допустиме в стиснутій арматурі напруження можна визначити з рівності відносних деформацій бетону і арматури по поверхнях їх контакту:

$$\sigma_{sc,u} = \varepsilon_s \cdot E_s = \varepsilon_{bu} \cdot E_s = 2 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^5 = 400 \text{ МПа} . \quad (1.38)$$

Площу перерізу поздовжньої арматури стиснутих елементів переважно приймають з умови оптимального армування ($\mu = 1 \dots 2 \%$). Проектувати елементи з $\mu > 3 \%$ не рекомендується СНиП 2.03.01-84* [243]. Поперечною арматурою стиснуті стрижні закріплюють від втрати стійкості в будь-якому напрямку.

Як бачимо розрахунок позацентрово стиснутих елементів досліджувався та розвивався зі становленням нових вимог і потреб. З виходом нових норм проектування – ДБН В.2.6-98:2009 [91] й ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [96], постали і нові задачі по впровадженню та апробації деформаційної моделі для позацентрово стиснутих елементів. Особливо це стосується розробки та апробації методик розрахунку конструкцій зі складним НДС (підсилені залізобетонні конструкції).

Сьогодні, відповідно до чинних норм [91, 96], а також положень розрахунку, викладених у працях Бамбури А.М. [18, 20], усі залізобетонні елементи в Україні слід розраховувати на основі деформаційної моделі. Якщо для розрахунку непідсиленних конструкцій реалізація деформаційного методу має достатнє обґрунтування, то розробка розрахункових положень для підсиленних залізобетонних елементів на сьогоднішній день недостатня і потребує широких експериментально-теоретичних досліджень.

1.4. Ймовірнісні методи розрахунку залізобетонних конструкцій

Створюючи будівлю чи споруду ми задаємо певний рівень надійності її конструкцій та вузлів. Залежно від характеристик та монтажу окремих конструктивних елементів їх початкова надійність менша ніж теоретична, що пов'язано із змінами внаслідок експлуатації конструкції. Зміни бувають різні, проте вони через певний час порушують роботоздатність системи. Тому, узагальнюючи вищенаведене, можна зробити висновок, що протягом терміну функціонування будівлі чи споруди є ймовірність виходу з ладу усієї будівлі, або її окремих конструктивних елементів. Згідно з посібником Леденева В.В. [148], чим така ймовірність менша, тим надійніша сама споруда.

Кущенко В.М. [140], говорить про те, що методологія проектування будівельних конструкцій окреслює два якісно відмінні методи:

1) метод граничних станів (метод часткових коефіцієнтів надійності), використаний в роботах Бліхарського З.Я. й Кархута І.І. [43], Борисюка О.П. [60], Павлікова А.М. [188,190] та ін.;

2) ймовірнісний метод (метод теорії надійності), застосований у працях Болотина В.В. [51], Воскобійник О.П. [71], Махінька А.В. [165], Пичугина С.Ф. [184, 201], Семка О.В. [240], Feng Y.-F. [325], Lu Y. [351] та ін.

Концепція методу граничних станів покладена в основу чинних українських (ДБН В.2.6-98:2009 [91], ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [96]), європейських (Eurocode EN 1990:2002 [322]) та американських (ACI 318-05 [286]) норм проектування будівельних конструкцій. Область безпечної роботи конструктивного елемента відповідно до методу граничних станів, описується за допомогою граничної нерівності, яка складається з детермінованих величин узагальненої несучої здатності конструктивного елемента з однієї сторони та узагальненого розрахункового зусилля – з іншої.

Гарантія неруйнування (ймовірність безвідмовної роботи) забезпечується частковими коефіцієнтами надійності (по навантаженню, матеріалу,

відповідальності споруд і т.д.), які встановлюються із врахуванням стохастичної мінливості навантажень, міцності і умов роботи конструкцій. Ці часткові коефіцієнти надійності визначають статистичним методом, проте в умови граничних нерівностей коефіцієнти вводять вже як детерміновані величини. У дійсних умовах проектування будь-яких будівельних конструкцій (в нашому випадку – залізобетонних) практично завжди відбувається за невизначених умов: геометричні розміри елементів, характеристики матеріалів, впливи і навантаження є стохастичними змінними чи функціями.

Кущенко В.М. [140] також зазначає, що умова неруйнування методу граничних станів відповідає мінімаксному критерію (ММ). Це означає, що проєктант, що прийматиме технічне рішення, не зможе отримати гірший результат, ніж той на який орієнтується (обраний варіант повністю виключає ризик). Але автор додає, що в методі граничних станів є ризик при призначенні величин часткових коефіцієнтів надійності, характеристичних значень міцності та діючих навантажень.

Леденев В.В. [148], зокрема, акцентує увагу на тому, що під час проектування й будівництва створюється певний рівень надійності конструкції чи об'єкта в цілому; а в період експлуатації, рівень надійності реалізується. Автор констатує, що ситуація, коли об'єкт не спроможний виконувати свої функції, називається «відмовою», а параметром його надійності виступатиме ймовірність безвідмовної роботи протягом терміну служби.

Рівні надійності, які досягаються за рахунок різноманітних витрат на створення конструкції, призводять до різного числа відмов. Тому для економічнішого будівництва надійність необхідно знизити, а для зниження витрат на ремонт і обслуговування, навпаки, підвищити. Згідно з посібником вже згаданого вище Леденева В.В. [148], логічним вирішенням цієї проблеми буде встановлення певного «доцільного» рівня надійності (відповідно до ДБН В.1.2-14:2018 [90]) – максимально наближеного до оптимального (який, своєю чергою, встановити практично неможливо). Метою ж проектування тут є створення

конструкції з необхідним доцільним рівнем надійності, тобто із заданим ризиком відмови.

На сьогоднішній час людство накопичило велику кількість наукових й технічних знань, завдяки яким будівництво стало швидким, економічним і, головне, надійним. Саме для того, щоб будівлі й споруди були безпечними та довговічними (фундаментальні складові надійності) і були розроблені методи теорії надійності, які розвиваються до цих пір.

Як зазначалось вище, визначений рівень надійності при проектуванні за методом граничних станів (напівімовірнісний метод розрахунку, відповідно до ДБН В.2.6-98:2009 [91]) забезпечується завдяки виконанню умови, що мінімальна розрахункова величина несучої здатності перевищує зусилля від максимальних розрахункових величин навантажень, а випадковий характер вищезгаданих невизначених умов враховується за допомогою системи коефіцієнтів надійності. Проте метод граничних станів не дозволяє оцінювати надійність конструкцій за допомогою кількісних показників і, відповідно, проектувати конструкції із заданим рівнем надійності.

Згідно з працями Кущенко В.МН. [140], Райзера В.Д. [221] та Ржаницына А.Р. [228-230], сучасні норми проектування, які регламентують вимоги до розрахунку і проектування конструкцій будівель та споруд, формально не розглядають можливість виникнення аварій внаслідок стохастичних властивостей параметрів міцності й навантажень (умови неруйнування методу граничних станів не містять в явному вигляді ймовірності безвідмовної роботи). Виходячи з цього, розрахунок залізобетонних конструкцій як систем, що включають випадкові параметри, рекомендується вести в ймовірнісній постановці на основі методів теорій ймовірностей та випадкових функцій, а гарантія ненастання граничного стану елемента будівлі чи споруди при цьому може бути забезпечена із визначеною ймовірністю – ймовірністю безвідмовної роботи.

На основі аналізу праць Пшеничкиной В.А. [217] і Райзера В.Д. [221] можна стверджувати, що ймовірнісний підхід до розрахунку будівельних конструкцій дає

можливість проектувати їх із заданим (фактичним) рівнем надійності (так зване «надійнісне проектування») і, як наслідок, отримувати ефективні проектні рішення. Більше того, ймовірнісний підхід є раціональнішим (порівняно з розглянутим вище напівімовірнісним) – він дозволяє повніше враховувати фактор економічності при проектуванні, що особливо стосується підсилених залізобетонних конструкцій, що є надзвичайно важливою його перевагою.

Ймовірнісні методи розрахунку будівельних конструкцій базуються на методиці математичної теорії надійності, детально описаної в монографіях Ржаницына А.Р. [230] і Ditlevsen O. [311], а також посібнику Райзера В.Д. [221]. Згідно з концепцією теорії надійності, розрахунок будівельних конструкцій слід вести у вигляді функції безпеки, в яку можна включити такі стохастичні параметри як міцність окремих матеріалів, діючі навантаження, геометричні розміри, накопичення пошкоджень і т.п., і яка встановлює гарантовану ймовірність безвідмовної роботи конструкції протягом заданого періоду часу.

Область безпечного використання конструкції визначається шляхом нормування ймовірності її руйнування. Згідно з викладеним у статті Кущенко В.Н. [140], в практиці нормування застосовуються два основних підходи:

- 1) визначення індексів надійності (reliability indexes);
- 2) визначення допустимого рівня ризику (admissible level of risk).

Відмінність цих двох підходів, як стверджує автор, полягає в тому, що в першому випадку нормується ймовірність відмови, а в другому – добуток ймовірності відмови на кількісну характеристику наслідків. Основним недоліком наведених підходів вчений виділяє той, що в них немає єдиного об'єктивного критерію незруйновності конструкції, що, своєю чергою, обумовлено припущеннями про стохастичні закони розподілу параметрів міцності і навантаження.

Вихідні ж ідеї статистичного підходу до оцінки міцності будівельних конструкцій набули подальшого розвитку в роботі Стрелецького Н.С. [244]. Проте, попри значущість викладених там ідей на той час, завершена математична модель

розрахунку надійності конструкцій, а також принципові положення концепції безпеки споруди були розроблені видатним радянським вченим Ржаницьким А.Р. [228-230]. Ці положення, на думку автора, представляють собою ключові засади усієї теорії надійності, як ймовірнісне вирішення наступної проблеми:

$$Z = R/Q \geq 1 \quad (1.39)$$

в припущенні, що узагальнені опір окремого елемента R , навантаження Q і резерв міцності Z є змінними випадкового характеру, мають нормальний розподіл і взаємно не корелюють (незалежні). Вирішенням цієї проблеми стала формула для визначення коефіцієнта запасу, названого вченим «характеристикою безпеки»:

$$\gamma = \frac{\xi - 1}{\sqrt{A_R^2 \xi^2 + A_Q^2}}, \quad (1.40)$$

де ξ – коефіцієнт запасу, який являє собою відношення середньої очікуваної несучої здатності до середнього очікуваного ефекту від навантаження (робочих напружень); A_Q – коефіцієнт мінливості навантаження (відношення стандарту навантаження до його середнього значення); A_R – коефіцієнт мінливості несучої здатності; γ – характеристика безпеки (інша назва – індекс надійності, коефіцієнт, що залежить від ймовірності руйнування (відмови) конструкції й призначається в залежності від наслідків такого можливого руйнування).

Згідно з викладеним у праці Лантуха-Ляценка А.И. [147], згодом цей підхід в науковій літературі отримав назву «метод другого моменту» («second-moment method») і став основою проектування залізобетонних (й загалом будівельних) конструкцій заданої надійності. Перевагою такого підходу є простота. Єдиним недоліком – певна обмеженість використання закону нормального розподілу в окремих випадках.

У праці Болотина В.В. [51] було систематизовано та узагальнено усі попередні наукові надбання в області ймовірнісної роботи конструкцій:

– зовнішні впливи на будь-які окремі елементи та їх поведінка в процесі експлуатації є стохастичними процесами, які протікають й змінюються в часі;

– надійність ототожнюється з ймовірністю перебування параметрів конструкції в певній допустимій області;

– відмова конструкції являється наслідком поступового накопичення пошкоджень.

Період бурхливого розвитку розробки й застосування методів математичної теорії надійності до розрахунку розрахунку конструкцій в країнах Європи та Північної Америки започаткував Cornell С.А. [294,307] (ним виведений так званий «індекс безпеки», завдяки чому стало можливим оцінювати надійність конструкцій при законах розподілу стохастичних величин відмінних від нормального).

Подальший розвиток ймовірнісних підходів до оцінювання надійності конструкцій пов'язаний з роботами таких науковців як Аугусти Г. [11], Кудзис А.П. [138], Шпете Г. [280], Ditlevsen О. [311], Freudenthal F.M. [332], Thoft-Christensen P. [396] та інших; їх послідовники – Duprat F. [312], Faber M.H. [323, 324], Feng Y.-F. [325], Zhang S. [408] – працюють в областях розробки принципів забезпечення безвідмовної роботи будівель і споруд в цілому, а також досліджень надійності залізобетонних колон, балок, плит, мостових великопролітних конструкцій, конструкцій плоских рам й просторових каркасів, елементів пошкоджених корозією та елементів, що перебувають під впливом вибухових чи сейсмічних навантажень.

Цікавою є робота Holicky M. [335], яка демонструє, що альтернативні комбінації впливів на відміну від базових при оцінці граничних станів можуть привести до великих коливань у зміні надійності всієї споруди.

У незалежній Україні багато наукових праць присвячено проблемам оцінки надійності сталевих і сталезалізобетонних конструкцій, а саме «полтавська школа» проф. Пічугіна С.Ф. [184, 194, 201-204]) та «київська школа» проф. Лантуха-Ляценка А.І. [145-147]). Зокрема, в монографії [201] викладено нові підходи до оцінки надійності нових сталевих конструкцій, а в роботі [194] запропоновано характеристику вразливості конструктивного елемента та проаналізовано живучість будівельних конструкцій загалом. Кінаш Р.І. [121], у свою чергу,

пропонує методику оцінювання надійності залізобетонних ферм за умов неповної інформації про їх роботу.

Розробкою методів оцінювання ймовірнісної роботи, а також технічного стану конструкцій будівель та споруд різного призначення, в. т.ч. оцінки ризиків при їх реконструкції, серед інших, займаються відомі українські науковці: Дорофеев В.С. [93], Кичаева О.В. [119, 120], Клименко Є.В. [123, 125, 93], Масюк Г.Х. [159], Махінько А.В. [164, 165], Пашинський В.А. [192], Перельмутер А.В. [193-195], Пошивач В.Г. [212, 213], Савицький М.В. [235, 236], Семко О.В. [184, 239-242] та Усаковский С.Б. [256-258].

Дослідженням надійності підсилених залізобетонних конструкцій активно займаються з початку ХХІ століття, беручи до уваги ефективність методів підсилення. Серед вчених, які розробляють проблему оцінки та прогнозування надійності залізобетонних елементів, підсилених за дії навантаження (моделювання дійсних умов експлуатації) відзначимо імена Alsayed S.H. [292], Barros J.A. [350], Ellingwood B.R. [402] й Trentin C. [398].

Значний прогрес у сфері розроблення методів оцінки надійності підсилених будівельних конструкцій, що відбувся у ХХІ столітті, викликаний загальним розвитком теорії надійності будівель та споруд, а також активним розвитком й впровадженням сучасних матеріалів і систем для підсилення несучих елементів будівель та споруд. Окремі підходи щодо оцінювання надійності підсилених залізобетонних елементів висвітлені в працях таких науковців як Al-Mahaidi R. [361], Ferrier E. [326], Okeil A.M. [358], Plevris N. [362] та Weselek J. [403].

Своєю чергою, окрім розглянутого вище «методу другого моменту», на даний час існує ряд інших підходів до розрахунку ймовірності відмови залізобетонних конструкцій, які дозволяють встановлювати межі області цієї відмови для випадкових змінних, що підпорядковуються не лише нормальному закону розподілу. Серед них виокремимо нижче основні, найбільш поширені у практиці розрахунку, які у своїй монографії сформулював Райзер В.Д. [221].

1. Метод «гарячих точок». У ньому наближена апроксимація розподілу величин здійснюється в «гарячій точці» – точці підгонки. Така апроксимація виконується на межі області відмови в точці з максимальною щільністю розподілу, так як в околицях цієї точки зосереджені найбільш ймовірні їх сполучення.

В даному разі розглядається наступний алгоритм визначення ймовірності безвідмовної роботи конструкції.

Нехай x_1, x_2, \dots, x_n – вихідні стохастичні величини з відомими інтегральними $F_{x,i}$ і диференціальними $f_{x,i}$ функціями розподілу. Межа області безвідмовної роботи задана рівнянням:

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0. \quad (1.41)$$

На першій ітерації (на межі області $g = 0$) довільно обирається згадана вище точка підгонки (x_1, x_2, \dots, x_n) . Після визначення її координат та перевірки умови безвідмовної роботи, обчислюється ймовірність безвідмовної роботи. Ітерації необхідно виконувати поки обрана в черговий раз точка не виявиться «гарячою точкою».

Перевагою методу є його універсальність та простота алгоритму. Недоліком методу є те, що функція g , що визначає область відмови, має бути всюди диференційною. Також наявна складність в оцінці точності розрахунку.

2. Метод статистичних випробувань. Оцінка ймовірності відмови виконується через достатньо велике число статистичних випробувань. Частота появи відмови v розглядається як оцінка її ймовірності P_f :

$$v = k/m \approx P_f, \quad (1.42)$$

де k – число відмов; m – число випробувань.

Метод є простий і універсальний, проте потребує обов'язкового аналізу наближення оцінки v до шуканої ймовірності P_f , яка, в свою чергу, залежить від числа випробувань m . Загалом, метод з достатньою точністю дозволяє визначати ймовірність відмови конструкцій. Недоліком теж є те, що при оцінці малих ймовірностей P_f може знадобитися значне число випробувань.

3. Метод Монте-Карло та його модифікації. Є найбільш ефективним та широко застосовуваним, проте і найбільш складним методом статистичного моделювання. Метод заснований на одержанні великої кількості реалізацій стохастичного процесу, який формується у такий спосіб, щоб його ймовірнісні характеристики збігалися з аналогічними величинами задачі, яку потрібно розв'язати. Яскравий та наочний приклад використання методу Монте-Карло для оцінки надійності конструкцій – праця Melchers R. і Ahammed M. [356].

В даному випадку інтеграл P_f можна записати наступним чином:

$$\bar{P}_f \approx \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m F_R Q_i, \quad (1.43)$$

де m – число випробувань.

На кожному випробуванні по щільності ймовірностей величини Q моделюється її реалізація Q_i й визначається значення функції розподілення величини R при аргументі Q . Потім визначається середнє з цих значень по усім проведеним випробуванням.

Перевагою методу є простота і підвищена ефективність. Недоліком методу є те, що в багатомірному випадку одна із функцій розподілу величин R і Q має бути наперед задана. Крім того, аналіз точності і достовірності результату потребує більш складні і менш ефективні процедури.

Відомо декілька модифікацій методу Монте-Карло, у яких його ефективність зростає за рахунок зменшення дисперсії.

Відповідно до п. Б.2 національних норм, які регулюють загальні принципи забезпечення надійності будівель і споруд – ДБН В.1.2-14:2018 [90], основним показником надійності є ймовірність відмови конструкції $P_f(T_{ef})$:

$$P_f(T_{ef}) = Prob\{g(\tilde{x}_i, \dots, \tilde{x}_n) < 0/T_{ef}\}, \quad (1.44)$$

де символ $Prob\{A/T\}$ визначає ймовірність реалізації події A протягом часу T ; T_{ef} – термін експлуатації об'єкта; $g(\tilde{x}_i, \dots, \tilde{x}_n)$ – функція працездатності конструкції; $\tilde{x}_i, \dots, \tilde{x}_n$ – параметри, які характеризують випадкові значення впливів, міцнісних і геометричних характеристик, часу та інших факторів.

Безвідмовність, відповідно до п. Б.2 [90], можна також охарактеризувати дальністю відмови β (або «індексом надійності», згідно з працями Ellingwood B.R. [402] й Trentin C. [398]), наближено пов'язаною з ймовірністю P_f співвідношенням

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - P_f), \quad (1.45)$$

де $\Phi(z)$ – функція нормованого розподілу ймовірностей працездатності g .

Відповідно до п. Б.5 [90], для обчислення ймовірності відмови P_f можуть бути використані різні методи, в т.ч. аналітичні, числові та методи статистичних випробувань (див. найбільш поширені методи вище). У випадках, коли розподіли ймовірностей випадкових параметрів функції працездатності g_i з достатнім ступенем точності можуть бути прийняті нормальними, можливе використання методу двох моментів (або вже згаданого вище «методу другого моменту»), згідно з концепцією, розробленою Ржаніциним А.Р. [229].

1.5. Висновки до розділу. Мета та задачі досліджень

На підставі аналізу існуючої літератури по тематиці досліджень можна сформулювати наступні висновки:

1. На даний час розроблені та досліджені різноманітні методи та способи підсилення залізобетонних конструкцій. Найбільш широко застосовуються способи підсилення із збільшенням поперечного перерізу конструкцій, оскільки дозволяють досягти відчутного ефекту підсилення. Підсилення залізобетонними обіймами широко використовується для зміцнення стиснуто-згинаних елементів, в той же час для згинаних конструкцій найтипівішим є нарощування перерізу додатковим розтягнутим армуванням або армуванням і стиснутим бетоном одночасно.

2. Виконано значна кількість експериментальних досліджень підсилених згинаних та стиснуто-згинаних конструкцій, проте серед них відносно невелика кількість експериментальних досліджень конструкцій, виконаних за дії навантаженням різних рівнів, що безсумнівно є недостатнім для всебічного

розуміння ефективності способів підсилення в умовах реальної експлуатації конструкцій.

3. На даний час не розроблено єдиної методики оцінки НДС підсилених залізобетонних елементів. Існуючі методи розрахунку параметрів НДС підсилення конструкцій, що перебувають за дії навантаження не враховують, або враховують приблизно напружений стан до підсилення, що не дозволяє визначати реальний резерв міцності підсилених залізобетонних елементів. З введенням в дію нових нормативних документів з проектування залізобетонних конструкцій та впровадженням деформаційної моделі розрахунку питання розробки та апробації методик розрахунку підсилення залізобетонних елементів, в тому числі підсилених за дії навантаження, набуває особливої актуальності.

4. Майже усі дослідження надійності стосуються нових конструкцій. Більше того, в національних нормах, що регулюють принципи забезпечення надійності конструкцій відсутні підходи до оцінки надійності елементів, які знаходяться в експлуатації та потребують підсилення, а визначення дійсних показників надійності конструкцій підсилених за дії навантаження можуть дати змогу спрогнозувати залишковий ресурс таких конструкцій.

На основі проведеного аналізу експериментальних та теоретичних досліджень визначено мету та поставлені задачі для досягнення мети досліджень.

Метою даної роботи є вирішення наукової проблеми встановлення дійсного напружено-деформованого стану залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних конструкцій, підсилених за дії навантаження і створення розрахункових методик для проектування та оцінювання надійності і залишкового ресурсу таких конструкцій

Для реалізації поставленої мети роботи сформульовано наступні **задачі досліджень**:

- на основі аналізу літературних джерел скласти програму експериментально-теоретичних досліджень напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій, підсилених під дією навантаження;

- розробити методику експериментальних та теоретичних досліджень залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилених нарощуванням перетину арматури, одночасно арматури і бетону, при одночасній дії навантаження різного рівня;
- провести експериментальні дослідження арматурних стрижнів, залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилених при одночасній дії навантаження диференційованого рівня;
- дослідити результати експериментальних досліджень арматурних стрижнів та сумісної роботи бетону існуючої конструкції і бетону додаткового перерізу підсилених залізобетонних конструкцій; виконаних за дії навантаження,
- дослідити результати експериментальних досліджень залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилених при різних рівнях навантаження;
- запропонувати й апробувати методику розрахунку залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилених нарощуванням перетину арматури, одночасно арматури і бетону за дії навантаження на основі існуючих в літературі та нормативних документах на проектування підходів (силової та деформаційної моделі розрахунку);
- провести верифікацію методом скінчених елементів (МСЕ) запропонованих підходів до розрахунку, запропонувати алгоритм побудови геометричної, фізичної моделі та моделі прикладання навантаження до підсилених залізобетонних конструкцій, які б відображали дійсні умови їх експлуатації та підсилення;
- розробити та апробувати принципові підходи до оцінки показників надійності (індексу надійності β та ймовірності безвідмовної роботи $P(\beta)$) непошкоджених прямокутних залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилених за дії навантаження;

- використовуючи показники надійності спрогнозувати залишковий ресурс залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилених за дії навантаження.

РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ НДС ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПІДСИЛЕНИХ ЗА ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ

2.1. Постановка мети і задач експериментального дослідження

В результаті аналізу літературних джерел та відповідно до поставленої мети дисертаційних досліджень була розроблена програма експериментальних досліджень (рис. 2.1), яка передбачала випробування в лабораторних умовах повно розмірних моделей згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилення яких заплановано виконати найпоширенішими способами, а саме нарощуванням перетину арматури та одночасно арматури і бетону (обоймою), які виконуються при обов'язковій одночасній дії навантаження різного рівня. Наявність навантаження на конструкцію дозволяє змодельовати роботу і НДС підсиленої конструкції відповідно до реальних умов експлуатації та влаштування підсилення.



Рис. 2.1. Прийнята комплексна програма експериментальних досліджень залізобетонних конструкцій

Складовою частиною програми експериментальних досліджень було дослідження поєднаних арматурних стрижнів (50 зразків) виконаних за дії навантаження та сумісної роботи бетону існуючої конструкції і бетону додаткового

перерізу підсилених залізобетонних конструкцій. Загалом програмою експериментальних досліджень передбачено випробування 16 балок, підсилених додатковою арматурою, з них 12 зразків підсилення влаштовується за дії навантаження; випробування 16 залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обіймою, з них 14 зразків підсилені за дії навантаження; випробування 16 залізобетонних колон, підсилених зовнішнім армуванням у вигляді наклеювання на грань колони високоміцної карбонової стрічки Sika Carbodur S512, з них 10 зразків підсилені за дії навантаження; випробування 12 залізобетонних колон, підсилених залізобетонною обіймою, з них 8 зразків підсилені за дії навантаження. Програмою передбачено експериментальне випробування 32 великорозмірних моделей згинаних елементів з розмірами поперечного перерізу до підсилення 100×200мм та довжиною 2100мм та 28 великорозмірних моделей стиснуто-згинаних елементів з розмірами поперечного перерізу до підсилення 140×180 мм та довжиною 2200мм. Загалом експериментальне випробування проведені на 60 великорозмірних моделях залізобетонних елементів, з них 44 моделі підсилені за дії навантаження та 8 референсних моделей підсилені без дії навантаження та 8 не підсилені контрольних моделі.

Усі випробування залізобетонних елементів в межах окремої програми (марок БП, КП, БПа, КПс на рис. 2.1) склалися з випробування не підсилені контрольних зразків на дію короточасного навантаження до руйнування (M_{u0}^{exp}) та подальшого випробування елементів підсилені за дії навантаження при різних рівнях навантаження: 0.0, 0.3, 0.5, 0.7 і 0.9 від M_{u0}^{exp} .

2.2. Методика експериментальних досліджень зразків арматурних стрижнів

Як відомо, робоча арматура в балці працює на розтяг. Тому роботу арматури при підсиленні згинальних елементів за дії навантаження можна промодельовати, розтягнувши арматуру до певного напруження, зупинити процес розтягу, приварити до неї додаткову арматуру підсилення, і продовжити розтяг до руйнування зразка (підпрограма 1.1. на рис. 2.1).

Для реалізації поставленої мети була виготовлена серія дослідних арматурних зразків в вигляді поєднаних стрижнів основної арматури та стрижнів підсилення. Як основну арматуру було прийнято арматура класу А500С $\phi 14$ мм аналогічно, як в дослідних балках. Як додаткова арматура підсилення використовували стрижні діаметрами $\phi 8$, $\phi 10$, $\phi 12$, $\phi 14$ і $\phi 16$ мм (таблиця 2.1). Випробовування проводили з приварюванням додаткової арматури підсилення при рівню напружень в основній арматурі відповідно для кожного виду арматурних пакетів 0,3; 0,5; 0,8; 0,9 від f_y – текучості основної робочої арматури $\phi 14$ мм. Для кожного виду випробування було виготовлено по два зразки-близнюки арматурних стрижнів. В загальній кількості було виготовлено 50 зразків. Розміри дослідних зразків були однаковими. Типове креслення арматурного зразка подано на рис. 2.2.

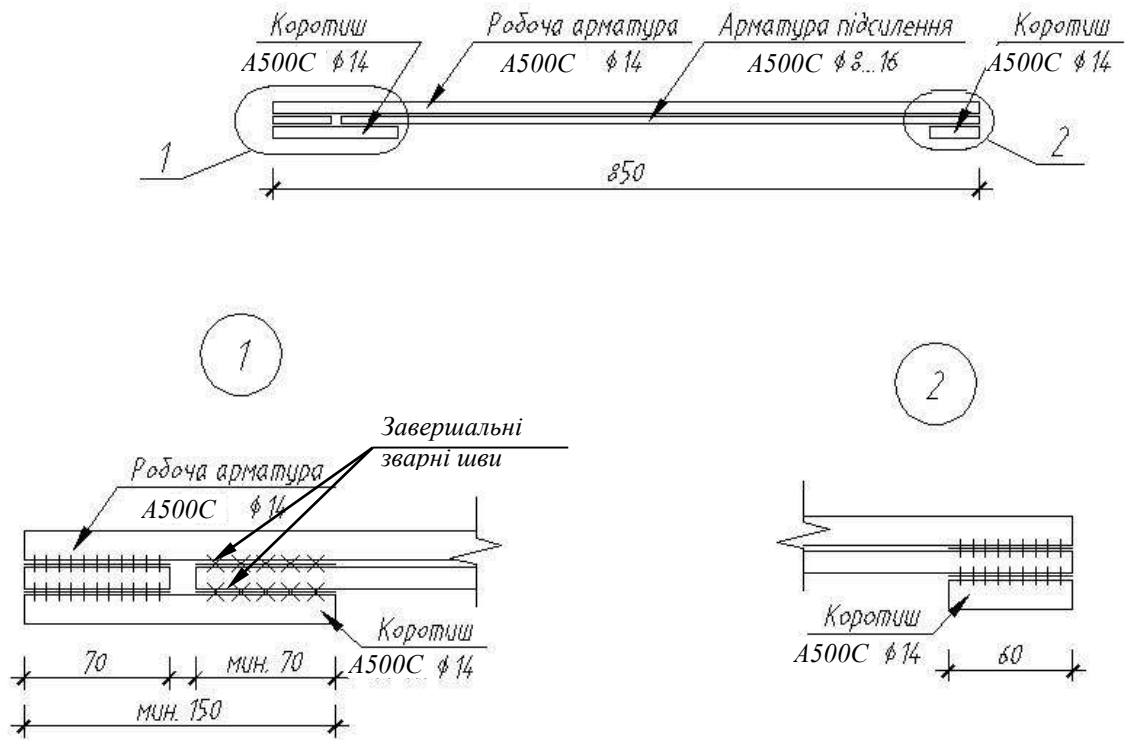


Рис. 2.2. Конструкція дослідного зразка

Визначення фізико-механічних характеристик сталей стрижневої арматури проведено на стандартних зразках, виготовлених безпосередньо з використаних арматурних стрижнів кожного діаметру. Результати подані в таблиці 2.1.

Характеристики арматурних стрижнів

№ п/п	Діаметр, мм	Площа поперечного перерізу, мм ²	Границя текучості f_y , МПа	Границя міцності f_u , МПа	Модуль пружності $E_s \times 10^{-5}$ МПа
1	ø8	50	566	670	2.0
2	ø10	79	695	774	
3	ø12	113	668	737	
4	ø14	154	535	634	
5	ø16	201	554	668	



Рис. 2.3. Дослідні арматурні зразки пакетів перед випробовуванням

Навантаження дослідних зразків арматурних пакетів виконували на розривній машині. Як на робочу арматуру ø14 так і на арматуру підсилення перед випробуванням встановлювали мікроіндикатори годинникового типу зі шкалою 0,001 мм. Це давало можливість вимірювати деформації стрижнів. Навантаження прикладали з кроком 500 кгс. На кожній стадії записували покази мікроіндикаторів та вели спостереження за характером деформування дослідних зразків. Навантаження дослідних зразків проходило в два етапи. Спочатку розтягуючу силу доводили до проектного рівня: $0,3f_y$; $0,5f_y$; $0,8f_y$; $0,9f_y$ записуючи деформації робочої

арматури. Після навантаження зразка до проектного рівня починався етап його підсилення. Слід підкреслити, що процес підсилення перерізу арматурних стрижнів шляхом приварювання додаткових стрижнів $\varnothing 8\text{мм} \dots \varnothing 16\text{мм}$ відбувався без розвантаження зразків, а при діючому заданому рівні навантаження.

При нарощуванні перерізу арматури приварюванням додаткових стрижнів дуже важливою є якість зварного шва. Для зварювання використовували електроди Э-46. В місцях закінчення швів ретельно заварювали кратери. На всіх стадіях зварювання фіксували покази мікроіндикаторів закріплених на арматурі навантаження на шкалі розривної машини. Схема випробування та схема розміщення приладів на дослідних арматурних зразках подано на рис 2.4.

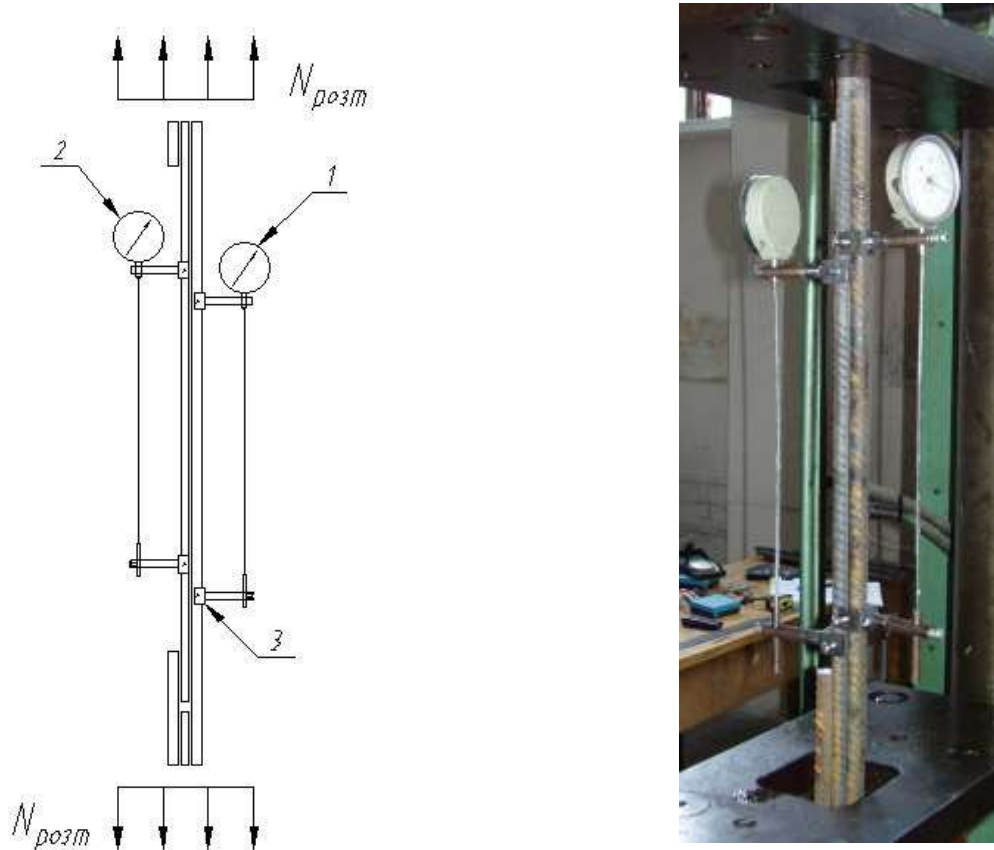


Рис. 2.4. Схема розташування приладів на зразку:

1 – мікроіндикатор на робочій арматурі $\varnothing 14\text{ мм}$; 2 – мікроіндикатор на арматурі підсилення; 3 – пристрій для кріплення мікроіндикаторів

2.3. Методика експериментальних дослідження залізобетонних балок

2.3.1. Об'єм і зміст експериментальних досліджень балок, підсилених обоймою

Відповідно до поставленої мети та задач досліджень була розроблена підпрограма експериментальних досліджень (табл. 2.2), згідно якої заплановано випробувати 4 серії балок загальною кількістю 16 шт. (підпрограма 2.2. на рис. 2.1). Перша серія експериментальних досліджень складається з випробування двох зразків на дію короткочасного навантаження до руйнування (M_{u0}^{exp}). Балки другої серії (2 зразки) випробовуються після підсилення залізобетонною обоймою армованою 2Ø8 А400С за дії навантаження 0.7 від граничного по текучості арматури, третьої серії (8 зразків) підсилюються залізобетонною обоймою армованою 2Ø10 А400С при рівні навантаження 0.3, 0.5, 0.7, і 0.9 від граничного і 4 зразки четвертої серії з додатковим армуванням обойми 2Ø12 А400С при рівні навантаження 0.7 і 0.9 від граничного навантаження (табл. 2.2).

Таблиця 2.2.

Підпрограма експериментальних досліджень №2.2

Залізобетонні балки перерізом 100x200 (16 дослідних зразків)				
Без підсилення (I серія)	Планований рівень навантаження при підсиленні балки	Підсилення залізобетонних балок за дії навантаження залізобетонною обоймою армованою:		
		2Ø8 (II серія)	2Ø10 (III серія)	2Ø12 (IV серія)
2 зразки	$0.3M_{u0}^{exp}$		2 зразки	
	$0.5M_{u0}^{exp}$		2 зразки	
	$0.7M_{u0}^{exp}$	2 зразки	2 зразки	2 зразки
	$0.9M_{u0}^{exp}$		2 зразки	2 зразки

Були прийняті такі умовні позначення: Б – балка, п – підсилена залізобетонною обоймою. В першу групу цифр входять 2 цифри, перша з яких вказує серію балок, друга – порядковий номер зразку цієї серії. Друга група цифр показує, до якого рівня від очікуваного граничного навантаження було завантажено балку (0.3, 0.5, 0.7 і 0.9 від очікуваного граничного) при короткотривалому випробуванні. Так,

наприклад, маркування Бп-2.1-0.7 означає, що балка 2 серія 1 зразок підсилена залізобетонною обоймою при рівні навантаження 0.7 від очікуваного граничного.

Таким чином, для вивчення впливу рівня навантаження на міцність і деформативність підсиленої конструкції під час влаштування підсилення програмою експериментальних досліджень заплановано випробування балок III серії. Їх підсилюють за дії навантаження 0.3, 0.5, 0.7, і 0.9 від граничного по текучості арматури влаштуванням залізобетонної обойми, армованої $2\phi 10$ A400C, загалом 8 балок. Для дослідження впливу кількості додаткового поздовжнього армування залізобетонної обойми на несуча здатність і деформативність балок, підсилених за дії навантаження, передбачалось випробування зразків балок II, III, і IV серій при одночасній дії навантаження рівня $0.7M_{u0}^{exp}$. Армуння обойм елементів підсилення приймалось відповідно $2\phi 8$, $2\phi 10$, і $2\phi 12$ A400C (загалом 6 балок). Вплив навантаження граничного рівня $0.9M_{u0}^{exp}$, діючого під час підсилення, на несуча здатність і деформативність залізобетонних балок планувалося дослідити на балках III серії ($2\phi 10$ A400C) і IV серії ($2\phi 12$ A400C) [39,40].

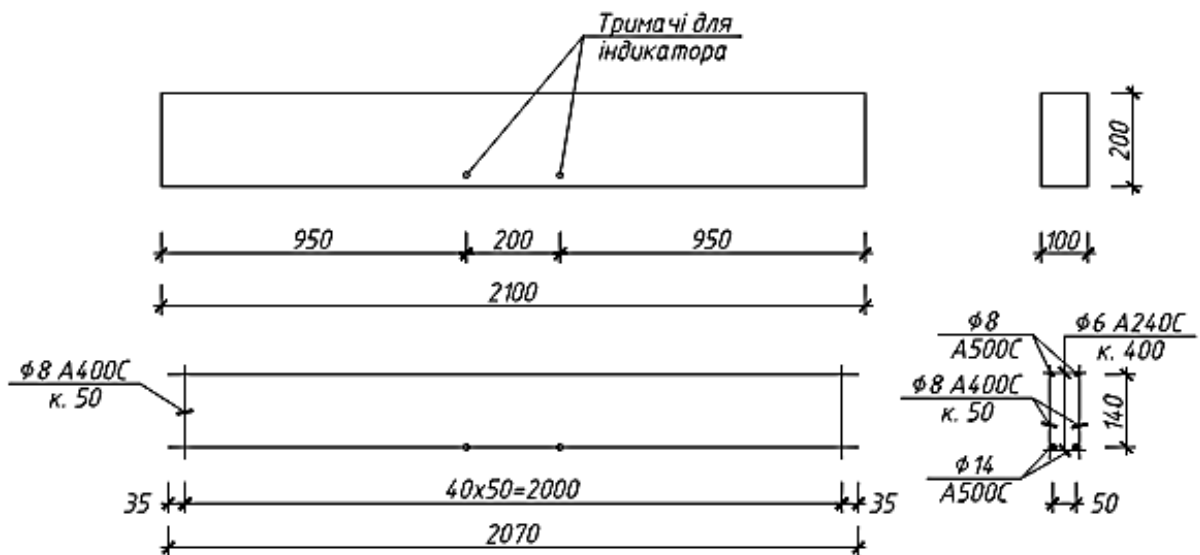


Рис. 2.5. Конструкція експериментальних балок

Зразки експериментальних залізобетонних балок прийняті довжиною 2100 мм, шириною 100 мм і висотою 200 мм. Діаметр стрижневої поздовжньої робочої арматури балок класу A500C (ДСТУ 3760:2006) становив 14 мм, конструктивної в

верхній зоні А400С (ДСТУ 3760:2006) – 8 мм і поперечної арматури класу А500С – 8 мм з кроком – 50 мм. З обох боків балки до робочої арматури в середині прольоту було приварено по два металеві тримачі індикаторів на відстані 200 мм. Для того щоб уникнути контакту між бетоном балки і тримачем, на них щільно натягували гумовий ізолятор, а після розпалубки знімали. Усі балки виготовлені в заводських умовах. З метою визначення міцнісних характеристик матеріалів були сформовано контрольні куби та призми з ребрами 100 і 150 мм, а також було відібрано зразки арматури. Фізико-механічні характеристики балок до підсилення наведені у таблиці 2.3.

Таблиця 2.3

Фізико-механічні характеристики експериментальних балок

Серія	№ п/п балки	Шифр балок	Переріз балок $b \times h$ мм	Арматура								Бетон			
				Площа перерізу, $m^2 \times 10^{-4}$ (\varnothing мм)		Границя текучості f_y , МПа		Границя міцності f_u , МПа		Модуль пружності $E_s \times 10^{-5}$, МПа		Точагковий відсо-ток	Призмова міцність $f_{c,prism}$, МПа	Міцність на розтяг f_t , МПа	Модуль деформацій ϵ_{yk}
				розтяг-нута	стис-нута	розтяг-нута	стис-нута	розтяг-нута	стис-нута	розтяг-нута	стис-нута				
I	1	Б 1.1	99x198	3,08 (2 \varnothing 14)	1,01 (2 \varnothing 8)	532	570	630	675	1,90	1,90	1,87	27,5	3,5	2,94
	2	Б 1.2	98x199												
II	3	Бп 2.1-0,7	98x198												
	4	Бп 2.2-0,7	99x200												
III	5	Бп 3.1-0,3	99x201												
	6	Бп 3.2-0,3	100x200												
	7	Бп 3.3-0,5	99x200												
	8	Бп 3.4-0,5	98x198												
	9	Бп 3.5-0,7	99x200												
	10	Бп 3.6-0,7	101x201												
	11	Бп 3.7-0,9	100x200												
	12	Бп 3.8-0,9	97x200												
IV	13	Бп 4.1-0,7	99x200												
	14	Бп 4.2-0,7	98x200												
	15	Бп 4.3-0,9	98x201												
	16	Бп 4.4-0,9	100x200												

Підсилення залізобетонних балок проводили шляхом влаштування залізобетонної обойми. Проектна товщина обойми складала 20 мм з сторони верхньої грані та боків і 50 мм на нижній грані балки – для влаштування додаткового арматурного каркасу. (рис. 2.6). Довжина обойми складала 160 см. Додатковий арматурний каркас обойми підсилення (рис. 2.7) кріпився в нижній частині обойми за допомогою сталевого дроту.

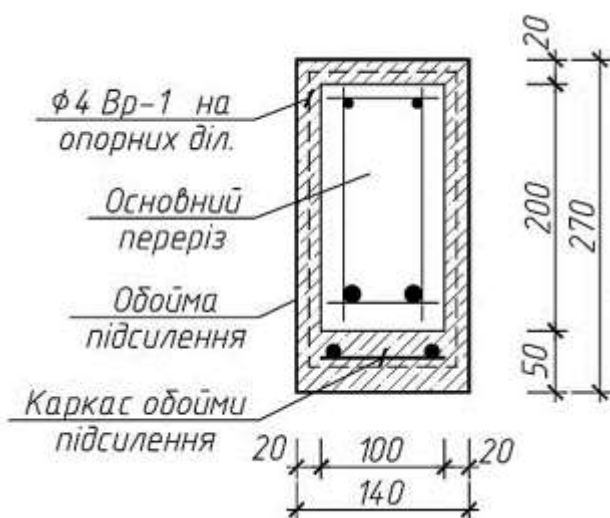


Рис. 2.6. Проектні розміри обойми підсилення

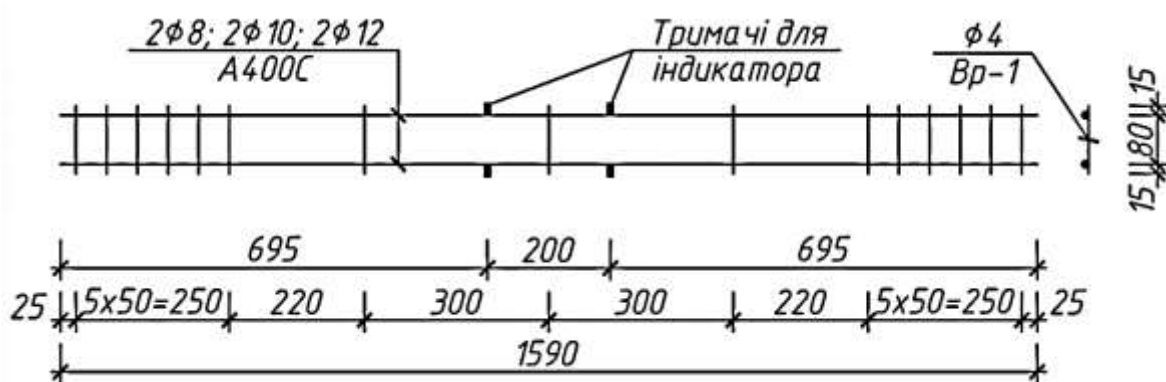


Рис. 2.7. Каркас обойми підсилення

З метою визначення міцнісних характеристик матеріалів елементів підсилення при влаштуванні залізобетонної обойми було сформовано контрольні зразки, а також було відібрано зразки арматури. Безпосередньо перед проведенням третього етапу досліджень проводили випробування матеріалів.

Фізико-механічні характеристики балок після підсилення залізобетонною обоймою наведені у таблиці 2.4.

Таблиця 2.4

**Фізико-механічні характеристики експериментальних балок,
підсилених за дії навантаження залізобетонною обоймою**

Серія	Шифр балок	Переріз підсилених балок $b_{ad} \times h_{ad}$, мм	Арматура додаткового перерізу				Бетон додаткового перерізу		
			Площа перерізу $m^2 \times 10^{-4}$ (\varnothing мм)	Границя текучості f_y , МПа	Границя міцності σ_u , МПа	Модуль пружності, $E_s \times 10^{-5}$ МПа	Призмova міцність f_{cm} , МПа	Міцність на розтяг f_t , МПа	Модуль деформації ϵ_{cu} , МПа
II	Бп-2.1-0,7	142x274	1,01 (2 \varnothing 8)	440	542	2,1	28,3	3,6	2,72
	Бп-2.2-0,7	142x278							
III	Бп-3.1-0,3	146x275	1,57 (2 \varnothing 10)	480	555	2,1	40,5	4,0	3,46
	Бп-3.2-0,3	145x276							
	Бп-3.3-0,5	143x274					37,5	3,9	3,06
	Бп-3.4-0,5	144x273							
	Бп-3.5-0,7	150x278					28,3	3,6	2,72
	Бп-3.6-0,7	142x273							
	Бп-3.7-0,9	145x272					37,5	3,9	3,06
	Бп-3.8-0,9	145x277							
VI	Бп-4.1-0,7	142x275	2,26 (2 \varnothing 12)	480	564	2,1	32,9	3,7	2,95
	Бп-4.2-0,7	148x275							
	Бп-4.3-0,9	142x272					40,5	4,0	3,46

2.3.2. Об'єм і зміст експериментальних досліджень балок, підсилених нарощуванням арматури

Для реалізації поставленої підпрограми досліджень (підпрограма 2.1. на рис. 2.1) виготовлено серію залізо-бетонних балок і відповідних їй бетонних призм та кубів. По виду випробувань усі балки поділили на три серії, характеристики яких наведені у табл. 2.5. Прийняті наступні умовні позначення експериментальних зразків балок: Б – балка; З – звичайна (випробувана на короткочасне навантаження без підсилення); Па_к – підсилена арматурою через коротші (випробувана на короткочасне навантаження з попереднім підсиленням арматурою через коротші).

Па – підсилена арматурою без коротишів, безпосереднім приварюванням до основної арматури. В першу групу цифр входять цифри, перша з яких вказує серію балок, друга – порядковий номер балки даної серії. Друга група цифр показує до якого рівня від максимального, прийнятого відносно текучості арматури звичайних залізобетонних балок при короткочасному випробовуванні, було навантажено балку (0.0, 0.3, 0.5, 0.75). Для кожного типу випробувань було передбачено по два зразки-близнюки. В загальній кількості було виготовлено і випробувано 16 балок.

Так, наприклад, маркування „БПа_к-2.4-0.3” вказує, що четверту балку з другої серії підсилювали арматурою за допомогою коротишів при рівні навантаження 0,3 від максимального з наступним випробуванням балки до руйнування.

Експериментальні зразки виготовлені також довжиною 2100 мм, шириною 100 мм і висотою 200 мм. У балках робочою арматурою була стрижнева арматура 2Ø14 класу А500С, а конструктивна і поперечна – класу Вр-I, крок поперечної арматури – 75...100 мм. З'єднання арматури виконано зварюванням. Загальний вигляд балок та конструкція арматурного каркасу подано на рис. 2.5.

Таблиця 2.5.

Підпрограма експериментальних досліджень №2.1

Залізобетонні балки перерізом 100x200 (16 дослідних зразків)			
Без підсилення (серія 1)	Планований рівень навантаження при підсиленні балки	Підсилення залізобетонних балок за дії навантаження нарощуванням арматури:	
		e=32мм (серія 2)	e=12мм (серія 3)
2 зразки	$0.0M_{u0}^{exp}$	2 зразки	
	$0.3M_{u0}^{exp}$	2 зразки	2 зразки
	$0.5M_{u0}^{exp}$	2 зразки	2 зразки
	$0.75M_{u0}^{exp}$	2 зразки	2 зразки

Для збільшення перетину арматури використовували арматуру підсилення діаметром Ø10 мм класу А500С, яку з'єднували з робочою арматурою за допомогою ручної дугової зварки через коротиші з арматури діаметром Ø20 мм і довжиною 100 мм (серія 2) та без коротишів (серія 3).

Характеристики експериментальних балок до підсилення

Серія	№ п/п	Шифр балок	Переріз балок $b \times h$ $m \times 10^3$	Арматура								Бетон				Примітка	
				Площа перерізу $m^2 \times 10^4$ (\varnothing мм)		Межа текучості f_y , МПа		Межа міцності f_u , МПа		Модуль пружності $E_s \times 10^{-5}$ МПа		Початковий відсоток армування робочої арматури, %	Марка з водонепроникності	Призмova міцність R_b , МПа	Міцність на розтяг R_{bt} , МПа		Початковий модуль пружності $E_b \times 10^{-3}$,
				розтягнута	стиснута	розтягнута	стиснута	розтягнута	стиснута	розтягнута	стиснута						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	1	БЗ-1.1	102×202	3.08 (2 \varnothing 14) ($\mu=1.5\%$)	0.39 (2 \varnothing 5)	460	395	602	495	2.06	1.7	1.73	W 6	41	2,4	38,2	без підсилення
	2	БЗ-1.2	100×204									1.74					
2	3	БПа _к -2.1-0,0	96×199									1.88					підсилення через короткі ші
	4	БПа _к -2.2-0,0	97×200									1.82					
	5	БПа _к -2.3-0,3	96×204									1.81					
	6	БПа _к -2.4-0,3	99×202									1.78					
	7	БПа _к -2.5-0,5	98×201									1.81					
	8	БПа _к -2.6-0,5	98×202									1.80					
	9	БПа _к -2.7-0,75	99×200									1.80					
	10	БПа _к -2.8-0,75	97×203									1.80					
3	11	БПа-3.1-0,3	101×204									1.77					підсилення без коротких шів
	12	БПа-3.2-0,3	100×203									1.80					
	13	БПа-3.3-0,5	99×204									1.76					
	14	БПа-3.4-0,5	101×202									1.74					
	15	БПа-3.5-0,75	99×205									1.75					
	16	БПа-3.6-0,75	97×203									1.80					

2.3.3. Методика досліджень залізобетонних балок до підсилення

Для визначення характеристик міцності та деформативності експериментальних балок до підсилення проводили навантаження цих балок до певного встановленого рівня ($0,3; 0,5; 0,75 M_u^{\text{exp}}$) за наступною методикою. Навантаження балок виконували двома зосередженими силами, прикладеними по верхній грані в третинах прольоту (рис. 2.8). Навантаження прикладали ступенями $\Delta F = 0.05F_{\text{max}}$ до утворення тріщин і далі $\Delta F = 0.1F_{\text{max}}$. Величину навантаження контролювали зразковим манометром, протарованим разом з насосною станцією і домкратом, а також двома кільцевими динамометрами, розташованими на опорах балок. При цьому один динамометр був рухомою опорою та мав змогу переміщуватися в горизонтальному напрямку, а другий – нерухомою. Прогини балок вимірювали за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм., які встановлювали в місцях опирання та посередині балки. Деформації бетону вимірювали за допомогою мікроіндикаторів годинникового типу зі шкалою 0,001 мм. Один з індикаторів, який використовували для замірювання деформації бетону крайнього стиснутого волокна, закріплювали у верхній точці забетонованих металевих стрижнів на висоті від грані балки $h \sim 60$ мм, решта індикаторів розміщували на бічній грані балки по висоті перетину в два ряди з кроком 20 мм (рис. 2.8). Отримані дані використовували при визначенні деформацій бетону в балках. Індикатор, закріплений у верхній точці стрижнів давав деформації бетону на висоті $h \sim 35-40$ мм. За допомогою, спеціально розробленої методики, що подано нижче, ці деформації приводили до рівня верхньої грані стиснутої зони бетону. Відхилення значень деформацій отриманих за приведеною методикою і заміряних безпосередньо на верхній грані складало в межах допустимого 5%.

Розміщення приладів на експериментальних балках і схема прикладання навантаження подані на рис.2.8. Під час випробовувань проводили контроль за моментом тріщиноутворення і розвитком тріщин на кожному ступені навантаження. Момент тріщиноутворення визначали візуально за допомогою мікроскопа МПБ-2М.

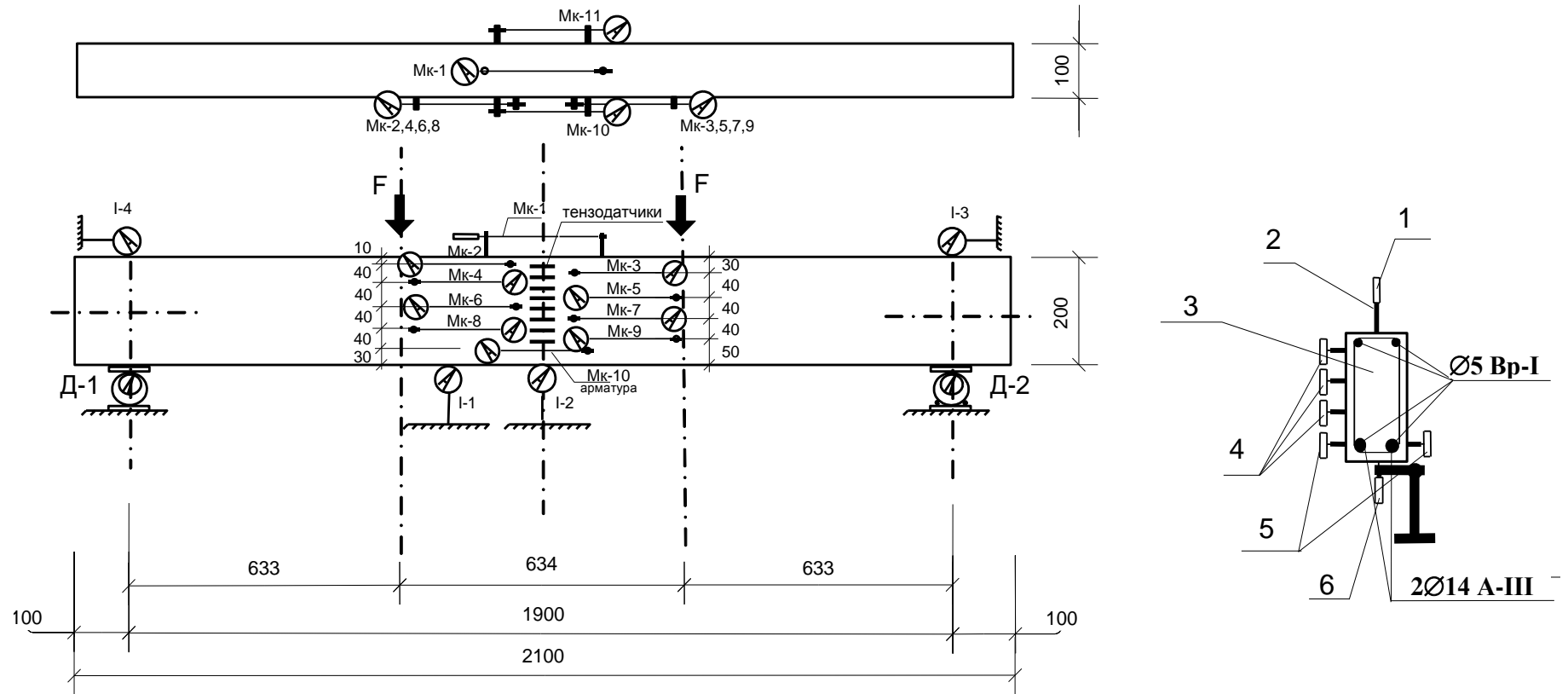


Рис. 2.8. Схема розташування приладів при навантаженні невідсиленої балки до певного рівня ($0,3; 0,5; 0,75 M_u^{exp}$):

1 – мікроіндикатор стиску бетону Mk-1; 2 – виносні забетоновані металеві стрижні; 3 – балка, що випробовується; 4 – мікроіндикатори деформацій бетону по висоті перерізу балки Mk-2...9; 5 – мікроіндикатори видовження робочої арматури Mk-10, 11; 6 – прогиноміри I-1, 2.

Прийнята методика випробувань дозволила дослідити напружено-деформований стан балок в зоні дії максимального згинального моменту до підсилення балок як в розтягнутій зоні додатковою арматурою, так і залізобетонною обоймою.

Згідно прийнятої методики, замірювання деформацій бетону крайньої стиснутої грані експериментальних балок проводили за допомогою забетонованих в процесі виготовлення балок металевих стрижнів 3 (рис. 2.9), на яких фіксували прилад для заміру деформацій. Таким чином замір деформацій відбувався не по верхній стиснутій грані бетону, а на певній відстані від неї $h_{\text{фіш}}$. Для приведення заміряних деформацій до верхньої грані стиснутого бетону (див. рис. 2.9) була розроблена наступна методика, у якій були використані наступні загальноприйняте припущення, що перерізи в процесі деформування балки залишаються плоскими, для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза по лінійний розподіл деформацій по висоті.

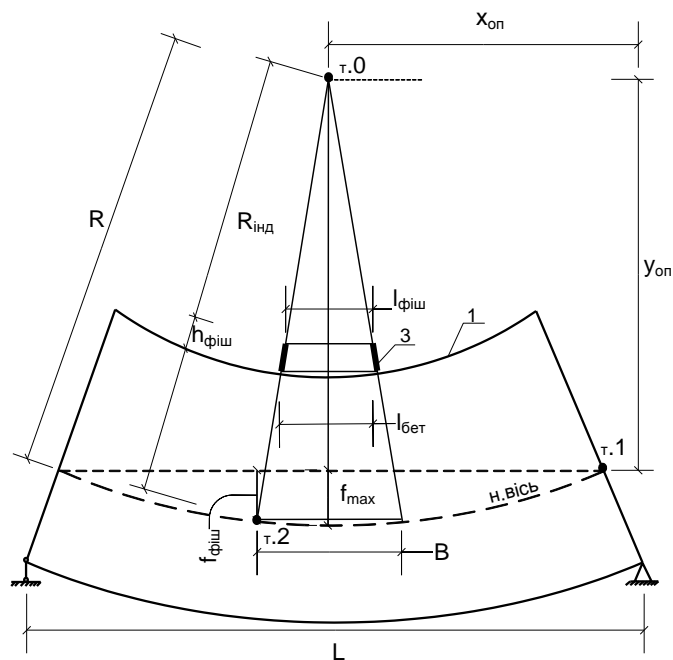


Рис. 2.9. Схема приведення замірюваних деформацій бетону

1 – верхня грань балки; 2 – металеві стрижні;

т.1. – знаходження нейтральної осі в перерізі опори; т. 2 – знаходження нейтральної осі в перерізі металевих стрижнів.

Кривизна статично визначеного залізобетонного елемента постійного перерізу, що працює за балковою схемою на всіх етапах випробувань може бути визначена через його прогин [96]:

$$f = \frac{1}{r} k_m l^2 \quad (2.1)$$

Для випадку розрахунку балок, завантажених в третинах прольоту $k_m = \frac{1}{8} - \frac{1}{6} \cdot \frac{1}{9} = 0.1065$. Звідси кривизна перерізу:

$$\aleph = \frac{1}{r} = \frac{f}{k_m l^2} = \frac{f}{0.1065 l^2} \quad (2.2)$$

Враховуючи гіпотезу по лінійний розподіл деформацій по висоті перерізу, відносні деформації верхньої стисненої фібри бетону $\varepsilon_{c(1)}$ знаходимо за формулою:

$$\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{c, \text{фіш}} + \aleph \cdot h_{\text{фіш}} \quad (2.3)$$

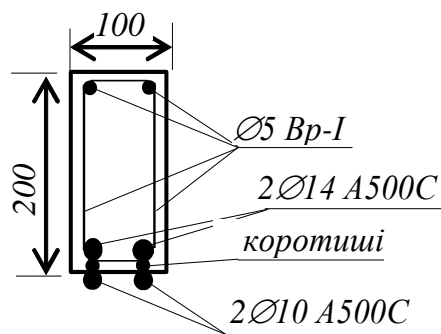
де $\varepsilon_{c, \text{фіш}}$ – відносні деформації на відстані $h_{\text{фіш}}$ від стисненої фібри бетону. При цьому деформації стисненого бетону приймаються зі знаком «+».

2.3.4. Методика дослідження залізобетонних балок, підсилених способом нарощування армування

Підсилення залізобетонних балок проводили шляхом приварювання додаткової арматури через коротиші і без коротишів. Такі методи підсилення, крім збільшення площі перерізу арматури, дозволяють збільшити робочу висоту перерізу балки і тим самим збільшити несуча здатність. Процес підсилення перерізу залізобетонних балок відбувався без навантаження та при діючих рівнях навантаження (0,3; 0,5; 0,75 M_u^{exp}).

При відновленні перерізу такими методами дуже важливою є якість зварного шва. Зварювання велося від країв до середини проліту з двохстороннім швом (рис. 2.10). Для зварювання використовували електроди Э-46. В балках серії 2 спочатку приварювались коротиші, потім додаткова арматура. В балках серії 3 арматуру підсилення приварювали безпосередньо до основної швами довжиною 100мм в торцях додаткової арматури та в двох місцях посередині. На всіх стадіях

зварювання фіксували покази мікроіндикаторів на арматурі, динамометрів та прогиномірів. Після приварювання додаткової арматури до неї приварювали спеціальні фіксатори з базою 200 мм для кріплення мікроіндикаторів годинникового типу зі шкалою 0,001 мм, за допомогою яких вимірювали деформації арматури підсилення. Місця встановлення додаткової арматури відкривали шляхом відбивання захисного шару бетону не менше ніж до половини діаметра основної робочої арматури під час підготовки балки до експерименту. Ширина відкритої зони перевищувала довжину з'єднуючих деталей на 10-15 мм.



а)

б)



в)

Рис.2.10. Схеми підсилення поперечного перетину додатковим армуванням

а) загальний вигляд перетину балки; б) двосторонні шви приварювання,

в) загальний вигляд процесу підсилення за дії навантаження

Додаткову арматуру в розтягнутій зоні встановлювали на розрахункову довжину відповідно до епюри зусиль. Крайні положення місць приварювання коротишів визначали з умов надійного їх анкерування.

Дослідження балок після підсилення є майже ідентичною до методики дослідження балок до підсилення. Після підсилення балок до певного встановленого рівня ($0,3; 0,5; 0,75 M_u^{exp}$), на додаткову арматуру встановлювали мікроіндикатори годинникового типу зі шкалою $0,001$ мм для вимірювання деформацій арматури підсилення. Зі всіх приладів знімали покази під час виконання підсилення. Після цього відновлювався рівень навантаження на балку, якщо він зменшився в результаті підсилення балки. Далі підсилені балки доводили до руйнування прикладанням ступенями короточасного навантаження [37, 38].

Розміщення вимірювальних приладів на підсиленних експериментальних балках-зразках подані на рис.2.11. Схема стенду, на який оформлено патент [191], для випробувань балок на згин короточасним навантаженням подана на рис. 2.12.

2.3.5. Методика дослідження залізобетонних балок, підсилення залізобетонною обоймою

Підсилення залізобетонних балок проводили шляхом влаштування залізобетонної обойми. Такий метод підсилення, крім збільшення площі перерізу арматури і бетону, дозволяє збільшити робочу висоту перерізу балки та збільшити несуча здатність і жорсткість елементу.

Для визначення характеристик напружено-деформованого стану балок, підсиленних залізобетонною обоймою при одночасній дії навантаження, було проведено експериментальні дослідження балок II – IV серій, що підсилювали залізобетонною обоймою з різним додатковим армуванням обойми в розтягненій зоні ($2\emptyset 8, 2\emptyset 10, 2\emptyset 12$ – балки II – IV серій), а також при різних рівнях попередньо навантаженої основної конструкції – балки III серії. Процес підсилення перерізу залізобетонних балок при цьому відбувався без розвантаження, а при діючих рівнях навантаження ($0,3; 0,5; 0,7$ і $0,9 M_{u0}^{exp}$) згідно програми досліджень.

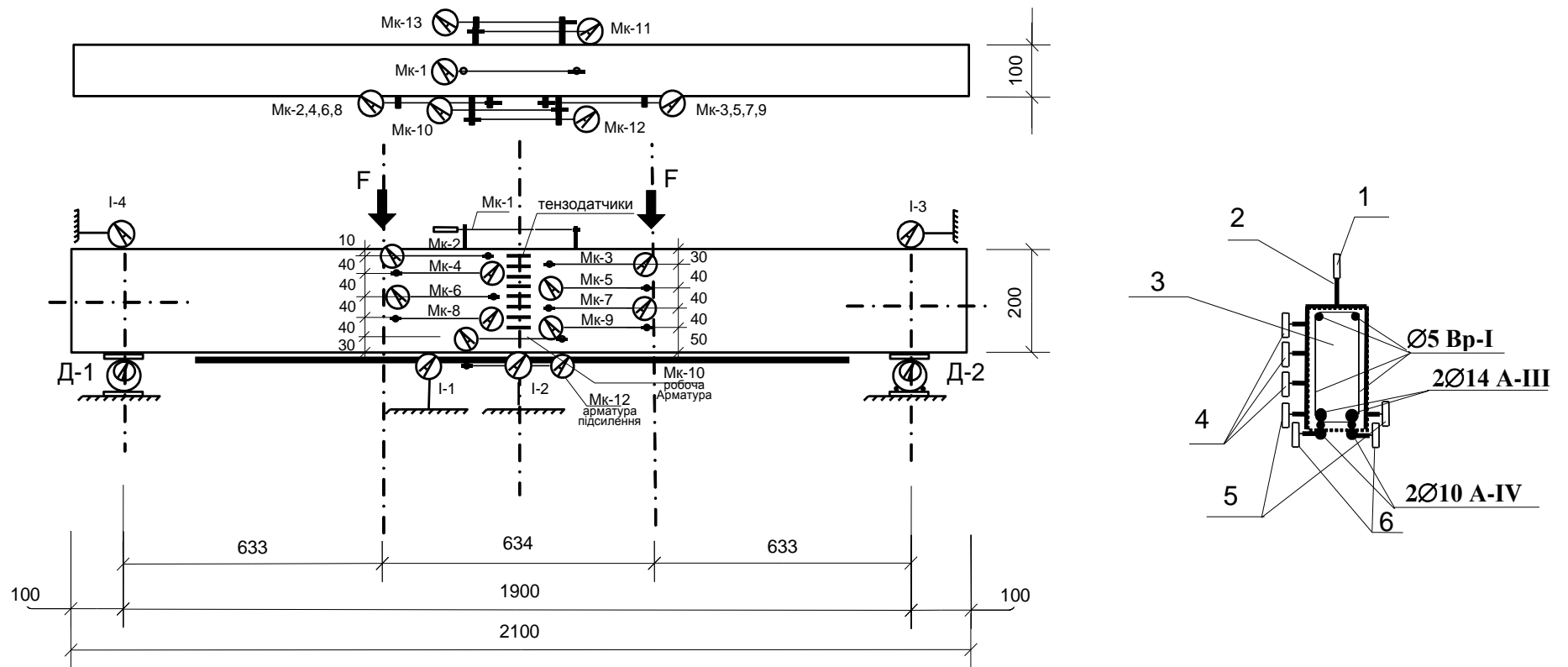


Рис.2.11. Схема розташування приладів при навантаженні підсиленої балки:

1 – мікроіндикатор стиску бетону Mk-1; 2 – виносні забетоновані металеві стрижні; 3 – балка, що випробовується; 4 – мікроіндикатори деформацій бетону по висоті перерізу балки Mk-2...9; 5 – мікроіндикатори видовження робочої арматури Mk-10, 11; 6 – мікроіндикатори видовження арматури підсилення Mk-12, 13.

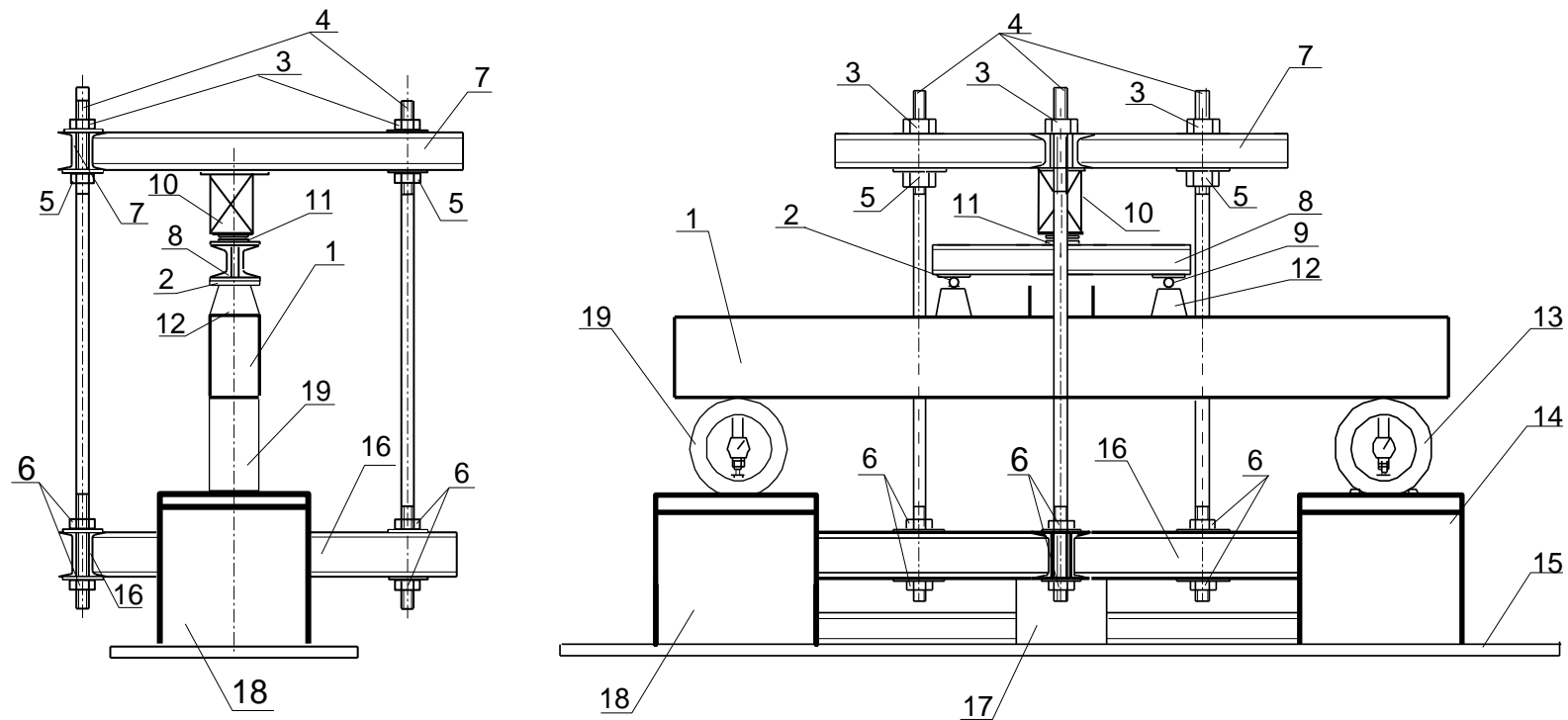


Рис. 2.12. Схема силового стану для випробування експериментальних балок:

1 – балка, що випробовується; 2, 9 – шарнірно нерухома і рухома опори для передачі навантаження;
 3 – навантажувальні гайки; 4 – вертикальні тяги; 5, 6 – конструктивні гайки; 7 – завантажувальна траверса;
 8 – розподільча траверса; 10 – гідравлічний домкрат; 11 – шарнір; 12 – опорний башмак рухомого шарніра;
 13, 19 – динамометри з мікроіндикаторами (нерухомий і рухомий); 14, 18 – опори стану; 15 – силова підлога;
 16, 17 – силова траверса.

Проектна товщина залізобетонної обойми складала 20 мм з верхньої грані і боків та 50 мм на нижній грані– для влаштування додаткового арматурного каркасу. Довжина обойми складала 160 см. Для контролю напружень до арматури каркасу обойми в середині прольоту при виготовленні було приварено по два сталеві тримачі індикаторів з відстанню 200 мм (рис. 2.13).

З метою надійного анкерування арматури додаткового каркасу, а також для забезпечення повного включення в роботу елементів підсилення і забезпечення їх сумісної роботи, а також недопущення їх відшарування від основної конструкції, на відстані 300 мм від країв обойми встановлювалися додаткові хомути з дроту $\varnothing 4$ Вр-1 кроком 30 мм (рис. 2.15).

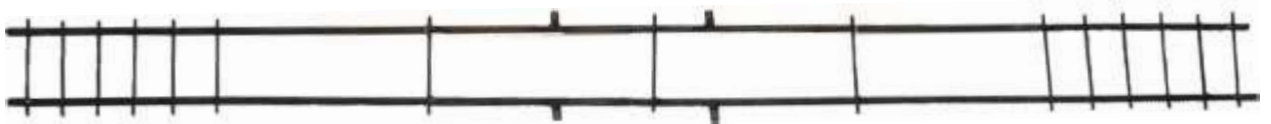


Рис. 2.12. Загальний вигляд каркасу обойми елемента підсилення



Рис.2.14. Відкриті виїмки на поверхні балок



Рис. 2.15. Додаткові хомути з дроту $\varnothing 4$ Вр-1 з кроком 30 мм

Для вимірювання деформацій шарів бетону основного перерізу балки в зоні дії максимального згинального моменту до його бічної поверхні, а також до стисненої грані основного перетину балки приклеювали металеві тримачі індикаторів. По бічній поверхні їх влаштовували з кроком 40 мм по висоті у два ряди і з базою в 200 мм. Щоб уникнути контакту з бетоном обойми перед бетонуванням на всі

металеві тримачі щільно натягували гумовий ізолятор, який після бетонування знімали. Для забезпечення надійного зчеплення шарів бетону на поверхні було виконано виїмки за допомогою електродрилі глибиною ~ 3 мм і з кроком 40 мм (рис. 2.14), а також з метою покращення зчеплення «старого» бетону конструкції з «новим» бетоном обійми підсилення на поверхню зразка безпосередньо перед бетонуванням наносили з'єднувальний шар Deitermann Cerinol ZH і підсилювали переріз балок в опалубці бетоном (рис. 2.16, 2.17).

Бетонування відбувалось при діючому навантаженні встановленого рівня. Загальний вигляд зразків після бетонування подано на рис. 2.18, а також після демонтажу опалубки – на рис.2.19.



Рис.2.16. Загальний вигляд зразка перед влаштуванням обійми



Рис. 2.17. Нанесення з'єднувального шару по поверхні «старого» бетону



Рис. 2.18. Зразок після бетонування



Рис. 2.19. Зразок після демонтажу опалубки

Для визначення параметрів напружено-деформованого стану було проведено експериментальні дослідження балок II – IV серій, які посилювалися

залізобетонною обоймою. Змінними параметрами при цьому були – армування обойми підсилення в розтягненій зоні (2 \varnothing 8, 2 \varnothing 10, 2 \varnothing 12), а також рівень діючого навантаження основної конструкції при підсиленні.

Випробування проводилось в три етапи.

На першому етапі проводили навантаження балок до певного встановленого рівня ($0.3 M_{u0}^{exp}$, $0.5 M_{u0}^{exp}$, $0.7 M_{u0}^{exp}$, $0.9 M_{u0}^{exp}$). Після досягнення проектного рівня навантаження його фіксували за допомогою системи тяжів і силову пружину.

На другому етапі проводили підсилення балки залізобетонною обоймою згідно наведеної вище методики. До третього етапу приступали через 28 діб після влаштування обойми. Балки, підсиленні залізобетонною обоймою за дії навантаження, випробовували короткочасним навантаженням до руйнування.

Методика дослідження балок, підсиленних залізобетонною обоймою, подібна до методики випробувань непідсиленних балок на згин. Завантаження підсиленних обоймою балок проводили аналогічно випробуванню їх перед підсиленням. При цьому додатково фіксували прогини, деформації бетону і арматури балок як для основного так і для додаткового перерізів. Проводили контроль за моментом утворення тріщин і їх розвитком. Прогини підсиленої обоймою балки вимірювали за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм.

Вимірювання відносних деформацій бетону балки основного перерізу виконували за допомогою 9 мікроіндикаторів годинникового типу зі шкалою 0,001мм, які були встановлені на попередньо приклеєні тримачі. Також 8 індикаторів розміщували на бічній грані по висоті перерізу в зоні дії максимального згинального моменту. Деформації робочої арматури основного перерізу балки замірювали за допомогою 2-х мікроіндикаторів годинникового типу зі шкалою 0,001 мм. Вони закріплювалися до металевих тримачів на арматурних стрижнях каркасу з базою 200 мм. Деформації бетону додаткового перерізу обойми замірювали за допомогою 11-ти мікроіндикаторів годинникового типу зі шкалою 0,001 мм. 10 індикаторів кріпили до бічної поверхні і один мікроіндикатор встановлювався на верхній грані бетону обойми. Деформації робочої арматури додаткового перерізу замірювали також за допомогою 2-х мікроіндикаторів

годинникового типу зі шкалою 0,001 мм. Вони кріпились до тримачів, які в свою чергу закріплювалися до металевих тримачів на арматурних стрижнях додаткового каркасу обойми з базою 200 мм. Схема розміщення приладів на балці, підсиленій залізобетонною обоймою подана на рис. 2.20.

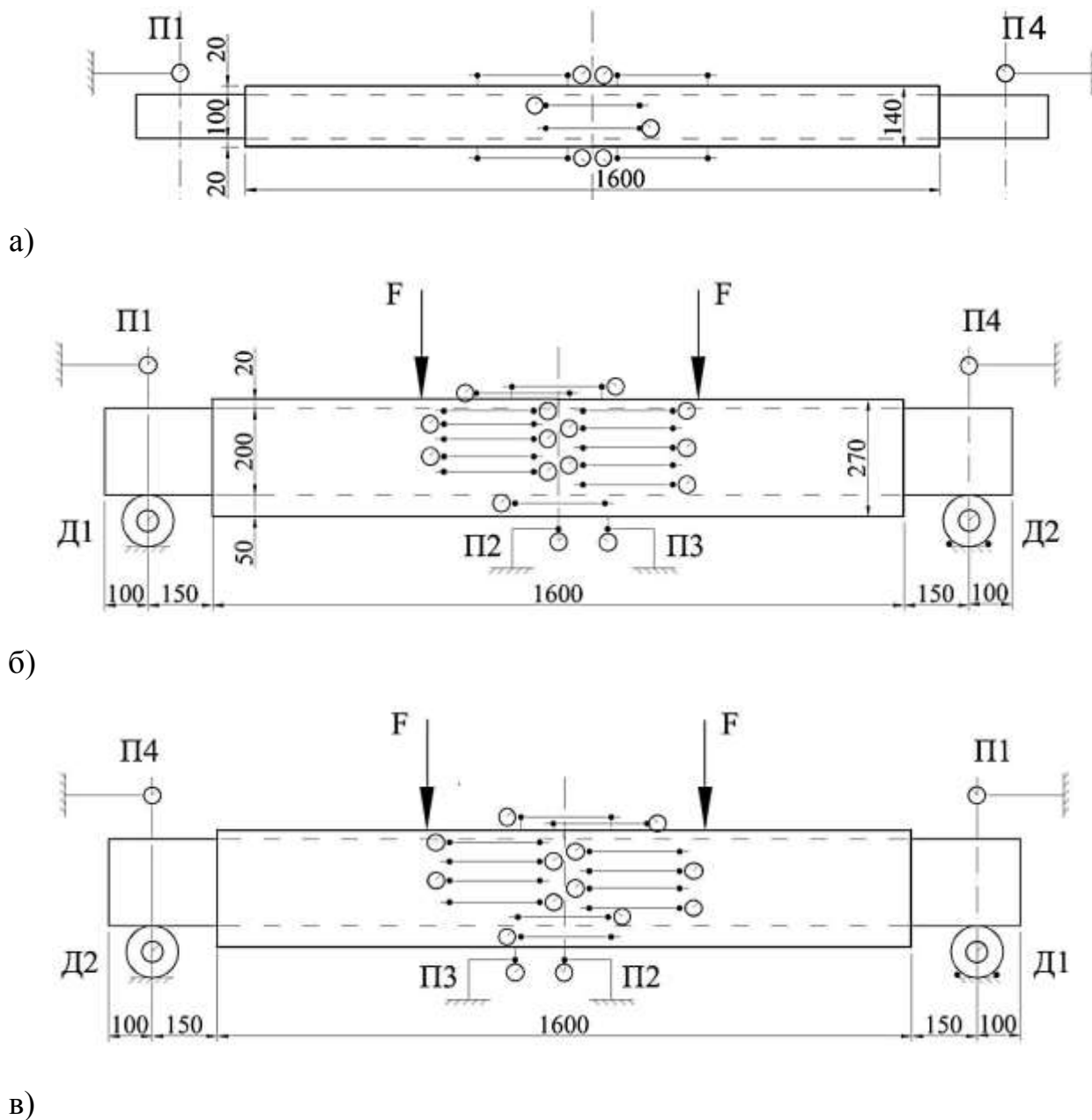


Рис. 2.20. Схема розміщення приладів на балці підсиленій залізобетонною обоймою: а) вид зверху; б) індикатори на «новому» бетоні; в) індикатори на «старому» бетоні.

2.4. Методика експериментального дослідження залізобетонних колон

2.4.1. Об'єм та зміст дослідження колон, підсилених нарощуванням армування

Для досягнення і виконання поставлених задач досліджень було запроєктовано та виготовлено в заводських умовах 16 залізобетонних колон (підпрограма 3.1 на рис. 2.1) та підготовлено силовий стенд для випробування колон в гоизонтальному положенні (рис. 2.21).



Рис.2.21. Загальний вигляд стенда для випробування разом з дослідними зразками

Прийняті наступні умовні позначення: К – колона; ПС – підсилена карбоновою стрічкою. Перша цифра означає серію колон, яких є три: 0-а серія – без вуглецевої стрічки, 1-а серія – з вуглецевою стрічкою шириною 25 мм та 2-а серія – з вуглецевою стрічкою шириною 50 мм. Друга цифра – це порядковий номер зразків (1...16). Третя цифра вказує до якого рівня навантаження перед підсиленням попередньо доводили зразки відносно руйнівного зусилля

непідсилених зразків КЗ-0.1 та КЗ-0.2 (0.3, 0.5, 0.7). Таким чином, маркування “КПС-2.13-0.5” вказує на те, що колону з порядковим номером 13 та 2-ї серії, випробували на короточасне навантаження з попереднім підсиленням карбоною стрічкою шириною 50 мм за дії навантаження рівному 0.5 від експериментально визначеного руйнівного навантаження непідсилених. Підпрограма експериментальних досліджень №3.1 подана на рис. 2.22.

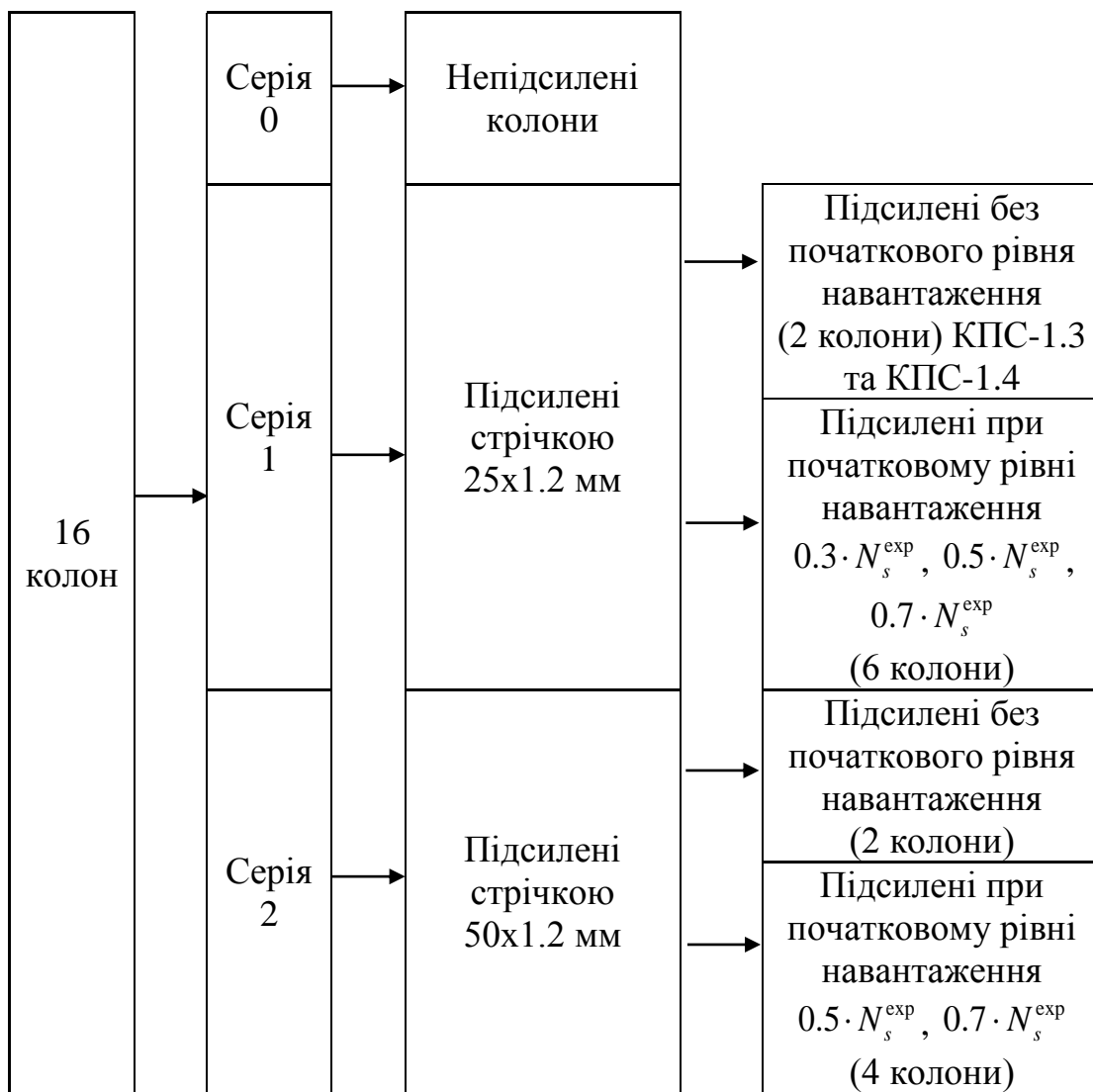


Рис. 2.22. Підпрограма експериментальних досліджень №3.1

Експериментальні зразки виготовлені довжиною 2200 мм, шириною 140 мм і висотою 180 мм (рис.2.23). По обидва боки колони влаштовано консольні виступи для передачі навантаження. До повздовжньої арматури в процесі виготовлення каркасів було приварено 12 металевих тримачів на відстані 200 мм один від одного,

які призначені для кріплення механічних приладів визначення деформацій. Зразки виготовлені у заводських умовах.

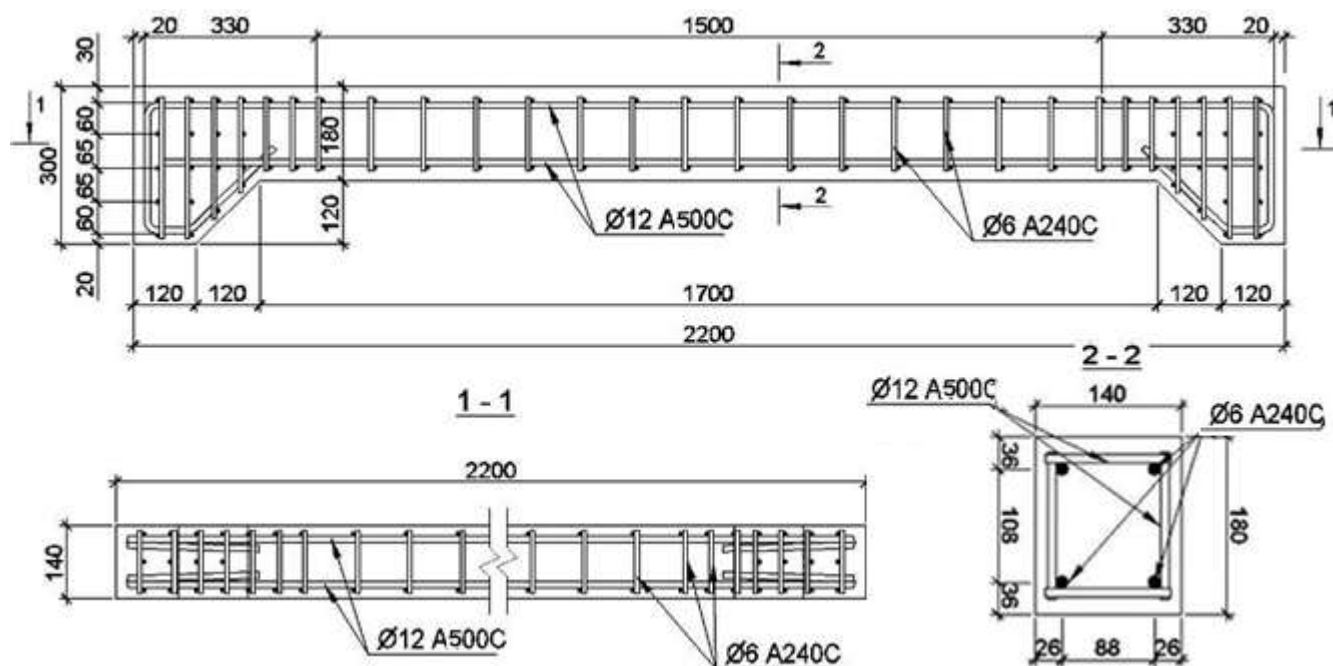


Рис. 2.23. Конструкція та армування непідсилених дослідних зразків

Випробування зразків сталі виконували з відібраних зразків арматури, згідно нормативних документів. Зразки колон бетонувались одним замісом з відповідними контрольними кубами та призмами. Кубикову міцність бетону на стиск визначали випробуванням кубів з ребром 100 мм. Призмову міцність і початковий модуль пружності визначали на призмах довжиною 400 мм і перерізом 100×100 мм згідно нормативних документів. Зразки підсилювали карбоновою стрічкою Sika Carbodur S512 (детальніше про метод підсилення описано далі). Характеристики карбонових матеріалів взято з рекомендацій НДІБК та Sika [21]. Характеристики матеріалів експериментальних колон наведені в таблиці 2.8.

Таблиця 2.8

Характеристики експериментальних балок

№ колони	Серія	Шифр колони	Переріз колони b×h, мм	Бетон			Внутрішня основна арматура						Зовнішня додаткова карбонова арматура				
				Призмova міцність f _{cd} , Мпа	Кубикова міцність R, Мпа	Початковий модуль пружності E _b ×10 ⁻³ Мпа	Площа перерізу, мм ²		Межа текучості Мпа	Межа міцності Мпа	Модуль пружності E _x 10 ⁻⁵ Мпа	Відсоток армування основної арматури, %	Площа перерізу, мм ²	Граничні значення деформації	Межа міцності, Мпа	Модуль пружності E _x 10 ⁻⁵ Мпа	Відсоток армування додаткової арматури, %
							Розтягнута	Слиснута									
1	0	КЗ-0.1	140×180	33.8	48.7	35.1	226.1	226.1	560	645	2.0	0.9	-	0.013	2080	1.60	-
2		КЗ-0.2															
3	1	КПС-1.3											-				-
4		КПС-1.4															
5		КПС-1.5-0.3															
6		КПС-1.6-0.3															
7		КПС-1.7-0.5															
8		КПС-1.8-0.5															
9		КПС-1.9-0.7															
10		КПС-1.10-0.7															
11	2	КПС-2.11											-				-
12		КПС-2.12															
13		КПС-2.13-0.5															
14		КПС-2.14-0.5															
15		КПС-2.15-0.7															
16		КПС-2.16-0.7															

2.4.2. Об'єм та зміст дослідження колон, підсилених залізобетонною обоймою

Для досягнення поставленої підпрограми досліджень було запроектовано і виготовлено 12 дослідних зразків залізобетонних колон (підпрограма 3.2 на рис. 2.1). Дослідні зразки виготовлені в заводських умовах. 2 колони випробувано без підсилення для визначення фактичних параметрів міцності, деформативності та тріщиностійкості зразків. 10 колон було випробувано з підсиленням. Підсилення виконували як без попереднього навантаження колони, так і за дії навантаження, що складало 30, 50, 70, та 90% граничного навантаження непідсиленого зразка (табл. 2.9).

Таблиця 2.9

Підпрограма експериментальних досліджень №3.2

№ п/п	Маркування колон	Тип випробування
1	К-01	Без підсилення (контрольні зразки)
2	К-02	
3	КП-03-0,0	Підсилені без початкового навантаження
4	КП-04-0,0	
5	КП-05-0,3	Підсиленні при навантаженні рівному 30%
6	КП-06-0,3	
7	КП-07-0,5	Підсиленні при навантаженні рівному 50%
8	КП-08-0,5	
9	КП-09-0,7	Підсиленні при навантаженні рівному 70%
10	КП-10-0,7	
11	КП-11-0,9	Підсиленні при навантаженні рівному 90%
12	КП-12-0,9	

Прийняте наступне маркування зразків колон, котре включало буквене позначення та порядковий номер і величину рівня навантаження під час підсилення. Буквені позначення означають: К – колона випробувана без підсилення; КП – колона випробувана з підсиленням. Після буквеного позначення вказується номер колони, наприклад, 04 або 11. У кінці

маркування підсилених колон вказується рівень навантаження, за якого виконувалося їх підсилення, наприклад, 0,3 або 0,7. Так маркування КП-08-0,5 означає, що восьмий дослідний зразок випробувано з підсиленням, яке виконано після навантаження зразка до рівня 50% від граничного навантаження не підсиленого зразка.

Виготовлені дослідні зразки довжиною 2200 мм. з розмірами поперечного перерізу 140×180 мм. На кінцях колони для позацентрової передачі навантаження влаштовані консольні ділянки вильотом 120 мм та висотою 250 мм (рис.2.24).

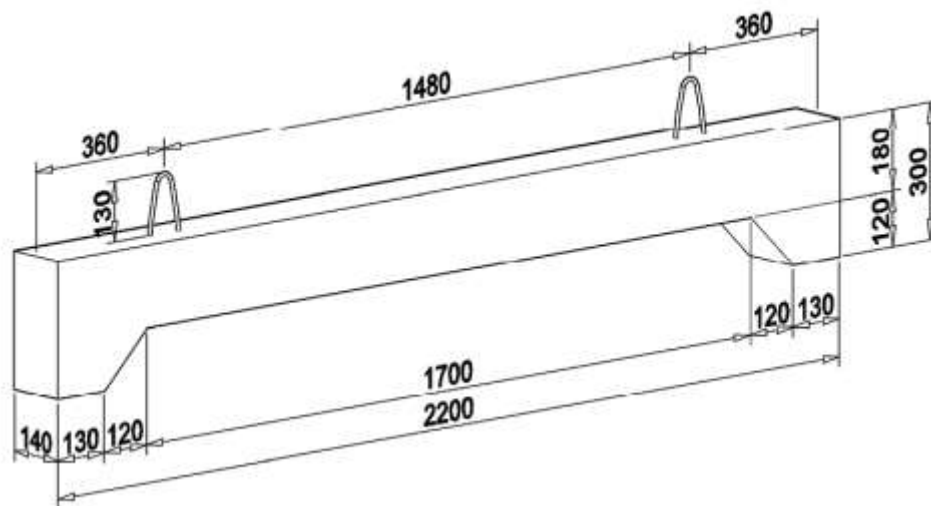


Рис. 2.24. Загальний вигляд дослідних колон

Армування колон запроектоване з плоских каркасів та окремих стрижнів, котрі об'єднувалися просторовий каркас поперечними стрижнями (рис. 2.25). З'єднання стрижнів виконано зварюванням. Армування колони симетричне, з 4-х стрижнів $\text{Ø}12$ мм. Армування консолей та перерізу на межі "консоль-обойма" виконано з умови їх рівномірності перерізу підсиленої колони. Для армування консолей та примикаючих ділянок використано арматурні стрижні $\text{Ø}20$ мм, котрі зварними швами об'єднували з поздовжньою арматурою $\text{Ø}12$ мм. Поперечна арматура каркасів виконана стрижнями з дроту $\text{Ø}6$ мм розміщених з кроком 50 мм на консолях та 100 мм у приконсольних ділянках і 200 мм у середній частині каркасів. До поздовжньої робочої арматури було

приварені спеціальні тримачі – кріплення для приладів вимірювання деформацій арматури під час випробувань. Всі колони формували з одного замісу бетону заводських умовах..

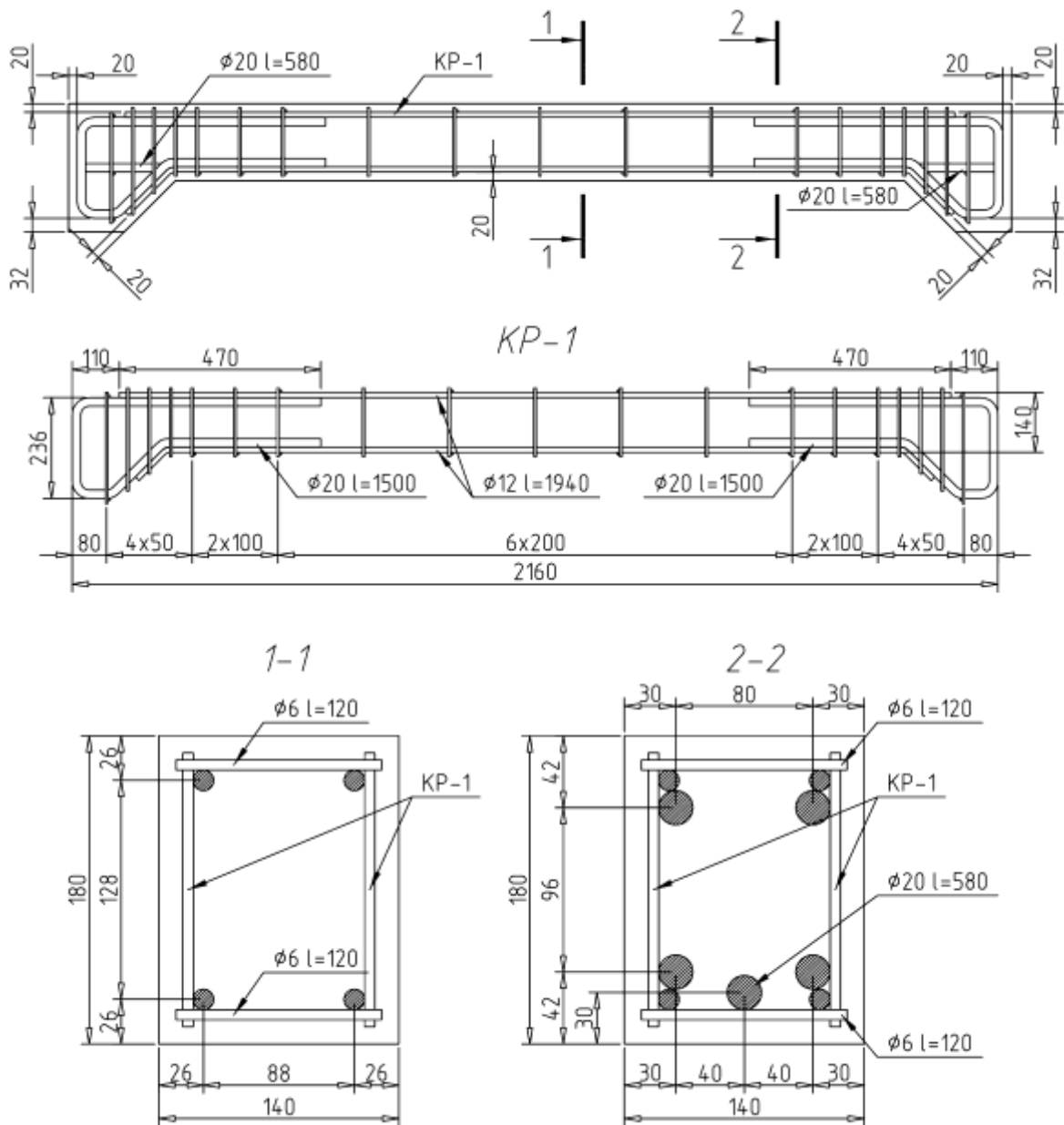


Рис. 2.25. Армуння дослідних залізобетонних колон

Підсилення колон виконувалося шляхом нарощування поперечного перерізу залізобетонною обіймою. Нарощення перерізу проводили на ділянці довжиною 1700 мм між консолями колон. Товщина обійми становила 30 мм на бокових гранях і 40 мм на верхній та нижній гранях. Розміри перерізу підсиленних зразків становили: ширина – 200 мм, висота – 260 мм (рис.2.26).

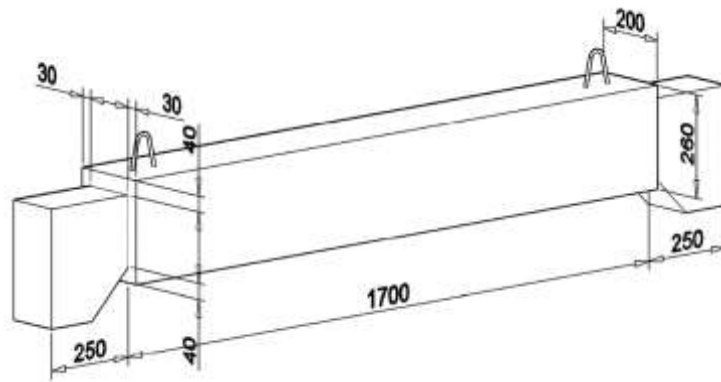


Рис.2.26. Опалубне креслення дослідних колон після підсилення

Армування обойм прийняте симетричним з чотирьох стрижнів $\text{Ø}10$ мм. Поперечною арматурою каркасів був дрiт $\text{Ø}6$ мм з кроком 200 мм. Для кріплення приладів для вимірювання деформацій арматури по середині каркасів було приварено тримачі. Схема армування обойми подана на рис.2.27.

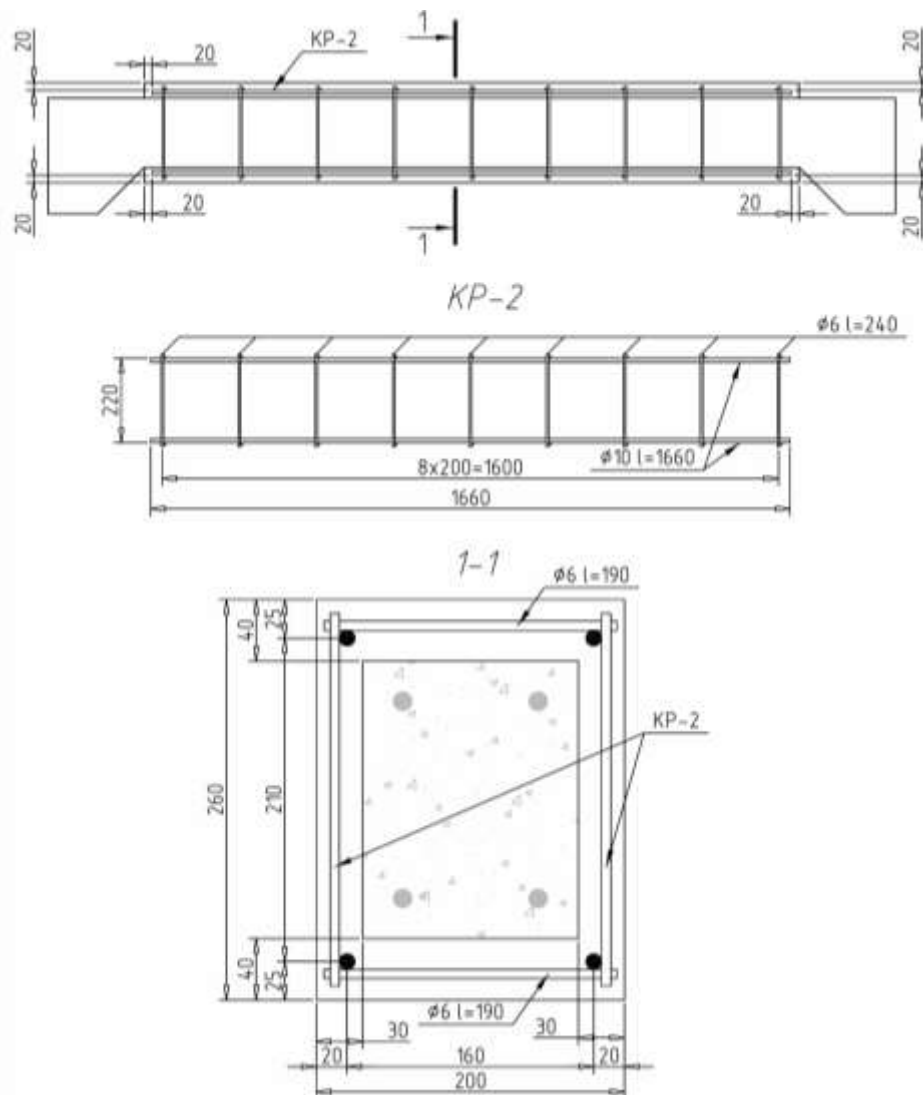


Рис. 2.27. Армування обойми підсилення дослідних колон.

Для визначення фізико-механічних характеристик матеріалів дослідних колон під час їх виготовлення було відібрано серії зразків арматури та бетону.

Зразки арматурної сталі відбиралися безпосередньо під час виготовлення арматурних каркасів колон та обойм підсилення. Клас міцності бетону визначено за результатами випробування кубів з розміром ребра 100мм. Результати випробувань арматурних зразків та бетону зведено у табл. 2.10.

Таблиця 2.10

**Фізико-механічні характеристики матеріалів дослідних колон,
підсиленних залізобетонною обоймою**

Арматура колони Ø 12 мм				Арматура обойми Ø 10 мм				Бетон колони та обойми	
f_y (МПа)	ε_{s0}	ε_{ud}	E_s (ГПа)	f_y (МПа)	ε_{s0}	ε_{ud}	E_s (ГПа)	f_{cm} (МПа)	Клас
636,9	0,00302	0,048	211	610,7	0,00291	0,070	210	28,3	C25/30

2.4.3. Методика досліджень залізобетонних колон до підсилення

Дослідження проводили на стенді, який дозволяє виконувати випробування у горизонтальному положенні (рис.2.28).

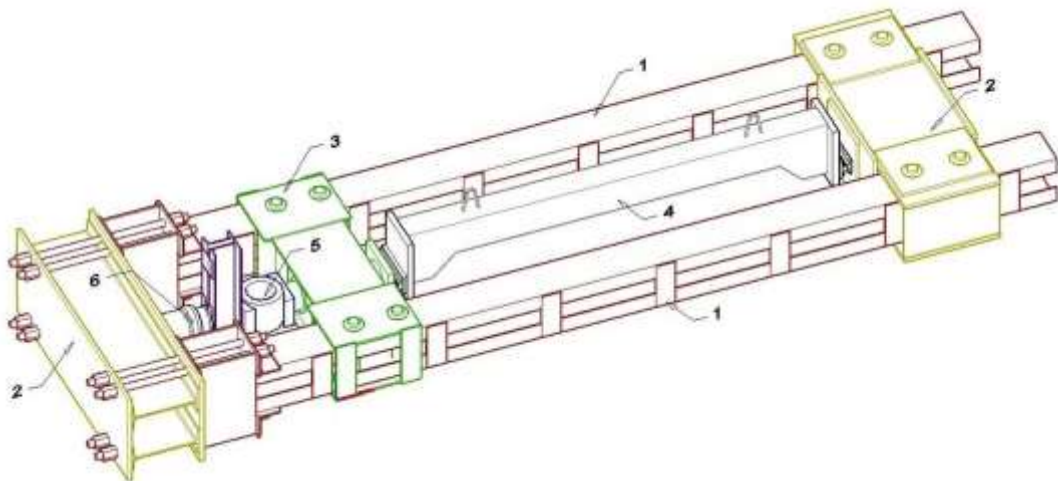


Рис.2.28. Конструкція стенду для випробування: 1 – поздовжні несучі елементи; 2 – опорні траверси; 3 – траверса з плунжером; 4 – колона; 5 – кільцевий динамометр; 6 – гідравлічний поршень.

Горизонтальне розташування колони під час випробування викликає вигин від власної ваги протилежним вигину від позacentрового прикладання навантаження, проте теоретичним розрахунком встановлено що він складає 0,3мм для непідсиленого зразка та 0,18 мм для підсиленого, тому впливом цих малих величин нехтуємо. Навантаження колон виконували ступенями, деформації бетону та арматури вимірювали мікроіндикаторами годинникового типу, а вигин колон прогиномірами Аістова. Схема випробування колон з розміщенням приладів представлена на рис.2.29.

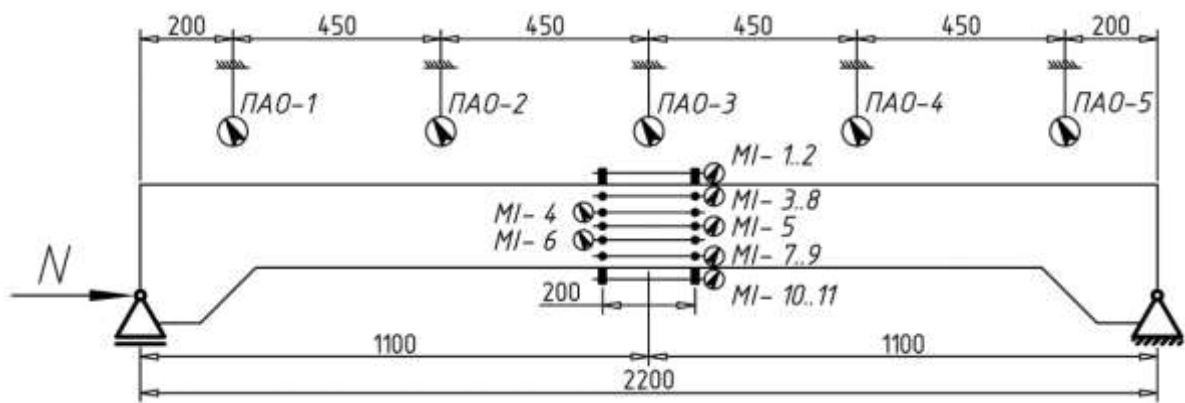


Рис.2.29. Схема розташування приладів на непідсиленій колоні.

Мікроіндикатори MI-1 та MI-2 вимірювали деформації крайніх розтягнутих фібр бетону. MI-4, MI-5 та MI-6 вимірювали деформації бетону по висоті перерізу колонни. MI-10 та MI-11 вимірювали деформації крайніх стиснутих фібр бетону. Для вимірювання деформацій поздовжньої арматури служили мікроіндикатори MI-3, MI-7, MI-8 та MI-9. Всі мікроіндикатори було встановлено з базою 200 мм. Вимірювання ширини тріщин виконували мікроскопом МПБ-2 зі шкалою ціною поділки 0,05 мм [41].

2.4.4. Методика досліджень залізобетонних колон підсиленіх зовнішнім армуванням

Згідно програми досліджень, яка наведена у п. 2.4.1 зразки КПС-1.3 та КПС-1.4, КПС-2.11 та КПС-2.12 підсилювали без початкового рівня навантаження. Основна кількість зразків марок КПС-1.5-0.3, КПС-1.6-0.3,

КПС-1.7-0.5, КПС-1.8-0.5, КПС-1.9-0.7, КПС-1.10-0.7, КПС-2.13-0.5, КПС-2.14-0.5, КПС-2.15-0.7, КПС-2.16-0.7 випробовували у навантаженому стані перед підсиленням, а саме доводили відповідно до рівня $0.3 \cdot N_s^{\text{exp}}$, $0.5 \cdot N_s^{\text{exp}}$, $0.7 \cdot N_s^{\text{exp}}$ (30%, 50%, 70% від експериментально визначеного руйнівного зусилля непідсиленних зразків N_s^{exp}). Обрано наступні навантаження: 30% - 40 кН, 50% - 60 кН, 70% - 80 кН.

Підсилені зразки зміцнювали карбоновою стрічкою Sika CarboDur S512 шириною 25 мм та 50 мм. Стрічку наклеювали на верхню розтягнуту грань колони (рис. 2.30). Для забезпечення анкерування стрічки по консолях колони використано тканину SikaWrap шириною 15 см, яку наклеювали двома шарами в наступній послідовності: наносили нижній шар SikaWrap, який покривав бічні вертикальні грані колони на 16 см; потім поверх нього наклеювали стрічку; наносили зверху другий шар тканини.

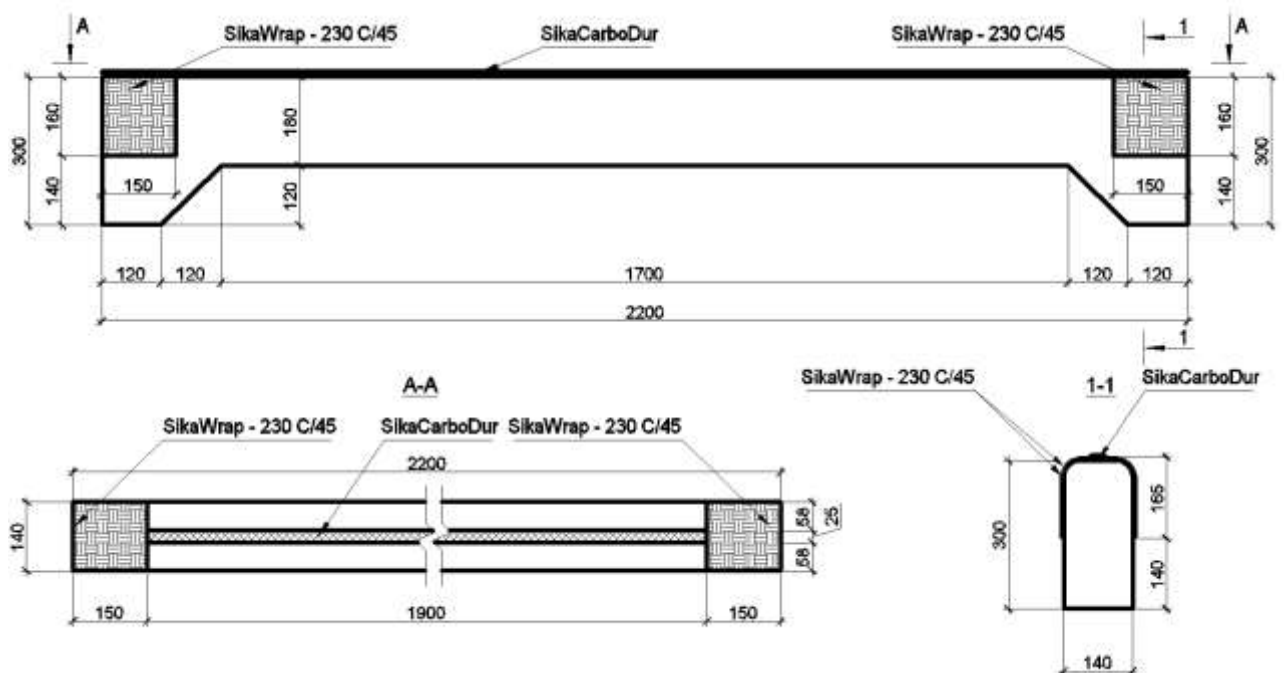


Рис.2.30. Схема дослідної колони підсиленої композитною арматурою

Перед підсиленням проводили підготовку дослідних зразків. В місцях приклеювання полотна на зовнішніх кутах було виконано заокруглення радіусом 2 см. Потім, для кращого зчеплення з бетоном, поверхню колони зачищали металевою щіткою. Після цього поверхню промивали водою і на кінцевому етапі очищали від жиру розчинником.

Для наклеювання полотна SikaWrap використовували двокомпонентний клей Sikadur -330. Він складається з компоненту А та В з пропорцією змішування А:В = 4:1. Клей на поверхню наносили пензлем. Потім накладали анкеруюче полотно SikaWrap, волокна якого направляли перпендикулярно до осі колони. Тканину ретельно вкатували пластиковим валиком Sika у шар клею у напрямку волокон так, щоб клей пройшов через всі волокна і рівномірно розподілився по поверхні.

Для наклеювання додаткового армування (карбонової стрічки) Sika Carbodur використовували двокомпонентний клей Sikadur -30. Він складається з компонентів: А та В, які змішували протягом 5 хв. у пропорції 3:1 та наносили на стрічку товщиною 3 мм за допомогою шпателя. Після цього стрічку прикладали до поверхні і за допомогою валика притискали. Зайвий клей видаляли шпателем. Не раніше ніж через добу наносили другий шар SikaWrap за тією ж методикою. Підсилені зразки випробували не раніше ніж через 7 діб після приклеювання другого шару полотна.

Для визначення деформацій в стиснутій та розтягнутій арматурах, стиснутому бетоні, деформацій бетону по висоті перерізу, деформацій розтягнутої стрічки було використано 35 мікроіндикаторів годинникового типу, також контролювали вигин та ширину розкриття тріщин [44, 45]

Загальний вигляд стану з зразком колони під час випробувань та розташування приладів подано на рис. 2.31 – 2.32.

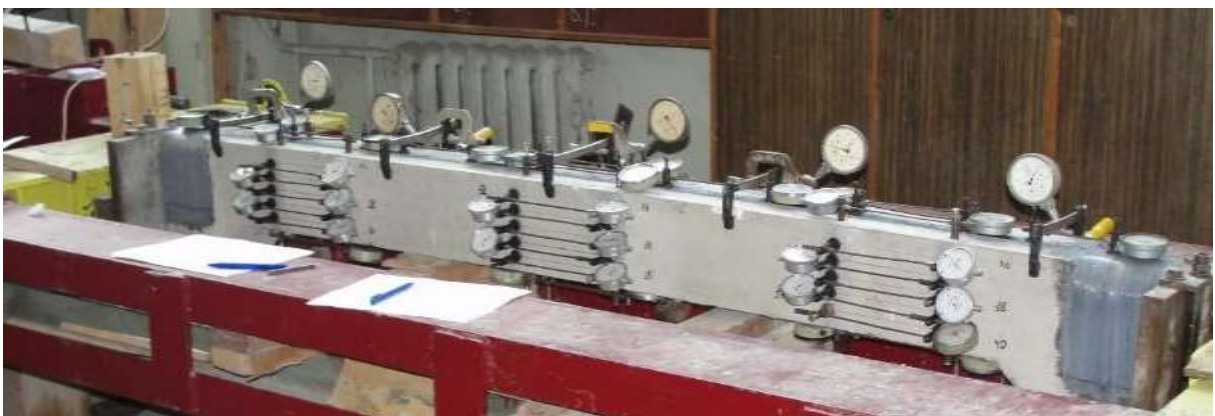


Рис. 2.31. Загальний вигляд стану випробування колон у горизонтальному положенні

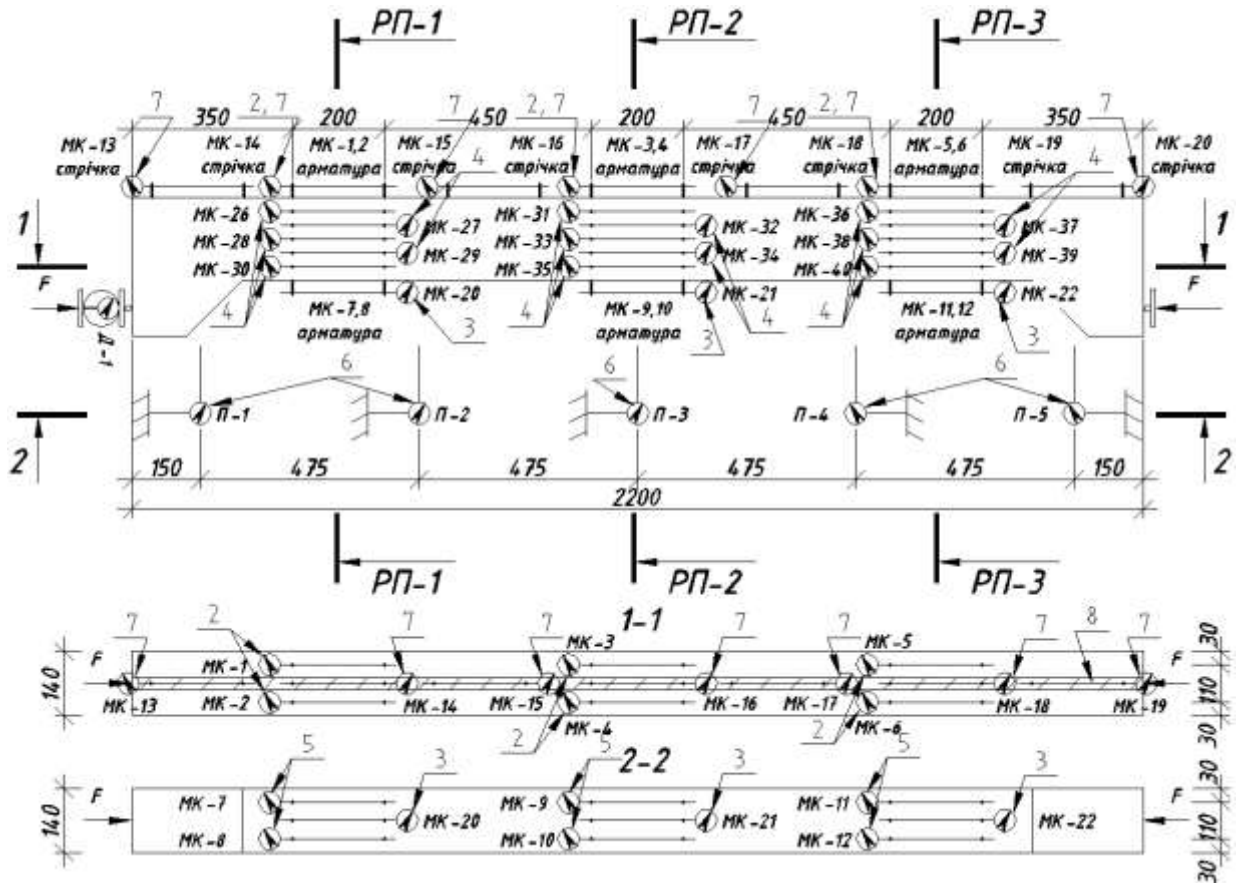


Рис. 2.32. Схема розташування приладів при випробовуванні підсилених колон: 1 – кільцевий динамометр; 2 – мікроіндикатори годинникового (мк) типу, розташовані на розтягнутій арматурі; 3 – мк на стиснутому бетоні; 4 – мк по висоті перерізу; 5 – мк на стиснутому бетоні; 6 – прогиноміри Аістова; 7 – мк на розтягнутій стрічці; 8 – карбонова стрічка

2.4.5. Методика дослідження залізобетонних колон, підсилених залізобетонною обіймою

Для реалізації програми випробувань колон, підсилених за допомогою залізобетонної обійми колони спочатку навантажували до планованого рівня згідно описаною у п. 2.4.2 методики. Далі дослідний зразок утримували під постійним навантаженням протягом всього процесу підсилення за допомогою системи траверс і тяжів, таким чином гідравлічний поршень повністю виключався з роботи протягом процесу підсилення.

Зафіксувавши колону під постійним навантаженням розпочинали процес підсилення залізобетонною обоймою. Після демонтажу приладів був монтаж арматурних каркасів обойми. Для забезпечення повного включення армування обойми в роботу на приконсольних ділянках виконано монтаж металевих обойм на обох консолях для об'єднання поздовжньої арматури обойми з металевими обоймами та опорною плитою ножових шарнірів (рис.2.33).



Рис.2.33. Об'єднання металевої обойми з ножовим шарніром та каркасом залізобетонної обойми

Після завершення робіт по влаштуванню армування обойми виконували підготовку до бетонування, а саме поверхню колони очищали та інтенсивно зволожували. Інших заходів для підвищення зчеплення обойми з колоною (шпонки, насічки, розчини для покращення адгезії) не застосовували. Далі виконували монтаж дерев'яної опалубки та саме бетонування. Не раніше ніж через 28 діб з дня бетонування здійснювали випробування підсиленого зразка. Схема підсилених колон з вимірювальними приладами наведена на рис.2.34.

Для вимірювання деформацій колони служили наступні мікроіндикатори: МІ-2 та МІ-4 – деформації крайніх розтягнутих фібр бетону; МІ-8, МІ-9 та МІ-10 – деформації бетону по висоті перерізу колони; МІ-21 та МІ-23 – деформації крайніх стиснутих фібр бетону; МІ-7, МІ-11, МІ-14 та МІ-18 – деформації поздовжньої арматури.

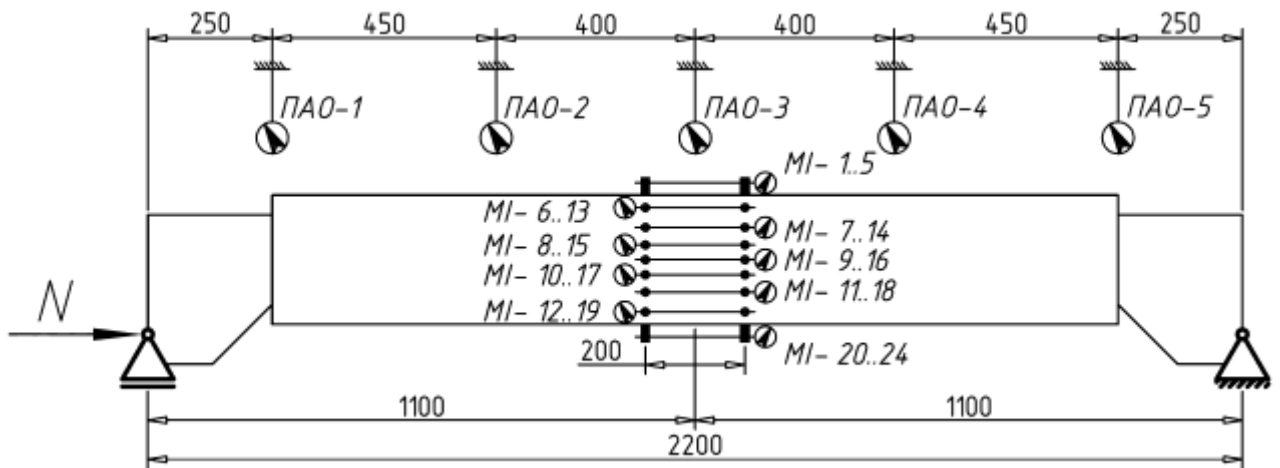


Рис.2.34. Схема розташування приладів на підсиленних колонах.

Для вимірювання деформацій матеріалів залізобетонної обійми служили наступні мікроіндикатори: МІ-1, МІ-3 та МІ-5 – деформації крайніх розтягнутих фібр бетону; МІ-15, МІ-16 та МІ-17 – деформації бетону по висоті перерізу колони; МІ-20, МІ-22 та МІ-24 – деформації крайніх стиснутих фібр бетону; МІ-6, МІ-12, МІ-13 та МІ-19 – деформації поздовжньої арматури.

Як і у випадку непідсиленних зразків фіксувалися вигин колони та ширина розкриття тріщин. Після встановлення приладів на підсилену колону, навантаження з системи траверс і тяжів передавали на гідравлічний домкрат, яким виконували подальше випробування колон до руйнування. Змінним параметром у дослідженнях був рівень навантаження за дії якого виконували підсилення колон [33].

2.5. Висновки до розділу

1. Розроблена комплексна програма експериментальних досліджень залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних конструкцій, підсиленних найпоширенішими способами, що передбачають дослідження впливу рівня навантаження на параметри напружено-деформованого стану балок.

2. Запропоновано та апробовано методику для випробовування на згин залізобетонних балок підсилених збільшенням перерізу арматури та залізобетонною обіймою за дії навантаження. Розроблена методика експериментальних досліджень зразків арматурних стрижнів з моделюванням роботи основної арматури і арматури підсилення за дії навантаження.
3. Розроблено методику експериментального випробування дослідних залізобетонних колон для вивчення особливостей роботи залізобетонних стиснуто-зігнутих елементів, підсилених шляхом нарощування перерізу армування (вуглецевою стрічкою), а також шляхом влаштування залізобетонної обійми.
4. Розроблені методики експериментальних досліджень підсилених залізобетонних конструкцій, дозволяє отримати дані про дійсний напружено-деформований стан елементів основного і додаткового перерізів, дослідити вплив рівня попереднього навантаження на параметри НДС підсиленої конструкції.

РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПІДСИЛЕНИХ ЗА ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ

3.1. Результати експериментальних досліджень арматурних стрижнів

Арматурні зразки були запроектовані таким чином, щоб забезпечити центральний розтяг в зажимах установки на всіх стадіях експерименту і, таким чином, максимально наблизити їх роботу до роботи арматури в реальній підсиленій балці.

Після закріплення зразка в розривній машині та встановлення мікроіндикаторів його розтягували до отримання заданого рівня напруження в робочій арматурі. Приріст навантаження зупиняли. Далі проводили приварювання стрижня арматури підсилення до довгого коротиша та до робочої арматури. Зварювання проводилось з чотирьох сторін з інтервалами, щоб не перегріти зразки. Під час зварювання сила розтягу розривної машини знижувалась на 10-15% внаслідок нагріву зразка, але після його остигання приходила на попередній рівень. Далі встановлювався в робоче положення мікроіндикатор на арматурі підсилення. Покази приладів як до зварювання, так і після фіксували через кожні 5 кН.

Випробування умовно можна розділити на три стадії після приварювання стрижня підсилення: перша стадія – приріст деформації основної арматури значно зменшувався, тому що в роботу включалась додаткова арматура. При чому, чим менше було попереднє напруження робочої арматури, тим довше продовжувалась ця стадія.

Друга стадія починається з досягнення напружень робочої арматури межі текучості. Це супроводжувалось більш різким зростанням деформацій, і під час досліду було помітно за приростом показів мікроіндикаторів на суміжних етапах. Нахил графіка деформацій на початку цієї стадії збільшується. Треба відмітити, що, хоча робоча арматура вже досягла межі текучості, стрижень

арматури підсилення не давав деформаціям швидко збільшуватись. Під час дослідження мікроіндикатори знімались наприкінці цієї стадії.

Третя стадія – стадія руйнування, коли обидва стрижня досягають межі текучості. Як правило, зразок руйнувався біля місця зварювання. Очевидно в даному місці виникав концентратор напружень. Необхідно відмітити, що для того ж самого діаметра стрижнів арматури підсилення сила руйнування була приблизно однаковою. На рис. 3.1 показані деякі арматурні зразки після випробовування.

Всі графіки деформації арматури наведені у додатку Г.1 та побудовані у вигляді $N = f(\varepsilon_s)$, оскільки в такому виді вони одержані експериментально.



Рис. 3.1. Арматурні зразки після випробовування

В таблиці 3.1 наведено, при якій силі розтягу арматурного пакету напруження в основній арматурі досягають межі текучості. При цьому експериментальне значення сили знаходили з графіків деформацій арматурних стрижнів (додаток Г.1). Таблиця 3.1 дає можливість визначити теоретичні коефіцієнти умов роботи арматури за наступною залежністю:

$$\gamma_{sr_i} = \frac{N_i}{N_0}, \quad (3.1)$$

де N_0 – сила розтягу зварних арматурних стрижнів, при якій напруження в основній арматурі досягають межі текучості. При цьому підсилення виконане без прикладання навантаження;

N_i – те саме, але коли наявні початкові напруження в основній арматурі, тобто, підсилення виконане за дії навантаження.

На рис. 3.2 поданий графік залежності коефіцієнта роботи арматури γ_{sr} від рівня початкових напружень в основній арматурі. Крім цього визначався ефект підсилення по арматурі за наступною залежністю:

$$\eta = \frac{f_y A_s + \sigma_{s,ad} A_{s,ad}}{f_y A_s} \quad (3.2)$$

Таблиця 3.1

Результати експериментальних досліджень арматурних пакетів

$\frac{\sigma_i}{\sigma_y} \cdot 100\%$	Сила, кН, при якій наступає текучість в робочій арматурі	Коефіцієнт умов роботи γ_{sr}	Ефект підсилення η
Арматура підсилення $\varnothing 8$ мм			
0 %	115	1.00	1.40
30%	108	0.94	1.31
50%	101	0.88	1.23
80%	90	0.78	1.09
90%	-	-	-
Арматура підсилення $\varnothing 10$ мм			
0 %	125	1.00	1.52
30%	114	0.91	1.38
50%	104	0.83	1.26
80%	94	0.75	1.14
90%	90	0.72	1.09
Арматура підсилення $\varnothing 12$ мм			
0 %	152	1.00	1.85
30%	-	-	-
50%	120	0.79	1.46
80%	102	0.67	1.23
90%	95	0.62	1.15
Арматура підсилення $\varnothing 14$ мм			
0 %	167	1.00	2.02
30%	142	0.85	1.72
50%	129	0.77	1.56

$\frac{\sigma_i}{\sigma_y} \cdot 100\%$	Сила, кН, при якій наступає текучість в робочій арматурі	Коефіцієнт умов роботи γ_{sr}	Ефект підсилення η
80%	107	0.64	1.30
90%	97	0.58	1.17
Арматура підсилення $\varnothing 16$ мм			
0%	187	1.00	2.27
30%	-	-	-
50%	142	0.76	1.72
80%	108	0.58	1.31
90%	93	0.50	1.13

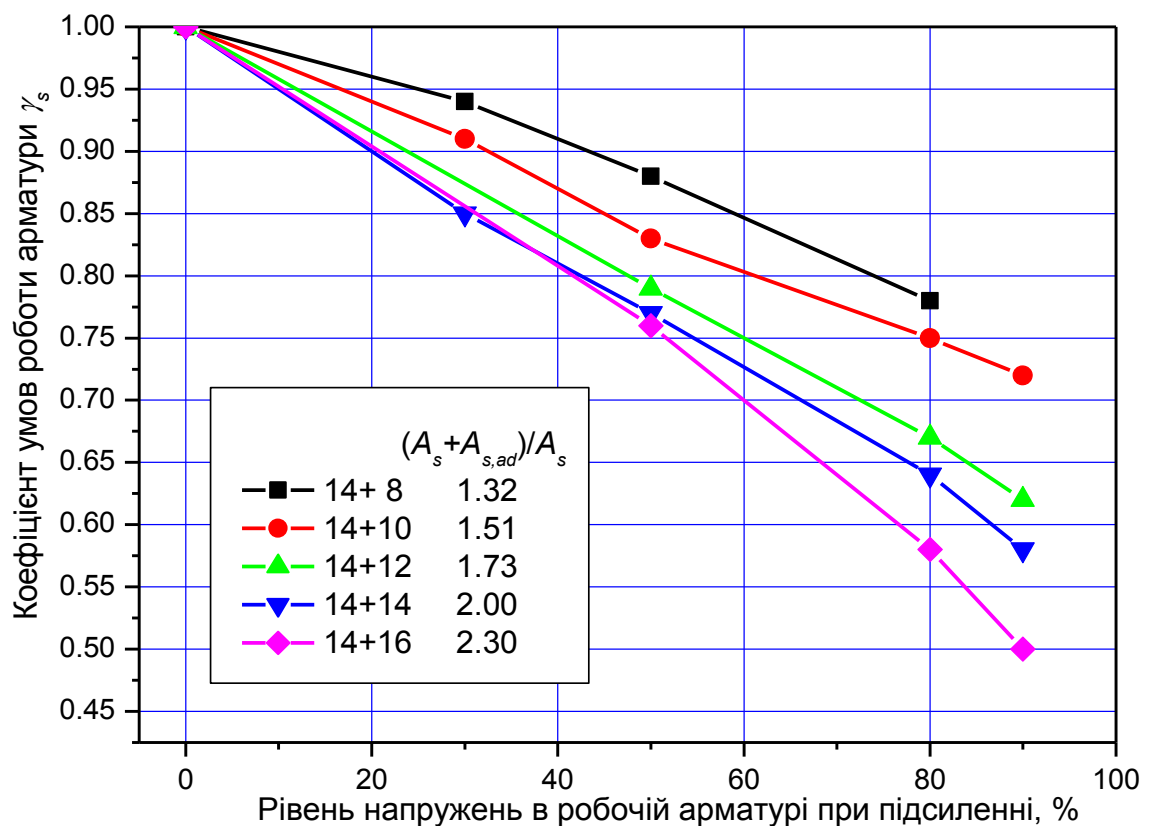


Рис. 3.2. Графік залежності експериментального коефіцієнта роботи арматури γ_{sr} від рівня початкових напружень в робочій арматурі

Отже згідно з розробленою методикою проведені експериментальні дослідження роботи зразків з арматури як моделі арматури при підсиленні залізобетонної конструкції шляхом нарощуванням перерізу арматури за дії навантаження. В результаті отримано величини зміни деформацій як основної

арматури так і додаткової арматури після підсилення за дії початкового напруження. Побудовано графіки залежності сили розтягу та деформацій. За графіками визначені сили, при яких основна арматура досягає межі текучості.

При проведенні досліджень було помічено, що для одного діаметра арматури підсилення, величина сили розтягу, при яких основна арматура досягала межі текучості, були тим більші, чим менший був рівень початкових напружень в основній арматурі. Отже додаткова арматура краще включається у роботу при низьких напруженнях в основній арматурі, а також про недовикористання міцності арматури підсилення. Оскільки модуль пружності для різних типів арматури (А 240, А400С, А500С) майже однаковий, також необхідно відмітити, що при підсиленні під високим рівнем навантаженням очевидно недоцільне використання в якості арматури підсилення – арматуру високого класу.

Були визначені для даних умов експерименту величини коефіцієнтів умов роботи арматури γ_{sr} , які необхідно вводити при розрахунку підсиленого елемента конструкції за дії навантаження згідно рекомендацій ДСТУ [97]. Згідно діючих норм [97], якщо навантаження в період підсилення перевищує 65% від його розрахункової величини, слід вводити коефіцієнт умов роботи арматури $\gamma_s=0,8$. В результаті експериментальних випробувань отримані різні значення коефіцієнта при різних рівнях навантаження у момент підсилення та при різних співвідношеннях площі перерізу арматури до і після підсилення.

Крім цього, за результатами експериментальних досліджень був визначений ефект підсилення при збільшенні перерізу арматурного стрижня за дії навантаження. Ефект підсилення тим вищий, чим менші напруження в робочій арматурі у момент підсилення. Отже, при підсиленні слід намагатися максимально розвантажувати конструкцію. Так, за отриманими результатами (таблиця 3.1), можна отримати один і той самий ефект підсилення при збільшенні перерізу армування наступними способами: використавши додатково $\varnothing 8$ А500С при повному розвантаженні конструкції, або $\varnothing 10$ А500С при рівні напружень в робочій арматурі $0,3\sigma_y$, або $\varnothing 12$ А500С при $0,5\sigma_y$, або

Ø14 A500C при $0,65\sigma_y$, або Ø16 A500C при $0,75\sigma_y$. Це доцільно враховувати в практиці підсилення залізобетонних конструкцій за дії навантаження.

3.2. Дослідження сумісної роботи бетону існуючої балки і бетону підсилення

Підсилення залізобетонних конструкцій при одночасній дії навантаження шляхом збільшення поперечного перерізу передбачає забезпечення сумісної роботи основного та додаткового елементів конструкції по всій довжині зони контакту. При цьому приймається гіпотеза плоских перерізів в постановці В. І. Мурашева, Я. М. Немировського [177] окремо для додаткової частини і для приросту відносних деформацій основної частини конструкції після підсилення. Тоді відносна деформація елементарного шару основного перерізу конструкції знаходиться як сума відносних деформацій до підсилення і відносних деформацій після підсилення.

Згідно рекомендацій [259] для забезпечення сумісної роботи шарів бетону існуючої балки і бетону підсилення методикою експериментальних досліджень було передбачено влаштування на поверхні балок відкритих виїмок. Їх виконували за допомогою електродрилі з кроком 40...50 мм. Також з метою покращення зчеплення «нового» бетону обойми підсилення з «старим» бетоном конструкції на поверхню підсилюваної балки безпосередньо перед влаштуванням обойми наносили з'єднувальний шар Deitermann Cerinol ZH [39] і підсилювали переріз балок в опалубці бетоном згідно наведеної методики (див. п. 2.3.5).

Для контролю сумісної роботи «нового» і «старого» бетону методикою експериментальних досліджень на кожному етапі випробувань передбачали вимірювання деформацій бетону як основного так і додаткового перерізів по верхній грані балки і по висоті перерізу в зоні дії максимального згинального моменту. Їх замірювали мікроіндикаторами годинникового типу, які кріпили на тримачі, які були попередньо приклеєні до поверхні бетону. Таким чином,

при дослідженні балок, підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження, проводився контроль сумісної роботи бетону конструкції балки і бетону підсилення.

Враховуючи сумісну роботу основної та додаткової частини конструкції, приріст деформацій на межі основного та додаткового перерізів під час навантаження підсиленої конструкції при абсолютно жорсткому контакті буде однаковим. Таким чином сума деформації бетону основного перерізу при підсиленні та додаткового перерізу в будь-який момент часу в довільній точці перерізу в зоні контакту дорівнює повній деформації бетону основного перерізу конструкції в цій точці (рис.3.3).

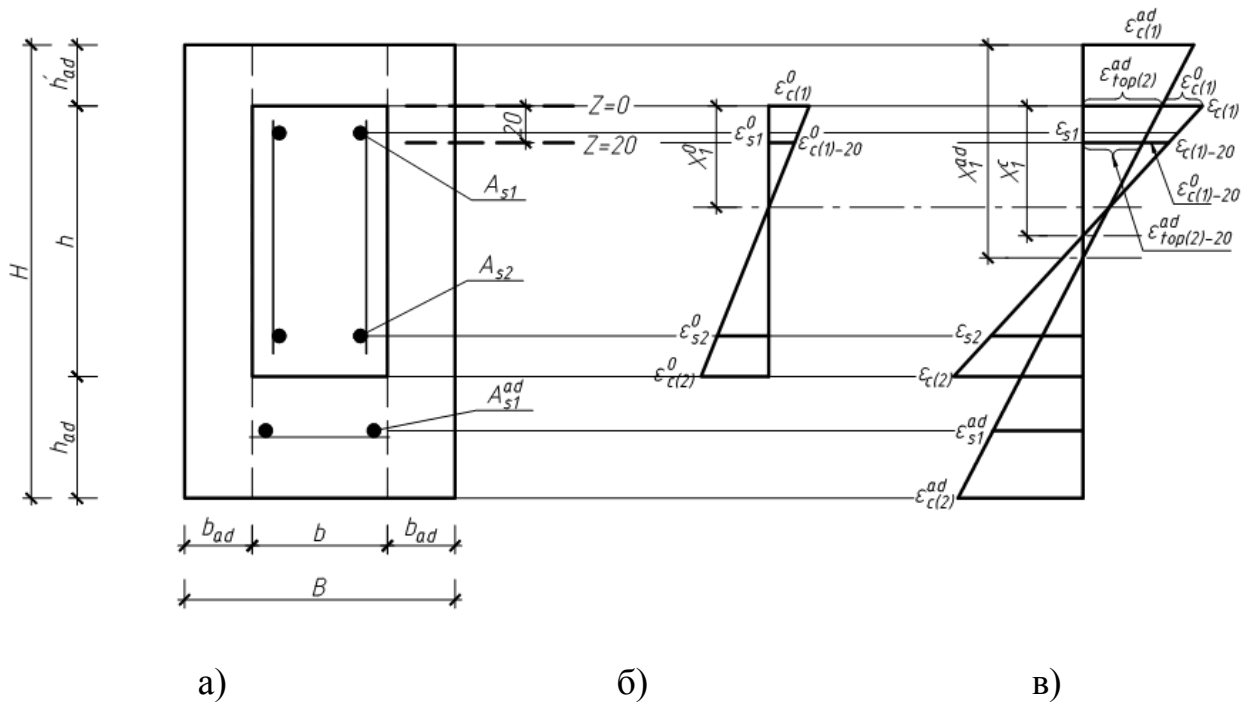


Рис. 3.3. Дослідження сумісної роботи існуючого бетону і бетону підсилення: а - поперечний переріз; б - розподіл деформацій перед підсиленням при $M = M_0^{exp}$; в - розподіл деформацій після підсилення залізобетонною обоймою за дії навантаження при $M = \max(M_u^{exp}, M_{u,ad})$.

В таблиці 3.2. наведено відносні деформації бетону основного перерізу $\epsilon_{c(1)}^0$ при підсиленні, тобто при $M = M_0^{exp}$, а також деформації бетону основного $\epsilon_{c(1)}$ та додаткового перерізів $\epsilon_{top(2)}^{ad}$ за дії граничного згинального

моменту $M = \max(M_u^{exp}, M_{u,ad}^{exp})$, що відповідав текучості арматури як основного так і додаткового перерізів. Подані деформації в таблиці 3.2 подані на рівні поверхні стисненої грані бетону основної конструкції при $Z=0$. В таблиці розраховували суму деформацій бетону основного перерізу при підсиленні $\varepsilon_{c(1)}^0$ та деформації додаткового перерізу $(\varepsilon_{top(2)}^{ad}) \varepsilon_{c(1)}^1 = \varepsilon_{c(1)}^0 + \varepsilon_{top(2)}^{ad}$ і порівнювали її з повними деформаціями бетону основного перерізу конструкції $\varepsilon_{c(1)}$. Аналогічні розрахунки деформацій були проведені на відстані $Z=20$ мм від стисненої грані бетону (рис.3.3), результати наведені в таблиці 3.3

Порівняння величин відносних деформацій бетону балки основного перерізу і обійми в зоні контакту показало, що бетон існуючої балки і бетон підсилення деформуються сумісно. Відхилення між деформаціями склало до 8.7%. Отже, виконане підсилення залізобетонних балок за дії навантаження з влаштуванням залізобетонної обійми із застосуванням при цьому спеціальних з'єднувальних сумішей, а також відкритих виїмок по поверхні «старого» бетону, забезпечило їх надійну сумісну роботу.

Таблиця 3.2

Дослідження сумісної роботи бетону балки і бетону підсилення на рівні поверхні стисненої грані бетону (Z=0)

Серія	Шифр балки	Момент при підсиленні M_0^{exp} , кНм	Деформації бетону балки $\varepsilon_{c(1)}^0 \cdot 10^5$ при підсиленні при $M = M_0^{exp}$,	Деформації бетону обойми $\varepsilon_{top(2)}^{ad} \cdot 10^5$ при $M = \max(M_u^{exp}, M_{u,ad})$	$\varepsilon_{c(1)}^1 = \varepsilon_{c(1)}^0 + \varepsilon_{top(2)}^{ad}$	Деформації бетону балки $\varepsilon_{c(1)} \cdot 10^5$ при $M = \max(M_u^{exp}, M_{u,ad})$	$\frac{\varepsilon_{c(1)}^1 - \varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \times 100\%$
II	Бп 2.1-0,7	16.75	-134.2	-56	-190,2	-195	-2,5%
	Бп 2.2-0,7	16.48	-100.7	-60	-160,7	-167.5	-4,1%
III	Бп 3.1-0,3	7.1	-47.0	-101.5	-148,5	-151.4	-1,9%
	Бп 3.2-0,3	7.1	-48.9	-95.3	-144,2	-136.9	5,3%
	Бп 3.3-0,5	11.78	-73.1	-80.5	-153,6	-167.8	-8,5%
	Бп 3.4-0,5	11.75	-66.4	-110	-176,4	-167.1	5,6%
	Бп 3.5-0,7	15.82	-109.2	-83.3	-192,5	-187.9	2,4%
	Бп 3.6-0,7	16.51	-125.6	-67	-192,6	-182.9	5,3%
	Бп 3.7-0,9	21.06	-172.4	-52.3	-224,7	-240.8	-6,7%
	Бп 3.8-0,9	21.04	-168.0	-63.3	-231,3	-251.3	-8,0%
IV	Бп 4.1-0,7	16.45	-101.4	-81	-182,4	-196.6	-7,2%
	Бп 4.2-0,7	15.83	-111.4	-75	-186,4	-204.1	-8,7%
	Бп 4.3-0,9	21.1	-170.0	-61.3	-231,3	-225.8	2,4%
	Бп 4.4-0,9	21.26	-175.0	-66.1	-241,1	-253.8	-5,0%

Таблиця 3.3

Дослідження сумісної роботи бетону балки і бетону підсилення на відстані $Z=20$ мм від стисненої грані бетону

Серія	Шифр балки	Момент при підсиленні M_0^{exp} , кНм	Деформації бетону балки $\varepsilon_{c(1)-20}^0 \cdot 10^5$ при підсиленні, $M = M_0^{exp}$	Деформації бетону обойми $\varepsilon_{top(2)-20}^{ad} \cdot 10^5$ при $M = \max(M_u^{exp}, M_{u,ad})$	$\varepsilon_{c(1)}^1 = \varepsilon_{c(1)-20}^0 + \varepsilon_{top(2)-20}^{ad}$	Деформації бетону балки $\varepsilon_{c(1)-20} \cdot 10^5$ при $M = \max(M_u^{exp}, M_{u,ad})$	$\frac{\varepsilon_{c(1)}^1 - \varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \times 100\%$
II	Бп 2.1-0,7	16.75	-104.0	-35.0	-139	-137.0	1,5%
	Бп 2.2-0,7	16.48	-80.0	-29.5	-109,5	-113.0	-3,1%
III	Бп 3.1-0,3	7.1	-32.0	-50.2	-82,2	-76.4	7,6%
	Бп 3.2-0,3	7.1	-30.0	-50.2	-80,2	-75.4	6,4%
	Бп 3.3-0,5	11.78	-58.4	-41.3	-99,7	-108.0	-7,7%
	Бп 3.4-0,5	11.75	-47.2	-72.0	-119,2	-126.0	-5,4%
	Бп 3.5-0,7	15.82	-49.5	-48.3	-97,8	-106.2	-7,9%
	Бп 3.6-0,7	16.51	-87.3	-43.5	-130,8	-125.0	4,6%
	Бп 3.7-0,9	21.06	-151.0	-34.1	-185,1	-193.5	-4,3%
IV	Бп 3.8-0,9	21.04	-126.0	-42.0	-168	-171.2	-1,9%
	Бп 4.1-0,7	16.45	-87.5	-48.0	-135,5	-146.9	-7,8%
	Бп 4.2-0,7	15.83	-82.0	-56.2	-138,2	-151.3	-8,7%
	Бп 4.3-0,9	21.1	-127.5	-30.1	-157,6	-153.1	2,9%
	Бп 4.4-0,9	21.26	-95.5	-29.3	-124,8	-128.7	-3,0%

3.3. НДС залізобетонних балок, підсилених способом нарощування армування

3.3.1. Несуча здатність експериментальних балок

Балки були запроектовані таким чином, щоб їх руйнування проходило за нормальним перерізом від дії згинального моменту.

Руйнування не підсиленої балки і балок, підсилених нарощуванням перетину арматури за дії навантаження, проходило внаслідок досягнення напружень в розтягнутій арматурі межі текучості. Значення згинального моменту при проведенні експерименту приймали рівне граничному M_{u1}^{exp} , оскільки воно відповідало граничному стану балки – втраті несучої здатності нормальних перерізів внаслідок текучості арматури.

Величину граничного моменту для балки визначали за відносними деформаціями арматури, які порівнювали зі значенням ε_s , які відповідали межі текучості f_y . Величину ε_s отримано шляхом випробування зразків арматурної сталі. Згинальний момент при якому деформації арматури дорівнюють значенню ε_s і був граничним – M_{u1}^{exp} .

Крім того величину граничного моменту визначали за графіками залежності прогинів балок від навантаження. При досягненні напружень в арматурі межі текучості як в самій арматурі, так і в бетоні значно наростають деформації. Це супроводжується більш різким наростанням прогинів. Графіки прогинів при навантаженні, якому відповідає текучість, мають переломи. Цим точкам зламу і відповідало значення величини граничного моменту – M_{u1}^{exp} .

Після досягнення напруження в розтягнутій арматурі текучості (M_{u1}^{exp}) подальше навантаження балок супроводжується значним прирощенням деформацій арматури і бетону, прирощенням прогинів і розкриттям тріщин. Внаслідок цього відбувається зменшення висоти стиснутої зони з подальшим роздробленням бетону стиснутої зони. Таке руйнування – характерне для не підсилених балок. Для визначення контрольних характеристик напружено-

деформованого стану не підсилених конструкцій серії 1, було проведено їх випробування на згин короткочасним навантаженням до руйнування. Експериментальні величини згинальних моментів, які відповідають граничному стану M_{u1}^{exp} та розрахункова величина моменту M_{u1}^{norm} згідно [243] наведені в табл. 3.4.

Таблиця 3.4.

Несуча здатність непідсиленої експериментальної балки

Серія	Шифр балок	Величина згинальних моментів, кН·см		$\frac{M_{u1}^{norm}}{M_{u1}^{exp}}$
		Експериментальний	Розрахунковий	
		Граничний (текучість арматури) M_{u1}^{exp}	По [243] M_{u1}^{norm}	
1	БЗ-1.1	2550.4	2239,0	0.878
	БЗ-1.2	2533.0	2245.0	0.886

Необхідно відмітити, що методика [97] дає можливість визначати лише граничний момент за текучістю арматури. Характер руйнування балки і розвиток тріщин показано на рис. 3.4. Порівняння величин експериментальних і розрахункових граничних моментів показало задовільну розбіжність результатів для не підсиленої балки. Відхилення складало 11,4...12,2% в бік заниження розрахункових величин перед експериментальними.

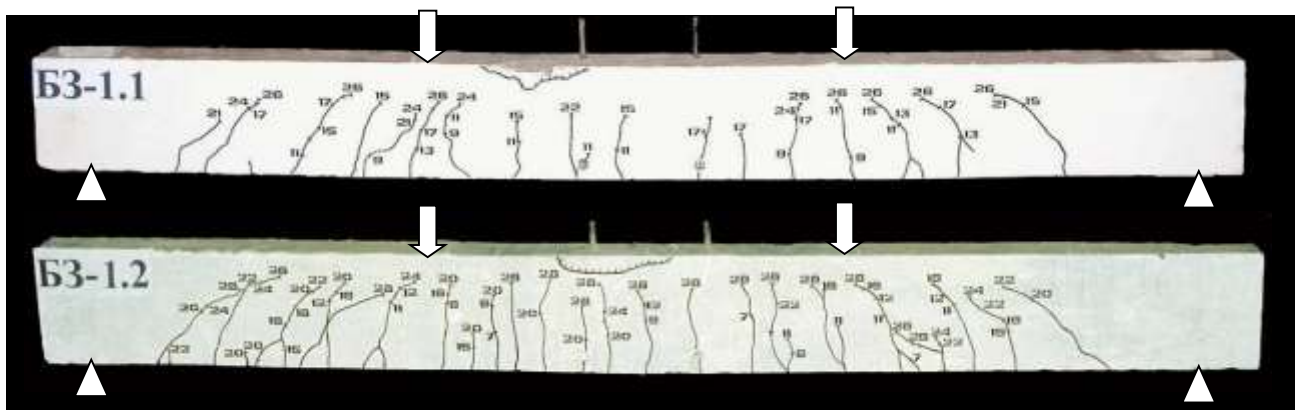


Рис. 3.4. Характер руйнування непідсиленої балки

Отримана експериментальним шляхом величина згинального моменту, що відповідає граничному стану M_{u1}^{exp} , для не підсиленої балки була базовою

для визначення величини навантажень, при яких підсилювались балки (відповідно 0,3; 0,5 та 0,75 M_{u1}^{exp}).

Балки, підсилені додатковою арматурою через коротиші під певним рівнем навантаження та без навантаження, зруйнувались внаслідок текучості арматури з наступним роздроблення стиснутої зони бетону. При визначенні розрахункових значень моментів використовували методику [97] з врахуванням особливостей розрахунку балки, що містить робочу арматуру різних класів міцності. При підрахунку ξ робоча висота перетину $h_{0,red}$ приймалась рівною сумі відстаней від стиснутої грані перетину до центра ваги існуючої розтягнутої арматури h_0 і відстані від центра ваги існуючої арматури до центра ваги сумарної арматури після підсилення a_{red} . Експериментальні величини згинальних моментів, які відповідають граничному стану M_u^{exp} та розрахункова величина моменту M_u^{norm} згідно [97] для підсилених балок наведені в табл. 3.5. Характерне руйнування балок, підсилених без дії навантаження показано на рис. 3.5.

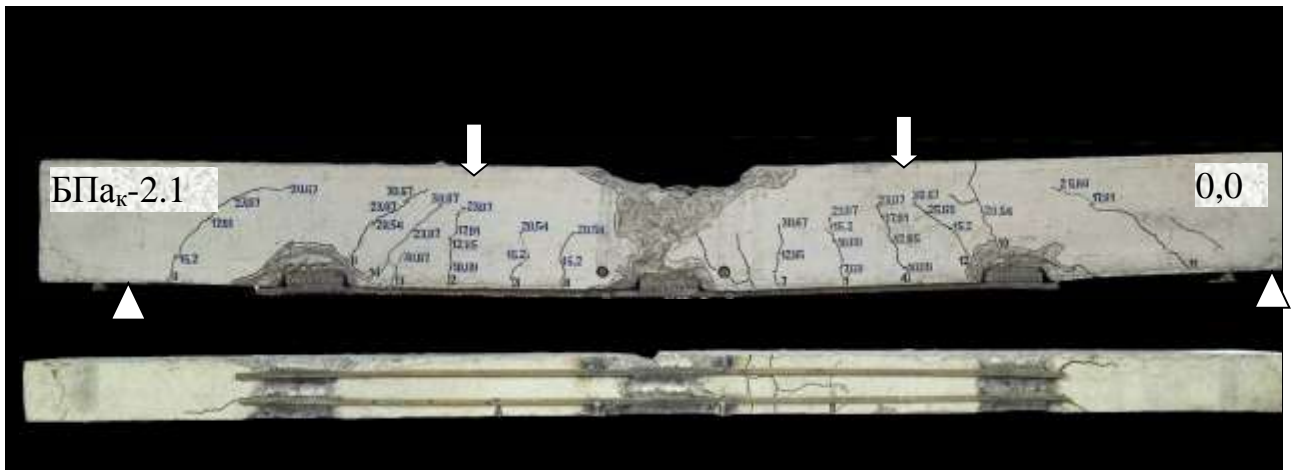


Рис. 3.5. Типовий характер руйнування балок, підсилених без навантаження

Характер руйнування і розвиток тріщин балок, підсилених під певним рівнем навантаження, показано на рис. 3.6.

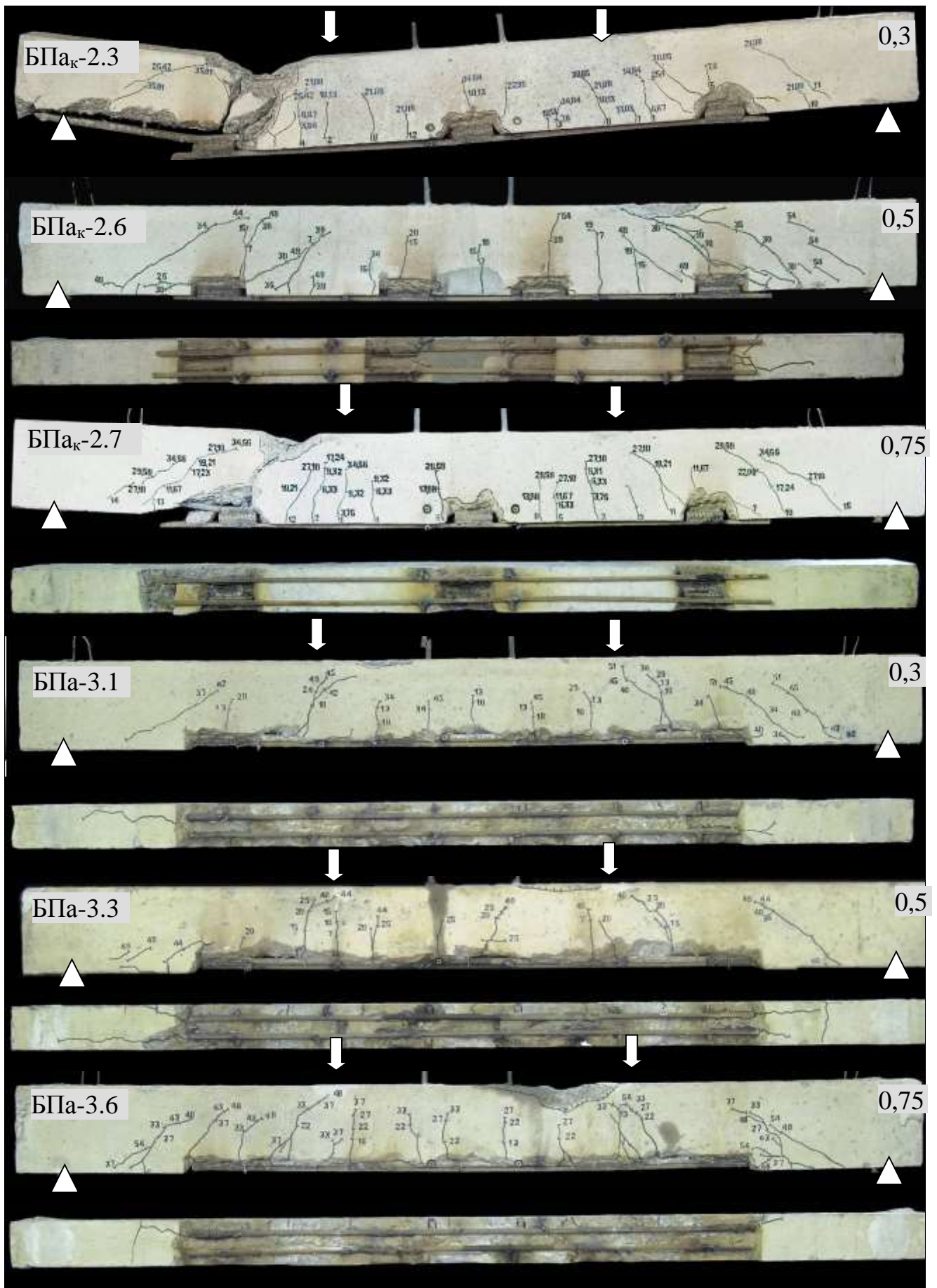


Рис. 3.6. Типовий характер руйнування балок, підсилених за дії навантаження

Таблиця 3.5

Несуча здатність підсилених експериментальних балок

Серія	Шифр балок	Переріз балок $b \times h$ $m \times 10^3$	Площа перерізу арматури $m^2 \times 10^4$ (\varnothing мм)	Відсоток армування основної і додаткової арматури, %	Величина моменту підсилення додатковою арматурою, кН·м	Величина згинальних моментів, кН·м		$\frac{M_{u2}^{norm}}{M_{u2}^{exp}}$	$\frac{M_{u2}^{exp}}{M_{u1}^{exp}}$
						Експеримент	Розрахунок		
						Граничний (текучість арматури) M_{u2}^{exp}	За [97] M_{u2}^{norm}		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	БПа _к -2.1-0,0	95×199	4,65 (2 \varnothing 14+ 2 \varnothing 10)	2.75	0	36.90	36.30	0.984	1.45
	БПа _к -2.2-0,0	97×201		2.66	0	36.70	36.60	0.997	1.44
	БПа _к -2.3-0,3	96×204		2.65	7,60	36.30	37.47	1.032	1.43
	БПа _к -2.4-0,3	99×202		2.60	7,75	35.90	37.21	1.037	1.41
	БПа _к -2.5-0,5	98×201		2.64	12,15	34.80	36.90	1.061	1.37
	БПа _к -2.6-0,5	98×202		2.62	12,30	35.10	37.14	1.058	1.38
	БПа _к -2.7-0,75	99×200		2.62	19,30	34.30	36.74	1.071	1.35
	БПа _к -2.8-0,75	97×203		2.63	19,70	34.00	37.30	1.097	1.34
3	БПа-3.1-0,3	101×20		2.46	7,65	35.90	35.96	1.002	1.41
	БПа-3.2-0,3	100×20		2.50	7,45	35.35	35.66	1.009	1.39
	БПа-3.3-0,5	99×204		2.45	12,10	34.20	35.83	1.048	1.35
	БПа-3.4-0,5	101×20		2.42	12,5	34.00	35.49	1.044	1.34
	БПа-3.5-0,75	99×205		2.43	19,50	33.50	36.06	1.076	1.32
	БПа-3.6-0,75	97×203		2.51	19,00	33.00	35.45	1.074	1.30

Порівняння величин експериментальних і розрахункових граничних моментів показало розбіжність результатів для більшості підсилених балок за допомогою та без коротишів в межах до 9.7% в бік перевищення теоретичних значень над експериментальними. Отже методика [243, 97] при розрахунку залізобетонних елементів, підсилених додатковою арматурою під певним рівнем навантаження, не враховує зниження характеристик міцності підсилених конструкцій, обумовлене самим підсиленням, що приводить до передчасного руйнування балок.

Детальний аналіз ділянок руйнування також показав, що в місцях приварювання арматури підсилення за допомогою коротишів проходить поворот ділянки з коротишем. Поясненням є наявність місцевого згинального моменту в місці приварювання, який утворився за рахунок появи ексцентриситету між основною арматурою та арматурою підсилення.

При такому способі підсилення залізобетонних балок з основною арматурою $\varnothing 14$ мм та застосуванням коротишів $\varnothing 20$ мм і арматури підсилення $\varnothing 10$ мм ексцентриситет між осями стрижнів зріс з 12 мм до 32мм. Необхідно зауважити, що руйнування залізобетонних балок внаслідок втрати зчеплення мало раптовий характер і відбувалось після досягнення напружень в арматурі межі текучості, тобто після вичерпання несучої здатності нормальних перерізів балок. Узагальнюючи можна стверджувати, що можливе руйнування підсилених залізобетонних балок внаслідок втрати зчеплення основної арматури слід враховувати при прийнятті конструктивних рішень підсилення залізобетонних балок.

Дослідні зразки залізобетонних балок, підсилених нарощуванням арматури з безпосереднім приварюванням арматури підсилення до основної арматури без коротишів зруйнувались внаслідок досягнення деформаціями і напруженнями в арматурі границі текучості. Тобто руйнування пройшло за нормальними перерізами в зоні чистого згину. Після досягнення границі текучості при збільшенні навантаження спостерігалось значне зростання

прогинів, викривлення осі балки, збільшення деформацій в арматурі, що приводило до роздроблення бетону стиснутої зони.

Порівняння величин експериментальних і розрахункових граничних моментів показало розбіжність результатів для підсилених балок без використання коротишів в межах 3,2...7,6% в бік перевищення теоретичних величин перед експериментальними. Це вказує на те, що методика [97] при розрахунку залізобетонних елементів знову не враховує зниження характеристик міцності підсилених конструкцій зумовлене підсиленням за дії навантаження.

Детальний аналіз характеру руйнування балок, підсилених нарощуванням арматури з безпосереднім приварюванням стрижнів підсилення до основної арматури показує, що перед руйнуванням залізобетонних балок внаслідок текучості робочої арматури на приопорних ділянках біля крайніх місць приварювання арматури підсилення утворюються тріщини вздовж основної арматури. Причиною аналогічно як в балках серії 2, є поворот стрижнів основної арматури внаслідок наявності ексцентриситету між осями арматури підсилення та основної арматури. Однак в випадку безпосереднього приварювання стрижнів підсилення до основної арматури без коротишів величина ексцентриситету буде меншою. Так для даних балок при основній арматурі $\varnothing 14\text{мм}$ та арматурі підсилення $\varnothing 10\text{мм}$ ексцентриситет буде рівний $e=12\text{мм}$ (для порівняння в балках з коротишами $e=32\text{мм}$). При меншому ексцентриситеті величина згинального моменту, який є причиною повороту основної арматури балок, буде відповідно теж меншим. Внаслідок чого відсутній “відрив” основної арматури та порушення її зчеплення.

3.3.2. Деформації експериментальних балок

Експериментальні величини деформацій балок підсилених з використанням коротишів подано у вигляді характерних графіків бетону крайньої стиснутого волокна, основного та додаткового армування, прогинів наведено на рис Г2.1...Г2.4 у додатку Г.2. Необхідно зауважити, що за деформаціями арматури фіксувався момент вичерпання міцності нормальних

перерізів балок, а саме, при досягненні межі текучості в арматурі, яка відповідає граничним деформаціям $\varepsilon_s=220\dots240\times10^{-5}$ графік набував яскраво вираженого криволінійного характеру з різним наростанням деформацій. Практично одночасно на графіках деформацій бетону спостерігається інтенсивніше збільшення деформацій бетону ε_b . Це свідчить про наявність та збільшення пластичних деформацій бетону. Додатковою інформацією про досягнення напружень в арматурі межі текучості було інтенсивне наростання прогинів експериментальних балок. Для всіх балок, підсилених за дії навантаження різної інтенсивності характерним було сповільнення інтенсивності збільшення деформацій бетону. При цьому на графіках деформацій спостерігається характерний злам вітки деформацій.

Характер наростання прогинів балок, підсилених за дії навантаження був подібним до характеру графіків деформацій бетону. При приварюванні арматури підсилення і подальшому збільшенні навантаження інтенсивність наростання прогинів зменшувалась і при навантаженні до вичерпання несучої здатності балок збільшувався криволінійний характер наростання прогинів. Це свідчить про збільшення величини і долі пластичних деформацій бетону і, особливо після досягнення межі текучості арматури, пластичних деформацій арматури.

Аналогічно спостерігалось зменшення інтенсивності приросту деформацій основної арматури після приварювання додаткової арматури підсилення. При цьому у всіх випадках підсилення балок нарощуванням арматури за дії навантаження при досягненні в основній арматурі межі текучості та відповідно граничних деформацій арматури $\varepsilon_s=220\dots240\times10^{-5}$, в подальшому відбувалося збільшення інтенсивності наростання деформацій основної арматури з викривлення їх графіка. Одночасно з цим спостерігалось інтенсивніше збільшення деформацій арматури підсилення із подібним викривленням графіків. Необхідно зауважити, що величина деформацій в арматурі підсилення була меншою від граничних деформацій $\varepsilon_s=310\dots340\times10^{-5}$, що відповідають межі текучості арматури підсилення. Так, для балок, в яких

виконували нарощування арматури за дії навантаження $0.3 M_{u1}^{exp}$ від несучої здатності непідсиленої балки деформації в арматурі підсилення на момент досягнення в основній арматурі межі текучості складала $\varepsilon_s=150 \times 10^{-5}$, для рівня навантаження 0.5 – $\varepsilon_s=130 \times 10^{-5}$, для 0.75 – $\varepsilon_s=90 \times 10^{-5}$. Це свідчить про недовикористання фізико-механічних характеристик арматури підсилення, ефективність застосування якої різко падає при виконанні підсилення при існуючому рівні навантаження конструкції біля $0.75 M_{u1}^{exp}$.

3.4. НДС залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обоймою

3.4.1. Несуча здатність експериментальних балок

3.4.1.1 Несуча здатність непідсиленних експериментальних балок

Згідно програми експериментальних досліджень з метою визначення характеристик напружено-деформованого стану, несучої здатності, деформативності, тріщиностійкості експериментальних балок було проведено випробування балок I серії Б 1.1 і Б 1.2 без влаштування підсилення на згин короткочасним навантаженням. За результатами випробувань отримано значення згинального моменту M_{u0}^{exp} , що відповідало граничному стану балки – втраті несучої здатності нормальних перерізів внаслідок досягнення робочою арматурою границі текучості, а саме досягнення відносних деформацій арматури величини ε_{s0} , яка відповідає границі текучості арматури f_y . Величина ε_{s0} була отримана по результатам випробування стандартних зразків арматурної сталі. Графік «момент-прогин» $M^{exp}(f)$ при навантаженні, якому відповідає текучість арматури, має перелом (рис. ГЗ.1. додаток ГЗ). Цій точці зламу і відповідало значення величини граничного моменту по межі текучості арматури – M_{u0}^{exp} .

Повне руйнування експериментальних балок відбувалося при досягненні бетоном граничних деформацій стиску, що викликало

роздроблення бетону стисненої зони і проходило при більшому значенні навантаження – M_{f0}^{exp} .

Теоретичний розрахунок несучої здатності експериментальних балок було проведено за методикою діючого ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [96], а також методикою колишніх норм проектування залізобетонних конструкцій [243] та рекомендаціями ДСТУ Б В.2.1-2:2016 [97]. При цьому в формули підставляли дійсні величини міцності бетону f_{cm} та для арматури дійсну границю текучості арматури f_y .

Експериментальні величини згинальних моментів, які відповідають граничному стану M_{u0}^{exp} і руйнуванню M_{f0}^{exp} , розрахункові величини моментів M_{u0}^{norm1} згідно [97] і розрахункові величини згинальних моментів по текучості арматури M_{u0}^{norm2} згідно з теорією розрахунку за деформаційною моделлю діючих норм [96], наведені в таблиці 3.6.

Таблиця 3.6..

Несуча здатність експериментальних балок

Шифр балок	Величина згинальних моментів, кН·м				$\frac{M_{f0}^{exp}}{M_{u0}^{exp}}$	$\frac{M_{u0}^{norm1}}{M_{u0}^{exp}}$	$\frac{M_{u0}^{norm2}}{M_{u0}^{exp}}$
	Експериментальний		Теоретичний				
	Граничний (текучість арматури) M_{u0}^{exp}	Руйнівний M_{f0}^{exp}	Граничний (текучість арматури)				
			По [97] M_{u0}^{norm1}	По ДСТУ Б В.2.6-156 M_{u0}^{norm2}			
Б 1.1	23,6	26,51	23,08	22,70	1,123	0,978	0,962
Б 1.2	24,0	26,55	23,22	22,68	1,106	0,968	0,945

Слід відмітити, що методика [97] дозволяє визначати лише граничний момент за текучістю арматури. Порівняння величин експериментальних і розрахункових граничних моментів показало задовільну збіжність результатів. Відхилення склало до 4% в сторону завищення експериментальних величин у порівнянні з теоретичними. Це підтверджує те,

що методика [97] дозволяє з достатньою точністю визначити міцнісні характеристики згинаних залізобетонних елементів.

На відміну від інженерного розрахунку по [243, 97] методика розрахунку несучої здатності за діючими нормами ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [96] дає можливість визначити граничний момент за текучістю арматури та момент вичерпання несучої здатності, за дії якого фіброві деформації стисненої грані досягають граничних значень ε_{cu} , або відбувається розрив розтягнених стрижнів арматури при досягненні в них граничних деформацій ε_u [96]. Порівняння величин експериментальних і розрахункових граничних моментів по текучості арматури показало відхилення до 5,5% в сторону зниження теоретичних величин у порівнянні з експериментальними і запас до 12,3% по моменту руйнування бетону стисненої зони, що є задовільним результатом.

Характер руйнування балок І серії та розвиток тріщин у цих балках подано на рис.3.7.

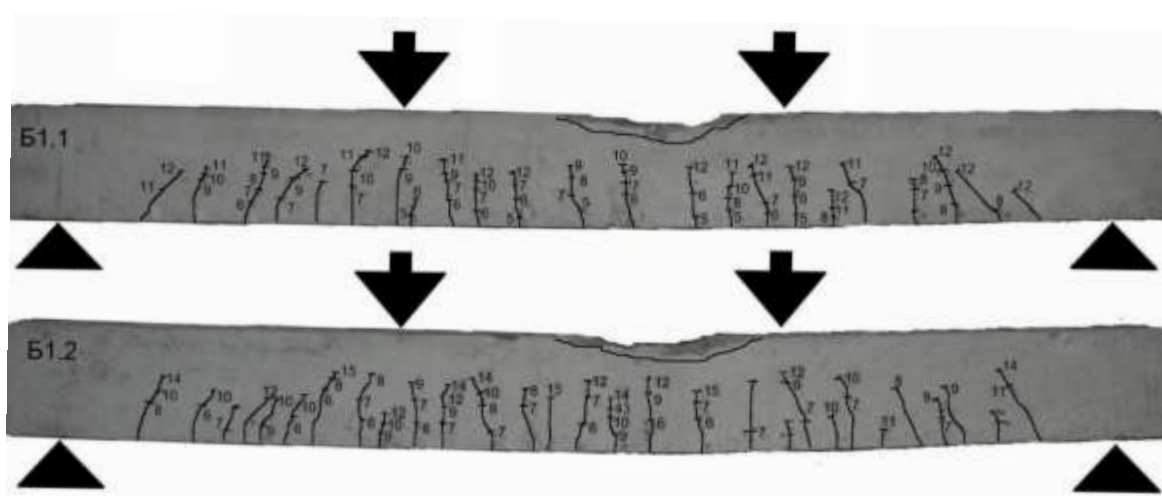


Рис. 3.7. Характер руйнування балок Б 1.1, Б 1.2

3.4.1.2 Несуча здатність експериментальних балок, підсилених залізобетонною обіймою за дії навантаження

Експериментальні зразки – балки, підсилені залізобетонною обіймою, були запроєктовані таким чином, щоб їх руйнування проходило по

нормальному перерізу від дії згинального моменту. Згідно з програмою експериментальних досліджень було проведено випробування балок II – IV серії (14 зразків), підсилених залізобетонною обоймою при одночасній дії навантаження на згин короткочасним навантаженням [34, 36]. Змінними параметрами при цьому були рівень попереднього навантаження балки (0.3, 0.5, 0.7, і 0.9 від граничного моменту по текучості арматури) і робоча арматура каркасу підсилення (2Ø8 A400C, 2Ø10 A400C, 2Ø12 A400C).

Напружено-деформований стан підсилених залізобетонною обоймою балок при випробуванні на згин теж можна розділити на три стадії.

На першій стадії після влаштування залізобетонної обойми приріст деформації основної арматури значно зменшувався, оскільки в роботу включалась додаткова арматура. При чому, чим меншим був рівень навантаження, при якому встановлювали елемент підсилення і, як наслідок, меншим було напруження робочої арматури під час підсилення, тим довше продовжувалась ця стадія. При цьому приріст деформацій арматури обойми на кожному етапі випробування був більший ніж в арматурі балки. Також при підсиленні балок III серії на нижчих рівнях попереднього навантаження ($0.3M_{u0}^{exp}$ і $0.5M_{u0}^{exp}$) спостерігали, що додаткова арматура обойми першою досягала напружень межі текучості. Для цієї стадії характерним є $\varepsilon_s < \varepsilon_{s0}$ і $\varepsilon_s^{ad} < \varepsilon_{s0}^{ad}$.

Оскільки балка, підсилена залізобетонною обоймою, має два ряди армування (основне та додаткове в обоймі), то деформації в них досягають межі текучості не одночасно, а при різній величині згинального моменту. Це пояснюється як різною робочою висотою арматури в перерізі, так і наявністю початкових напружень в основному армуванні на момент виконання підсилення.

Друга стадія починається з досягненням напружень в розтягненій арматурі основного або додаткового перерізу межі текучості. Це супроводжувалось збільшенням приросту деформацій робочої арматури і прогинів. Під час дослідження це було помітно за різницею показів приладів

на суміжних етапах. Кут нахилу графіка деформацій робочої арматури і прогинів на початку до горизонтальної осі цієї стадії зменшувався (рис. Г3.2...Г3.8 додаток Г.3). Треба відмітити, що коли один з шарів арматури (основного або додаткового перерізу) досяг напружень межі текучості, то стрижні іншого шару арматури при подальшому збільшенні навантаження не давали деформаціям швидко збільшуватись. Ця стадія триває до досягнення в обох стрижнях межі текучості. Для цієї стадії характерним є $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{s0}$ або $\varepsilon_s^{ad} \geq \varepsilon_{s0}^{ad}$.

Третя стадія роботи балки, підсиленої залізобетонною обоймою – стадія руйнування. При цьому всі стрижні розтягнутої арматури як основного, так і допоміжного перерізів досягають межі текучості. Для цієї стадії характерно $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{s0}$ і $\varepsilon_s^{ad} \geq \varepsilon_{s0}^{ad}$. На цій стадії роботи балки спостерігався стрімкий приріст деформацій стрижнів робочої арматури основного і додаткового перерізів, а також значне збільшення прогинів балки. Графік залежності деформацій робочої арматури від діючого згинального моменту, а також графік «момент-прогин» має різкий перелом. Значення згинального моменту при цьому відповідає діючому моменту, коли напруження в обох перерізах досягли межі текучості. Таким чином кут нахилу графіку деформацій робочої арматури і прогинів до горизонтальної осі на цій стадії значно зменшується.

Повне руйнування балок, підсилених при одночасній дії навантаження залізобетонною обоймою, проходило внаслідок досягнення напружень в розтягненій арматурі основного і додаткового перерізу границі текучості з подальшим роздробленням бетону стисненої зони обійми.

Величину моменту текучості арматури для балок визначалася за допомогою показів мікроіндикаторів годинникового типу, які попередньо встановлювалися на тримачах, приварених до робочих стрижнів арматури балки і обійми і давали інформацію про величини деформацій видовження шарів арматури балки основного і додаткового перерізів. За заміряними таким чином деформаціями розраховували величини відносних деформацій арматури на кожному етапі випробування. Вони порівнювалися з

відповідними значеннями ε_{s0} або ε_{s0}^{ad} , які відповідали напруженню границі текучості відповідно арматури основного f_y і додаткового f_y^{ad} перерізів. Згинальний момент, при якому відносні деформації в арматурі основного або додаткового перерізів досягали відповідних їм граничних значень деформацій і відповідно напружень межі текучості, був граничним моментом по текучості арматури основного (M_u^{exp}) або додаткового ($M_{u,ad}^{exp}$) перерізів.

Величину моменту текучості робочої арматури в балці і обоймі уточнювали за графіками залежності прогинів балок від діючого згинального моменту. При досягненні в арматурі основного або додаткового перерізів напружень границі текучості графік «момент-прогин» має переломи. Цим точкам зламу і відповідало значення величин згинальних моментів, при яких арматура основного або додаткового перерізів досягало межі текучості.

Повне руйнування експериментальних балок, підсилених залізобетонною обоймою, відбувалося при більшому значенні навантаження, що відповідало M_f^{exp} . Після досягнення напружень в розтягненій арматурі як основного, так і додаткового перерізів відповідних границь текучості подальше збільшення навантаження супроводжувалося значними приростами деформацій в робочій арматурі і в бетоні стисненого перерізу балки і обойми, стрімким приростом прогинів і розкриттям тріщин. При досягненні бетоном граничних деформацій стиску відбувалось роздроблення бетону обойми стисненої зони. Характер руйнування балок II – IV серії та розвиток тріщин у цих балках подано на рис. 3.8, 3.9.

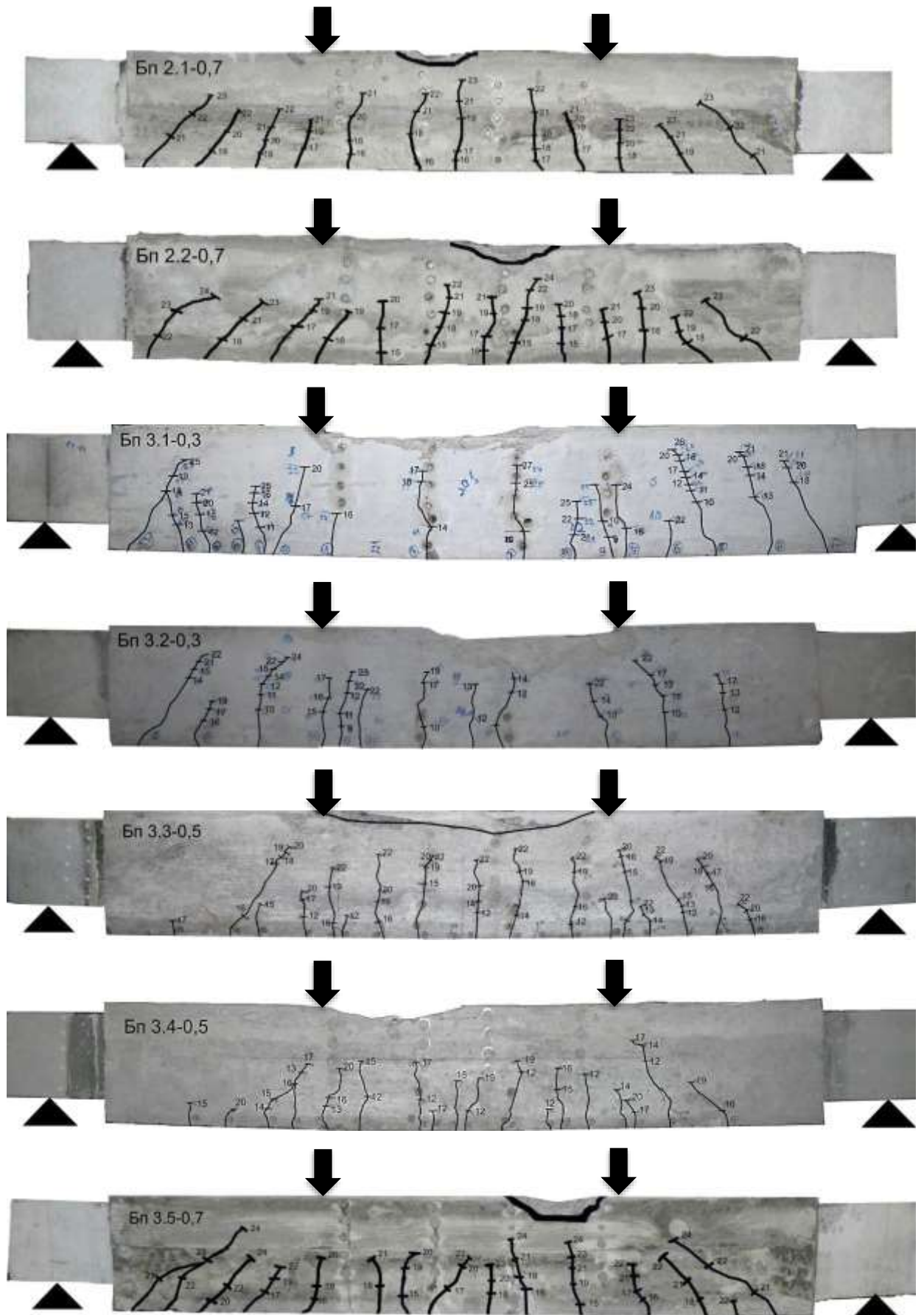


Рис. 3.8. Характер руйнування балок II – IV серій (початок).

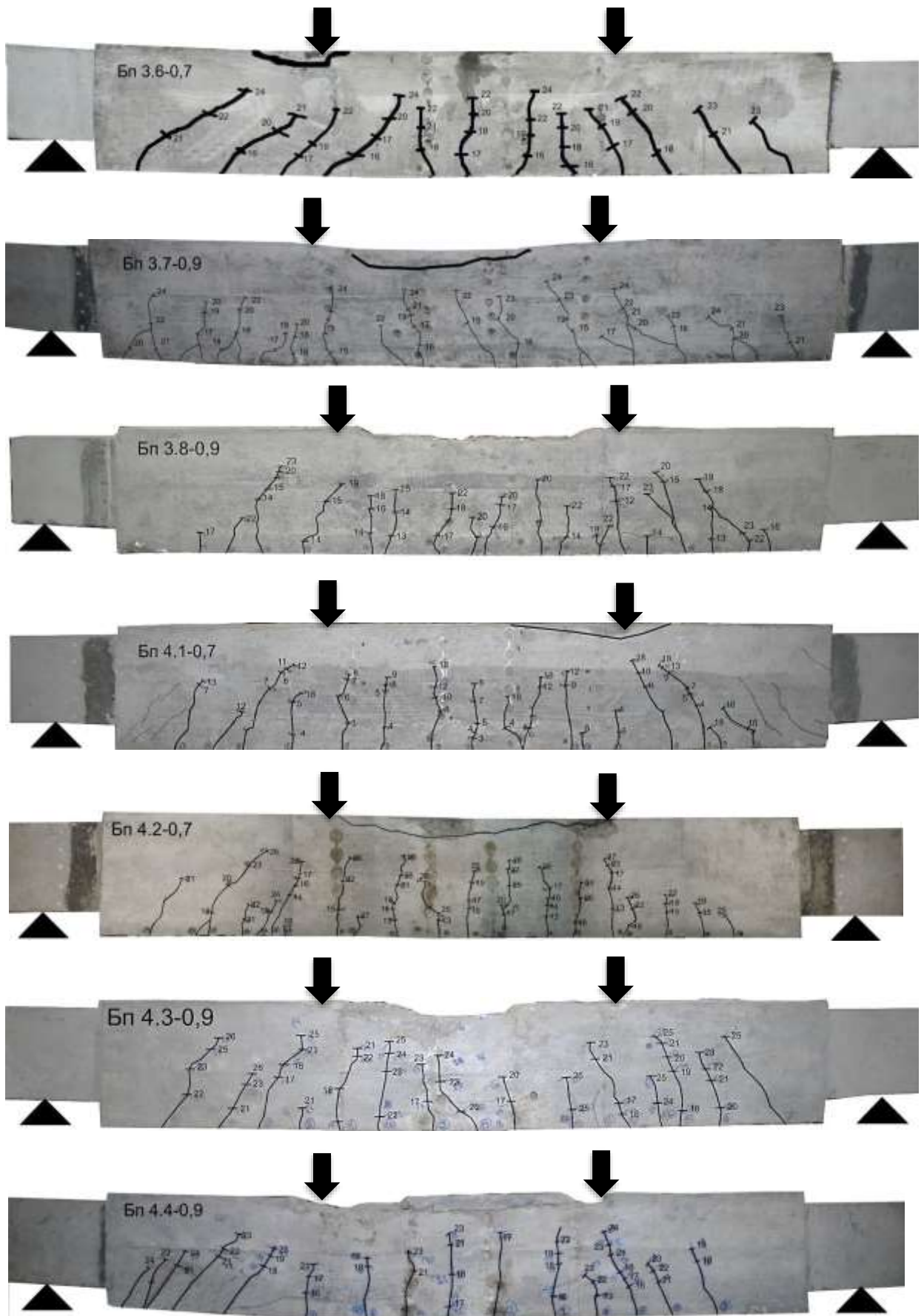


Рис.3.9. Характер руйнування балок II – IV серій (продовження).

При визначенні розрахункових значень моментів використовували методику ДСТУ Б В.3.1-2:2016 [97] з врахуванням особливостей розрахунку балки, що містить робочу арматуру і бетон різних класів міцності (рис. 3.10).

Якщо виконується умова:

$$R_s A_s + R_{s,ad} A_{s,ad} \leq R_{b,ad} (b + 2b_{ad}) h'_{ad}, \quad (3.1)$$

тобто $x \leq h'_{ad}$, розрахунок проводили, як для елемента, шириною $(b + 2b_{ad})$, виконаного з одного класу бетону за формулою:

$$M = R_{b,ad} (b + b_{ad}) x \left(h_{0,red} + h_{ad} - \frac{x}{2} \right), \quad (3.2)$$

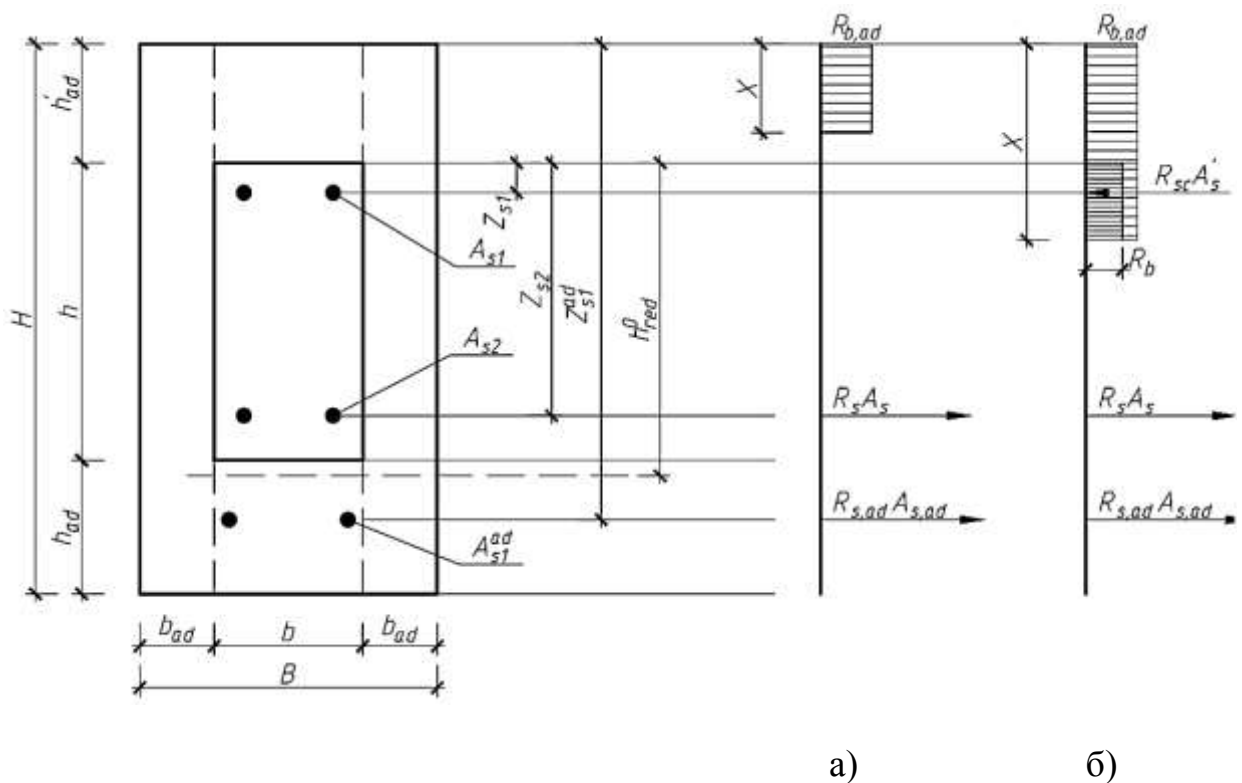


Рис. 3.10. Схеми зусиль і епюри напружень в нормальному перерізі елемента, підсиленого залізобетонною обіймою при $\xi \leq \xi_R$.

а) $x \leq h'_{ad}$; б) $x > h'_{ad}$.

При цьому висота стисненої зони

$$x = \frac{R_s A_s + R_{s,ad} A_{s,ad}}{R_{b,ad} (b + b_{ad})}. \quad (3.3)$$

Якщо умова (3.1) не виконується, розрахунок проводився з врахуванням різних класів бетону:

$$M = (R_b b + R_{b,ad} b_{ad}) (x - h'_{ad}) \left(h_{0,red} + \frac{h'_{ad}}{2} - \frac{x}{2} \right) + R_{b,ad} (b + b_{ad}) h'_{ad} \left(h_0 + \frac{h'_{ad}}{2} \right) + R_{sc} A'_s (h_{0,red} - a'). \quad (3.4)$$

При цьому x визначався за формулою:

$$x = \frac{R_s A_s + R_{s,ad} A_{s,ad} - R_{sc} A'_s - R_{b,ad} (b + b_{ad}) h'_{ad}}{R_b b + R_{b,ad} b_{ad}} + h'_{ad}, \quad (3.5)$$

де $A_s, A_{s,ad}$ – площа існуючої та додаткової розтягнутої арматури;

$R_s, R_{s,ad}$ – розрахункові опори розтягу існуючої та додаткової арматури.

Відстань від стисненої грані основного перерізу до центра ваги всієї розтягнутої арматури $h_{0,red}$ при цьому складатиме

$$h_{0,red} = \frac{R_s A_s h_0 + R_{s,ad} A_{s,ad} h_{0,ad}}{R_s A_s}. \quad (3.6)$$

Для вивчення впливу рівня попереднього навантаження на несучу здатність підсиленої конструкції в межах III серії були проведені випробовування короткочасним навантаженням балок, підсилених при різних рівнях попереднього навантаження з однаковим додатковим армуванням обойми, а саме 2Ø10 A400C [99]. Вибрані для порівняння рівні навантаження 0.3, 0.5 та 0.7 і 0.9 від граничного M_{u0}^{exp} по текучості арматури балки.

Експериментальні величини згинальних моментів, які відповідають граничному стану і повному руйнуванню, а також їх порівняння наведені в таблиці 3.7 Там же наведено величини згинальних моментів, одержаних по розрахунку згідно силової моделі [243] з врахуванням додаткових коефіцієнтів згідно вимог ДСТУ Б В.3.1-2:2016 [97] при підсиленні за дії навантаження вищим $0,65M_{u0}^{exp}$ для бетону $\gamma_{br} = 0.8$ і арматури $\gamma_{sr} = 0.8$ додаткового перерізу. При цьому в формули підставляли дійсні величини призмової міцності бетону $f_{c_{prism}}$, а в якості розрахункового опору арматури прийнято фактичні значення f_y границі текучості арматури.

Таблиця 3.7

Несуча здатність експериментальних балок підсиленних залізобетонною обіймою

Серія	№ п/п	Шифр балки	Рівень навантаження при підсиленні, M_0^{exp} , кН·м	Величина згинальних моментів, кН·м						Ефект підсилення				$\frac{M_{u,ad}^{exp}}{M_u^{exp}}$	$\frac{M_f^{exp}}{\max(M_u^{exp}, M_{u,ad}^{exp})}$	$\frac{M_u^{norm}}{M_u^{exp}}$
				Експериментальні				Розрах.								
				Граничний (текучість основної арматури) M_u^{exp}		Граничний (текучість додаткової арматури) $M_{u,ad}^{exp}$		Руйнівний M_f^{exp}	За ДСТУ Б В.3.1-2-2016 M_u^{norm1}	$\frac{M_u^{exp}}{M_{u0}^{exp}}$		$\frac{M_{u,ad}^{exp}}{M_{u0}^{exp}}$				
				зразка	серед-не знач.	зразка	серед-не знач.			зразка	серед-не знач.	зразка	серед-не знач.			
II	1.	Бп 2.1-0,7	16.75	30.81	30.52	37.78	37.72	43.9	32.95	1.295	1.28	1.587	1.58	1.226	1.162	1.070
	2.	Бп 2.2-0,7	16.48	30.23		37.66		42.3	33.48	1.270		1.582		1.246	1.123	1.108
III	3.	Бп 3.1-0,3	7.1	44.18	43.65	40.17	40.13	48.5	41.56	1.856	1.83	1.688	1.69	0.909	1.098	0.941
	4.	Бп 3.2-0,3	7.1	43.11		40.08		48.2	41.37	1.811		1.684		0.930	1.118	0.960
	5.	Бп 3.3-0,5	11.78	45.0	44.41	43.44	43.27	49.7	41.13	1.891	1.87	1.825	1.82	0.965	1.104	0.914
	6.	Бп 3.4-0,5	11.75	43.83		43.11		46.7	40.78	1.842		1.811		0.984	1.065	0.930
	7.	Бп 3.5-0,7	15.82	36.37	35.99	45.85	45.06	48.5	38.15	1.528	1.51	1.926	1.89	1.261	1.058	1.049
	8.	Бп 3.6-0,7	16.51	35.62		44.26		50.1	38.11	1.497		1.860		1.243	1.132	1.070
	9.	Бп 3.7-0,9	21.06	31.43	31.44	43.66	44.69	47.2	38.35	1.321	1.32	1.834	1.88	1.389	1.081	1.220
	10.	Бп 3.8-0,9	21.04	31.45		45.71		51.2	38.52	1.321		1.921		1.453	1.120	1.225
V	11.	Бп 4.1-0,7	16.45	40.32	40.36	49.53	49.27	55.5	43.42	1.694	1.70	2.081	2.07	1.228	1.121	1.077
	12.	Бп 4.2-0,7	15.83	40.40		49.01		53.0	43.09	1.697		2.059		1.213	1.081	1.066
	13.	Бп 4.3-0,9	21.1	32.56	32.45	49.17	50.26	55.4	43.64	1.368	1.36	2.066	2.11	1.510	1.127	1.340
	14.	Бп 4.4-0,9	21.26	32.34		51.34		55.5	43.80	1.359		2.157		1.588	1.082	1.354

Ефект підсилення визначався співвідношенням граничних моментів по текучості арматури основного і додаткового перерізів із граничним моментом непідсиленої балки. Вплив рівня попереднього навантаження на ефект підсилення балок проілюстровано на діаграмі на рис. 3.11.

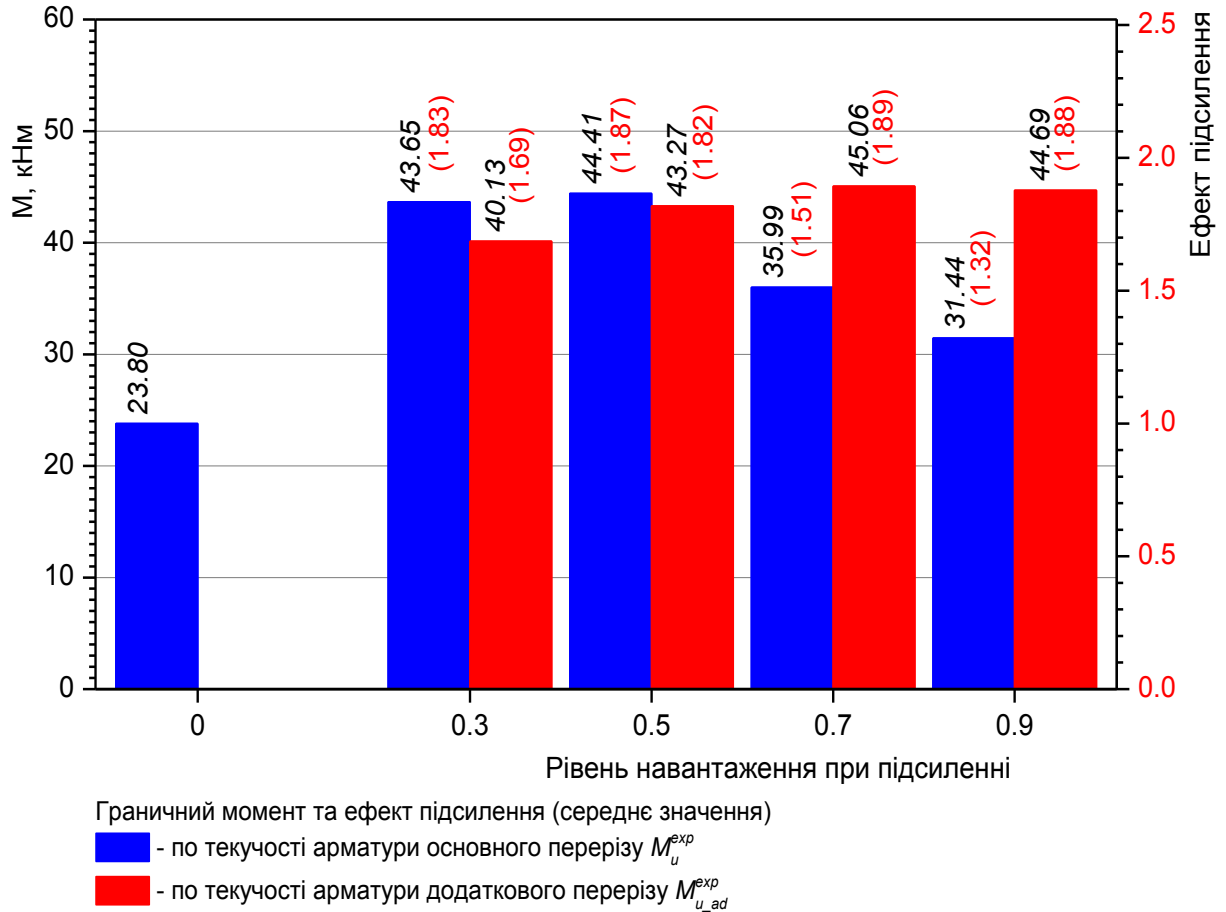


Рис. 3.11. Вплив рівня попереднього навантаження на несуча здатність експериментальних балок

Таким чином при експериментальних випробуваннях було помічено, що із збільшенням рівня навантаження балок перед підсиленням від рівня $0,3M_{u0}^{exp}$ до $0,5M_{u0}^{exp}$ згинальний момент, при якому напруження в арматурі основного перерізу досягали межі текучості, практично не змінювався, а, отже, і ефект підсилення при цьому мало змінювався (від 1,83 до 1,87).

Але при збільшенні рівня навантаження при підсиленні від $0,5M_{u0}^{exp}$ до $0,9M_{u0}^{exp}$ згинальний момент текучості основної арматури зменшувався. Отже, і ефект підсилення зменшувався від 1,87 до 1,32.

Згинальний момент, при якому напруження в стрижнях арматури додаткового перерізу досягали межі текучості, із збільшенням рівня навантаження при підсиленні від $0,3M_{u0}^{exp}$ до $0,7M_{u0}^{exp}$ зростав, а від $0,7M_{u0}^{exp}$ до $0,9M_{u0}^{exp}$ залишався практично сталим. При цьому ефект підсилення по додатковій арматурі збільшувався від 1,69 до 1,89 і був в межах 1,88 ... 1,89 відповідно (рис. 3.11).

Оскільки балка, підсилена залізобетонною обіймою, має два шари армування (основне та в обіймі) тому текучість в стрижнях настає не одночасно, а при різній величині згинального моменту. Слід зауважити, при нижчих рівнях попереднього навантаження $0,3M_{u0}^{exp}$ додаткова арматура обійми першою досягала напружень межі текучості. При підсиленні за дії навантаження рівня $0,5M_{u0}^{exp}$ текучість в обох шарах наступила практично одночасно. При більш високих рівнях діючого навантаження $0,7$ і $0,9 M_{u0}^{exp}$ при підсиленні текучість в арматурі додаткового перерізу наступала вже після досягнення арматурою основного перерізу напруження границі текучості. Це пояснюється різною робочою висотою арматури в перерізі і наявністю початкових напружень в основному армуванні на момент виконання підсилення. Тоді можна констатувати, що максимальний ефект підсилення, розрахований по згинальному моменту текучості арматури як основного, так і додаткового перерізів, залишався практично на одному рівні 1,83...1,89, і не залежав від рівня навантаження при влаштуванні залізобетонної обійми (рис. 3.11).

Необхідно відмітити, що інженерна методика [243] з врахуванням вимог [97] не дозволила з необхідною точністю визначити несуча здатність цих балок, підслених залізобетонною обіймою при дій навантаження різного рівня. Так при нижчих рівнях попереднього навантаження $0,3$ і $0,5 M_{u0}^{exp}$ розходження між теоретичними і фактичними величинами склало до -8,6% в сторону заниження теоретичних величин над експериментальними. Проте при вищих рівнях навантаження при підсиленні $0,7$ і $0,9 M_{u0}^{exp}$ розходження між

величинами згинальних моментів складало 4,9...7% і 22...22,5% відповідно в сторону завищення теоретичних величин над експериментальними, що недопустимо, і свідчить про необхідність удосконалення даної методики.

Для вивчення впливу кількості додаткового поздовжнього армування залізобетонної обійми на несуча здатність балок, підсилених за дії навантаження, балки серій II, III, IV були підсилені залізобетонною обіймою за дії навантаження однакового рівня ($0,7M_{u0}^{exp}$), що відповідає експлуатаційному рівню навантаження балки, але з різним армуванням обійми, а саме у серії II – 2Ø8, у серії III – 2Ø10, у серії IV – 2Ø12 A400C.

Експериментальні величини згинальних моментів, які відповідають граничному стану і руйнуванню, а також їх порівняння наведені в таблиці 3.7. Вплив кількості додаткового поздовжнього армування обійми наочно проілюстровано на рис. 3.12.

При експериментальних випробуваннях було помічено, що із збільшенням відсотку додаткового армування згинальний момент, при якому напруження в арматурі основного перерізу досягали межі текучості, збільшувався. Ефект підсилення при цьому змінювався від ~1,28 до 1,70 разів.

У всіх цих зразках текучість в арматурі додаткового перерізу наступала вже після досягнення арматурою основного перерізу напруження границі текучості. Отже, згинальний момент, при якому напруження в арматурі додаткового перерізу досягали межі текучості, теж збільшувався із збільшенням відсотку додаткового армування. Ефект підсилення при цьому змінювався від 1,58 до 2,07 разів (рис.3.12).

Розрахунок несучої здатності балок підсилених залізобетонною обіймою за дії навантаження за силовою моделлю наведеною в [243] з врахуванням додаткових коефіцієнтів згідно норм ДСТУ Б В. 3.1-2:2016 [97] показав завищення теоретичних результатів над експериментальними на 4,9...10,8%. Отже, інженерна методика (силова модель) розрахунку в даному випадку потребує уточнення.

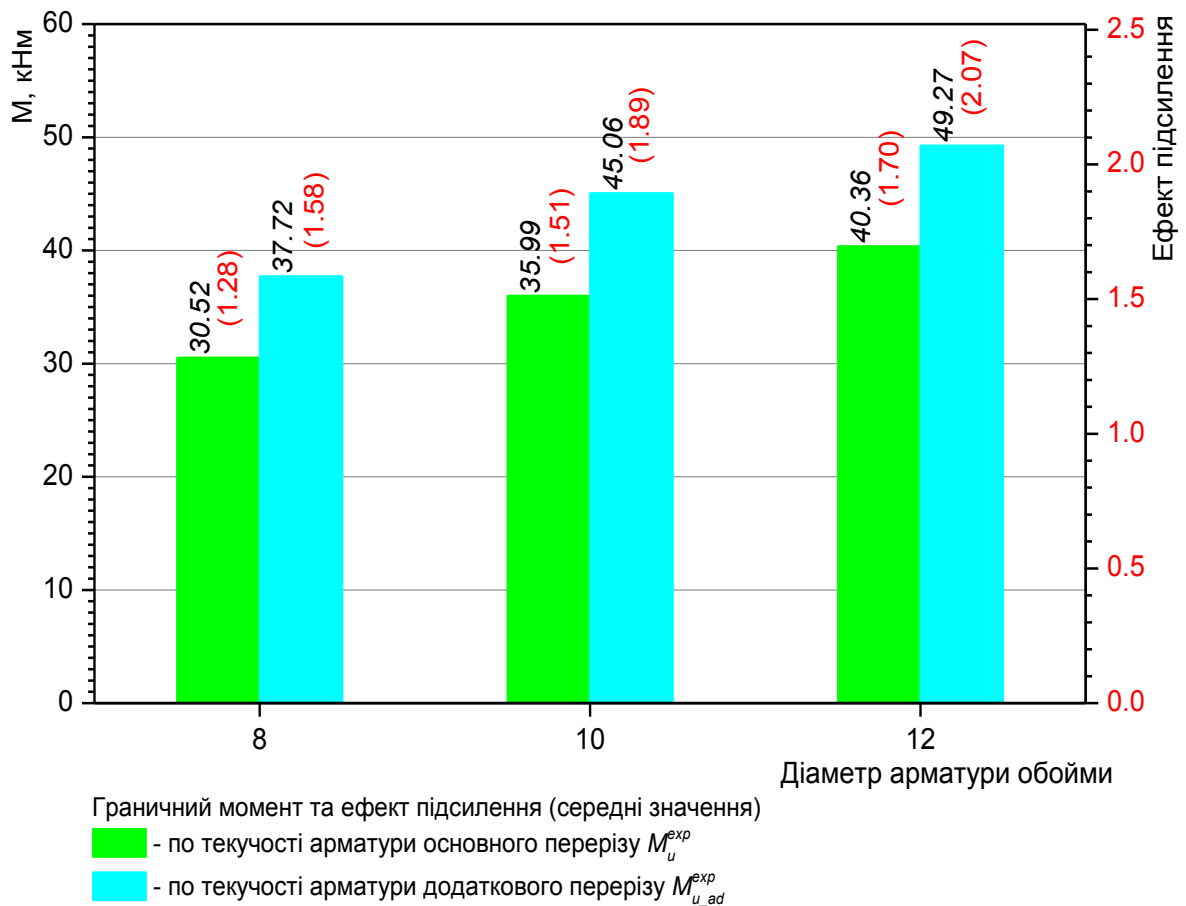


Рис.3.12. Вплив кількості додаткового поздовжнього армування обійми на несуча здатність експериментальних балок

З метою дослідження впливу навантаження граничного рівня при підсиленні на несуча здатність конструкції, балки серій III і IV були підсилені обіймою при одночасній дії навантаження рівня $(0,9M_{u0}^{exp})$, з різним армуванням обійми, а саме: $2\varnothing 10$ A400C у серії III і $2\varnothing 12$ A400C у серії IV. На діаграмі рис. 3.13 показано вплив навантаження граничного рівня при підсиленні на несуча здатність конструкції.

В процесі експериментальних досліджень було помічено, що при навантаженні граничного рівня вдається збільшити згинальний момент по текучості арматури основного перерізу в 1,32 рази для балок III серії і в 1,36 рази для балок IV серії. Завдяки надійному анкеруванню додаткової арматури в тілі обійми вдалося також довести її до межі текучості, тим самим повністю використати її резерв міцності. При цьому ефект підсилення по згинальному

моменту по текучості арматури додаткового перерізу склав 1,88 рази для балок III серії і в 2,11 рази для балок IV серії.

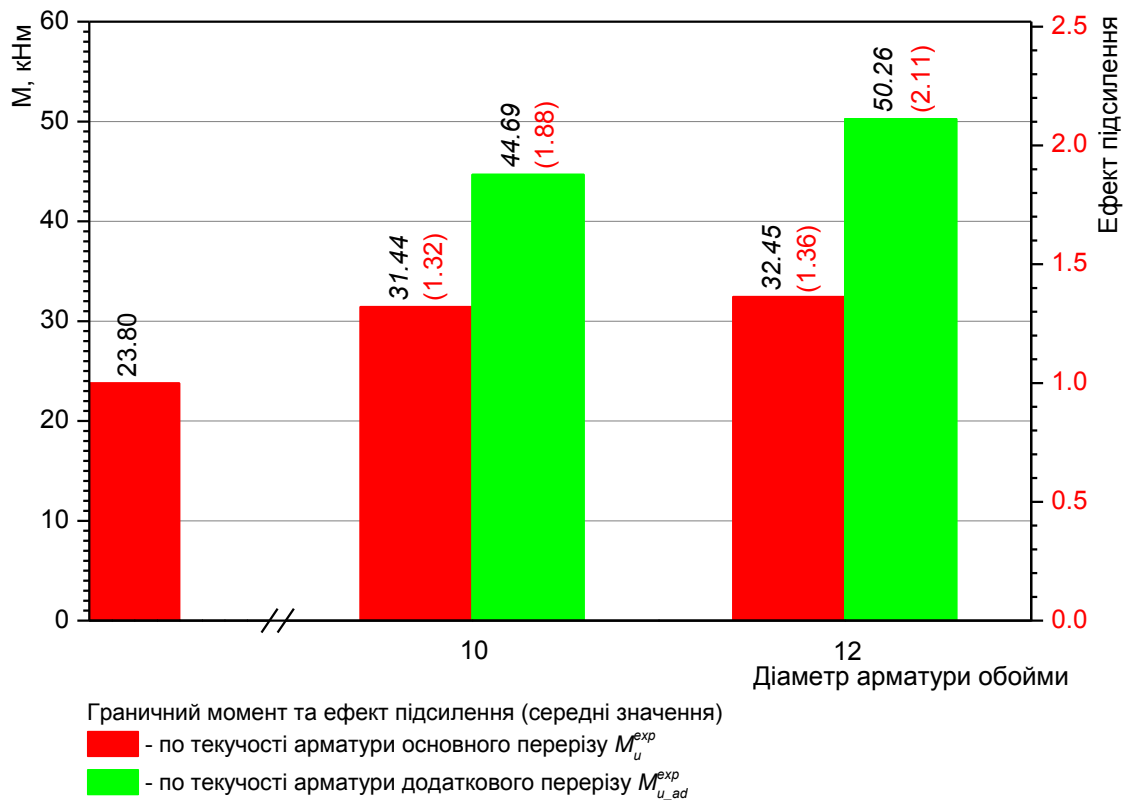


Рис.3.13. Вплив навантаження граничного рівня при підсиленні на несучу здатність експериментальних балок

Розрахунок несучої здатності балок підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження $0,9M_{u0}^{exp}$ за силовою моделлю наведеною у [243] з врахуванням додаткових коефіцієнтів роботи при підсиленні за дії навантаження згідно вимог норм ДСТУ В. 3.1-2:2016 [97] показав завищення теоретичних результатів над експериментальними на 22...22,5% для балок III серії і 34%...35,4% для балок IV серії. Таке перевищення теоретичних величин над експериментальними є недопустимим, і підтверджує необхідність удосконалення даної методики.

3.4.2. Деформативність експериментальних балок

3.4.2.1 Деформативність невідсиленних експериментальних балок

Згідно з програмою експериментальних досліджень, а також з метою визначення параметрів напружено-деформованого стану невідсиленого перерізу, балки I серії (2 зразки) випробовували на згин короткочасним навантаженням. При цьому вели спостереження за деформативністю балок, а саме деформаціями робочої арматури, крайньої грані стисненої зони бетону, прогинами і величиною розкриття тріщин. Повне руйнування балок M_{f0}^{exp} супроводжувалося значними приростами деформацій арматури і бетону, приростом прогинів і розвитком тріщин. Внаслідок цього графіки деформацій і прогинів отримували злами, збільшувався нелінійний характер кривих. Дана картина спостерігалася для всіх експериментальних зразків. Експериментальні значення граничних відносних деформації арматури ε_{s2} , бетону $\varepsilon_{c(1)}$, прогинів f_{max}^{exp} , а також величини розкриття тріщин одержані при величині граничного згинального моменту, який відповідав втраті несучої здатності балки по текучості арматури M_{u0}^{exp} подані в таблиці 3.8.

Слід зауважити, що при навантаженні $M = M_{u0}^{exp}$ прогини і ширина розкриття тріщин знаходяться у допустимих межах відповідно до норм ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [96].

Таблиця 3.8..

Деформативність експериментальних балок при $M = M_{u0}^{exp}$

Серія	Шифр балки	$M = M_{u0}^{exp}$				$\frac{f_{max}^{exp}}{L}$	$\frac{w_k}{w_{max}^{norm}}$
		Експериментальні					
		арматура, $\varepsilon_{s2} \times 10^5$	бетон, $\varepsilon_{c(1)} \times 10^5$	прогини, f_{max}^{exp} , мм	тріщини, w_k , мм		
I	Б 1.1	286.5	-225.4	10.19	0.208	1/186	0.69
	Б 1.2	276.8	-224.9	10.11	0.185	1/188	0.62

Експериментальні величини деформацій арматури, стисненої фібри бетону, прогинів балок і ширини розкриття тріщин, які відповідають

експлуатаційному рівню роботи конструкції $0,7M_{u0}^{exp}$ наведені в таблиці 3.9. Крім цього у таблиці наведено величини прогинів і розкриття тріщин, одержані розрахунком за методикою ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [96]. При визначенні теоретичних величин в формули підставляли дійсні значення f_{cd} , f_{yd} , E_s , E_c визначені експериментально, шляхом випробування бетонних призм та еталонних зразків арматурної сталі.

Суміщені графіки деформацій арматури, бетону стисненої зони і прогинів балок I серії, випробуваних короткочасним навантаженням, а також графіки одержані по розрахунку за методикою норм ДСТУ Б В.2.6-156 [96], подані на рис. Г3.1 в додатку Г.3. За графіками було визначено граничний момент текучості арматури для балок в серії. Порівняння експериментальних і розрахункових величин деформацій арматури, стисненої фібри бетону, прогинів балок показало, що методика ДСТУ Б В.2.6-156 [96] дає задовільну збіжність результатів для всіх балок. Відхилення складало 5,6...10,9% в сторону завищення теоретичних величин над експериментальними. Як видно з графіків та таблиці 3.9 збіжність величин характеристик деформативності для балок I серії без влаштування елементів підсилення є задовільною.

Таблиця 3.9

Деформативність експериментальних балок при $M = 0.7M_{u0}^{exp}$

Серія	Шифр балки	$M = 0.7M_{u0}^{exp}$								$\frac{\varepsilon_{s2}^{dm}}{\varepsilon_{s2}}$	$\frac{\varepsilon_{c(1)}^{dm}}{\varepsilon_{c(1)}}$	$\frac{f^{dm}}{f^{exp}}$	$\frac{w_k^{dm}}{w_k}$
		Експериментальні				Теоретичні							
		арма-тура, $\varepsilon_{s2} \times 10^5$	бетон, $\varepsilon_{c(1)} \times 10^5$	проги-ни f^{exp} , мм	тріщи-ни, w_k , мм	арма-тура, $\varepsilon_{s2}^{dm} \times 10^5$	бетон, $\varepsilon_{c(1)}^{dm} \times 10^5$	проги-ни f^{dm} , мм	тріщи-ни, w_k^{dm} , мм				
I	Б 1.1	181.8	-124.7	6.51	0.117	199.1	-131.7	7.22	0.212	1.095	1.056	1.109	1.812
	Б 1.2	187.1	-124.6	6.51	0.11	199.1	-131.7	7.22	0.212	1.064	1.057	1.109	1.927

3.4.2.2 Деформативність експериментальних балок, підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження

З метою дослідження роботи балок, підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження, програмою експериментальних досліджень було передбачено випробування балок II – IV серії (14 зразків). Балки підсилювалися залізобетонною обоймою при одночасній дії навантаження і випробовувалися на згин короткотривалим навантаженням за наведеною вище методикою дослідження. Змінними параметрами при цьому були рівень попереднього навантаження балки (0.3, 0.5, 0.7, і 0.9 від граничного моменту M_{u0}^{exp} по текучості арматури) і додаткове армування обойми підсилення (2Ø8 A400C, 2Ø10 A400C, 2Ø12 A400C).

Під час експериментальних випробувань вели постійне спостереження за деформативністю елементів балки основного і додаткового перерізів, а саме: деформаціями робочої арматури балки і арматурою каркаса обойми, деформаціями крайньої грані стисненої зони бетону балки і обойми, розвитком тріщин і прогинами. Величину деформацій, прогини та ширина розкриття тріщин визначали згідно прийнятої методики на кожному етапі експериментальних досліджень.

Фізичне руйнування балок M_f^{exp} , підсилених за дії навантаження залізобетонною обоймою, відбувалося після досягнення як арматурою основного так і додаткового перерізів напруження межі текучості з роздробленням бетону стиснутої зони обойми підсилення. Це супроводжувалося значними приростами деформацій арматури і бетону та приростом прогинів. Внаслідок цього графіки деформацій і прогинів отримували злами, збільшувався нелінійний характер кривих. Дана картина спостерігалася для всіх експериментальних зразків.

Для вивчення впливу рівня попереднього навантаження на деформативність підсиленої конструкції в межах серії III були проведені випробування короткочасним навантаженням балок, підсилених при різних рівнях попереднього навантаження з однаковим додатковим армуванням

обойми, а саме 2Ø10 A400С. Вибрані рівні навантаження 0,3, 0,5, 0,7 і 0,9 від максимального по текучості арматури балки M_{u0}^{exp} . Прийняті рівні навантаження моделювали діапазон навантажень від конструктивного (власної ваги самих конструкцій), експлуатаційного (власної ваги і корисного навантаження) і до граничного.

Експериментальні і розрахункові величини деформацій арматури ε_{s2} , $\varepsilon_{s2,ad}$, стисненої фібри бетону $\varepsilon_{c(1)}$, $\varepsilon_{c(1),ad}$, прогинів балок f^{exp} і ширини розкриття тріщин $w_{k,ad}$, які відповідають експлуатаційному рівню роботи конструкції $0,7M_u^{exp}$ і $0,7M_{u,ad}^{exp}$, а також при значенні згинального моменту $\min(M_u^{exp}, M_{u,ad}^{exp})$, коли один з шарів арматури досяг межі текучості, наведені в таблицях 3.10 – 3.13 відповідно.

На рис. Г3.2...Г3.8 додатку Г.3 показані експериментальні графіки деформації арматури основного і додаткового перерізів, деформації бетону стисненої грані і прогинів експериментальних балок, підсилених залізобетонною обоймою при одночасній дії навантаження різного рівня. За графіками деформації арматури і прогинів для всіх балок III серії були визначені згинальні моменти, за дії яких арматура основного і додаткового перерізів досягала відповідних напружень межі текучості.

При експериментальних дослідженнях встановлено, що чим менший рівень навантаження при підсиленні, тим інтенсивніше включається в роботу арматура і бетон обойми. При підсиленні на рівні $0,3M_{u0}^{exp}$ арматура обойми першою досягає межі текучості, а на рівні $0,5 M_{u0}^{exp}$ рівня арматура основного і додаткового перерізів досягає текучості практично одночасно. При вищих рівнях навантаження розтягнена арматура основного перерізу спочатку досягає межі текучості. Це пояснюється як різною робочою висотою арматури, так і наявністю початкових напружень в армування на момент підсилення.

Із збільшенням рівня попереднього навантаження під час підсилення при однаковому значенні згинального моменту деформації бетону стисненої грані додаткового перерізу зменшувалися, бетон менше включався в роботу.

Таблиця 3.10

**Деформативність експериментальних балок залежно від рівня діючого навантаження
при підсиленні при $M = 0.7M_u^{exp}$**

Серія	Шифр балки	Момент при підсиленні M_0^{exp} кНм	Згин. момент M , кНм	$M = 0.7M_u^{exp}$					
				Експеримент					
				арматура		бетон		прогини f^{exp} . мм	тріщини. $w_{k.ad}$. мм
				$\varepsilon_{s2} \times 10^5$	$\varepsilon_{s2.ad} \times 10^5$	$\varepsilon_{c(1)} \times 10^5$	$\varepsilon_{c(1).ad} \times 10^5$		
II	Бп 2.1-0,7	16.75	21.57	190.5	22.5	-135.9	-12.0	7.24	0
	Бп 2.2-0,7	16.48	21.16	212.0	18.1	-107.0	-13.5	7.48	0
III	Бп 3.1-0.3	7.1	30.93	151.1	145.2	-86.8	-73.4	5.94	0.195
	Бп 3.2-0.3	7.1	30.18	157.8	149.5	-90.8	-68.7	5.51	0.191
	Бп 3.3-0.5	11.78	31.89	188.9	120.4	-125.3	-61.43	7.5	0.096
	Бп 3.4-0.5	11.75	30.68	201.0	122.7	-115.8	-54.5	7.02	0.075
	Бп 3.5-0.7	15.82	25.46	222.3	41.8	-122.0	-22.4	7.66	0
	Бп 3.6-0.7	16.51	24.93	205.3	26.2	-134.5	-25.8	7.74	0
	Бп 3.7-0.9	21.06	22.00	237.0	1.81	-173.4	-1.63	9.20	0
IV	Бп 3.8-0.9	21.04	22.02	232.0	4.40	-168.2	-3.1	8.40	0
	Бп 4.1-0,7	16.45	26.96	215.5	49.2	-134.1	-25.5	7.10	0.029
	Бп 4.2-0,7	15.83	28.28	215.0	59.7	-138.4	-32.0	8.08	0.049

Таблиця 3.11

**Деформативність експериментальних балок залежно від рівня діючого навантаження
при підсиленні при $M = 0.7M_{u,ad}^{exp}$**

Серія	Шифр балки	Момент при підсиленні M_0^{exp} кНм	Згин. момент M , кНм	$M = 0.7M_{u,ad}^{exp}$					
				Експеримент					
				арматура		бетон		прогини f^{exp} . мм	тріщини. $w_{k,ad}$. мм
				$\varepsilon_{s2} \times 10^5$	$\varepsilon_{s2,ad} \times 10^5$	$\varepsilon_{c(1)} \times 10^5$	$\varepsilon_{c(1),ad} \times 10^5$		
II	Бп 2.1-0,7	16.75	26.45	232.0	60.1	-150.7	-33.1	8.68	0
	Бп 2.2-0,7	16.48	26.36	248.7	58.5	-119.9	-32.7	8.46	0.007
III	Бп 3.1-0.3	7.1	28.12	138.7	124.2	-79.3	-63.7	5.56	0.162
	Бп 3.2-0.3	7.1	28.06	147.0	135.9	-86.3	-61.8	5.23	0.161
	Бп 3.3-0.5	11.78	30.41	183.1	110.4	-120.3	-57.3	7.17	0.082
	Бп 3.4-0.5	11.75	30.18	198.8	118.4	-114.5	-52.4	6.93	0.070
	Бп 3.5-0.7	15.82	32.10	255.9	88.0	-141.5	-45.8	8.95	0.063
	Бп 3.6-0.7	16.51	30.98	244.0	80.8	-145.9	-51.9	8.58	0.023
	Бп 3.7-0.9	21.06	30.56	272.2	46.9	-191.9	-29.5	10.41	0.055
	Бп 3.8-0.9	21.04	32.00	281.0	73.6	-192.6	-38.1	9.94	0.081
IV	Бп 4.1-0,7	16.45	34.67	254.3	94.7	-154.1	-52.2	8.23	0.078
	Бп 4.2-0,7	15.83	34.31	245.3	100.9	-152.9	-47.6	8.88	0.078

Таблиця 3.12

Деформативність експериментальних балок залежно від рівня діючого навантаження
при підсиленні при $M = \min(M_u^{exp}, M_{u,ad}^{exp})$

Серія	Шифр балки	Момент при підсиленні M_0^{exp} кНм	Згин. момент M , кНм	$M = \min(M_u^{exp}, M_{u,ad}^{exp})$					
				Експеримент					
				арматура		бетон		прогини f^{exp} . мм	тріщини. $w_{k,ad}$. мм
				$\varepsilon_{s2} \times 10^5$	$\varepsilon_{s2.ad} \times 10^5$	$\varepsilon_{c(1)} \times 10^5$	$\varepsilon_{c(1).ad} \times 10^5$		
II	Бп 2.1-0,7	16.75	30.81	278.9	105.6	-166.8	-54.1	9.28	0.045
	Бп 2.2-0,7	16.48	30.23	280	108.0	-130.4	-48.1	9.45	0.043
III	Бп 3.1-0.3	7.1	40.17	206.5	227.4	-121.3	-111.1	8.14	0.301
	Бп 3.2-0.3	7.1	40.08	230.0	230.0	-118.9	-106.3	7.44	0.299
	Бп 3.3-0.5	11.78	43.44	259.6	225.1	-163.5	-100.3	10.07	0.157
	Бп 3.4-0.5	11.75	43.11	271.5	230	-161.7	-106.1	9.81	0.245
	Бп 3.5-0.7	15.82	36.37	280.0	120.1	-156.4	60.6	9.95	0.100
	Бп 3.6-0.7	16.51	35.62	280.0	127.2	-154.8	-71.0	9.46	0.079
	Бп 3.7-0.9	21.06	31.43	280.0	54.7	-194.4	-33.7	10.6	0.067
	Бп 3.8-0.9	21.04	31.45	280.0	67.9	-191.5	-36.5	9.89	0.080
IV	Бп 4.1-0,7	16.45	40.32	280	135.3	-167.3	-73.2	9.22	0.110
	Бп 4.2-0,7	15.83	40.40	278.5	145.2	-171.3	-66.3	9.65	0.105

Таблиця 3.13

Деформативність експериментальних балок залежно від рівня діючого навантаження
при підсиленні при $M = \max(M_u^{exp}, M_{u,ad}^{exp})$

Серія	Шифр балки	$\max(M_u^{exp}, M_{u,ad}^{exp}),$ кНм	$M = \max(M_u^{exp}, M_{u,ad}^{exp})$					
			Експеримент					
			арматура		бетон		прогини f_{max}^{exp} . мм	тріщини. $w_{k,ad}$. мм
			$\epsilon_{s2} \times 10^5$	$\epsilon_{s2,ad} \times 10^5$	$\epsilon_{c(1)} \times 10^5$	$\epsilon_{c(1),ad} \times 10^5$		
II	Бп 2.1-0,7	37.78	393.8	210	-195.0	-92.0	11.3	0.105
	Бп 2.2-0,7	37.66	360.6	205.5	-167.5	-84.0	12.02	0.208
III	Бп 3.1-0.3	44.18	280	396	-151.4	-154.4	9.91	0.393
	Бп 3.2-0.3	43.11	280	342	-136.9	-132.9	8.45	0.336
	Бп 3.3-0.5	45.0	273	246	-167.8	-107.4	10.48	0.171
	Бп 3.4-0.5	43.83	280	244	-167.1	-111.6	10.22	0.251
	Бп 3.5-0.7	45.85	347	214	-187.9	-97.6	12.50	0.208
	Бп 3.6-0.7	44.26	354	230	-182.9	-111.0	11.57	0.245
	Бп 3.7-0.9	43.66	437	230	-240.8	-105.6	14.28	0.295
	Бп 3.8-0.9	45.71	405	230	-251.3	-104.8	13.07	0.225
IV	Бп 4.1-0,7	49.53	339.4	224.2	-196.6	-118.8	11.29	0.150
	Бп 4.2-0,7	49.01	349.7	229.5	-204.1	-105.9	11.4	0.202

Аналіз значень прогинів балок показав, що меншому рівню навантаження при підсиленні відповідають менші значення прогинів підсилених балок. Водночас розкриття тріщин інтенсивніше проходило при менших значеннях згинального моменту при підсиленні M_0^{exp} , оскільки арматура і бетон елементів підсилення краще використовують свій резерв міцності. Слід зауважити, що при граничному навантаженні $M = \max(M_u^{exp}, M_{u,ad}^{exp})$ (табл. 3.10 – 3.13) прогини балок, підсилених за дії навантаження рівня $0.3, 0.5$ та $0.7M_{u0}^{exp}$ знаходились в межах нормованих значень ($f^{exp} < \frac{1}{150}L = 12,7\text{мм}$) ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Зразки підсилені при $0,9M_{u0}^{exp}$ набувають граничного прогину при $M = 0.89 \cdot \max(M_u^{exp}, M_{u,ad}^{exp}) = 1,67 M_{u0}^{exp}$. Ширина розкриття тріщин при цьому у всіх зразків знаходиться у межах $0,2...0,4$ мм, і відповідає вимогам норм ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [96].

Для вивчення впливу кількості додаткового поздовжнього армування залізобетонної обойми на деформативність балок, підсилених за дії навантаження, балки серій II, III, IV були підсилені залізобетонною обоймою за дії навантаження одного рівня ($0.7M_{u0}^{exp}$), що відповідає експлуатаційному рівню навантаження балки, але з різним армування перерізу обойми, а саме $2\emptyset 8$ у серії II, $2\emptyset 10$ у серії III, $2\emptyset 12$ у серії IV. Експериментальні і розрахункові величини деформацій арматури $\varepsilon_{s2}, \varepsilon_{s2,ad}$, стисненої фібри бетону $\varepsilon_{c(1)}, \varepsilon_{c(1),ad}$, прогинів балок f^{exp} і ширини розкриття тріщин $w_{k,ad}$, які відповідають експлуатаційному рівню роботи конструкції $0,7M_u^{exp}$ і $0,7M_{u,ad}^{exp}$, а також при значенні згинального моменту $\min(M_u^{exp}, M_{u,ad}^{exp})$, коли один з робочих шарів арматури досяг межі текучості, наведені в таблицях 3.10...3.12. В таблиці 3.13 подані експериментальні значення відносних деформації арматури $\varepsilon_{s2}, \varepsilon_{s2,ad}$, бетону $\varepsilon_{c(1)}, \varepsilon_{c(1),ad}$, прогинів f_{max}^{exp} , а також величини розкриття тріщин $w_{k,ad}$ одержані при величині граничного згинального моменту $\max(M_u^{exp}, M_{u,ad}^{exp})$, що відповідав повному вичерпанню несучої здатності балки при текучості арматури як основного, так і додаткового перерізів. У додатку Г.3 на рис. Г3.2...Г3.8 показані

графіки деформації арматури основного і додаткового перерізів, деформації бетону стисненої грані і прогинів експериментальних підсилених балок. При цьому за графіками деформації арматури і прогинів було визначено моменти текучості арматури основного і додаткового перерізів для всіх балок.

Аналіз результатів показав, що при збільшенні відсотка армування додаткового перерізу інтенсивність приросту деформацій арматури основного перерізу падала. Так у балок, підсилених залізобетонною обоймою, з додатковим армуванням $2\varnothing 8$ (Бп 2.1-0,7 і Бп 2.2-0,7) приріст деформацій основної арматури після включення в роботу елемента підсилення падав на $\sim 45\%$, у балок з армуванням обойми $2\varnothing 10$ (Бп 3.5-0,7 і Бп 3.6-0,7) зменшення інтенсивності приросту деформацій було зафіксовано на рівні 60% і для балок IV серії, підсилених обоймою з додатковим армуванням $2\varnothing 12$, приріст деформацій арматури зменшувався на 65% . При подальшому навантаженні підсиленої конструкції, при досягненні стрижнями арматури основного перерізу межі текучості стрижні арматури підсилення не давали деформаціям швидко збільшуватись.

Слід зауважити, що при зміні армування додаткового перерізу і при однаковому відсотку навантаження, отримуємо практично однаковий прогин. Так при $M = 0.7M_u^{exp} f^{exp} = 7.1 \dots 8.08 \text{ мм} \sim 56 \dots 63.5\%$ від $f_{max}^{norm} (\frac{1}{150} L)$, при $M = 0.7M_{u,ad}^{exp} f^{exp} = 8.23 \dots 8.95 \text{ мм}$, що складає $\sim 65 \dots 70.5\%$ f_{max}^{norm} , при значенні згинального моменту $\min(M_u^{exp}, M_{u,ad}^{exp})$, коли один з робочих шарів арматури досяг межі текучості, величини прогинів склали $f^{exp} = 9,22 \dots 9,95 \text{ мм} \sim 72.5 \dots 78.3\%$ f_{max}^{norm} і практично досягають нормативних значень прогинів при $M = \max(M_u^{exp}, M_{u,ad}^{exp})$, тоді $f^{exp} = 11.29 \dots 12.50 \text{ мм} \sim 88.9 \dots 98,4\%$ f_{max}^{norm} .

Для дослідження впливу граничного рівня діючого навантаження при підсиленні на деформативність балкової конструкції, підсиленої залізобетонною обоймою, балки серій III і IV були підсилені обоймою за дії навантаження одного рівня ($0.9M_{u0}^{exp}$), що відповідає граничному рівню навантаження балки, з різним додатковим армуванням обойми, а саме $2\varnothing 10$ у серії III $2\varnothing 12$ у серії IV.

Результати експериментальних досліджень характеристик деформативності балок, підсилених залізобетонною обіймою за дії навантаження високого рівня, при експлуатаційному рівню роботи конструкції ($0,7M_u^{exp}$ і $0,7M_{u,ad}^{exp}$), а також за дії моменту $\min(M_u^{exp}, M_{u,ad}^{exp})$, коли один з робочих шарів арматури досяг межі текучості, і при величині граничного згинального моменту, що відповідав повній втраті несучої здатності балки при текучості арматури як основного, так і додаткового перерізів $\max(M_u^{exp}, M_{u,ad}^{exp})$, представлені в таблицях 3.10...3.13. На рис. Г3.6 та рис. Г3.8 додатку Г.3 наведені графіки деформації основної і додаткової арматури, бетону стисненої грані і прогинів підсилених балок. За графіками деформації арматури і прогинами було визначено згинальні моменти, за дії яких арматура основного або додаткового перерізів досягає напружень межі текучості. Як вже було відмічено, при навантаженні граничного рівня при підсиленні балкової конструкції міцнісні властивості бетону додаткового перерізу не використовувалися повністю. При проведенні експериментальних випробувань завдяки надійному анкеруванню додаткової арматури в тілі обійми вдалося довести її до межі текучості, тим самим повністю використати її резерв міцності. При цьому деформації бетону обійми не досягли граничних значень.

Аналіз результатів прогинів балок даної серії показав, що їх значення при $M = \max(M_u^{exp}, M_{u,ad}^{exp})$, перевищують нормовані ($\frac{1}{150}L = 12,7\text{мм}$) згідно ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Зразки підсилені при $0,9M_{u0}^{exp}$ набувають граничного прогину при $M = 0,84 \dots 0,89 \max(M_u^{exp}, M_{u,ad}^{exp})$. Проте величина прогинів від додаткового навантаження після підсилення перебувала в межах нормативних значень для всіх зразків і склала для балок III серії $f_{ad}^{exp} = 4,77 \dots 5,01 \text{ мм} \sim 37,6 \dots 39,5\%$ від f_{max}^{norm} і відповідно $f_{ad}^{exp} = 4,4 \dots 5,55 \text{ мм}$, що складає $\sim 34,8 \dots 43,8\%$ для балок IV серії. Ширина розкриття тріщин при цьому у всіх зразків знаходилася у межах допустимих значень – $0,15 \dots 0,3 \text{ мм}$.

3.5. НДС залізобетонних колон, підсилених способом нарощування армування

3.5.1. Несуча здатність експериментальних колон

3.5.1.1 Критерії вичерпання несучої здатності

Залізобетонні колони були запроєктовані так, щоб руйнування, як підсилених так і непідсилених зразків проходило по нормальним перерізам внаслідок прикладання позацентрово прикладеної осьової сили. При цьому анкерування стрічки було підібрано таким чином, щоб було забезпечено повне зчеплення стрічки із бетоном і унеможливлено її проковзування.

Згідно ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [96] для непідсилених зразків критерієм вичерпання несучої здатності вважається:

- втрата рівноваги між зовнішніми та внутрішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмах «момент-кривизна (прогин)» або «стискаюча сила – деформація бетону найбільш стиснутої фібри»);
- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень деформації бетону (ε_{cu1} , ε_{cu3}) або розрив усіх розтягнутих стрижнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ε_{ud} .

Для підсилених зразків композитною арматурою, згідно норм [96] та рекомендацій [21] є наступні критерії руйнування конструкцій:

- досягнення деформацій в розтягнутій основній арматурі межі текучості, після чого розрив зовнішньої композитної арматури підсилення при досягненні граничних значень (ε_{fu}) без руйнування стиснутої зони бетону;
- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень деформації бетону (ε_{cu1} , ε_{cu3});
- відшарування елементів підсилення з композитних матеріалів;
- руйнування стиснутої бетону без досягнення текучості основної арматури (для переармованих елементів).

Деформативні характеристики колон при короткочасному прикладанні навантаження, визначали за допомогою показів мікроіндикаторів годинникового типу, які фіксували на спеціальних тримачах до бетону та до основної арматури в розтягнутій зоні, а в підсилених зразках до основної арматури та додаткової арматури (стрічки Sika Carbodur S512). Оскільки найбільші деформації були зосереджені в середньому перерізі зразка (найбільший згинальний момент за рахунок вигину та збільшення ексцентриситету сили в колоні), то подальший аналіз проводився згідно для перерізу.

Для непідсилених конструкцій визначали величину стискаючої осьової позацентрово прикладеної сили N_s^{exp} , що відповідає силі, при якій в розтягнутій арматурі досягають напруження, що відповідають межі текучості. Замірні відносні деформації арматури, які замірлялись на кожному етапі навантаження, порівнювали із значеннями $\varepsilon_y = 280 \cdot 10^{-5}$, які відповідали межі текучості $f_y = 560$ МПа. Величину ε_y було отримано згідно випробування стандартних зразків арматурної сталі з одночасним записом діаграми “ σ – ε ”. Силу, при якому відносні деформації арматури досягали значення ε_y приймали за N_s^{exp} .

За критерій вичерпання несучої здатності непідсилених зразків приймали величину стискаючої осьової позацентрово прикладеної сили N_c^{exp} , що відповідає силі, при якій деформації бетону найбільш стиснутої фібри досягали граничних значень ε_{cu1} . Величину ε_{cu1} було отримано з норм [96], як для бетону класу С30/35. Згідно випробувань кубиків та призм, було отримано кубикову, призмову міцність та початковий модуль пружності. Він відповідав, згідно [96, таблиця 3.1] середнім значенням між С30/35 та С32/40, в результаті був прийнятий нижчий клас бетону С30/35.

Для підсилених зразків замірювались відносні деформації арматури на кожному етапі навантаження, їх порівнювали зі значеннями $\varepsilon_y = 280 \cdot 10^{-5}$, які відповідали межі текучості $f_y = 560$ МПа. Зосереджена сила, при котрій було досягнуто величину $\varepsilon_y = 280 \cdot 10^{-5}$ приймали за момент текучості основної

арматури N_s^{exp} . Відносні деформації додаткової арматури згідно з рекомендаціями [327] порівнювали із граничною величиною деформацій додаткової арматури (стрічки) $\varepsilon_f = 0,005$ ($500 \cdot 10^{-5}$) та отримували зосереджену осьову стискаючу силу, яка відповідає граничному стану стрічки N_f^{exp} .

За критерій вичерпання несучої здатності підсилених зразків приймали величину стискаючої осьової позacentрово прикладеної сили N_c^{exp} , що відповідає силі, при якій деформація бетону найбільш стиснутої фібри досягали граничних значень $\varepsilon_{cu1} = 310 \cdot 10^{-5}$, аналогічно як для непідсилених зразків.

Характерним для всіх підсилених зразків було досягнення деформацій початку текучості основної арматури $\varepsilon_y = 280 \cdot 10^{-5}$, після чого відбувалось досягнення бетону найбільш стиснутої фібри своїх граничних значень і подальше фізичне руйнування стиснутої зони. Необхідно зауважити, що тільки у зразках КПС-1.3 та КПС-1.4 деформацій додаткової арматури (карбонової стрічки) досягли граничних значень ($500 \cdot 10^{-5}$) після початку текучості основної арматури ($280 \cdot 10^{-5}$).

3.5.1.2 Несуча здатність непідсилених експериментальних колон

Згідно програми експериментальних досліджень для визначення напружено-деформованого стану, несучої здатності, жорсткості та тріщиностійкості залізобетонних колон без підсилення було проведено випробування на дію прикладеної з ексцентриситетом осьової сили при короткочасному навантаженні колон 0-ї серії КЗ-0.1 та КЗ-0.2. За результатами випробування було отримано руйнівне значення стискаючої осьової сили N_c^{exp} . Крім цього, на спеціальних тримачах зафіксованих на розтягнутій арматурі заміряли на кожному етапі її деформації. Було зафіксовано навантаження, що відповідає її текучості N_s^{exp} . За деформаціями розтягнутої арматури та стиснутого бетону дослідних зразків отримали графіки, що відповідають

усередненим значенням деформацій 0-ї серії дослідних зразків КЗ-0.1 та КЗ-0.2 (рис. Г4.1 додатку Г.4).

Після досягнення напружень в розтягнутій арматурі межі текучості подальше навантаження колон супроводжувалось значним приростом деформацій арматури і бетону, прогинів і розкриттям тріщин з подальшим роздробленням стиснутого бетону.

Деформації непідсилених зразків КЗ-0.1 та КЗ-0.2 наростали плавно, а з величини навантаження 110 кН спостерігається зростання деформацій арматури, після чого напруження основної арматури досягали текучості при навантаженні $N_s^{\text{exp}} = 128$ кН. Руйнування зразків спостерігали при величині стискаючої осьової позacentрово прикладеної сили $N_c^{\text{exp}} = 132.9$ кН, що відповідає силі, при котрій деформація бетону найбільш стиснутої фібри досягали граничних значень $\varepsilon_{cu1} = 0,0031$. Далі настає крихке руйнування (фізичне руйнування) стиснутої зони бетону. Несуча здатність непідсилених колон 0-ї серії наведена в таблиці 3.14., загальний вигляд після випробувань на рис. 3.14.

Таблиця 3.14

Несуча здатність непідсилених експериментальних колон 0-ї серії

Шифр зразка	Текучість основної арматури, N_s^{exp} , кН		Вичерпання несучої здатності, N_c^{exp} , кН	
	зразка	середнє	зразка	середнє
КЗ-0.1	127.4	128	131.6	132.9
КЗ-0.2	128.6		134.2	

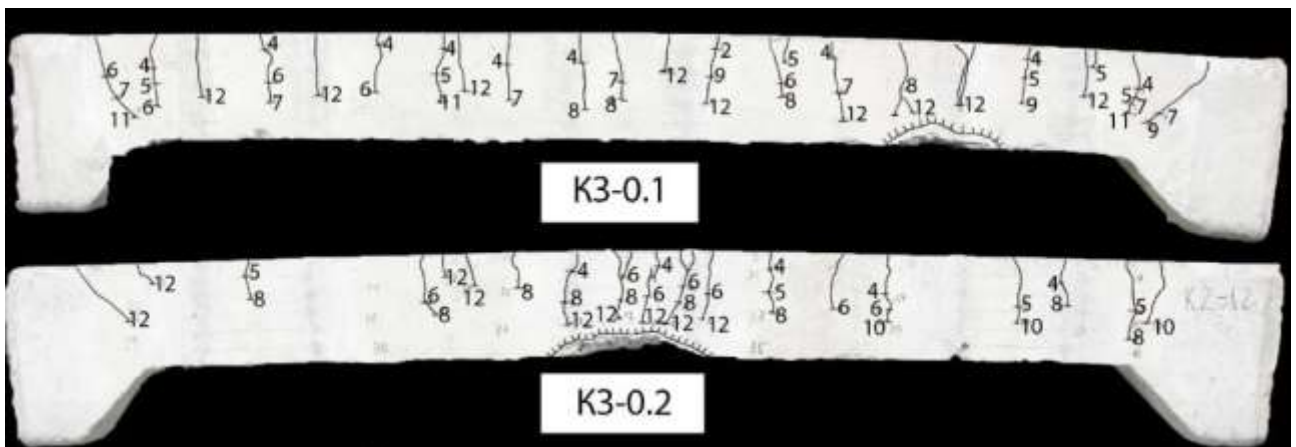


Рис. 3.14. Загальний вигляд дослідних зразків 0-ї серії після випробувань

3.5.1.3 Несуча здатність підсилених експериментальних колон

3.5.1.3.1 Колони 1-ї серії (підсилені стрічкою 25мм)

1-а серія підсилених експериментальних зразків, згідно програми дослідження це зразки, підсилені вуглецевою стрічкою Sika Carbodur S512 шириною 25 мм, а 2-а серія - це зразки підсилені вуглецевою стрічкою Sika Carbodur S512 шириною 50 мм [46, 47].

Було випробувано 8 дослідних зразків (КПС-1.3 та КПС-1.4, КПС-1.5-0.3 та КПС-1.6-0.3, КПС-1.7-0.5 та КПС-1.8-0.5, КПС-1.9-0.7 та КПС-1.10-0.7) серії 1 та 6 дослідних зразків (КПС-2.11 та КПС-2.12, КПС-2.13-0,5 та КПС-2.14-0,5, КПС-2.15-0,7 та КПС-2.16-0,7) серії 2. Відмінності між зразками наведені у розділі методики експериментальних досліджень (див. п. 2.4)

Отримані деформації розтягнутої основної арматури та додаткової стрічки, стиснутого бетону дослідних зразків наведені графічно у додатку Г.4 на рис. Г4.2, Г4.3.

Згідно графіків. деформації зразків підсилених без рівня попереднього навантаження КПС-1.3 та КПС-1.4 наростали плавно (рис. Г4.2(а) дод. Г.4). Як видно стрічка з початкових етапів включилась в роботу і в ній виникали деформації розтягу. При цьому помітна менша інтенсивність приросту деформацій розтягу основної арматури колон. При досягненні основної арматури колони межі текучості, приріст зусилля розтягу повністю сприймає стрічка. Про це свідчить характерний приріст деформацій додаткової арматури після досягнення навантаження, що відповідає деформаціям текучості основної арматури при $N_s^{\text{exp}} = 168.73 \text{кН}$. Після цього додаткова арматура (стрічка) досягала згідно [328] своїх граничних значень при $N_f^{\text{exp}} = 172.8 \text{кН}$. Далі деформації бетону найбільш стиснутої фібри досягали значень $\varepsilon_{cu1} = 0,0031$ і відбувалось вичерпання несучої здатності зразків при $N_c^{\text{exp}} = 175.1 \text{кН}$.

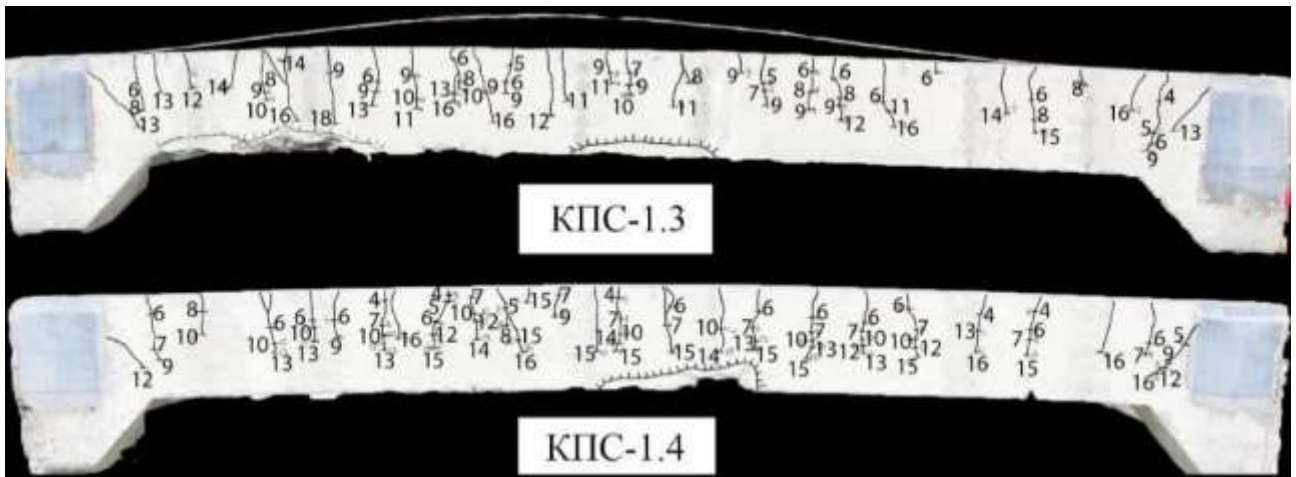


Рис. 3.15. Характер утворення тріщин дослідних зразків КПС-1.3 та КПС-1.4

Випробування зразків КПС-1.5-0.3 та КПС-1.6-0.3, КПС-1.7-0.5 та КПС-1.8-0.5, КПС-1.9-0.7 та КПС 1.10-0.7 проводили за подібною схемою. Особливість випробовування цих зразків є в тому, що вони, згідно прийнятої методики досліджень попередньо навантажувались до певного рівня від експериментально визначеного граничного зусилля непідсиленних зразків (досягнення деформації арматури, що відповідають межі її текучості).

При навантаженні зразків КПС-1.5-0.3 та КПС-1.6-0.3 до 40 кН (0.3 від $N_c^{\text{exp}} = 132.9$) виконували їх підсилення. Після підсилення, при збільшенні навантаження, в основній арматури зменшився приріст деформації, а в додатковій арматури він почав зростати, відповідно стрічка включалась в роботу з перших етапів випробування (рис. Г4.2(б) дод. Г.4).. Після досягнення текучості основної арматури при $N_s^{\text{exp}} = 162.3 \text{ кН}$ спостерігався значний приріст деформацій додаткової арматури. Після чого деформації бетону найбільш стиснутої фібри досягали значень $\varepsilon_{cu1} = 0,0031$ і відбувалось вичерпання несучої здатності зразків при $N_c^{\text{exp}} = 168.9 \text{ кН}$.

Необхідно зауважити, що при випробуванні підсиленого зразка КПС-1.3 та КПС-1.6-0.3 при руйнуванні відбулося проковзування стрічки (див. рис. 3.3, 3.4 дод. Г.6). Проте руйнування стиснутого бетону передувало проковзуванню

тому воно настало через різкий приріст деформацій розтягнутої зони внаслідок руйнування бетону стиснутої зони.

У зразках КПС-1.7-0.5 та КПС-1.8-0.5 підсилення виконували після доведення навантаження до 60 кН (0.5 від $N_c^{\text{exp}} = 132.9$). Випробування проходило аналогічно, як і в КПС-1.5-0.3 та КПС-1.6-0.3. Якщо розглянути графік (рис. Г4.2(в) дод. Г.4), то тут характерніше видно зменшення приросту деформації основної арматури після встановлення додаткової арматури (стрічки). Стрічка також включалась в роботу з перших етапів навантаження. Досягнення межі текучості основної арматури було при навантаженні $N_s^{\text{exp}} = 154.3 \text{ кН}$, після чого спостерігався збільшений приріст деформацій у додатковій арматурі. Вичерпання несучої здатності зразків відбувалось при $N_c^{\text{exp}} = 164.4 \text{ кН}$, яке супроводжувалось крихким руйнуванням стиснутого бетону.

Зразки КПС-1.8-0.7 та КПС-1.9-0.7 також мають аналогію з випробуваними зразками при попередніх рівнях початкових навантажень. Зразки попередньо навантажували до 80 кН (0.7 від $N_c^{\text{exp}} = 132.9$). Також можна підкреслити характерне зменшення приросту деформацій основної арматури після влаштування стрічки і збільшення навантаження (рис. Г4.2(г) дод. Г.4).. Досягнення межі текучості основної арматури було при навантаженні $N_s^{\text{exp}} = 147.2 \text{ кН}$, досягнення граничних значень деформацій бетону найбільш стиснутої фібри, тобто вичерпання несучої здатності зразків при $N_c^{\text{exp}} = 157.1 \text{ кН}$.

Отже, в результаті експериментальних досліджень встановлено, що ефективність підсилення при використанні стрічки Sika Carbodur S512 шириною 25 мм для зразків підсилених без початкового рівня навантаження КПС-1.3 та КПС-1.4 становила 31.8%, для зразків підсилених при початковому рівні навантаження 0.3 (0.3 від $N_c^{\text{exp}} = 132.9$) КПС-1.5-0.3 та КПС-1.6-0.3 – 27.1%, при 0.5 для зразків КПС-1.7-0.5 та КПС-1.8-0.5 – 23.7%, при 0.7 для зразків КПС-1.9-0.7 та КПС-1.10-0.7 – 18.2% (таблиця 3.15). Характер утворення тріщин дослідних зразків колон 1-ї серії підсилених за дії навантаження показано на рис. 3.16.

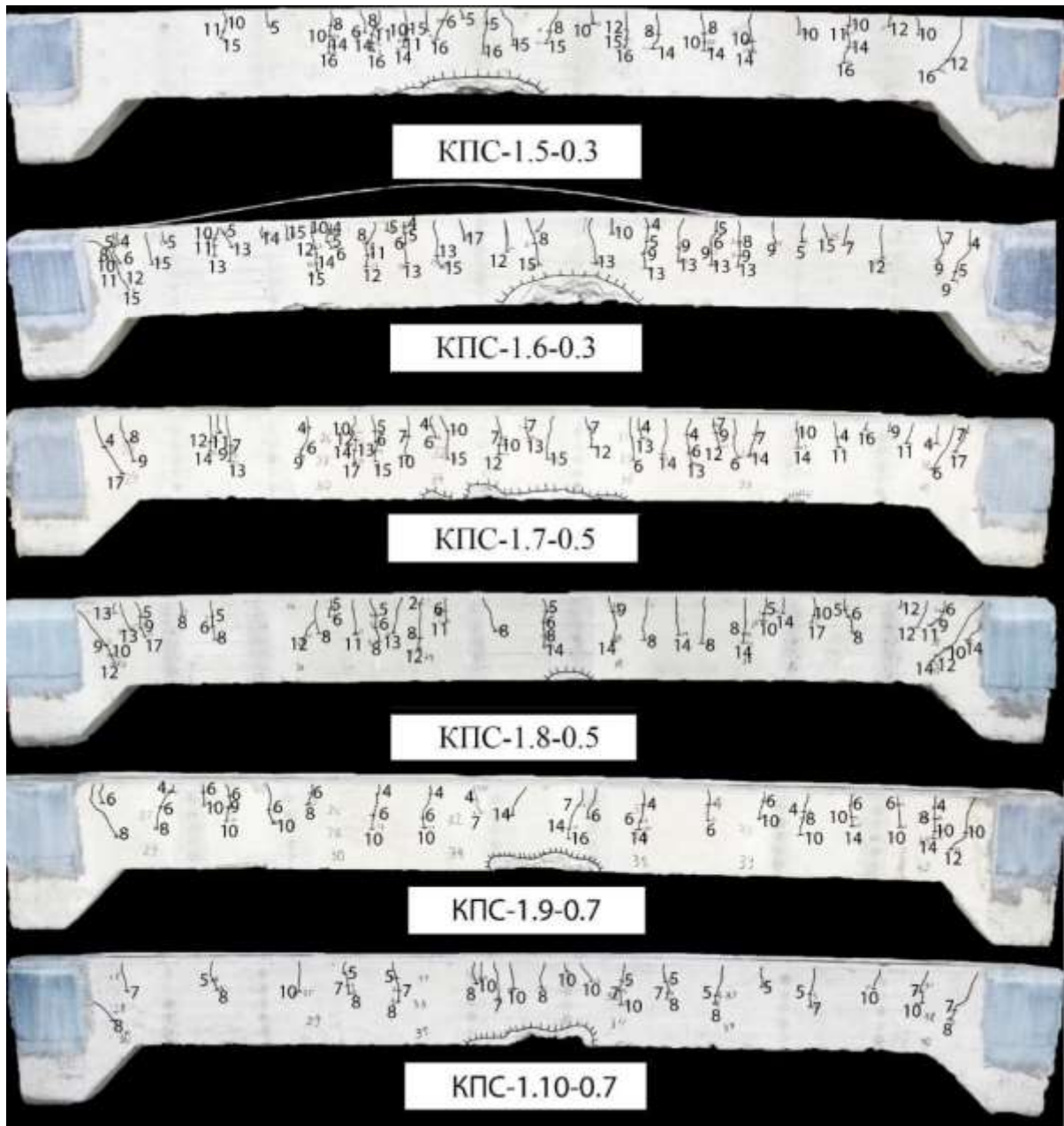


Рис. 3.16. Характер утворення тріщин дослідних зразків 1-ї серії, підсилених за дії навантаження

При експериментальному дослідженні залізобетонних колон 2-ї серії визначені деформації розтягнутої основної та додаткової арматури, стиснутого бетону дослідних зразків, які подано на графіках усереднених деформацій дослідних зразків КПС-2.11 та КПС-2.12 (рис. Г4.3(а) додатку Г.4), КПС-2.13-0,5 та КПС-2.14-0,5 (рис. Г4.3(б) додатку Г.4), КПС-2.15-0,7 та КПС-2.16-0,7 (рис. Г4.3(в) додатку Г.4).

При випробуванні колон КПС-2.11 та КПС-2.12 стрічка включалась в роботу зразу одразу з перших етапів навантажень. При цьому, вона сприймала якщо не більшу, то однакову частину деформацій розтягнутої зони. Внаслідок збільшення ширини стрічки (з 25 мм до 50 мм) збільшилась площа клеювання стрічки з бетоном і сумісна робота стала покращуватись. Текучість основної арматури відбулась при навантаженні $N_s^{\text{exp}} = 200.4 \text{кН}$. Потім через 11.1 кН, при навантаженні $N_c^{\text{exp}} = 211.5 \text{кН}$ бетон найбільш стиснутої фібри досягнув своїх граничних деформацій і відбулось руйнування зразків.

Колони КПС-2.12-0.5 та КПС-2.13-0.5 аналогічно, як і колони КПС-1.7-0.5 та КПС-1.8-0.5, доводили перед підсиленням до того ж самого рівня початкового навантаження 60 кН. Відмінністю між ними є те, що вони підсилені карбоновою стрічкою шириною 50 мм (серія 2) а не шириною 25 мм (серія 1). Після встановлення додаткової арматури вона почала сприймати на себе більшу частину деформацій. Про це свідчить суттєве, в порівнянні із зразками 1-ї серії того ж рівня зменшення приросту деформації основної арматури (рис. Г4.3(б) додатку Г.4). Деформації основної арматури досягли межі текучості при навантаженні $N_s^{\text{exp}} = 181.7 \text{кН}$. Після цього деформації бетону найбільш стиснутої фібри досягли своїх граничних значень, тобто вичерпання несучої здатності зразків відбулось при $N_c^{\text{exp}} = 191.1 \text{кН}$.

Перед підсиленням колони КПС-2.15-0.7 та КПС-2.16-0.7 попередньо доводили до рівня навантаження 80 кН, аналогічному зразкам КПС-1.9-0.7 та КПС-1.10-0.7. Аналогічно дослідним зразкам, підсилених при рівні 0.5, спостерігався значно менший приріст деформацій основної арматури та деформацій додаткової арматури від самого початку досліджень арматури (рис. Г4.3(в) додатку Г.4). Тобто, аналогічно, стрічка включалась в роботу з перших етапів навантаження. Досягнення межі текучості основної арматури було при навантаженні $N_s^{\text{exp}} = 170.3 \text{кН}$. Досягнення граничних значень деформацій бетону найбільш стиснутої фібри, тобто вичерпання несучої здатності зразків відбулось

при $N_c^{\text{exp}} = 183.6 \text{ кН}$. Характер утворення тріщин дослідних зразків колон 1-ї серії підсилених за дії навантаження показано на рис. 3.17.

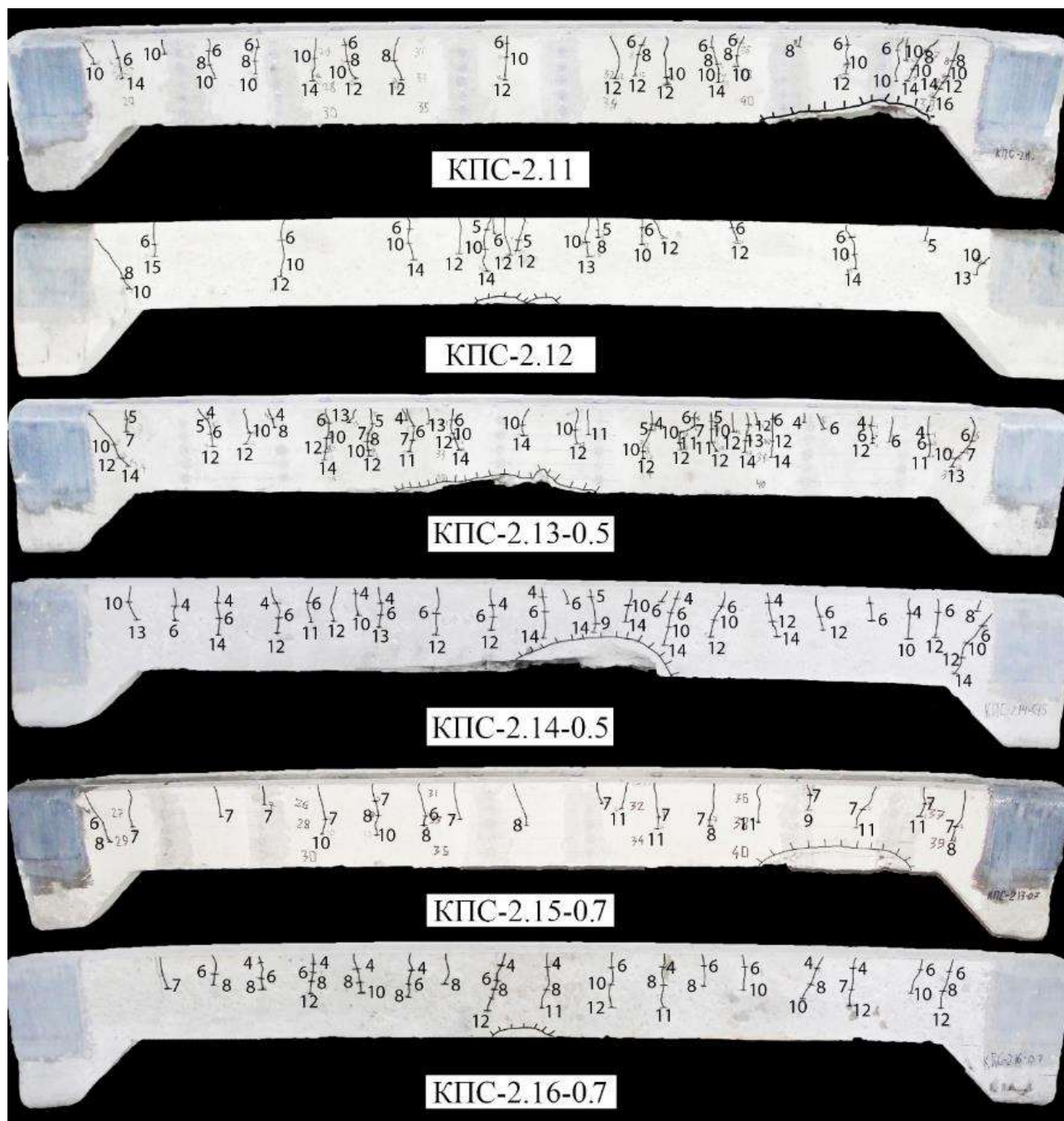


Рис. 3.17 Характер утворення тріщин дослідних колон 2-ї серії, підсилених за дії навантаження

Для зразків підсилених карбоновою стрічкою Sika Carbodur S512 шириною 50 мм без початкового рівня навантаження КПС-2.11 та КПС-2.12 ефект підсилення складав 59.1%, натомість при наявності навантаження ефект підсилення знижувався, а саме при рівні 0.5 для колон КПС-2.13-0.5 та КПС-

2.14-0.5 він склав 43.8%, а для зразків підсилених при рівні 0.7: КПС-2.15-0.7 та КПС-2.16-0.7 ефект підсилення 38.1% (табл. 3.15).

Таблиця 3.15

Несуча здатність підсилених експериментальних колон

Серія	Шифр зразка	Текучість основної арматури, N_s^{exp} , кН		Ефект підсилення, %		Вичерпання несучої здатності, N_c^{exp} , кН		Ефект підсилення, %	
		зразка	середнє	зразка	середнє	зразка	середнє	зразка	середнє
1	КЗ-0.1	127.4	128	-	-	131.6	132.9	-	-
	КЗ-0.2	128.6		-		134.2		-	
	КПС-1.3	168.4	168.73	31.6	31.8	176.8	175.1	33.0	31.8
	КПС-1.4	169.05		32.1		173.4		30.5	
	КПС-1.5-0.3	163.2	162.3	27.5	26.8	171.7	168.9	29.2	27.1
	КПС-1.6-0.3	161.4		26.1		166.1		25.0	
	КПС-1.7-0.5	153.5	154.3	19.9	20.5	163.6	164.4	23.1	23.7
	КПС-1.8-0.5	155.1		21.2		165.2		24.3	
	КПС-1.9-0.7	146.2	147.2	14.2	15.0	159.3	157.1	19.9	18.2
	КПС-1.10-0.7	148.2		15.8		154.9		16.6	
2	КПС-2.11	198.5	200.4	55.1	56.6	207.1	211.5	55.8	59.1
	КПС-2.12	202.3		58.0		215.9		62.5	
	КПС-2.13-0.5	177.5	181.7	38.7	42.0	187.9	191.1	41.4	43.8
	КПС-2.14-0.7	185.9		45.2		194.3		46.2	
	КПС-2.15-0.7	172.2	170.3	34.5	33.0	185.7	183.6	39.7	38.1
	КПС-2.16-0.7	168.4		31.6		181.5		36.6	

Необхідно відмітити, що ефект підсилення для зразків 2-ї серії в порівнянні з 1-ю серією був більшим, що пояснюється застосуванням стрічки більшої ширини. Крім цього для усіх зразків спостерігається зменшення ефективності підсилення із збільшенням початкового рівня навантаження. Приріст деформацій в бетоні та арматурі колон і в карбоновій арматурі підсилення при збільшенні навантаження після підсилення відбуваються за однаковою динамікою. Вичерпання несучої здатності підсилених колон відбувалось після текучості основної арматури внаслідок досягнення деформацій стиснутого бетону граничних значень. Наявність початкових деформацій в бетоні і основній арматурі в неповній мірі дає використати високі фізико-механічні характеристики карбонових стрічок і ступінь її не використання збільшується із збільшенням рівня навантаження, при якому виконувалось підсилення [49, 50].

3.5.2. Деформативність колон підсилених нарощуванням армуванням

3.5.2.1 Вплив додаткового армування на жорсткість колон

За результатами досліджень були побудовані графіки вигину колони на кожному етапі навантаження. Оскільки зразки КЗ-0.1 та КЗ-0.2, КПС-1.3 та КПС-1.4, КПС-2.11 та КПС-2.12 “близнюки”, то для кожної пари “колон-близнюків” були побудовані усереднені графіки вигину по довжині зразків для кожної окремої серії в залежності від величини навантаження. Необхідно відмітити, що “колони-близнюки” показали приблизно однакові вигини, відхилення було незначним. Усереднені графіки подано на рис. Г4.4(а), Г4.4(б), Г4.4(в) додатка Г.4. Аналіз графіків вигинів при однаковому навантаженні показують, що вигин колон, підсилених стрічкою, був значно меншими, ніж непідсилених зразків. Зведені значення вигинів наведено в таблиці 3.16.

Таблиця 3.16

Результати дослідження вигину експериментальних колон 0-ї та 1-ї та 2-ї серій підсилених без початкового рівня навантаження

N, кН	Вигин серій колон, f, мм			різниця між КЗ-0 і КПС-1, мм	різниця між КЗ-0 і КПС-2, мм	Ефект збільшення жорсткості КПС-1, %	Середній %	Ефект збільшення жорсткості КПС-2, %	Середній %
	КЗ-0	КПС-1	КПС-2						
0	0	0	0	0	0	0	36.8	0	54.5
10	0.5	0.29	0.12	0.21	0.38	42.0		76.0	
20	1.07	0.49	0.32	0.58	0.75	54.2		70.1	
30	2.15	0.74	0.77	1.41	1.38	65.6		64.2	
40	3.75	1.95	1.32	1.8	2.43	48.0		64.8	
50	5.31	2.79	2.07	2.52	3.24	47.5		61.0	
60	7.01	4.23	3.22	2.78	3.79	39.7		54.1	
70	8.79	6.25	4.35	2.54	4.44	28.9		50.5	
80	10.3	7.68	5.58	2.63	4.73	25.5		45.9	
90	11.8	9.16	6.82	2.64	4.98	22.4		42.2	
100	13.5	10.8	7.99	2.74	5.55	20.2		41.0	
110	15.6	12.57	9.19	3.02	6.4	19.4		41.1	
120	18.6	14.35	10.38	4.21	8.18	22.7		44.1	
130	23.8	15.75	11.86	8.02	11.91	33.7		50.1	
133	30	16.21	12.42	13.77	17.56	45.9		58.6	

Для наочного порівняння графіки вигину підсилених без дії навантаження зразків для центрального перерізу подано на рис. 3.18.

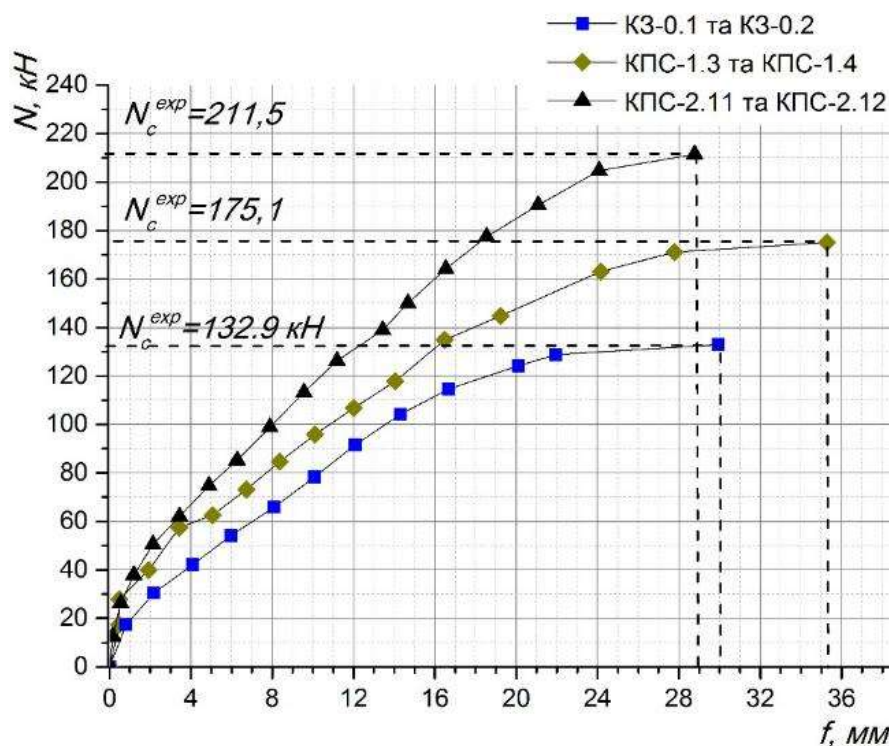


Рис. 3.18. Усереднені графіки вигину центрального прогиноміра колон КЗ-0.1 и КЗ-0.2, КПС-1.3 и КПС-1.4, КПС-2.11 и КПС-2.12

З таблиці 3.16 видно, що для зразків серії КПС-1 (підсилені стрічкою шириною 25 мм) значний ефект збільшення жорсткості спостерігався до рівня навантаження 60 кН (приблизно 40...65%). Середній ефект при навантаженні 70...120 кН зменшився і складав 20...30%. Далі на завершальних етапах навантаження 120...133 кН, що відповідають руйнуванню непідсилених зразків КЗ-0, відбувалось інтенсивне збільшення жорсткості колон, а саме на 35...45%.

У зразках серії КПС-2 при навантаженнях менше 60 кН ефект підвищення жорсткості складав 55...75%, що на 15...20% більше зразків серії КПС-1, при навантаження 70...120 кН – 40...50%, що на 20% більше КПС-1. На завершальних етапах навантаження перед руйнування непідсилених колон серії КЗ-0 ефект підвищення жорсткості в зразках серії КПС-2 складав 50...60%, що на 15% більше зразків серії КПС-1.

Середня величина зменшення вигину дослідних зразків позацентрово стиснутих колон, а відповідно збільшення їх жорсткості при використанні вуглецевої стрічки шириною 25 мм складав 36.8%, а при використанні стрічки шириною 50 мм – 54.5%. Це підтверджує ефективність використання метода підсилення матеріалами CFRP для збільшення жорсткості позацентрово стиснутих колон. Проте, при збільшенні величини зовнішнього армування в підсиленних зразках в 2 рази (50 мм в порівнянні з 25 мм), зменшення вигину досягається лише в 1.5 рази.

Якщо додатково проаналізувати графік на рис. 3.8, то помітно, що в зразках підсиленних стрічкою шириною 25 мм (КПС-1) вигин при досягненні деформацій бетону найбільш стиснутої фібри граничних значень ($N_c^{\text{exp}} = 175.1 \text{кН}$) складав 35.3 мм, що на 5.4 мм (18.1%) більше вигину непідсиленних колон КЗ-0 (29.9 мм) при $N_c^{\text{exp}} = 132.9 \text{кН}$, хоча навантаження зросло в 1.32 рази.

Аналогічно для зразків підсиленних стрічкою шириною 50 мм (КПС-2) граничний вигин складав 28.8 мм ($N_u^{\text{exp}} = 211.5 \text{кН}$), що на 1.1 мм (2.7%) менше вигину непідсиленних колон КЗ-0 (29.9 мм) при навантаженні більшому в 1.59 рази.

3.5.2.2 Вплив попереднього рівня навантаження конструкцій на жорсткість колон

Для аналізу впливу рівня навантаження були побудовані графіки для “зразків-близнюків” 1-ї серії підсиленних стрічкою шириною 25 мм при початковому рівні навантаженні 0.3, 0.5 та 0.7 від експериментально визначеного руйнівного навантаження непідсиленних зразків. Графіки вигинів побудовано для колон відповідно КПС-1.5-0.3 та КПС-1.6-0.3, КПС-1.7-0.5 та КПС-1.8-0.5, КПС-1.9-0.7 та КПС-1.10-0.7 (рис. Г4.5 - рис. Г4.7 додатку Г.4).

Також були випробувано та досліджено на жорсткість зразки 2-ї серії, підсиленних стрічкою шириною 50 мм, при рівні навантаження 0.5 та 0.7 від експериментально визначеного руйнівного навантаження непідсиленних зразків. Графіки вигинів побудовано для зразків КПС-2-13-0.5 та КПС-2.14-0.5, КПС-

2.15-0.7 та КПС-2.16-0.7 (рис. Г4.8, Г4.9 додатку Г.4). Для наочного порівняння результати зведено у таблицю 3.17.

Таблиця. 3.17

**Результати вигинів експериментальних зразків 0-ї та 1-ї серій
підсилених при початковому рівні навантаження**

N, кН	Вигин, f, мм				Різниця між КЗ-0 та КПС- 1-0.3, мм	Різниця між КЗ-0 та КПС- 1-0.5, мм	Різниця між КЗ-0 та КПС- 1-0.7, мм	Ефект збільшен ня жорсткос ті КПС-1- 0.3, %	Сер., , %	Ефект збільшен ня жорсткос ті КПС-1- 0.5, %	Сер., %	Ефект збільшен ня жорсткос ті КПС-1- 0.7, %	Сер., %
	КЗ-0	КПС- 1-0.3	КПС- 1-0.5	КПС- 1-0.7									
0	0	0	0	0	0	0	0	-		-		-	
10	0.5	0.58	1.09	0.55	-0.08	-0.59	-0.05	-		-		-	
20	1.07	1.38	2.25	1.43	-0.31	-1.18	-0.36	-		-		-	
30	2.15	2.44	3.21	2.69	-0.29	-1.06	-0.54	-		-		-	
40	3.75	4.25	4.95	4.34	-0.5	-1.2	-0.59	-		-		-	
50	5.31	5.96	7.27	6.77	-0.65	-1.96	-1.46	-12.2		-		-	
60	7.01	7.73	8.29	7.47	-0.72	-1.28	-0.46	-10.3		-		-	
70	8.79	9	9.33	8.96	-0.21	-0.54	-0.17	-2.4	5.2	-6.1	12.2	-	14.5
80	10.31	10	10.44	10.56	0.31	-0.13	-0.25	3.0		-1.3		-	
90	11.8	11.6	11.47	11.9	0.2	0.33	-0.1	1.7		2.8		-0.8	
100	13.54	13.27	12.38	12.86	0.27	1.16	0.68	2.0		8.6		5.0	
110	15.59	14.91	13.56	14.38	0.68	2.03	1.21	4.4		13.0		7.8	
120	18.56	16.76	15.43	16.54	1.8	3.13	2.02	9.7		16.9		10.9	
130	23.77	18.81	17.77	17.82	4.96	6	5.95	20.9		25.2		25.0	
133	29.98	19.52	18.52	18.21	10.46	11.46	11.77	34.9		38.2		39.3	

Аналізуючи таблицю 3.17, спостерігаємо, що для зразків КПС-1.5-0.3 та КПС-1.6-0.3 підсилених стрічкою шириною 25 мм при початковому навантаженні 40 кН, що відповідає рівню 0.3 від експериментально визначеного руйнівного навантаження непідсилених зразків ефект збільшення жорсткості спостерігався з рівня навантаження 80 кН, хоча він незначний (приблизно

2...4%). Такий ефект залишався до навантаження 110 кН, при 120 кН він досягав 10%, а після 120 і до руйнування непідсилених зразків (133 кН) - 20...35%.

У зразках, підсилених при рівні навантаження 60 кН КПС-1.7-0.5 та КПС-1.8-0.5 незначний ефект підсилення (3...9%) спостерігався при навантаженні 90-100 кН, а на завершальних етапах навантаження перед руйнуванням непідсилених колон серії КЗ-0 ефект підвищення жорсткості зріс до 17...38%.

Зразки, підсилені при рівні навантаження 0.7 (80 кН) показали ефект збільшення жорсткості 5...11%, при 100-120 кН, а при 130-133 кН – 25...39%.

Середня величина зменшення вигину дослідних зразків позацентрово стиснутих колон, а відповідно збільшення їх жорсткості при використанні карбонової стрічки шириною 25 мм при початковому рівні навантаження 0.3 складала 5.2%, при 0.5 – 12.2%, а при 0.7 – 14.5%. Це підтверджує ефективність використання метода підсилення матеріалами CFRP для збільшення жорсткості позацентрово стиснутих колон. Проте, ефективність досить невелика і початковий рівень навантаження теж впливає на ефективність.

Проаналізувавши графіки на рис. Г4.5, додатка Г.4 можна відмітити, що в зразках підсилених стрічкою шириною 25 мм при початковому рівні навантаження 0.3 вигин при досягненні деформацій бетону найбільш стиснутої фібри граничних значень ($N_c^{\text{exp}} = 168.9 \text{ кН}$) складав 31.9 мм, що на 2 мм (6.7%) більше вигину непідсилених колон КЗ-0 (29.9 мм) при $N_c^{\text{exp}} = 132.9 \text{ кН}$ при збільшенні навантаження на 27%.

Для зразків, підсилених при початковому рівні навантаження 0.5 вигин при досягненні деформацій бетону найбільш стиснутої фібри граничних значень складав 36.4 мм ($N_c^{\text{exp}} = 164.4 \text{ кН}$), що на 6.5 мм (21.8%) більше вигину непідсилених колон КЗ-0 (29.9 мм) при $N_c^{\text{exp}} = 132.9 \text{ кН}$ при збільшенні навантаження на 23.7% (рис. Г4.6, додатка Г.4).

У зразках, підсилених при початковому рівні навантаження 0.7, вигин при досягненні деформацій бетону найбільш стиснутої фібри граничних значень

складав 25.1 мм ($N_u^{\text{exp}} = 157.1 \text{ кН}$), що на 4.8 мм (16.1%) менше вигину невідсилених колон КЗ-0 (29.9 мм) при $N_u^{\text{exp}} = 132.9 \text{ кН}$ при збільшенні навантаження на 18.2% (рис. Г4.7, додатка Г.4).

Таблиця 3.18

**Результати вигину експериментальних колон 0-ї та 2-ї серії
підсилених при початковому рівні навантаження**

N, кН	Вигин, f, мм			Різниця між КЗ- 0 та КПС-2- 0.5, мм	Різниця між КЗ- 0 та КПС-2- 0.7, мм	Ефект збільшення жорсткості КПС-2-0.5, %	Сер., %	Ефект збільшення жорсткості КПС-2-0.7, %	Сер., %
	КЗ-0	КПС-2- 0.5	КПС-2- 0.7						
0	0	0	0	0	0	-	24.8	-	18.1
10	0.5	0.56	1.13	-0.06	-0.63	-		-	
20	1.07	1.46	2.53	-0.39	-1.46	-		-	
30	2.15	2.72	3.99	-0.57	-1.84	-		-	
40	3.75	3.96	5.37	-0.21	-1.62	-		-	
50	5.31	5.28	7	0.03	-1.69	-		-	
60	7.01	6.59	8.57	0.42	-1.56	-		-	
70	8.79	7.99	9.45	0.8	-0.66	9.1		-	
80	10.31	9.52	10.28	0.79	0.03	7.7		-	
90	11.8	10.1	11.36	1.7	0.44	14.4		3.7	
100	13.54	10.71	12.67	2.83	0.87	20.9		6.4	
110	15.59	11.81	14	3.78	1.59	24.2		10.2	
120	18.56	12.95	15.36	5.61	3.2	30.2		17.2	
130	23.77	14.17	16.86	9.6	6.91	40.4		29.1	
133	29.98	14.59	17.33	15.39	12.65	51.3	42.2		

Аналіз графіків (рис. Г4.8, Г4.9 додатка Г.4) показує, що для зразків 2-ї серії ефект зростання жорсткості був приблизно однаковим і спостерігався після зростання навантаження більше 90 кН. У зразків 2-ї серії підсилених при рівні навантаження 60 кН (КПС-2.13-0.5 та КПС-2.14-0.5) ефект збільшення

жорсткості спостерігався після 80 кН, а в підсилених при рівні 80 кН (КПС-2.15-0.7 та КПС-2.16-0.7) після 100 кН.

Для наочного порівняння результати випробувань колон 2-ї серії зведемо у таблицю 3.18. У зразках, які були підсилені при початковому рівні навантаження 0.5 від експериментально визначеного руйнівного навантаження непідсилених зразків (60 кН), а саме КПС-2.13-0.5 та КПС-2.14-0.5, незначний ефект збільшення жорсткості спостерігався при навантаженні 70...90 кН (приблизно 8..14%). Дещо більший при навантаженні 100...120 кН, який складав 21...30% та значний при навантаженні 130...133 кН - 40...51%.

Зразки КПС-2.15-0.7 та КПС-2.16-0.7 перед підсиленням доводили до навантаження 0.7 від експериментально визначеного руйнівного навантаження непідсилених зразків (80 кН). Для них ефект збільшення жорсткості при навантаженні 90...110 кН складав 4...10%. При навантаженні 120 кН – 17%, а при завершальних етапах навантаження перед руйнування непідсилених колон серії КЗ-0 ефект підвищення жорсткості складав 29...42% [260].

Проаналізувавши графік на рис. 3.11б дод. Г.6, спостерігаємо, що для зразків підсилених стрічкою 50 мм при початковому рівні навантаження 0.5 вигин при досягненні деформацій бетону найбільш стиснутої фібри граничних значень ($N_c^{\text{exp}} = 191.1 \text{ кН}$) складав 29.8 мм, що на 0.1 мм (0.3%) менше вигину непідсилених колон КЗ-0 (29.9 мм) при $N_u^{\text{exp}} = 132.9 \text{ кН}$ при збільшенні навантаження на 43.7%. В зразках, підсилених при початковому рівні навантаження 0.7, вигин при досягненні деформацій бетону найбільш стиснутої фібри граничних значень ($N_u^{\text{exp}} = 183.6 \text{ кН}$) складав 31 мм, що на 1.1 мм (3.7%) більше вигину непідсилених колон КЗ-0 (29.9 мм) при $N_c^{\text{exp}} = 132.9 \text{ кН}$ при збільшенні навантаження на 38.1%.

3.6. НДС залізобетонних колон, підсилені залізобетонною обіймою

3.6.1. Несуча здатність залізобетонних колон

3.6.1.1 Несуча здатність непідсилені колон

Відповідно до програми досліджень випробувано на позакентровий стиск короткочасним навантаженням до руйнування контрольні зразки залізобетонних колон К-01 та К-02. Для визначення несучої здатності колон К-01 та К-02 побудовано графічні залежності "стискальна сила (згинальний момент) – деформація бетону найбільш стиснутої фібри" (рис.Г.5.1 дод. Г.5).

Згідно п. 4.1.1 [54] за критерій вичерпання несучої здатності залізобетонних колон прийнято втрату рівноваги між зовнішніми та внутрішніми зусиллями (експериментальний критерій) [42]. Критерій відповідає максимуму на графіках деформування " $N - \varepsilon_{c(1)}$ ". Несуча здатність випробуваних колон К-01 та К-02 становила $N_u = 176,52$ кН та $N_u = 172,60$ кН відповідно. Розбіжність між результатами зразків-близнюків рівна 2,3%. Середня несуча здатність непідсилені колон $N_{u(K)} = 174,56$ кН. Руйнування колон К-01 та К-02 відбулося внаслідок роздроблення стиснутої зони бетону. Загальний вигляд колон К-01 та К-02 після випробування див. на рис.3.19.

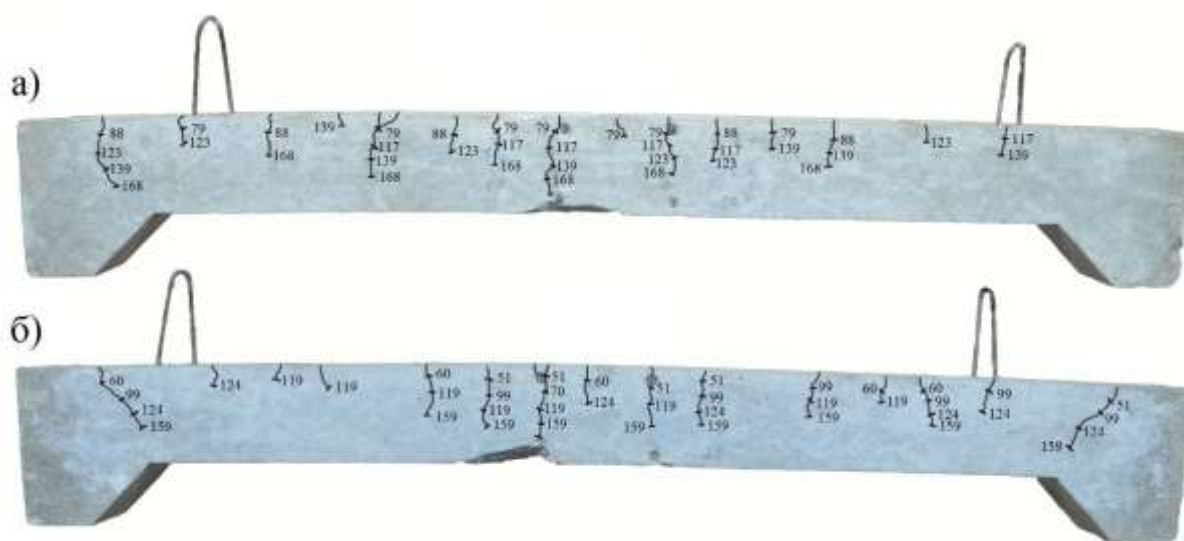


Рис.3.19. Загальний вигляд непідсилені колон після випробування:

а) Зразок К-01; б) зразок К-02

3.6.1.2 Несуча здатність підсилених колон

Відповідно до програми досліджень випробувано десять підсилених колон. Критерієм вичерпання несучої здатності підсилених колон прийнято втрату рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями. Колони КП-03-0,0 та КП-04-0,0 підсилено без попереднього навантаження. Несучу здатність цих зразків визначено за графіками деформування крайньої стиснутої фібри бетону обойми підсилення (рис. Г5.2 дод. Г.5).

Після втрати рівноваги між зовнішніми та внутрішніми зусиллями, що відповідає максимуму на графіках $N - \varepsilon_{c(1)}$ зчитування показів мікроіндикаторів було неможливе через значні прирости деформацій та нестабільність конструкції. Після втрати рівноваги прилади знімали з колони і зразок доводили до руйнування. Перед руйнуванням колон КП-03-0,0 та КП-04-0,0 спостерігалися значні прирости вигину та ширини розкриття тріщин. Варто зауважити, що руйнування стиснутої зони відбувалося в бетону обоймі і в бетоні колони. Під час випробування жодних ознак руйнування чи деформування консольних ділянок колон не було. Відшарування залізобетонної обойми підсилення від поверхні колони не спостерігалося, що свідчить про їх сумісну роботу. Загальний вигляд випробуваних колон КП-03-0,0 та КП-04-0,0 після випробування представлено на рис.3.20.

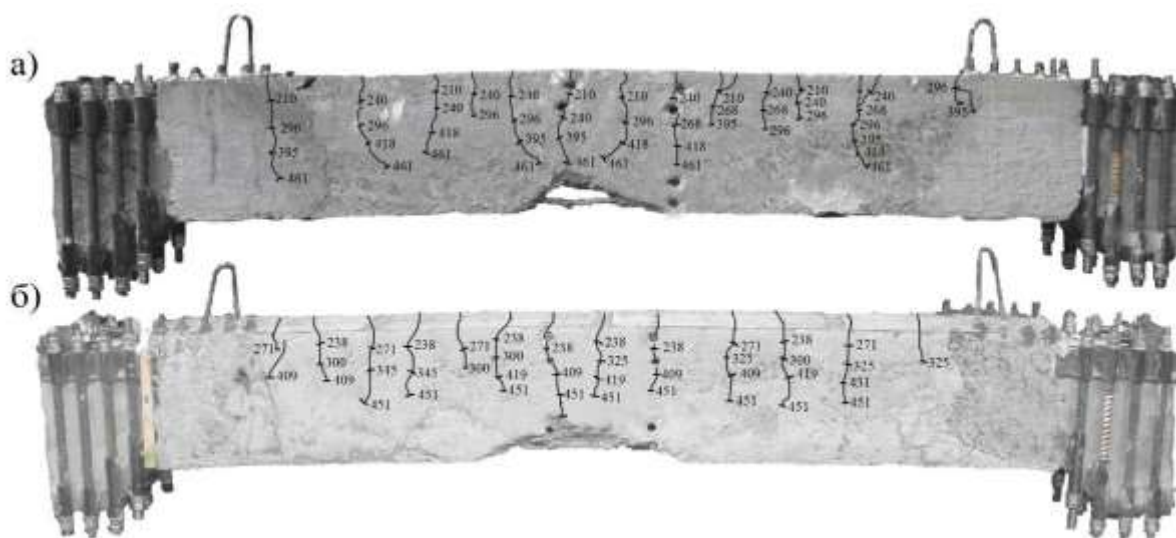


Рис.3.20. Загальний вигляд колон підсилених без дії навантаження (рівень 0,0):

а) зразок КП-03-0,0; б) зразок КП-04-0,0

Колону КП-05-0,3 було підсилено за дії навантаження $N_{str} = 50,99$ кН, що відповідає рівню $0,29 \cdot N_{u(K)}$ непідсилених зразків. Навантаження під час підсилення зразка КП-06-0,3 дорівнювало $N_{str} = 54,56$ кН, що відповідає рівню $0,31 \cdot N_{u(K)}$ непідсилених зразків. Такий рівень підсилення 0,3 відповідає випадкам, коли вдалося значною мірою розвантажити або повністю зняти корисне навантаження. Незважаючи на наявність початкових деформацій колони, бетон обойми підсилення отримав більші деформації при подальшому випробуванні, тому несучу здатність колон підсилених за рівня 0,3 визначено за графіками деформування крайньої стиснутої фібри бетону обойми (рис. Г5.3 дод. Г.5). Несуча здатність підсилених колон КП-05-0,3 та КП-06-0,3 становила відповідно $N_u = 460,91$ кН та $N_u = 470,33$ кН. Середня несуча здатність даних колон становить $N_{u(0,3)} = 464,22$ кН. Характер руйнування колон аналогічний до руйнуванню колон підсилених без дії навантаження КП-03-0,0 та КП-04-0,0 (рис. 3.21).

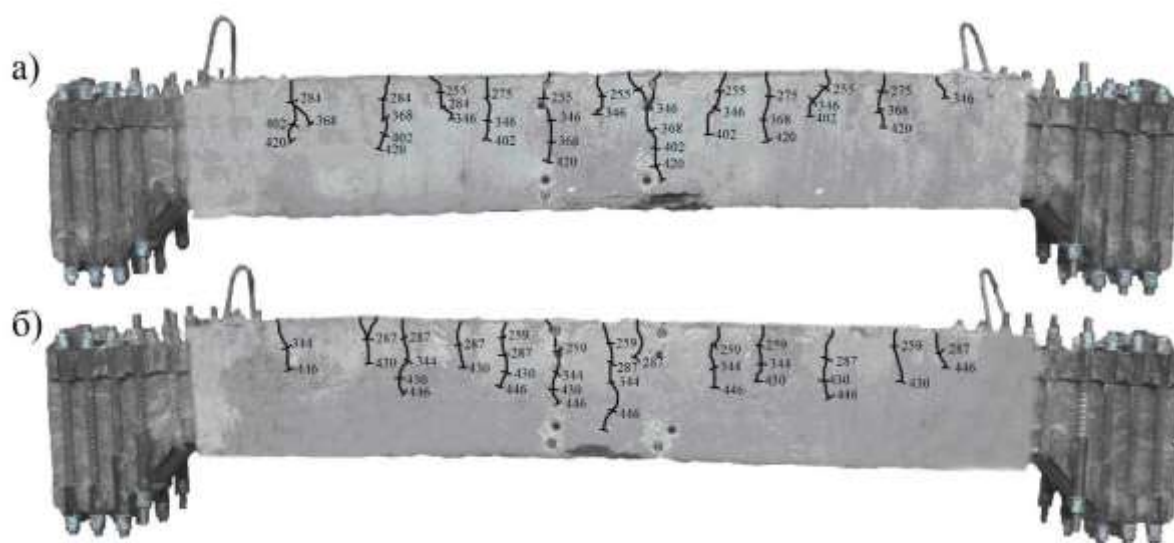


Рис.3.21. Загальний вигляд випробуваних колон рівня 0,3:

а) зразок КП-05-0,3; б) зразок КП-06-0,3

Колону КП-07-0,5 та КП-08-0,5 підсилено за дії навантаження $N_{str} = 88,26$ кН та $N_{str} = 79,83$ кН, що відповідає рівню навантаження $0,51 \cdot N_{u(K)}$ та $0,46 \cdot N_{u(K)}$ від непідсилених зразків. Даний рівень підсилення 0,5 відповідає конструкціям,

які можливо розвантажити нижче від експлуатаційного рівня навантаження. Тобто крім власної ваги ще діє частина корисного навантаження. Несучу здатність колон підсилених за дії рівня 0,5 визначаємо за графіками деформування крайньої стиснутої фібри бетону обійми (рис. Г5.4 дод. Г.5), оскільки на пізніх етапах навантаження деформації бетону обійму перевищили деформації крайньої фібри бетону колони. Несуча здатність підсилених колон КП-07-0,5 та КП-08-0,5 становила $N_u=451,11$ кН та $N_u = 437,93$ кН відповідно. Середня несуча здатність колон рівня підсилення 0,5 становить $N_{u(0,5)} = 444,52$ кН. Характер руйнування теж був аналогічним до руйнування колон КП-03-0,0 та КП-04-0,0 (рис.3.22).

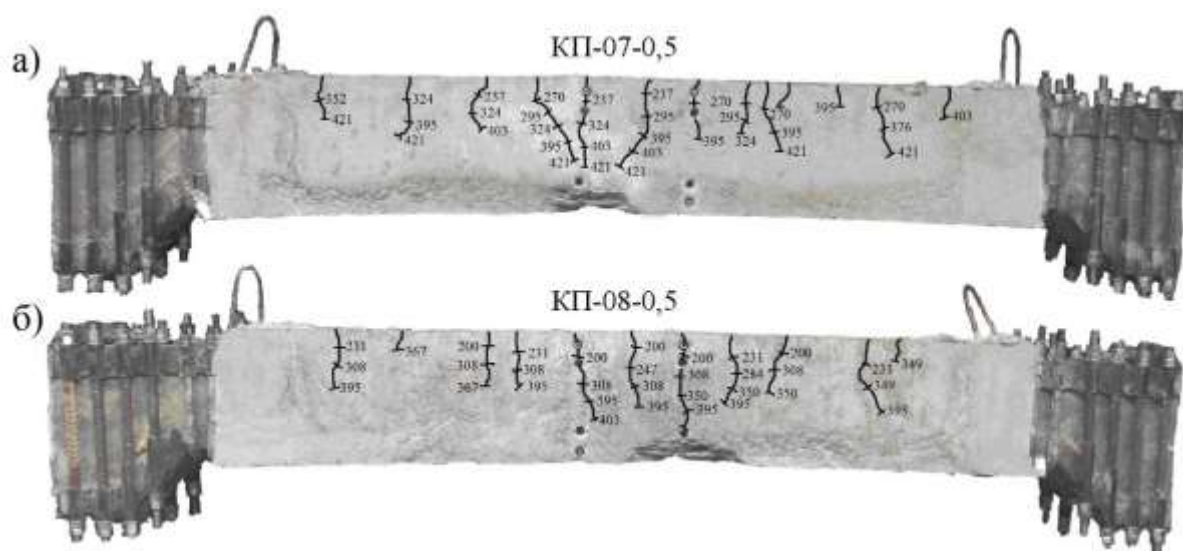


Рис.3.22. Загальний вигляд випробуваних колон рівня 0,5:

а) зразок КП-07-0,5; б) зразок КП-08-0,5

Колону КП-09-0,7 та КП-10-0,7 було підсилено за дії навантаження $N_{str} = 122,58$ кН та $N_{str} = 126,45$ кН, що відповідає 0,7 та $0,72 \cdot N_{u(K)}$ контрольних зразків. Такий рівень підсилення 0,7 відповідає постійній складовій експлуатаційного навантаження (вага устаткування, обладнання, меблів тощо). Незважаючи на те, що прирости деформацій бетону обійми на кожному етапі навантаження були зафіксовані більші, ніж прирости деформацій бетону колони, сумарні деформації бетону колони перевищували деформації бетону обійми. Причиною цього є

високі значення деформацій, отриманих колоною при даному рівні навантаженні $0,7 \cdot N_{u(K)}$. Тому найбільш стиснутою фіброю бетону підсилених колон КП-09-0,7 та КП-10-0,7 була крайня стиснута фібра бетону колони, а не обойми. Звідси несучу здатність колон рівня 0,7 визначаємо за графіками деформування крайньої стиснутої фібри бетону колони (рис. Г.5.5 дод. Г. 5). Несуча здатність підсилених колон КП-09-0,7 та КП-10-0,7 становила $N_u=421,69$ кН та $N_u=438,86$ кН відповідно. Середня несуча здатність колон рівня підсилення 0,7 становила $N_{u(0,7)} = 430,28$ кН. Характер руйнування колон КП-09-0,7 та КП-10-0,7 відповідав характеру руйнування інших підсилених колон. Відмінністю було зміщення нормального перерізу по якому пройшло руйнування в сторону консолі (рис. 3.23).



Рис.3.23. Загальний вигляд випробуваних колон рівня 0,7:

а) зразок КП-09-0,7; б) зразок КП-10-0,7.

Колони КП-11-0,9 та КП-12-0,9 було підсилено при рівні $0,9 \cdot N_{u(K)}$ від контрольних зразків. Такий рівень навантаження відповідає перевантаженим конструкціям або конструкціям близьким до аварійного стану. Колони КП-11-0,9 та КП-12-0,9 було підсилено за дії навантаження $N_{str} = 147,10$ кН та $N_{str} = 151,26$ кН, що відповідає рівню навантаження $0,84 \cdot N_{u(K)}$ та $0,87 \cdot N_{u(K)}$. Як у випадку підсилених колон КП-09-0,7 та КП-10-0,7 у дослідних колонах підсилених за дії рівня 0,9 найбільш стиснута фібра бетону була розміщена в колоні, а не в обоймі.

Звідси, несучу здатність зразків КП-11-0,9 та КП-12-0,9 визначали за діаграмами $N(M) - \varepsilon_{c(l)}$ для крайньої стиснутої фібри колони (рис. Г5.6 дод. Г.5). Несуча здатність підсилених колон КП-11-0,9 та КП-12-0,9 становила $N_u = 392,86$ кН та $N_u = 402,15$ кН відповідно. Середня несуча здатність даних колон становила $N_{u(K)} = 397,51$ кН. Як і колони підсилені за дії рівня 0,7 дані колони зруйнувалися у нормальному перерізу біля консолі (рис. 3.24). Проте руйнування стиснутої зони відбувалося після розриву обох арматур колон і обійми (рис. 3.25).

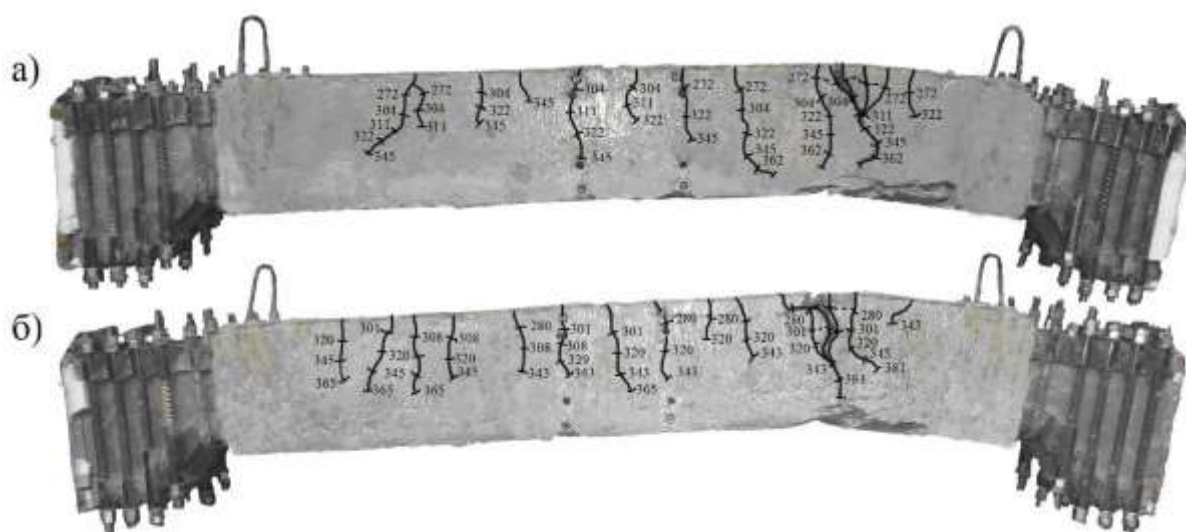


Рис.3.24. Загальний вигляд випробуваних колон рівня 0,9:

а) зразок КП-11-0,9 б) зразок КП-12-0,9



Рис.3.25. Розрив обох шарів розтягнутої поздовжньої арматури

колони КП-11-0,9

Середні результати для всіх рівнів підсилених колон наведено у табл.3.19.

Результати експериментального дослідження несучої здатності колон

Середня експериментальна несуча здатність колон N_u (кН) підсилених при дії навантаження рівнів:					
–	$0,0 \cdot N_{u(K)}$	$0,3 \cdot N_{u(K)}$	$0,5 \cdot N_{u(K)}$	$0,7 \cdot N_{u(K)}$	$0,9 \cdot N_{u(K)}$
КП-01 та КП-02	КП-03-0,0 та КП-04-0,0	КП-05-0,3 та КП-06-0,3	КП-07-0,5 та КП-08-0,5	КП-09-0,7 та КП-10-0,7	КП-11-0,9 та КП-12-0,9
174,56	474,93	465,62	444,52	430,28	397,51

Для колон підсилених за дії рівнів навантаження $0,0 N_{u(K)}$, $0,3 N_{u(K)}$ та $0,5 N_{u(K)}$ максимальні деформації стиску виникли в крайніх фібрах бетону обойми. У випадку колон підсилених за дії навантаження рівнів $0,7 N_{u(K)}$ та $0,9 N_{u(K)}$ деформації крайніх фібр бетону обойми були менші сумарних деформації фібр бетону колони, незважаючи на те, що отримували більші прирости на кожному етапі навантаження після підсилення. Узагальнені результати визначення несучої здатності дослідних колон представлено у табл. 3.20 та на рис.3.26.

Таблиця 3.20

Несуча здатність дослідних колон

Колони	Навантаження перед підсиленням, N_{str} (кН)		Вичерпання несучої здатності, N_u (кН)		Приріст несучої здатності	
	зразка	середнє	зразка	середнє	зразка	середнє
К-01	-	-	176,52	174,56	-	-
К-02	-	-	172,60			
КП-03-0,0	0	0	480,53	474,93	175%	172%
КП-04-0,0	0		469,33		169%	
КП-05-0,3	50,99 ($0,29 \cdot N_{u(K)}$)	52,78	460,91	465,62	164%	167%
КП-06-0,3	54,56 ($0,31 \cdot N_{u(K)}$)	($0,30 \cdot N_{u(K)}$)	470,33		169%	
КП-07-0,5	88,26 ($0,51 \cdot N_{u(K)}$)	84,05	451,11	442,52	158%	155%
КП-08-0,5	79,83 ($0,46 \cdot N_{u(K)}$)	($0,48 \cdot N_{u(K)}$)	437,93		151%	
КП-09-0,7	122,58 ($0,70 \cdot N_{u(K)}$)	124,52	421,69	430,28	142%	146%
КП-10-0,7	126,45 ($0,72 \cdot N_{u(K)}$)	($0,71 \cdot N_{u(K)}$)	438,86		151%	
КП-11-0,9	147,10 ($0,84 \cdot N_{u(K)}$)	149,18	392,86	397,51	125%	128%
КП-12-0,9	151,26 ($0,87 \cdot N_{u(K)}$)	($0,85 \cdot N_{u(K)}$)	402,15		130%	

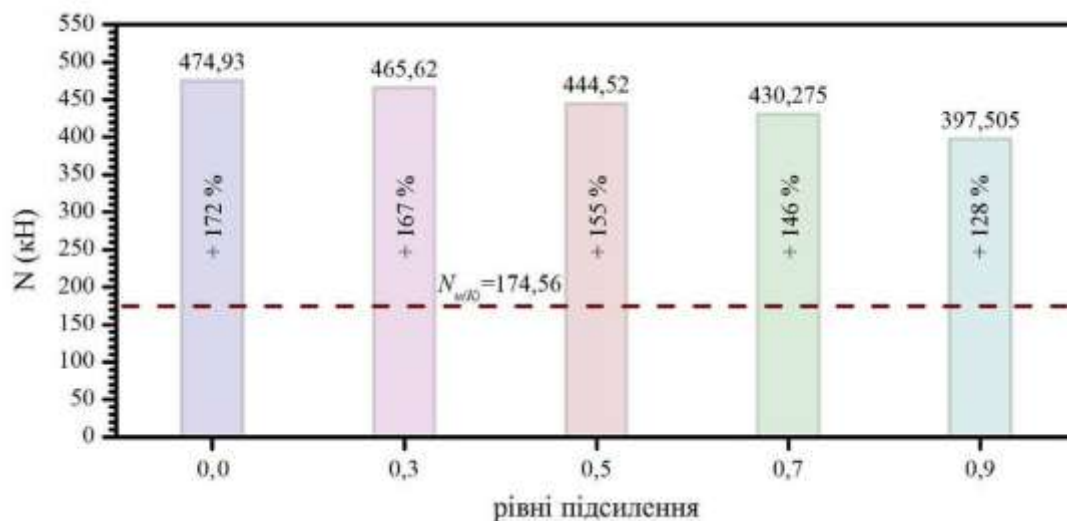


Рис.3.26. Підвищення несучої здатності підсилених колон

Після втрати рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями навантаження на колони знижувалося, а прирости деформацій різко наростали. При подальшому навантаженні колони продовжували пластично деформуватися до роздроблення стиснутої зони бетону. Для колон КП-11-0,9 та КП-12-0,9 руйнування стиснутого бетону відбувалося після розриву всіх шарів розтягнутого армування [134].

Максимальне підвищення несучої здатності, а саме 172% отримали колони підсилені без дії навантаження $0,0 \cdot N_{u(k)}$. З наявністю у момент підсилення колон навантаження рівня 0,3, 0,5, 0,7 та 0,9 від $N_{u(k)}$ ефект підсилення зменшувався відповідно на 5%, 17%, 25% та 44% відповідно. Найменший ефект підсилення 128% був у колон підсилених за дії навантаження рівня $0,9 \cdot N_{u(k)}$.

3.6.2. Деформативність стиснуто-зігнутих колон

3.6.2.1 Деформативність непідсилених залізобетонних колон

Під час експерименту вимірювали деформації стрижнів поздовжньої робочої арматури колон, деформації бетону по висоті поперечного перерізу колон, а також вигин колон по довжині зразків.

За результатами вимірювань деформацій поздовжнього армування колон побудовано графічні залежності "стискувальна сила – відносні деформації розтягнутих стрижнів арматури" (рис. Г5.7 дод. Г.5).

Відносна деформація видовження арматури $\varepsilon_{s0} = -0,00302$ визначена за результатами випробування зразків арматури колон на розтяг (табл. 2.10). Вона відповідає в арматурі напруженням межі текучості. Таким чином за графіком, встановлено, що текучість в поздовжній розтягнутій арматурі колони К-01 та колони К-02 наступила при навантаженні $N_y = 169,60 \text{ кН}$ та $N_y = 166,82 \text{ кН}$ відповідно.

Графіки вигину по довжині контрольних колон та максимального вигину по середині представлено на рис. Г5.9 додатку Г.5. Для порівняльної оцінки експлуатаційної придатності усіх колон гранично допустимий вигин прийнято згідно [48] як граничне горизонтальне переміщення колон одноповерхової будівлі $f_u = l / 150 = 14,7 \text{ мм}$.

Граничне навантаження за експлуатаційною придатністю колони К-01 та К-02 дорівнювало $N_f = 124,23 \text{ кН}$ та $N_f = 121,12 \text{ кН}$ відповідно. Розбіжність між випробуваннями зразків-близнюків становила 2,5%. Також слід зауважити, що в середньому N_f колон К-01 та К-02 відповідало $0,7 \cdot N_{u(K)}$.

Графіки деформацій бетону по висоті перерізу колон наведено на рис. Г5.14 додатку Г.5. Отримані залежності підтверджують гіпотезу про лінійний розподіл деформацій по висоті перерізу залізобетонного елемента. Висота стиснутої зони колон в момент досягнення несучої здатності складала $x_1 = 72 \text{ мм}$ та 75 мм у колоні К-02 та К-01 відповідно.

3.6.2.2 Деформативність підсилених стиснуто-зігнутих колон

Аналіз деформування розтягнутої арматури підсилених зразків проведено за графічними залежностями "стискувальна сила – відносні деформації розтягнутих стрижнів арматури". Відносна деформація, що відповідає напруженням в арматурі на межі текучості рівна $\varepsilon_{s0} = -0,00302$ для стрижнів колони та $\varepsilon_{s0} = -0,00291$ для стрижнів обойми (табл. 2.10). За відповідними

значеннями ε_{s0} визначено величину навантаження, за якого наступає текучість кожного з шарів армування: N_y – колони і $N_{y,add}$ – обойми. Графіки деформування розтягнутої арматури зразків КП-03-0,0 та КП-04-0,0 подано на рис. Г5.8 додатку Г.5.

Текучість в розтягнутій арматурі основного перерізу зразка КП-03-0,0 наступила при навантаженні $N_y = 480,40$ кН, а в розтягнутій арматурі додаткового перерізу при $N_{y,add} = 408,83$ кН. Для колони КП-04-0,0 відповідні величини $N_y = 467,47$ кН та $N_{y,add} = 412,30$ кН. У дослідних зразках підсилених без дії навантаження спочатку наступала текучість в арматурі обойми, при цьому арматура колони ще мала запас деформативності.

Графіки деформування арматури дослідних колон рівнів підсилення 0,3 та 0,5 представлено на рис. Г5.10 дод. Г.5 та колон рівнів підсилення 0,7 та 0,9 представлено на рис. Г5.11 дод. Г.5.

У колонах підсилених за дії рівнів 0,3 та 0,5 текучість розтягнутого армування наступала практично одночасно в основному та додатковому перерізахв. Для колони КП-05-0,3 – $N_y \approx N_{y,add} = 456,63$ кН, а для колони КП-06-0,3 – $N_y \approx N_{y,add} = 455,96$ кН. Для зразків колон КП-07-0,5 та КП-08-0,5 відповідно $N_y \approx N_{y,add} = 429,26$ кН та $429,05$ кН.

Для дослідних колон підсилених за дії навантаження рівнів 0,7 та 0,9 спочатку текучості досягла арматура основного перерізу, далі арматура обойми. Поясненням цьому є високі величини деформацій, отриманих стрижнями під час навантаження до моменту підсилення. Не зважаючи на те, що після підсилення прирости деформацій на кожному етапі навантаження були більшими у додатковому армуванні, деформації арматури основного перерізу швидше досягали значень межі текучості. $\varepsilon_{s0} = -0,00302$. При цьому армування обойми ще мало деякий запас деформативності.

Текучість в арматурі основного перерізу колон КП-09-0,7 та КП-10-0,7 наступила при навантаженні $N_y = 358,93$ кН та $N_y = 385,63$ кН, відповідно; а текучість армування додаткового перерізу наступило при навантаженні $N_{y,add} = 420,94$ кН та $N_{y,add} = 435,49$ кН.

Для зразків колон підсиланих за дії рівня 0,9 значення навантаження при текучості становили $N_y = 361,07$ кН та $N_{y,add} = 390,27$ кН для колони КП-11-0,9 та $N_y = 322,24$ кН, $N_{y,add} = 399,13$ кН для колони КП-12-0,9.

Критерій втрати експлуатаційної придатності за вигином прийнято вигин $f_u = l / 150 = 14,7$ мм. Графіки вигину колон рівнів підсилення 0,0 і 0,3 подано на рис. Г5.12 дод. Г.5 та колон рівнів 0,5 і 0,7 представлено на рис. Г5.13 дод. Г.5. Зразки колон КП-03-0,0 та КП-04-0,0 втратили експлуатаційну придатність за дії навантаження $N_f = 405,47$ кН та $N_f = 380,78$ кН відповідно. В середньому для підсилення без дії навантаження вичерпання експлуатаційної придатності відбулося при $N_{f(0,0)} = 393,13$ кН. Втрата експлуатаційної придатності зразків КП-05-0,3 відбулася при $N_f = 384,53$ кН, а КП-06-0,3 при $N_f = 391,91$ кН. Середнє навантаження вичерпання експлуатаційної придатності для зразків підслених за дії рівня 0,3 становило $N_{f(0,3)} = 388,22$ кН.

Аналогічно для зразків КП-07-0,5 та КП-08-0,5 втрата експлуатаційної придатності за вигином відбулася при навантаженні $N_f = 339,19$ кН та $N_f = 317,95$ кН відповідно. У середньому для колон підслених за дії рівня 0,5 таке навантаження рівне $N_{f(0,5)} = 328,57$ кН.

Втрата експлуатаційної придатності колон КП-09-0,7 та КП-10-0,7 відбулася при навантаженнях $N_f = 166,71$ кН та $N_f = 215,76$ кН відповідно. У середньому для для колон підслених за дії рівня 0,7 таке навантаження складає $N_{f(0,7)} = 191,24$ кН.

Графік вигину колон КП-11-0,9 та КП-12-0,9 підслених за дії рівня 0,9 представлено на рис.Г5.14 дод. Г.5 За графіками вигину колон бачимо, що до підсилення зразки вже втратили свою експлуатаційну придатність. Проте підсилення все ж мало певний ефект від значного підвищення жорсткості колон. Так усереднене значення вигину колон К-01 та К-02 при $N_{u(K)} = 174,56$ кН становило $f = 27,5$ мм. Такий же вигин колони КП-11-0,9 та КП-12-0,9 отримали при усередненому навантаженні $N = 379,80$ кН. Тобото підслені колони досягнули вигину 27,5 мм при більшому на 117,6% навантаженні.

Для аналізу форми рівноваги поперечного перерізу підсилених колон побудовано графіки деформацій бетону по висоті основного та додаткового перерізу. Враховуючи високу збіжність результатів у зразків одного рівня підсилення, на рис.Г5.14...Г5.18 додатку Г.5 подано графіки розподілу деформацій бетону по висоті для одного зразка кожного рівня підсилення. Дані графічні залежності підтверджують лінійний розподіл деформацій як в основному, так і в додатковому перерізах для всіх дослідних колон. Нейтральна вісь всіх підсилених колон проходить у межах основного перерізу. Висота стиснутої зони x_1 основного і додаткового перерізів колон зміщені не більше ніж на 12 мм. Результати для порівняльного аналізу деформативності розтягнутого армування дослідних колон представлено у табл. 3.22.

Таблиця 3.22

Текучість розтягнутого армування колон

Колона	Несуча здатність, N_u (кН)	Текучість арматури колони, N_y (кН)		Текучість арматури обойми, $N_{y,add}$ (кН)		$(N_u - N_{y*})/N_u \times 100\%$
		зразка	середнє	зразка	середнє	
К-01	174,56	169,60	168,21	-	-	3,6%
К-02		166,82		-		
КП-03-0,0	474,93	480,40	473,94	408,83	410,57	0,2%
КП-04-0,0		467,47		412,30		
КП-05-0,3	465,62	459,83	458,59	453,41	454,00	1,2%
КП-06-0,3		457,34		454,58		
КП-07-0,5	442,52	431,49	431,58	427,04	426,74	2,5%
КП-08-0,5		431,66		426,44		
КП-09-0,7	430,28	358,93	372,28	420,94	428,22	0,5%
КП-10-0,7		385,63		435,49		
КП-11-0,9	397,51	361,07	341,66	390,27	394,70	0,7%
КП-12-0,9		322,24		399,13		

Загалом приріст деформацій розтягу у армуванні обойми є більшим, оскільки стрижні розташовані далі від нейтральної осі, проте з появою рівня навантаження у момент підсилення в основному армуванні з'являються початкові деформації, які при збільшенні навантаження теж збільшуються, проте з меншою інтенсивністю.

Тому для зразків рівня $0,0 \cdot N_{u(K)}$ додаткове армування досягає напружень текучості швидше ніж основне армування. А у випадках навантаження при підсиленні рівнів 0,3 та 0,5 деформації текучості обох шарів армування відбувається майже одночасно. Такий стан змінюється у підсиленних колонах при рівнях навантаження 0,7 та $0,9 \cdot N_{u(K)}$. Основне армування колон даних рівнів до моменту підсилення має значні деформації розтягу, а додаткове армування зовсім немає деформацій, тому текучість виникає спершу в арматурі колони, а потім в арматурі обійми.

Для порівняння результатів деформативності армування з несучою здатністю дослідних колон прийнято навантаження при якому текучість виникає вже у обох шарах розтягнутого армування. Ці навантаженнями виділені жирним шрифтом у табл.3.21. Як видно, найбільша розбіжність становить 3,6% (колони К-01 та К-02), а найменша – 0,2% (колони КП-03-0,0 та КП-04-0,0). Тому можна зробити висновок, що втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями настає практично разом з текучістю усіх шарів розтягнутого армування (колони та обійми).

3.7. Висновки до розділу

1. В результаті виконаних експериментальних досліджень встановлено, що при підсиленні залізобетонних балок нарощуванням арматури за дії навантаження фізико-механічні характеристики арматури підсилення використовуються не повністю. При цьому із збільшенням рівня навантаження, при якому виконано підсилення, ефективність використання арматури підсилення зменшується, що необхідно враховувати при проектуванні.

2. Виконані експериментальні випробування арматурних стрижнів та балок, підсиленних обіймою дозволили отримати експериментальні значення коефіцієнтів умов роботи додаткової арматури $\gamma_s^{ad,exp}$ і бетону $\gamma_c^{ad,exp}$, які значно відрізняються від величин, рекомендованих нормами проектування ДСТУ Б

В.3.1-2:2016. Значення коефіцієнтів умов роботи арматури залежать не тільки від рівня навантаження при підсиленні, а й від співвідношення площ перерізів арматури до і після підсилення.

3. Напружений стан балок, підсилених залізобетонною обіймою, при випробуванні короточасним навантаженням на згин умовно можна розділити на три стадії, а саме: перша – до досягнення напружень в розтягненій арматурі основного або додаткового перерізу межі текучості; друга – до досягнення напружень межі текучості в арматурі в основному і додатковому перерізі, третя – стадія руйнування, яка завершується роздробленням стисненого бетону.

4. Встановлено, що, при підсиленні балок за дії навантаження $0,5M_{u0}^{exp}$ текучість в обох шарах арматури наступила практично одночасно. За дії навантаження $0,3M_{u0}^{exp}$ додаткова арматура обійми першою досягала напружень межі текучості, і навпаки при більшому попередньому навантаженні $0,7$ і $0,9 M_{u0}^{exp}$ першою досягала напружень межі текучості арматура основного перерізу. Досліджено вплив величини рівня попереднього навантаження на зміну несучої здатності підсиленої конструкції. Так із збільшенням рівня навантаження максимальний ефект підсилення балок по згинальному моменту що відповідає текучості арматури основного перерізу, зменшувався від 1,83 до 1,32 разів, при цьому ефект підсилення по текучості арматури додаткового перерізу збільшувався від 1,69 до 1,88 разів.

5. При дії на балку навантаження граничного (аварійного) рівня за допомогою влаштування залізобетонної обійми можна досягти відчутного ефекту підсилення. Так ефект підсилення по згинальному моменту текучості додаткової арматури обійми склав 1,88...2,11 разів, при цьому ефект підсилення по моменту текучості арматури основного перерізу практично не змінився від зміни кількості додаткової арматури і становив 1.36...1,38 разів.. Абсолютні величини прогинів підсилених балок за дії граничного моменту перевищують нормативні. при цьому ширина розкриття тріщин при цьому у всіх зразків знаходиться у межах допустимих значень – 0,15...0,3 мм.

6. Дослідження сумісної роботи бетону існуючої балки і бетону підсилення показало, що бетон існуючої балки і бетон підсилення при застосуванні конструкційних заходів деформуються сумісно. Відхилення між деформаціями склало до 8,7%.

7. В результаті експериментальних досліджень залізобетонних колон, підсилених нарощуванням додаткового армування, встановлено, що ефективність підсилення за несучою здатністю при використанні стрічки SikaCarbodurS512 (шириною 25 мм) для зразків підсилених без початкового рівня навантаження становила 31,8%, а для колон, підсилених за дії навантаження ефект підсилення до 18,2% .

8. Застосування системи підсилення карбоновими стрічками дозволило досягти зменшення вигину колон, підсилених без рівня початкового навантаження на 37% для колон 1-ї серії (підсилені стрічкою 25 мм) і на 54,5 % для колон 2-ї серії (підсилені стрічкою 50 мм).

9. Виконаними експериментальними дослідженнями встановлено, що в підсилених колонах значно зменшується ширина розкриття тріщин. Ефективність підсилення за досягненням максимальної ширини тріщин у порівнянні з непідсиленими зразками для колон зросла на 33% для 1-ї серії зразків та на 50...75% для зразків 2-ї серії.

10. В результаті експериментальних досліджень залізобетонних колон, підсилених залізобетонною обіймою, вдалося досягти значного ефекту підсилення. Максимального ефекту підвищення несучої здатності отримали колони, підсилені без попереднього навантаження - 172%. Для колон підсилених за дії навантаження ефект поступово зменшується і становив мінімально 128% для зразків підсилених при найбільшому рівні $0,9 \cdot N_{u(K)}$.

11. Максимального ефекту від підвищення експлуатаційної придатності за граничним вигином отримали теж колони, підсилені без попереднього навантаження – 220%. Для колон підсилених за дії навантаження ефект

поступово зменшується залежно від рівня діючого на час підстелення навантаження і становив мінімально 56%.

12. Граничне навантаження за допустимою шириною розкриття тріщин колон, підсилених обіймою максимально зросло на 180% і зменшувалося до 134%.

РОЗДІЛ 4. ЗАЛИШКОВА НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПІДСИЛЕНИХ ЗА ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ

4.1. Основні принципи та передумови визначення залишкової несучої здатності

Значна кількість залізобетонних конструкцій, що продовжують експлуатуватися до теперішнього часу, як правило були запроектовані і зведені в останні 50... 70 років. Проектування таких конструкцій виконували за нормами, які ще донедавна до 2011 р. діяли в Україні, а саме СНиП 2.03.01-84* якому передували його попередні редакції від 1962р. - 1975 р. Згідно норм [243] розрахунок несучої здатності елементів проводиться за першим граничним станом, тобто коли напруження в стиснутому бетоні і розтягнутій арматурі досягають їх розрахункових опорів. Розрахунок за наведеними нормами базується на забезпеченні у граничному стані умови рівноваги внутрішніх сил та розрахункових зусиль, викликаних діючим навантаженням. Даний підхід до розрахунку залізобетонних конструкцій пропонуємо називати розрахунком параметрів НДС за силовою моделлю роботи залізобетону. Перевагою даного підходу є зрозумілі нескладні рівняння рівноваги сил у розрахунковому перерізі конструкції, а також можливість його застосування без обчислювальної комп'ютерної техніки. Водночас недоліком є значна кількість емпіричних залежностей та емпіричних коефіцієнтів умов роботи матеріалів, конструкції, які необхідно враховувати при розрахунках.

В продовження розвитку даного підходу для будівельних конструкцій. Які потребують ремонту чи підсилення, були вперше введені з 2003 р. ДБН В.3.1-1-2002, у якому були наведені вказівки стосовно врахування напруженого стану конструкції у момент підсилення. На даний час ДБН В.3.1-1-2002, замінений на ДСТУ Б В.3.1-2:2016 [97], у якому ці вказівки теж залишилися. При підсиленні згинальних залізобетонних елементів за дії навантаження норми [97, 243] вказують на необхідність пониження міцності бетону і арматури за допомогою коефіцієнтів умов роботи бетону γ_{br1} та арматури γ_{sr1} . А саме, при рівні

навантаження конструкції на час підсилення: до 65 % $\gamma_{bro} = \gamma_{sro} = 1$; при більшому 65 % – $\gamma_{bri} = \gamma_{sri} = 0.8$. Проте в ДБН В.3.1-1-2002 і ДСТУ Б В.3.1-2:2016 відсутня методика розрахунку міцності згинальних залізобетонних конструкцій, підсилених за дії навантаження. Найбільш придатною методикою у якій можна реалізувати дані коефіцієнти умов роботи матеріалів підсилення, вважаємо є силова модель розрахунку залізобетону, наведена у СНиП 2.03.01-84* [243].

Останнім часом значна увага приділяли дослідженням, пов'язаним з діаграмами деформування бетону й арматурної сталі. Основна причина підвищеної уваги полягає в бажанні поставити теорію розрахунку залізобетонних конструкцій на більш міцну фізичну основу. В останні роки були розроблені нові методи розрахунку залізобетонних конструкцій, заснованих на використанні деформаційної моделі та діаграм роботи « σ - ϵ » бетону та арматури, які відображають в цілому нелінійну (пружно-пластичну) роботу матеріалів. Основні принципи розрахунку залізобетонних конструкцій з використанням дійсних діаграм деформування матеріалів викладені в роботах Бамбури А.М. [18, 20, Барашикова А.Я. [27], Голишева А.Б. [80], Павлікова А.М. [188, 190], Пецольда Т.М. [197-199], Шмуклера В.С. [214], та інших. Результатом цих досліджень, а також наближення норм проектування до норм ЄС стали введені в дію на теренах України нормативні документи по проектуванню залізобетонних конструкцій – ДБН В.2.6-98:2009 [91] і ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [96]. Даний підхід до розрахунку залізобетонних конструкцій часто називають розрахунком параметрів НДС за деформаційною моделлю залізобетону. При розгляді підсилених тим чи іншим способом залізобетонних конструкцій оцінку їх НДС трактуємо, як визначення залишкового ресурсу підсилених конструкцій.

Удосконалення методу розрахунку залізобетонних конструкцій має велике значення, тому що при проектуванні нових конструкцій дозволяє більш точно визначати їх несуча здатність і деформативність, що забезпечує оптимальну витрату матеріалів і необхідну надійність. На відміну від розрахунку за силовою моделлю та СНиП 2.03.01-84* [243] та ДСТУ Б В.3.1-2:2016 [97], деформаційна

розрахункова модель дозволяє порівняно просто і з достатньою точністю визначати деформації конструкції по висоті перерізу на всіх стадіях роботи, а не лише в граничному стані [35, 98].

В подальшій роботі над методикою визначення залишкового ресурсу підсилених за дії навантаження залізобетонних конструкцій, вирішено використати обидві моделі роботи залізобетону: силову та деформаційну, зважаючи на наявні як переваги так і недоліки в обох підходах до оцінки напружено-деформованого стану (НДС) залізобетонних конструкцій.

4.2. Застосування силової моделі залізобетону для визначення залишкової несучої здатності балок

4.2.1. Методика визначення несучої здатності балок, підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження

Для реалізації рекомендацій ДСТУ Б В.3.1-2:2016 [97] розрахунок несучої здатності залізобетонних балок, підсилених різними методами, проводиться за методикою колишніх норм проектування [243]. При цьому при виконанні підсилення за дії навантаження вищим $0,65 M_{u0}^{exp}$ вводяться, згідно вимог [97], додаткові коефіцієнти умов роботи елемента підсилення: на бетон $\gamma_{br} = 0.8$ і на арматуру $\gamma_{sr} = 0.8$. Таким чином вважається, що при досягненні в арматурі підсилюваної конструкції напружень межі текучості, а отже і граничного стану, міцність матеріалів додаткового перерізу при цьому буде використана на 80%.

В таблиці 3.7. розділу 3 наведені результати експериментальних досліджень підсилених балок, а також подано результати теоретичного розрахунку величин граничних згинальних моментів, одержані за методикою [243] з врахуванням при необхідності додаткових коефіцієнтів умов роботи γ_{br} і γ_{sr} [97].

Аналіз виконаних експериментально-теоретичних досліджень показує, що методика норм [243, 97] базована на силовій моделі роботи залізобетону не дозволяє з необхідною точністю визначити несуча здатність балок, підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження різного рівня. Однак, слід

зауважити, що при нижчих рівнях попереднього навантаження $0,3$ і $0,5M_{u0}^{exp}$ розходження між теоретичними і фактичними величинами склало до 8.6% в сторону заниження теоретичних величин над експериментальними. При цьому арматура додаткового перерізу першою досягала межі текучості, і отже міцність арматури підсилення була використана повністю. Проте при вищих рівнях навантаження при підсиленні, а саме $0,7$ і $0,9M_{u0}^{exp}$ розходження між величинами згинальних моментів складало $+4.9...35,4\%$ в сторону завищення теоретичних величин над експериментальними, що не допускається. Таким чином можна стверджувати, що міцність матеріалів додаткового перерізу при підсиленні на рівні навантаження $0,7$ і $0,9M_{u0}^{exp}$ не використовується на 80% , як вказано у нормах [97], і отже величини коефіцієнтів γ_{br} і γ_{sr} потребують уточнення.

Згідно методики експериментальних досліджень на кожному етапі випробувань визначали значення відносних деформацій бетону і арматури як основного, так і додаткового перерізів. Таким чином, знаючи деформації елементів підсилення в момент текучості арматури основного перерізу, можна розрахувати експериментальне значення коефіцієнту використання міцності матеріалів додаткового перерізу:

$$\gamma_{s,dis}^{ad,exp} = \frac{\sigma_s^{ad}}{f_{y,ad}} = \frac{\varepsilon_s^{ad}}{\varepsilon_{s0}^{ad}} \quad (4.1)$$

$$\gamma_{c,dis}^{ad,exp} = \frac{\varepsilon_{c(1)}^{ad}}{\varepsilon_{c1}^{ad}} \quad (4.2)$$

де ε_s^{ad} – відносні деформації арматури додаткового перерізу; $\varepsilon_{s0}^{ad} = f_{y,ad}/E_s^{ad}$ – деформації арматури додаткового перерізу, при досягненні межі текучості; $\varepsilon_{c(1)}^{ad}$ – відносні деформації стисненої фібри бетону додаткового перерізу; ε_{c1}^{ad} – граничні деформації стисненої фібри бетону додаткового перерізу.

В таблиці 4.1. подані експериментальні значення деформацій арматури додаткового перерізу і деформації стисненої фібри бетону обидвома в момент текучості арматури основного перерізу, розраховані експериментальні значення коефіцієнтів використання перерізу додаткової арматури $\gamma_{s,dis}^{ad}$ і бетону $\gamma_{c,dis}^{ad}$.

Враховуючи ці коефіцієнти, був розрахований граничний момент M_u^1 по текучості арматури основного перерізу за методикою на базі силової моделі залізобетону [243, 97] і проведене його порівняння з експериментальними значеннями. При розрахунку цих коефіцієнтів можливі випадки, коли коефіцієнт $\gamma_{s,dis}^{ad} > 1$. Тоді в момент текучості арматури основного перерізу, арматура додаткового перерізу вже досягла напружень межі текучості ($\varepsilon_s^{ad} > \varepsilon_{s0}^{ad}$), як, наприклад, для балок III серії при підсиленні за дії навантаження 0.3 і $0.5M_{u0}^{exp}$. В розрахунку тоді коефіцієнт $\gamma_{s,dis}^{ad} > 1$ на враховують. І навпаки, при $\gamma_{s,dis}^{ad} < 1$, арматура основного перерізу першою досягає напружень межі текучості. Коли $\gamma_{s,dis}^{ad} = 1$, тоді, очевидно, розтягнена арматура як основного так і додаткового перерізів досягає рівня текучості одночасно. Таким чином значення коефіцієнтів $\gamma_{s,dis}^{ad}$ і бетону $\gamma_{c,dis}^{ad}$ дають можливість оцінити ступінь використання перерізу.

Аналіз виконаних експериментально-теоретичних досліджень показує, що дана методика з врахуванням визначених коефіцієнтів використання перерізу дозволяє з достатньою точністю визначати несуча здатність балок, по моменту текучості арматури основного перерізу, підсиленних залізобетонною обіймою за дії навантаження будь-якого рівня. Розходження між теоретичними і фактичними величинами склало -3,6...-11.1% в сторону заниження експериментальних величин над теоретичними, що є задовільним для забезпечення надійності конструкції.

Таблиця 4.1

**Несуча здатність експериментальних балок підсилених залізобетонною обіймою за дії навантаження з
врахуванням коефіцієнтів використання міцності додаткового перерізу**

Серія	Шифр балки	Гранич. момент за текучістю основної арматури M_u^{exp} , кНм	Деформації додаткового перерізу		Коеф. використання додаткового перерізу		Момент з врахуванням коефіцієнта умов роботи M_u^1 , кНм	$\frac{M_u^1}{M_u^{exp}}$
			арматури $\varepsilon_{s2,ad}$	бетону $\varepsilon_{c(1),ad}$	арматури $\gamma_{s,dis}^{ad,exp}$	бетону $\gamma_{c,dis}^{ad,exp}$		
II	Бп 2.1-0,7	30.81	105.6	-54.1	0.503	0.292	28.75	0.933
	Бп 2.2-0,7	30.23	108.0	-48.1	0.514	0.260	29.13	0.964
III	Бп 3.1-0,3	44.18	396.0	-154.4	1.722	0.776	41.24	0.933
	Бп 3.2-0,3	43.11	342.0	-132.9	1.487	0.668	40.78	0.946
	Бп 3.3-0,5	45.00	246.0	-107.4	1.070	0.548	39.99	0.889
	Бп 3.4-0,5	43.83	244.0	-111.6	1.061	0.569	39.67	0.905
	Бп 3.5-0,7	36.37	120.0	-63.0	0.522	0.341	32.60	0.896
	Бп 3.6-0,7	35.62	127.2	-71.0	0.553	0.384	33.18	0.932
	Бп 3.7-0,9	31.43	54.7	-40.0	0.238	0.204	28.26	0.899
	Бп 3.8-0,9	31.45	67.9	-40.8	0.295	0.208	29.07	0.924
IV	Бп 4.1-0,7	40.32	135.3	-73.2	0.588	0.383	37.46	0.929
	Бп 4.2-0,7	40.4	145.2	-66.3	0.631	0.347	37.86	0.937
	Бп 4.3-0,9	32.56	53.1	-37.2	0.231	0.187	29.56	0.908
	Бп 4.4-0,9	32.34	48.3	-35.5	0.210	0.178	29.14	0.901

Визначені коефіцієнти дають можливість оцінити ступінь використання перерізу. Так, при підсиленні за дії навантаження рівня 0.3 і $0.5M_{u0}^{exp}$ арматура основного перерізу балки досягала напружень межі текучості вже після досягнення межі текучості в додатковій арматурі обійми. При цьому значення коефіцієнтів використання додаткового перерізу арматури були в межах $\gamma_{s,dis}^{ad,exp} = 1.061 \dots 1.722$. Однак, при підсиленні за дії навантаження $0,7$ і $0,9M_{u0}^{exp}$ можна прослідкувати, що при досягненні арматурою основного перерізу деформацій межі текучості елементи додаткового перерізу мають суттєвий запас міцності, оскільки коефіцієнти використання додаткового перерізу перебувають в межах: при підсиленні на рівні $0,7M_{u0}^{exp}$ для арматури $0.5 \dots 0.63$, для бетону $0.26 \dots 0.38$, а при підсиленні на рівні $0,9M_{u0}^{exp}$ коефіцієнти складають $0.21 \dots 0.29$ і $0.18 \dots 0.21$ відповідно. Також слід зауважити, що арматура додаткового перерізу при подальшому збільшенні навантаження на комплексну конструкцію також досягає напружень границі текучості. Це відбувається раніше, аніж руйнується бетон стисненої зони (див. таблиці 3.7 на с. 171). Таким чином для балок, підсиленних при високому рівні навантаження, а саме, 0.7 і $0.9M_{u0}^{exp}$ слід розглянути можливість зміни критерію вичерпання їх несучої здатності, що прийнятий в нормах [243]. При забезпеченні надійного анкерування арматури додаткового каркасу і сумісної роботи елементів основного і додаткового перерізів, а також при недопущенні відшарування елемента підсилення від основної конструкції, в якості критерію вичерпання несучої здатності комплексного перерізу слід прийняти досягнення арматурою як основного так і додаткового перерізів напружень межі текучості. Такий підхід дасть змогу повнішого використання, аніж на $18 \dots 63\%$, характеристик міцності армування та бетону елемента підсилення і, як наслідок, збільшити ефект підсилення балок, що виконується за дії навантаження високого рівня, та досягти додаткової економічності проектування підсилення залізобетонних балок.

Однак, отримані за даними експериментальних досліджень коефіцієнти використання додаткового перерізу $\gamma_{s,dis}^{ad}$ і $\gamma_{c,dis}^{ad}$, можуть бути використані виключно для розрахунку балок даного експерименту. При зміні геометричних розмірів балок чи обойми, зміні класу бетону чи арматури, зміні діаметрів арматурних стрижнів або їх прив'язки до граней перерізу, зміні рівня навантаження при підсиленні будуть змінюватися і коефіцієнти $\gamma_{s,dis}^{ad}$ і $\gamma_{c,dis}^{ad}$.

З метою визначення універсальних аналітичних залежностей для розрахунку коефіцієнтів використання $\gamma_{s,dis}^{ad}$ і $\gamma_{c,dis}^{ad}$, розглянемо напружено-деформований стан згинального елемента прямокутного перерізу, підсиленого залізобетонною обоймою за дії навантаження (рис. 4.1.). Підсилення залізобетонних конструкцій при одночасній дії навантаження шляхом збільшення поперечного перерізу передбачає забезпечення сумісної роботи підсилюваної та підсилюючої конструкцій по всій довжині зони контакту. При цьому приймається гіпотеза плоских перерізів в постановці В. І. Мурашева, Я. М. Немировського окремо для додаткової частини і для приросту відносних деформацій основної частини конструкції після підсилення. Враховуючи сумісну роботу основної та додаткової частини конструкції, при абсолютно жорсткому контакті деформації i -го шару додаткового перерізу відповідає приріст деформацій i -го шару основного перерізу після підсилення і дорівнює різниці повних деформацій елементарного i -го шару основного перерізу конструкції і відносних деформацій основного перерізу на тому ж рівні під час підсилення:

$$\varepsilon_i^{ad} = \Delta\varepsilon_i = \varepsilon_i - \varepsilon_i^0, \quad (4.3)$$

де ε_i^{ad} – деформації i -го шару додаткового перерізу; $\Delta\varepsilon_i$ – приріст деформації i -го шару основного перерізу після влаштування елементів підсилення; ε_i – деформації i -го шару основного перерізу; ε_i^0 – деформації i -го шару основного перерізу на момент влаштування елементів підсилення.

Для подальших розрахунків прийемо правило знаків як в ДСТУ [96]: для стиску знак додатний, для розтягу від'ємний. Тоді коефіцієнти використання запишуться у вигляді:

$$\gamma_{s,dis}^{ad} = \frac{\varepsilon_s^{ad}}{\varepsilon_{s0}^{ad}} = \frac{\kappa^{ad} (X_1^{ad} - Z_{si}^{ad})}{\varepsilon_{s0}^{ad}} \quad (4.4)$$

$$\gamma_{c,dis}^{ad} = \frac{\varepsilon_{c(1)}^{ad}}{\varepsilon_{c1}^{ad}} = \frac{\kappa^{ad} X_1^{ad}}{\varepsilon_{c1}^{ad}} \quad (4.5)$$

де κ^{ad} – кривизна вигнутої осі додаткового перерізу. Інші позначення на рис. 4.1.

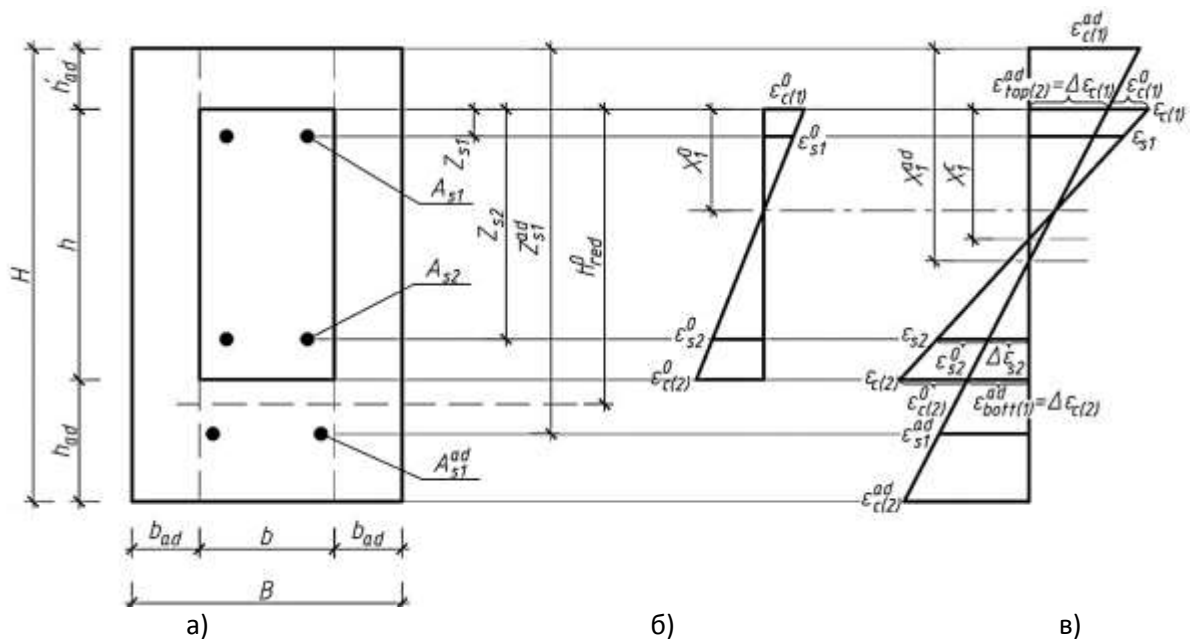


Рис.4.1. Напружено-деформований стан нормального перерізу балки, підсиленої залізобетонною обоймою за дії навантаження:

а - поперечний переріз; б - розподіл деформацій залізобетонного елемента перед підсиленням при $M = M_0^{exp}$; в - розподіл деформацій залізобетонного елемента, підсиленого залізобетонною обоймою за дії навантаження при

$$M = \max(M_u^{exp}, M_{u,ad}^{exp}).$$

Таким чином, для обчислення значення коефіцієнтів використання додаткового перерізу необхідно розрахувати значення кривизни κ^{ad} і висоти стисненої зони додаткового перерізу X_1^{ad} .

Для уточнення розрахунку за силовою моделлю роботи залізобетону пропонується визначати коефіцієнти використання додаткового перерізу за наступним алгоритмом:

1. На першому етапі приймаємо $\gamma_{c,dis}^{ad} = \gamma_{s,dis}^{ad} = 0.8$.

2. Висоту стисненої зони бетону при $X > h'_{ad}$ наближено визначаємо:

$$X_1^{ad} \cong \frac{R_s A_s + R_{s,ad} A_{s,ad} \cdot \gamma_{s,dis}^{ad} - R_{sc} A'_s - R_{b,ad} \gamma_{c,dis}^{ad} (b + 2b_{ad}) h'_{ad}}{R_b b + 2R_{b,ad} b_{ad} \cdot \gamma_{c,dis}^{ad}} + h'_{ad} \quad (4.6)$$

при $X \leq h'_{ad}$:

$$X_1^{ad} \cong \frac{R_s A_s + R_{s,ad} A_{s,ad} \cdot \gamma_{s,dis}^{ad}}{R_{b,ad} (b + 2b_{ad}) \cdot \gamma_{c,dis}^{ad}} \quad (4.7)$$

3. Для визначення кривизна вигнутої осі необхідно знати деформації будь-яких двох шарів згинального елемента. Тоді в загальному випадку кривизна вигнутої осі згинального елемента запишеться:

$$\kappa^{ad} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{(Z_2 - Z_1)} \quad (4.8)$$

де ε_1 і ε_2 – відносні деформації шарів перерізу на відстані відповідно Z_1 і Z_2 , ($Z_2 > Z_1$) від стисненої грані згинального елемента. Тоді кривизну вигнутої осі додаткового перерізу балки знаходимо за (4.8) при $Z_1 = X_1^{ad}$ і $Z_2 = (Z_{s2} + h'_{ad})$, відповідно $\varepsilon_1 = 0$ і $\varepsilon_2 = \Delta\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{s0,2} - \varepsilon_{s2}^0$:

$$\kappa^{ad} = \frac{-\Delta\varepsilon_{s2}}{Z_{s2} + h'_{ad} - X_1^{ad}} \quad (4.9)$$

де $\varepsilon_{s0,2}$ – деформації арматури, що відповідають текучості арматури.

Деформації розтягнутої арматури на момент підсилення ε_{s2}^0 визначаємо за формулою:

$$\varepsilon_{s2}^0 = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{R_s M_0}{E_s M_{tot}} \quad (4.10)$$

де M_{tot} – несуча здатність балки; M_0 – момент, діючий під час підсилення.

4. Розраховуємо коефіцієнти використання додаткового перерізу за формулами (4.4) і (4.5).

5. Повторюємо пп. 1-4 до досягнення необхідної точності.

6. Визначені коефіцієнти використання додаткового перерізу враховуємо при розрахунку граничного моменту балок по текучості арматури основного перерізу за формулами (3.2) або (3.4) залежно від визначеної висоти стисненої зони.

Необхідно відмітити, що дана методика визначення коефіцієнтів використання додаткового перерізу є універсальною, і може застосовуватися при визначенні уточнюючих коефіцієнтів при розрахунку несучої здатності при будь-яких методах підсилення нарощуванням перерізу. Так, при підсилення нарощуванням перерізу бетону зверху враховується тільки коефіцієнт $\gamma_{c,dis}^{ad}$, або при нарощуванні перерізу розтягнутої арматури – тільки $\gamma_{s,dis}^{ad}$. Алгоритм визначення несучої здатності перерізу згинального елемента, підсиленого за дії навантаження, на основі інженерної методики розрахунку з врахуванням уточнюючих коефіцієнтів використання додаткового перерізу був реалізований в середовищі *Microsoft Excel*.

4.2.2. Аналіз методики визначення несучої здатності балок, підсилених балок на основі силової моделі розрахунку

З метою проведення аналізу запропонованої інженерної методики розрахунку підсилені за дії навантаження залізобетонні балки були розраховані на міцність нормальних перерізів згідно методики норм [243] з врахуванням вимог ДСТУ Б В.3.1-2:2016 [97] при проведенні підсилення за дії навантаження, а також згідно наведеної інженерної методики з врахуванням коефіцієнтів використання додаткового перерізу отриманих за даними експерименту M_u^1 і теоретичних коефіцієнтів, розрахованих за формулами (4.6) ... (4.10) M_u^2 . Критерієм вичерпання несучої здатності вважався згинальний момент по текучості по арматури основного перерізу. При цьому в формули підставляли дійсні величини призмової міцності бетонів $f_{c,prism}$, а в якості розрахункового опору арматури прийняті фактичні значення f_y границь

текучості арматури. Результати розрахунків за різними методиками порівнювалися з експериментальними даними і наведені в таблиці 4.2.

Таблиця 4.2.

Несуча здатність балок підсилених залізобетонною обіймою

Серія	Шифр балки	Площа перерізу арматури обійми $m^2 \times 10^{-4}$ (\varnothing мм)	Величина згинальних моментів, кН·м						$\frac{M_u^{norm1}}{M_u^{exp}}$	$\frac{M_u^1}{M_u^{exp}}$	$\frac{M_u^2}{M_u^{exp}}$
			Експер.	Розрахункові							
			Граничний (текучість основної арматури) M_u^{exp}	За ДСТУ Б В.3.1 - 2:2016 M_u^{norm1}	Момент M_u^1 , з врахув. $\gamma_{s,dis}^{ad,exp}$ і $\gamma_{c,dis}^{ad,exp}$	$\gamma_{s,dis}^{ad}$	$\gamma_{c,dis}^{ad}$	Момент M_u^2 , з врахув. $\gamma_{s,dis}^{ad}$ і $\gamma_{c,dis}^{ad}$			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
II	Бп 2.1-0,7	1,01 (2 \varnothing 8)	30.81	32.95	28.75	0.524	0.20	28.47	1.070	0.93	0.924
	Бп 2.2-0,7		30.23	33.48	29.13	0.542	0.21	29.10	1.108	0.96	0.963
III	Бп 3.1-0,3	1,57 (2 \varnothing 10)	44.18	41.56	41.24	1.159	0.44	40.07	0.941	0.93	0.907
	Бп 3.2-0,3		43.11	41.37	40.78	1.161	0.44	39.91	0.960	0.94	0.926
	Бп 3.3-0,5		45.0	41.13	39.99	0.836	0.34	36.86	0.914	0.88	0.819
	Бп 3.4-0,5		43.83	40.78	39.67	0.840	0.35	36.53	0.930	0.90	0.834
	Бп 3.5-0,7		36.37	38.15	32.60	0.546	0.24	32.39	1.049	0.89	0.891
	Бп 3.6-0,7		35.62	38.11	33.18	0.495	0.22	31.55	1.070	0.93	0.886
	Бп 3.7-0,9		31.43	38.35	28.26	0.169	0.07	26.44	1.220	0.89	0.841
IV	Бп 3.8-0,9	2,26 (2 \varnothing 12)	31.45	38.52	29.07	0.171	0.07	26.39	1.225	0.92	0.839
	Бп 4.1-0,7		40.32	43.42	37.46	0.503	0.24	34.96	1.077	0.92	0.867
	Бп 4.2-0,7		40.40	43.09	37.86	0.550	0.26	35.78	1.066	0.93	0.886
	Бп 4.3-0,9		32.56	43.64	29.56	0.167	0.07	27.45	1.340	0.90	0.843
	Бп 4.4-0,9		32.34	43.80	29.14	0.156	0.07	27.20	1.354	0.90	0.841

Виконані розрахунки показують, що теоретичні величини несучої здатності підсилених балок з врахуванням розрахованих за запропонованою методикою коефіцієнтів використання додаткового перерізу задовільно узгоджуються з експериментальними даними. Розбіжність по величині згинального моменту по текучості арматури основного перерізу складала - 3.7...-18.1% (стовпець 12 табл.4.2). При цьому для всіх балок експериментальні величини міцності були вищими за розраховані теоретичні.

Аналіз отриманих результатів дозволяє зробити висновок, що силова методика розрахунку міцності балок, підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження, з врахуванням уточнених коефіцієнтів використання додаткового перерізу $\gamma_{s,dis}^{ad}$ і бетону $\gamma_{c,dis}^{ad}$ дає можливість більш точно визначати несучу здатність нормальних перерізів підсилених балок.

Для розрахунку залізобетонних балок, підсилених за дії навантаження нарощуванням арматури, результати експериментальних досліджень яких наведені у п. 3.3 [266], можна також застосувати вище наведену методику.

Розрахункова модель балки підсиленої нарощуванням арматури є частковим випадком моделі балок підсилених обоймою, при умовній товщині обойми рівній нулю, і розташуванню лише армування зі сторони розтягнутої грані. При цьому підсилення балок виконали при різних рівнях навантаження, а саме 0,3, 0,5, та 0,75 від руйнуючого по текучості арматури M_{u0}^{exp} не підсилених балок.

При застосуванні пропонованої силової моделі розрахунку балок враховували коефіцієнти умов роботи додаткової арматури при підсиленні за дії навантаження згідно вимог ДСТУ Б В.3.1-2:2016 [97].

За результатами розрахунку отримано розбіжність результатів для більшості підсилених балок за допомогою та без коротишів в межах до 35.9% (стовпець 9 табл. 4.3) в бік перевищення теоретичних величин над експериментальними. Для уточненого розрахунку за силовою моделлю в даній роботі вище були визначені універсальні величини коефіцієнтів використання арматури додаткового перерізу $\gamma_{s,dis}^{ad}$ (кол. 7 табл. 4.3). Значення цих коефіцієнтів відображало ступінь включення в роботу додаткового конструктивного елемента. Так, при підсиленні за дії навантаження $0.3M_{u0}^{exp}$ значення коефіцієнтів було в межах 0.648...0.658, при $0.5M_{u0}^{exp}$ – 0.435...0.452 і при $0.75M_{u0}^{exp}$ – 0.123...0.152. Визначені коефіцієнти були враховані при розрахунку несучої здатності балок [243]. Порівняння експериментальних величин згинальних моментів з результатами розрахунку з врахуванням

запропонованих коефіцієнтів використання додаткового перерізу $\gamma_{s,dis}^{ad}$ показало значно кращу збіжність результатів. Відхилення теоретичних величин моментів від експериментальних значень склало -5,2...+2,9%.

Таблиця 4.3

Несуча здатність балок, підсилених нарощуванням перерізу арматури

Серія	Шифр балок	Площа перерізу арматури $m^2 \times 10^4$ (\varnothing мм)	Величина моменту при підсиленні M_0 , кН·м	Величина згинальних моментів, кН·м				$\frac{M_u^{norm}}{M_u^{exp}}$	$\frac{M_u^2}{M_u^{exp}}$
				Експерим.	Розрахунок		Момент M_u^2 з врахув. $\gamma_{s,dis}^{ad}$		
					Граничний (текучість основної арматури) M_u^{exp}	За ДСТУ Б В.3.1 -2:2016 M_u^{norm1}			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	БЗ 1-1	3,08 (2 \varnothing 14)	-	23.32	22.39	-	-	0.960	-
	БЗ 1-2		-	23.32	22.63	-	-	0.971	-
2	БПа _к -2.3-0,3	4,65 (2 \varnothing 14 + 2 \varnothing 10)	7,60	33.1	37.86	0.654	32.81	1.144	0.991
	БПа _к -2.4-0,3		7,75	33.1	37.58	0.647	32.44	1.135	0.980
	БПа _к -2.5-0,5		12,15	30.44	37.28	0.452	29.27	1.225	0.961
	БПа _к -2.6-0,5		12,30	30.44	37.52	0.445	29.34	1.233	0.964
	БПа _к -2.7-0,75		19,30	25.61	34.27	0.14	24.28	1.338	0.948
	БПа _к -2.8-0,75		19,70	25.61	34.81	0.123	24.43	1.359	0.954
3	БПа-3.1-0,3	4,65 (2 \varnothing 14 + 2 \varnothing 10)	7,65	31.62	36.31	0.648	31.74	1.148	1.004
	БПа-3.2-0,3		7,45	31.62	36.02	0.658	31.63	1.139	1.000
	БПа-3.3-0,5		12,10	28.19	36.19	0.451	29.00	1.284	1.029
	БПа-3.4-0,5		12,5	28.19	35.84	0.435	28.48	1.271	1.010
	БПа-3.5-0,75		19,50	25.05	33.86	0.13	24.65	1.352	0.984
	БПа-3.6-0,75		19,00	25.05	33.33	0.152	24.61	1.330	0.982

Таким чином, запропонована методика розрахунку міцності балок з врахуванням визначених коефіцієнтів використання додаткового перерізу дає можливість більш точно оцінити несучу здатність нормальних перерізів, визначену по текучості основної арматури, для балок, підсиленних за дії навантаження нарощуванням перерізу арматури.

4.3. Застосування деформаційної моделі розрахунку для визначення залишкової несучої здатності балок

4.3.1. Методика визначення несучої здатності залізобетонних балок, підсилених за дії навантаження

На даний час чинні норми в будівництві [91, 96] при проектуванні залізобетонних конструкцій застосовують нелінійну деформаційну методику розрахунку. Метод розрахунку залізобетонних елементів на основі нелінійної деформаційної моделі базується на використанні дійсної нелінійної діаграми « $\sigma - \varepsilon$ » для бетону та дволінійної для арматури і дозволяє проводити розрахунки конструкцій різної форми поперечного перерізу, з вільним розташуванням арматури в перерізі. Деформаційна модель прийнята в міжнародних, а також в більшості національних норм [91, 322].

При розробці алгоритму розрахунку з використанням нелінійної деформаційної моделі були використані наступні нормативні документи і літературні джерела – [91, 96].

Розрахунок міцності на згин залізобетонних елементів підсилених за дії навантаження або з частковим розвантаженням залізобетонних конструкцій пропонується виконувати в два етапи.

На першому етапі досліджується напружено-деформований стан нормального перерізу основного конструктивного елемента від діючого при підсиленні навантаження.

Визначення характеристик напружено-деформованого стану нормального перерізу залізобетонного елемента за дії згинальних моментів на основі нелінійної деформаційної моделі виконується з умов рівноваги зовнішніх сил та внутрішніх зусиль в перерізі елемента, а також наступних основних загальноприйнятих положень [96, 168, 259]:

- розподіл відносних деформацій бетону і арматури по висоті перерізу елемента приймають по лінійному закону та приймається гіпотеза плоских перетинів;
- зв'язок між осьовими напруженнями і відносними деформаціями бетону і арматури приймають у виді повних діаграм стану « $\sigma - \varepsilon$ » (деформування) бетону і арматури;
- опір бетону розтягнутої зони не враховують.

При розрахунку напружено-деформованого стану балок прямокутного перетину використовували рівняння рівноваги зовнішніх сил та внутрішніх зусиль в нормальному перерізі елемента [96]:

$$\frac{bf_{cd} \varepsilon_{c1}}{\varkappa^0} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^0}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} = 0 \quad (4.11)$$

$$\frac{bf_{cd} (\varepsilon_{c1})^2}{\varkappa^{0^2}} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^0}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (X_1^0 - Z_{si}) = M_0 \quad (4.12)$$

де $\varepsilon_{c(1)}^0$ – деформації бетону стисненої фібри основного перерізу при $M=M_0$;

f_{cd} – призмova міцність бетону на стиск;

\varkappa^0 – кривизна вигнутої осі в основному перерізі при $M=M_0$;

X_1^0 – висота стисненої зони основного перерізу при $M=M_0$;

M_0 – значення згинального моменту при підсиленні;

Алгоритм визначення параметрів напружено-деформованого стану нормального перерізу залізобетонного елемента являє собою ітераційний процес на кожному етапі якого реалізується поступовий метод розрахунку осереднених відносних деформацій бетону нижньої фібри за попередньо заданими величинами деформацій на верхній фібрі перерізу з рівняння (4.11). Після досягнення заданої точності розрахунок при заданій величині деформацій припиняли і визначали відповідне їм значення згинального моменту з рівняння (4.12) [96, дод. А]. Після закінчення розрахунку при заданій величині відносних деформацій бетону на верхній фібрі виконували їх

збільшення, і розрахунок повторювали. При досягненні необхідного значення згинального моменту ітераційний процес припиняли.

Таким чином в результаті першого етапу нелінійного розрахунку напружено-деформованого стану за деформаційною моделлю отримували відносні деформації бетону верхньої і нижньої фібри, шарів арматури, кривизну вигнутої осі в нормальному перерізі залізобетонної балки при заданій на момент підсилення величині навантаження.

Принципова блок-схема визначення напружено-деформаційного стану нормального перерізу залізобетонної балки наведена на рис. 4.2.

Підсилення залізобетонних конструкцій шляхом збільшення поперечного перерізу передбачає забезпечення сумісної роботи підсилюваної та підсилюючої конструкцій по всій довжині зони контакту. При цьому гіпотеза плоских перерізів в постановці В. І. Мурашева, Я. М. Немировського для відносних деформацій всього перерізу підсиленого за дії навантаження залізобетонного елемента, який складається з основної та додаткової частини не виконується, оскільки при підсиленні в основній частині перерізу вже наявні початкові деформації. Приймається гіпотеза плоских перерізів в постановці В.І. Мурашева, Я.М. Немировського окремо для додаткової частини і для приросту відносних деформацій основної частини конструкції після підсилення. Тоді відносна деформація елементарного шару основного перерізу конструкції знаходиться як сума відносних деформацій до підсилення і відносних деформацій після підсилення. Враховуючи сумісну роботу основної та додаткової частини конструкції, приріст деформацій на межі основного та додаткового перерізу при навантаженні підсиленої конструкції буде однаковим, тобто при абсолютно жорсткому контакті різниця деформацій основного та додаткового перерізу в будь-який момент часу в довільній точці перерізу в зоні контакту стала і дорівнює деформації перерізу конструкції в цій точці при підсиленні [65].

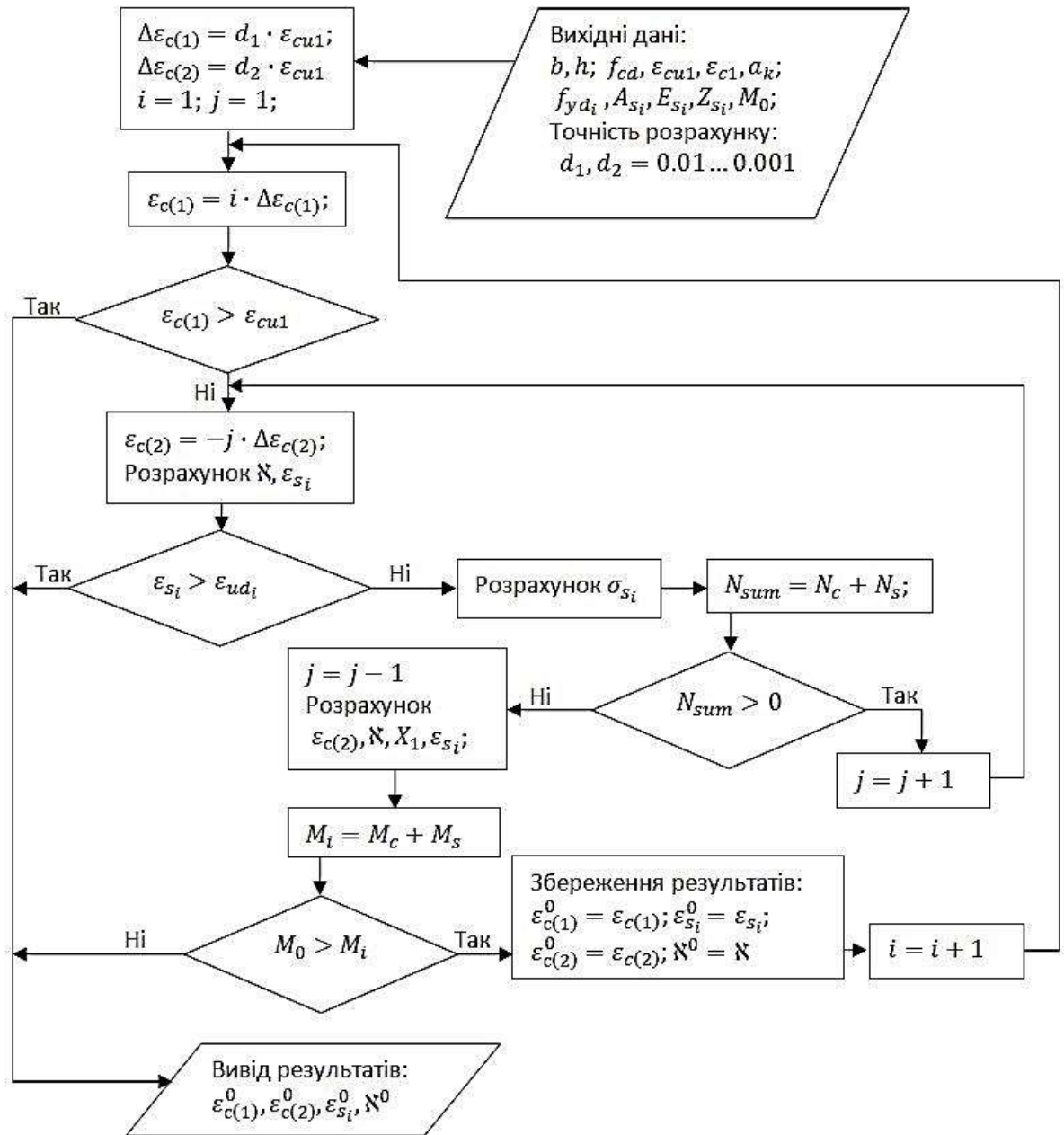
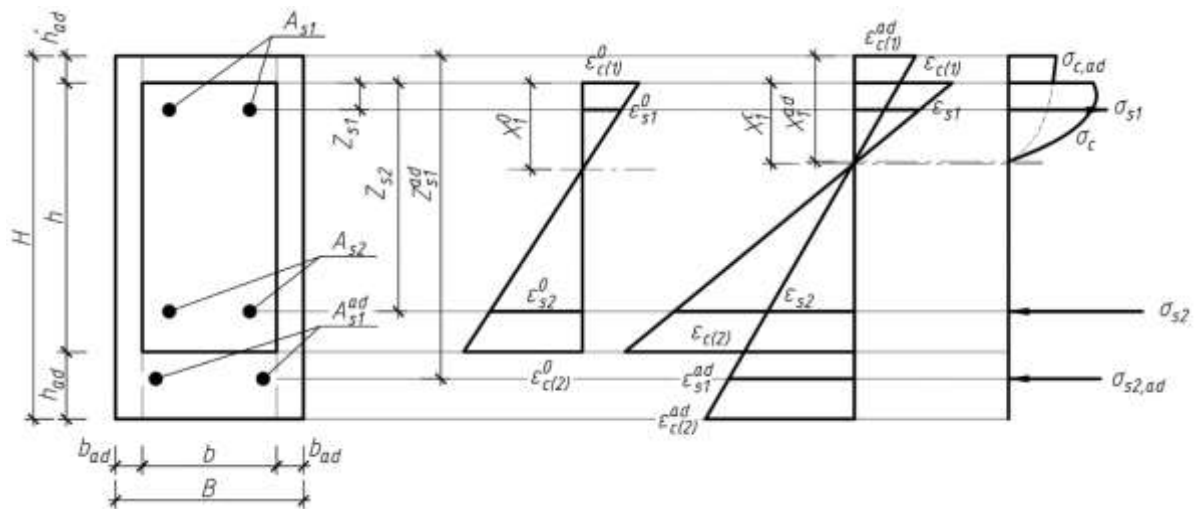


Рис.4.2. Блок-схема визначення напружено-деформаційного стану нормального перерізу залізобетонного згинального елемента

Таким чином, на другому етапі розрахунок проводився як для комплексного перерізу, що складався з основної і додаткової частини конструкції. Переріз розглядався як такий, що складається з основного прямокутного обриса з початковим, визначеним на першому етапі, напружено-деформованим станом і перерізу обойми коробчастого типу, який в розрахунку

представляли у вигляді складеного прямокутного перерізу на всю висоту, шириною, що дорівнює подвоєній товщині стінки обійми, і приєднаних до неї знизу і зверху полиць в межах ширини балки (рис. 4.3).



а) поперечний переріз б) епюра деформацій в) епюра напружень

Рис.4.3. Напружено-деформований стан згинального елемента прямокутного перерізу, підсиленого залізобетонною обіймою за дії навантаження

Рівняння рівноваги внутрішніх та зовнішніх зусиль у нормальному перерізі згинального залізобетонного елемента, підсиленого залізобетонною обіймою за дії навантаження приймали у вигляді:

$$\begin{cases} \sum N_c + \sum N_s = 0; \\ \sum M_c + \sum M_s = M_0 + \Delta M; \end{cases} \quad (4.13)$$

де $N_c = N_{c,0} + N_{c,ad}$ і $N_s = N_{s,0} + N_{s,ad}$ – зусилля, що виникають стисненому бетону і розтягненій арматурі відповідно в основному і додатковому перерізах;

$M_c = M_{c,0} + M_{c,ad}$ і $M_s = M_{s,0} + M_{s,ad}$ – моменти зусилль, що виникають відповідно у стисненому бетону і розтягненій арматурі відносно нейтральної осі основного і додаткового перерізах;

ΔM – момент зовнішніх сил від додаткового навантаження після влаштування підсилення.

Схема напружено-деформованого стану згинального елемента прямокутного перерізу, підсиленого залізобетонною обіймою за дії навантаження, а також прийняті у формулах позначення подано на рис. 4.3.

Для прямокутного перерізу, який посилюють залізобетонною обіймою за дії навантаження складові умови рівноваги (4.13) визначають з наступних залежностей:

$$N_{c,0} = b \int_0^{x_1^c} \sigma_c(x) dx \quad (4.14)$$

$$N_{c_{ad}} = 2b_{ad} \int_0^{x_1^{ad}} \sigma_c^{ad}(x) dx + b \left[\int_{x_1^{ad}-h'_{ad}}^{x_1^{ad}} \sigma_c^{ad}(x) dx + \int_0^{x_1^{ad}-(h'_{ad}+h)} \sigma_c^{ad}(x) dx \right] \quad (4.15)$$

$$M_{c,0} = b \int_0^{x_1^c} \sigma_c(x) x dx \quad (4.16)$$

$$M_{c_{ad}} = 2b_{ad} \int_0^{x_1^{ad}} \sigma_c^{ad}(y) y dy + b \left[\int_{x_1^{ad}-h'_{ad}}^{x_1^{ad}} \sigma_c^{ad}(y) y dy + \int_0^{x_1^{ad}-(h'_{ad}+h)} \sigma_c^{ad}(y) y dy \right] \quad (4.17)$$

де $\sigma_c(x)$ і $\sigma_c^{ad}(x)$ – напруження в бетоні відповідно основного і додаткового перерізів.

З врахуванням заміни змінних $X_1^c = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_c}$; $X_1^{ad} = \frac{\varepsilon_{c(1)}^{ad}}{\varepsilon_{c1}^{ad}}$; $x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c}$; $y = \frac{\varepsilon_c^{ad}}{\varepsilon_{c1}^{ad}}$; $dx = \frac{d\varepsilon_c}{\varepsilon_c}$; $dy = \frac{d\varepsilon_c^{ad}}{\varepsilon_{c1}^{ad}}$ та інтегрування отримаємо:

$$N_{c,0} = \frac{bf_{cd} \varepsilon_{c1}}{\varepsilon_c} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+1} \quad (4.18)$$

$$N_{c_{ad}} = \frac{f_{cd} \varepsilon_{c1}^{ad}}{\varepsilon_{c1}^{ad}} \left[2b_{ad} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k^{ad}}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{ad}}{\varepsilon_{c1}^{ad}} \right)^{k+1} + b \left(\sum_{k=1}^5 \frac{a_k^{ad}}{k+1} \left(\frac{(\varepsilon_{c(1)}^{ad})^{k+1} - (\varepsilon_{top(2)}^{ad})^{k+1}}{(\varepsilon_{c1}^{ad})^{k+1}} \right) + \sum_{k=1}^5 \frac{a_k^{ad}}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{bott(1)}^{ad}}{\varepsilon_{c1}^{ad}} \right)^{k+1} \right) \right] \quad (4.19)$$

$$M_{c,0} = \frac{bf_{cd} \varepsilon_{c1}^2}{\varepsilon_c^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+2} \quad (4.20)$$

$$M_{cad} = \frac{f_{cd}^{ad} (\varepsilon_{c1}^{ad})^2}{(\aleph^{ad})^2} \left[2b_{ad} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k^{ad}}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{ad}}{\varepsilon_{c1}^{ad}} \right)^{k+2} + b \left(\sum_{k=1}^5 \frac{a_k^{ad}}{k+2} \left(\frac{(\varepsilon_{c(1)}^{ad})^{k+2} - (\varepsilon_{top(2)}^{ad})^{k+2}}{(\varepsilon_{c1}^{ad})^{k+2}} \right) \right) \right. \\ \left. + \sum_{k=1}^5 \frac{a_k^{ad}}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{bott(1)}^{ad}}{\varepsilon_{c1}^{ad}} \right)^{k+2} \right] \quad (4.21)$$

Зусилля в арматурі:

$$N_{s,0} = \sum_{i=1}^n \sigma_{s_i} A_{s_i} \quad (4.22)$$

$$N_{sad} = \sum_{j=1}^m \sigma_{s_j}^{ad} A_{s_j}^{ad} \quad (4.23)$$

Напруження в шарах арматури знаходили за діаграмами деформування « $\sigma - \varepsilon$ » арматури. Для арматури з фізичною границею текучості:

- при пружній роботі:

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s; \quad (4.24)$$

- при досягненні межі текучості:

$$\sigma_s = f_{yd}. \quad (4.25)$$

При цьому з врахуванням гіпотези плоских перерізів деформації визначали за формулами:

для шарів арматури основного перерізу:

$$\varepsilon_{s_i} = \aleph^c (X_1^c - Z_{s_i}) \quad (4.26)$$

для шарів арматури додаткового перерізу:

$$\varepsilon_{s,j}^{ad} = \aleph^{ad} (X_1^{ad} - Z_{s_j}^{ad}) \quad (4.27)$$

Тоді зусилля в арматурі при пружній роботі:

$$N_{s,0} = \sum_{i=1}^n A_{s_i} E_{s_i} \varepsilon_{s_i} = \sum_{i=1}^n A_{s_i} E_{s_i} \cdot \aleph^c (X_1^c - Z_{s_i}); \quad (4.28)$$

$$N_{sad} = \sum_{j=1}^m A_{s_j}^{ad} E_{s_j}^{ad} \varepsilon_{s,j}^{ad} = \sum_{j=1}^m A_{s_j}^{ad} E_{s_j}^{ad} \cdot \aleph^{ad} (X_1^{ad} - Z_{s_j}^{ad}); \quad (4.29)$$

Моменти зусиль, що виникають в арматурі:

$$M_{s,0} = \sum_{i=1}^n \sigma_{s_i} A_{s_i} (X_1^c - Z_{s_i}) \quad (4.30)$$

$$M_{sad} = \sum_{j=1}^m \sigma_{s_j}^{ad} A_{s_j}^{ad} (X_1^{ad} - Z_{s,j}^{ad}) \quad (4.31)$$

Напружений стан підсилених залізобетонних конструкцій пов'язана з перерозподілом зусиль в нормальному перерізі, що складається з двох складових з різними міцнісними, деформаційними та реологічними характеристиками матеріалів. При цьому змінюється характер роботи окремих шарів конструкції. Так при більшій товщині нарощування в стисненій зоні при підсиленні за дії навантаження бетон стисненої зони основного перерізу зі збільшенням зовнішнього навантаження розвантажується і може зазнавати розтягу. Стиснена зона підсиленої за дії навантаження або з частковим розвантаженням конструкції може складатися з двох зон в основному та додатковому перерізі. При підсиленні нарощуванням в розтягненій зоні з встановленням додаткової арматури окремі шари бетону близькі до нейтральної лінії, що зазнають розтягу в момент підсилення, при збільшенні навантаження після підсилення починають працювати на стиск.

Отже, при розрахунку напружено-деформованого стану згинального елемента прямокутного перерізу, підсиленого залізобетонною обіймою за дії навантаження можлива реалізація п'яти форм рівнянь рівноваги перерізу, залежно від положення нейтральних осей основного і додаткового елемента після підсилення:

- перший випадок (перша форма рівноваги) – нейтральна вісь додаткового елемента знаходиться в межах нижньої полиці додаткового перерізу ($H > X_1^{ad} > H - h_{ad}$), при цьому весь основний переріз стиснений ($X_1 > h$);
- другий випадок (друга форма рівноваги) – нейтральна вісь додаткового елемента знаходиться в межах нижньої полиці додаткового перерізу ($H > X_1^{ad} > H - h_{ad}$), при цьому в основному перерізі є зона розтягу ($X_1 \leq h$);
- третій випадок (третя форма рівноваги) – нейтральна вісь додаткового елемента знаходиться в межах висоти балки основного перерізу

$(H - h_{ad} > X_1^{ad} > h'_{ad})$ і в основному перерізі є зона розтягу $(0 < X_1 < h)$;

- четвертий випадок (четверта форма рівноваги) – нейтральна вісь додаткового елемента знаходиться в межах верхньої полиці обойми $(X_1^{ad} < h'_{ad})$, при цьому в основному перерізі є зона стиску $(0 < X_1 < h)$;
- п'ятий випадок (п'ята форма рівноваги) – нейтральна вісь додаткового елемента знаходиться в межах верхньої полиці обойми $(X_1^{ad} < h'_{ad})$, при цьому весь основний переріз розтягнений $(X_1 < 0)$.

Розглянемо третю форму рівноваги складеного перерізу, яка мала місце при проведенні експериментальних досліджень. На рис. наведений напружено-деформований стан згинального елемента прямокутного перерізу, підсиленого залізобетонною обоймою за дії навантаження. Рівняння рівноваги в цьому випадку записуються:

$$\frac{f_{cd} \varepsilon_{c1}^{ad}}{\aleph^{ad}} \left[2b_{ad} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k^{ad}}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{ad}}{\varepsilon_{c1}^{ad}} \right)^{k+1} + b \sum_{k=1}^5 \frac{a_k^{ad}}{k+1} \left(\frac{(\varepsilon_{c(1)}^{ad})^{k+1} - (\varepsilon_{top(2)}^{ad})^{k+1}}{(\varepsilon_{c1}^{ad})^{k+1}} \right) \right] + \quad (4.32)$$

$$+ \frac{bf_{cd} \varepsilon_{c1}}{\aleph^c} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sum_{j=1}^m \sigma_{sj}^{ad} A_{sj}^{ad} = 0$$

$$\frac{f_{cd} (\varepsilon_{c1}^{ad})^2}{(\aleph^{ad})^2} \left[2b_{ad} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k^{ad}}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{ad}}{\varepsilon_{c1}^{ad}} \right)^{k+2} + b \sum_{k=1}^5 \frac{a_k^{ad}}{k+2} \left(\frac{(\varepsilon_{c(1)}^{ad})^{k+2} - (\varepsilon_{top(2)}^{ad})^{k+2}}{(\varepsilon_{c1}^{ad})^{k+2}} \right) \right] \quad (4.33)$$

$$+ \frac{bf_{cd} (\varepsilon_{c1})^2}{\aleph^{c2}} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (X_1^c - Z_{si}) +$$

$$+ \sum_{j=1}^m \sigma_{sj}^{ad} A_{sj}^{ad} (X_1^{ad} - Z_{sj}^{ad}) - (M_0 + \Delta M) = 0,$$

де $\aleph^{ad} = (\varepsilon_{c(1)}^{ad} - \varepsilon_{c(2)}^{ad})/H$ – кривизна додаткового перерізу елемента від діючого після підсилення навантаження;

$\aleph^0 = (\varepsilon_{c(1)}^0 - \varepsilon_{c(2)}^0)/h$ – кривизна основного перерізу елемента від діючого під час підсилення навантаження;

$\aleph^c = \aleph^{ad} + \aleph^0$ – кривизна основного перерізу елемента від діючого після підсилення навантаження;

$\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{c(1)}^0 + \varepsilon_{top(2)}^{ad}$ – повні деформації бетону стисненої фібри основного перерізу;

$\varepsilon_{top(2)}^{ad} = \aleph^{ad}(X_1^{ad} - h'_{ad})$ – деформації на нижній грані верхньої полиці додаткового перерізу – обойми;

$X_1^0 = \varepsilon_{c(1)}^0 / \aleph^0$ – висота стисненої зони основного перерізу елемента від діючого під час підсилення навантаження;

$X_1^{ad} = \varepsilon_{c(1)}^{ad} / \aleph^{ad}$ – висота стисненої зони додаткового перерізу елемента від діючого після підсилення навантаження;

Z_{si} – відстань від i -го стрижня основної арматури до верхньої грані балки основного перерізу;

Z_{sj}^{ad} – відстань від j -го стрижня додаткової арматури до верхньої грані обойми додаткового перерізу;

M_0 – згинальний момент від діючого під час підсилення навантаження;

ΔM – приріст згинального моменту від додаткового навантаження, прикладеного після підсилення.

Задаючись величиною відносних деформацій бетону на верхній фібрі обойми $\varepsilon_{c(1)}^{ad}$, з першого рівняння (4.32) рівноваги підсиленого за дії навантаження залізобетонного балкового елемента методом послідовних наближень знаходили відповідні їм значення осереднених відносних деформацій на нижній фібрі $\varepsilon_{c(2)}^{ad}$, кривизну додаткового перерізу від додаткового навантаження \aleph^{ad} , повні відносні деформації на верхній $\varepsilon_{c(1)}$ і нижній $\varepsilon_{c(2)}$ грані основного перерізу, кривизну основного перерізу від повного навантаження \aleph^c , деформації ε_{si} , ε_{sj}^{ad} і напруження σ_{si} , σ_{sj}^{ad} в шарах арматури основного і додаткового перерізів відповідно.

Несучій здатності згинального елемента, підсиленого за дії навантаження залізобетонною обоймою, відповідало таке максимальне зусилля, при якому виконувалися умови рівноваги, а також умови міцності:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{c(1)} &\leq \varepsilon_{cu1}; \\
 |\varepsilon_{si}| &\leq \varepsilon_{s0,i}; \\
 \varepsilon_{c(1)}^{ad} &\leq \varepsilon_{cu1}^{ad}; \\
 \left| \varepsilon_{s_j}^{ad} \right| &\leq \varepsilon_{s0,j}^{ad},
 \end{aligned}
 \tag{4.34}$$

де $\varepsilon_{s_j}^{ad}$ і $\varepsilon_{c(1)}^{ad}$ - відносні деформації відповідно шарів арматури і бетону верхньої фібри елемента підсилення.

При досягненні заданої точності розрахунок при заданій величині деформацій на верхній фібрі обойми $\varepsilon_{c(1)}^{ad}$ припиняли і визначали з другого рівняння (4.33) відповідне їм значення згинального моменту від додаткового навантаження. Далі збільшували величину відносних деформацій на верхній фібрі бетону додаткового перерізу $\varepsilon_{c(1)}^{ad}$ і розрахунок повторювали до тих пір поки виконуються умови міцності (4.34).

Принципова блок-схема розрахунку несучої здатності згинальних залізобетонних елементів, підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження, по нелінійній деформаційній моделі зображені на рис. 4.4.

Рівняння (4.13) з врахуванням (4.18)... (4.21), (4.28)...(4.31) дають можливість дослідити напружено-деформований стан згинального елемента прямокутного перерізу, підсиленого залізобетонною обоймою за дії навантаження. Необхідно відмітити, що рівняння є універсальними, тобто за їх допомогою можна оцінити напружено-деформований стан згинального елемента прямокутного перерізу підсиленого різними методами: нарощуванням перерізу бетону зверху, тоді $b_{ad} = 0, h_{ad} = 0, A_{s_j}^{ad} = 0$, або нарощуванням перерізу розтягнутої арматури, тоді $b_{ad} = h'_{ad} = 0$, або бетонною обоймою при $A_{s_j}^{ad} = 0$.

Для облегшення розрахунків, а також збільшення їх точності, за вищенаведеними блок-схемами був реалізований алгоритм у програмі в середовищі *Microsoft Excel*.

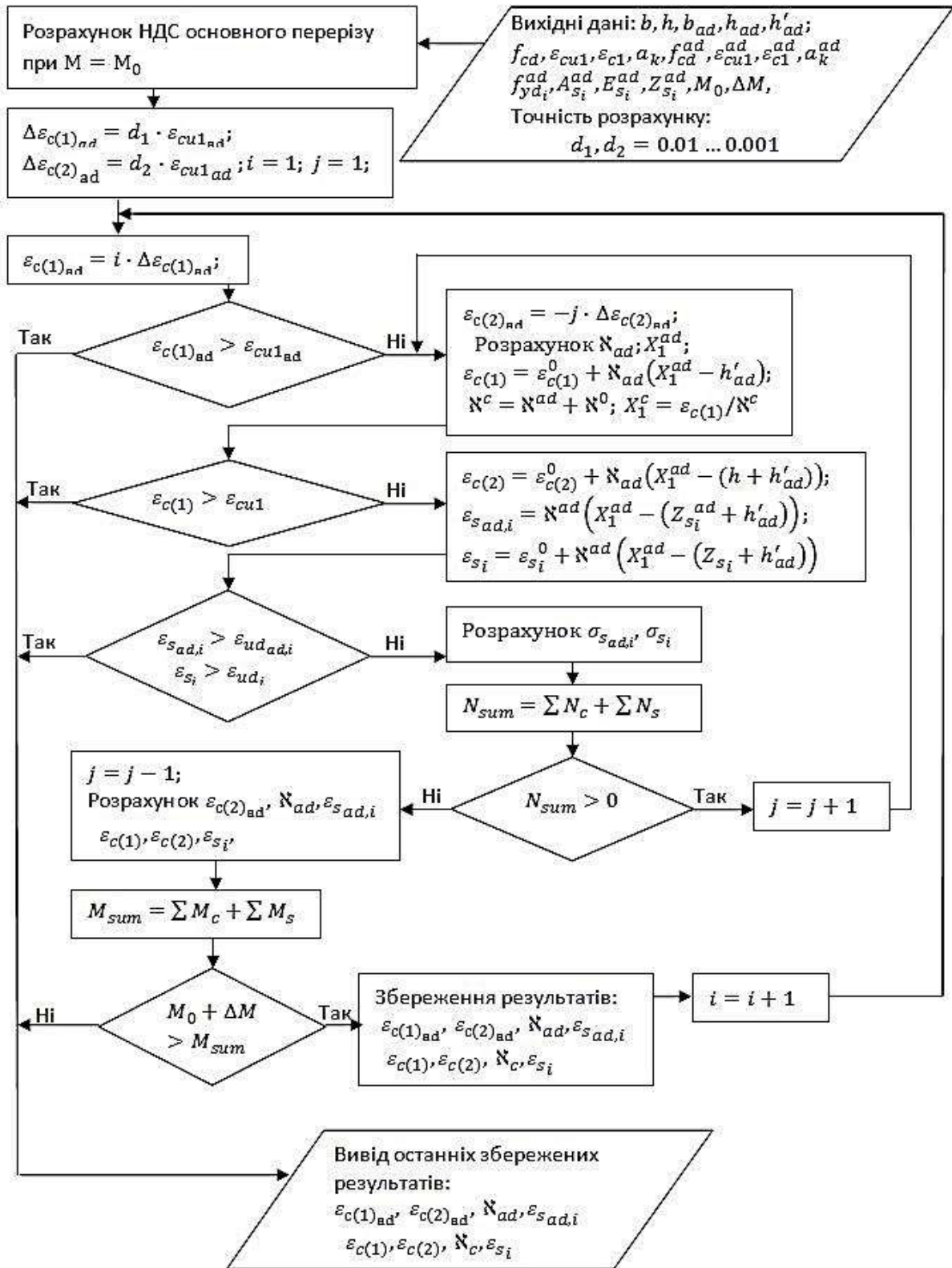


Рис. 4.4. Блок-схема розрахунку несучої здатності згинального залізобетонного елемента, підсиленого залізобетонною обоймою за дії навантаження, по нелінійній деформаційній моделі.

4.3.2. Аналіз методики визначення несучої здатності підсилених балок на основі деформаційної моделі розрахунку

Для проведення аналізу запропонованої методики розрахунку досліджені підсилені залізобетонні балки були розраховані на міцність нормальних перерізів згідно наведеної методики. При цьому в формули підставляли дійсні величини призмової міцності бетонів $f_{c_{prism}}$, а в якості розрахункового опору арматури прийняті фактичні значення f_y границь текучості арматури. Результати розрахунків порівнювалися з експериментальними даними (табл.4.4).

Виконані розрахунки показують, що теоретичні величини міцності нормальних перерізів підсилених балок, визначених по запропонованій методиці, задовільно узгоджуються з експериментальними даними. Розбіжність з експериментальними даними по величині згинального моменту при текучості арматури основного перерізу складала -1,7...-12,7% (стовпець 12 табл. 4.4). Тільки для чотирьох балок підсилених при $0,9M_{u0}^{exp}$ розбіжність була вищою -18,5...-19,3%. Точність розрахунку величини згинального моменту по текучості арматури додаткового перерізу склала -1,5...-10% (стовпець 13 табл. 4.4). При цьому для всіх балок експериментальні величини міцності були вищими за теоретичні, отримані за запропонованою методикою.

Запропонована методика розрахунку дозволяє при будь-якому значенні згинального моменту від додаткового навантаження розрахувати параметри НДС (деформації арматури і бетону, кривизну та прогин) конструкції, підсиленого за дії навантаження. При цьому визначені деформації та розраховані згинальні моменти в перерізі на кожній стадії роботи підсиленого перерізу. На графіки з експериментальними даними нанесли одержані результати розрахунку. На рис. Г3.9...Г3.15 додатку Г.3 наведено зведені експериментальні і теоретичні графіки деформації бетону крайньої стисненої фібри, деформації робочої арматури.

Несуча здатність експериментальних балок, підсилених залізобетонною обіймою за дії навантаження

Серія	Шифр балки	Переріз підсилених балок $B \times H$, мм	Площа перерізу арматури обійми і $m^2 \times 10^{-4}$ (\varnothing мм)	Величина згинальних моментів, кН·м					$\frac{M_u^{dm}}{M_u^{exp}}$	$\frac{M_{u,ad}^{dm}}{M_{u,ad}^{exp}}$
				Експериментальні			Розрахункові			
				Граничний (текучість основної арматури) M_u^{exp}	Граничний (текучість додаткової арматури) $M_{u,ad}^{exp}$	Руйнівний M_f^{exp}	За деформ. моделлю			
							Граничний (текучість основної арматури) M_u^{dm}	Граничний (текучість додаткової арматури) $M_{u,ad}^{dm}$		
1	2	3	4	5	6	7	9	10	12	13
II	Бп 2.1-0,7	142x274	1,01 (2 \varnothing 8)	30.81	37.78	43.9	29.37	34.54	0.953	0.914
	Бп 2.2-0,7	142x278		30.23	37.66	42.3	29.66	34.55	0.981	0.917
III	Бп 3.1-0,3	146x275	1,57 (2 \varnothing 10)	44.18	40.17	48.5	42.34	39.14	0.958	0.974
	Бп 3.2-0,3	145x276		43.11	40.08	48.2	42.37	39.09	0.983	0.975
	Бп 3.3-0,5	143x274		45.0	43.44	49.7	39.27	41.49	0.873	0.955
	Бп 3.4-0,5	144x273		43.83	43.11	46.7	39.58	41.79	0.903	0.969
	Бп 3.5-0,7	150x278		36.37	45.85	48.5	33.79	41.58	0.929	0.907
	Бп 3.6-0,7	142x273		35.62	44.26	50.1	32.93	41.59	0.924	0.940
	Бп 3.7-0,9	145x272		31.43	43.66	47.2	25.62	40.88	0.815	0.936
	Бп 3.8-0,9	145x277		31.45	45.71	51.2	25.47	41.10	0.810	0.899
IV	Бп 4.1-0,7	142x275	2,26 (2 \varnothing 12)	40.32	49.53	55.5	36.89	48.78	0.915	0.985
	Бп 4.2-0,7	148x275		40.40	49.01	53	37.89	48.26	0.938	0.985
	Бп 4.3-0,9	142x272		32.56	49.20	55.4	26.27	48.13	0.807	0.978
	Бп 4.4-0,9	146x275		32.34	51.30	55.5	26.21	48.19	0.810	0.939

Отже, проведений аналіз отриманих результатів дозволяє зробити висновок, що запропонована методика розрахунку більш точно відображає напружено-деформований стан балок, які були підсилені залізобетонною обіймою за дії навантаження, а, отже, і більш точно визначає несучу здатність нормальних перерізів, та з достатньою точністю дозволяє розрахувати прогини експериментальних балок. Дана методика дає набагато кращу збіжність теоретичних і експериментальних даних в порівнянні з методикою норм [243].

Для застосування деформаційної методики для розрахунку експериментальних балок, підсилених нарощуванням арматури, був використаний алгоритм визначення напружено-деформованого стану комплексної конструкції (рис. 4.4) з використанням нелінійної діаграми деформування бетону. При цьому були визначені деформації робочої арматури та розраховані згинальні моменти в перерізі на кожній стадії роботи підсиленого перерізу. На графіки з експериментальними даними нанесли одержані результати розрахунку (рис. Г2.4 додатку Г2). При цьому для всіх балок експериментальні величини деформації робочої арматури були вищими за теоретичні.

При порівнянні результатів розрахунку несучої здатності по текучості арматури основного перерізу за пропонованою методикою та експериментальних величин граничних згинальних моментів розбіжність величин склала -5.7...-9.9% (стовпець 7 табл. 4.5). При цьому для всіх балок експериментальні величини міцності були вищими від теоретичних. Методика розрахунку на основі деформаційної моделі дозволяє при будь-якому значенні згинального моменту від додаткового навантаження описувати напружено-деформований стан згинального елемента, підсиленого за дії навантаження, а, отже, і розрахувати деформації конструкції.

Таблиця 4.5

Несуча здатність експериментальних балок, підсилених нарощуванням перерізу арматури

Серія	Шифр балок	Площа перерізу арматури $m^2 \times 10^4$ (\varnothing мм)	Величина моменту підсилення додат. арматурою M_0 , кН·м	Величина згинальних моментів, кН·м		$\frac{M_u^{dm}}{M_u^{exp}}$
				Експеримент	Розрахунок	
				текучість основної арматури M_u^{exp}	текучість основної арматури M_u^{dm}	
1	2	3	4	5	6	7
1	БЗ 1-1	3,08 (2 \varnothing 14)	-	23.32	21.78	0.934
	БЗ 1-2		-	23.32	21.75	0.933
2	БПа _к -2.3-0,3	4,65 (2 \varnothing 14+ 2 \varnothing 10)	7,60	33.1	31.09	0.939
	БПа _к -2.4-0,3		7,75	33.1	31.21	0.943
	БПа _к -2.5-0,5		12,15	30.44	28.10	0.923
	БПа _к -2.6-0,5		12,30	30.44	28.17	0.925
	БПа _к -2.7-0,75		19,30	25.61	23.28	0.909
	БПа _к -2.8-0,75		19,70	25.61	23.08	0.901
3	БПа-3.1-0,3	4,65 (2 \varnothing 14+ 2 \varnothing 10)	7,65	31.62	28.80	0.911
	БПа-3.2-0,3		7,45	31.62	28.96	0.916
	БПа-3.3-0,5		12,10	28.19	26.52	0.941
	БПа-3.4-0,5		12,5	28.19	26.29	0.933
	БПа-3.5-0,75		19,50	25.05	22.72	0.907
	БПа-3.6-0,75		19,00	25.05	22.93	0.915

Аналіз отриманих теоретичних результатів наведених у графічному вигляді (рис. Г2.4 додатку Г2) дозволяє зробити висновок, що запропонована методика розрахунку на основі нелінійної деформаційної моделі більш точно відображає напружено-деформований стан балок, підсилених за дії навантаження нарощуванням перерізу арматури і показує кращу збіжність теоретичних і експериментальних даних в порівнянні з методикою на базі силової моделі роботи залізобетону (п. 4.2). Таким чином можемо стверджувати, що рівняння (4.13) з врахуванням (4.18)... (4.21), (4.28)...(4.31) є універсальними. За їх допомогою можна дослідити напружено-деформований стан згинального елемента прямокутного перерізу підсиленого методами нарощуванням перерізу, як окремо додатковою арматурою, бетоном, так і комплексно у вигляді залізобетонної обойми.

4.4. Застосування деформаційної моделі розрахунку для визначення залишкової несучої здатності колон

4.4.1. Методика визначення несучої здатності залізобетонних колон, підсилених за дії навантаження

Розрахунок непідсилених та підсилених зразків пропонується виконувати за деформаційною методикою чинних норм проектування [91, 96]. Розрахункові залежності виведено на основі рівнянь рівноваги, описаних у п. 4.2 та 4.3 [91] з врахуванням особливостей сумісної роботи складеного перерізу.

За основні розрахункові передумови визначення несучої здатності колон відповідно до пункту 4.1.1 [96] прийнято:

- за розрахунковий приймається переріз, що відповідає середнім деформаціям бетону і арматури по довжині блока між тріщинами;
- деформації у арматурі однакові з оточуючим їх бетоном, як при розтягу, так і при стиску;
- для розрахункового перерізу справедливою є гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті;
- зв'язок між напруженнями та деформаціями бетону та арматури приймаються у вигляді діаграм, наведених у ДБН [91].

Додатково пропонуємо наступні розрахункові передумови:

- коробчатий переріз обойми підсилення, приводимо до еквівалентного двотаврового перерізу (рис. 4.5), для якого справедливими є рівняння рівноваги, описані у п. 4.3 [96];
- зчеплення між бетоном колони (основний переріз) та бетоном обойми підсилення (додатковий переріз) вважаємо абсолютно жорстким.

Розрахунок несучої здатності контрольних колон, а також визначення напружено-деформованого стану зразків до моменту підсилення виконано за методикою розрахунку залізобетонних елементів прямокутного поперечного перерізу на дію поздовжніх сил діючих норм проектування (п. 4.2 [96]).

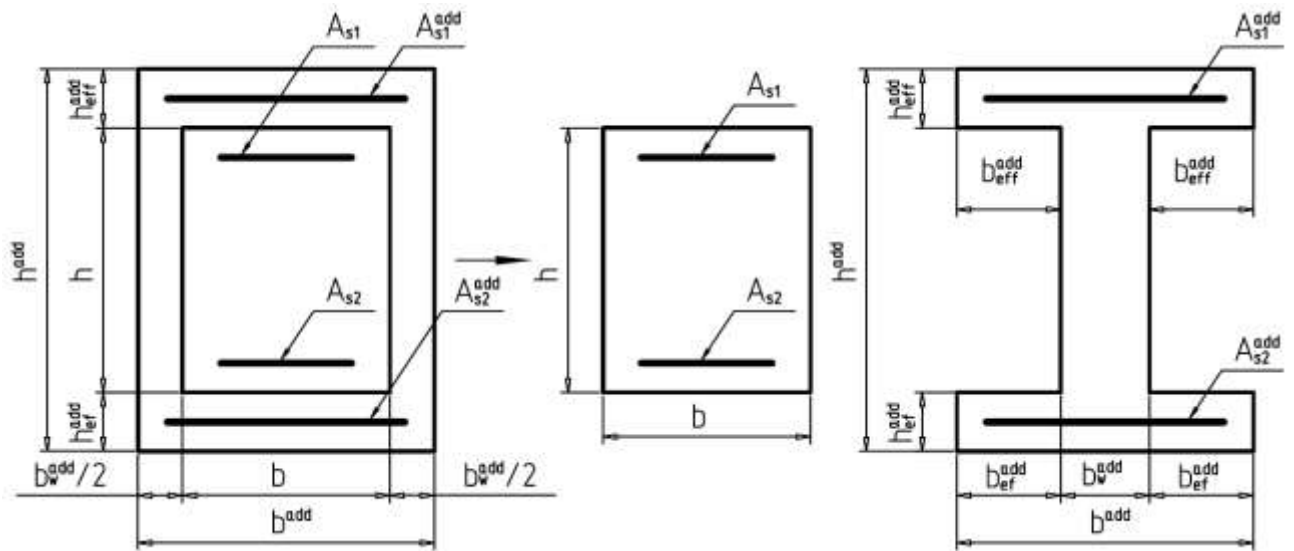


Рис.4.5. Представлення складеного поперечного перерізу підсиленого зразка у вигляді прямокутного (переріз колони) та двотаврового (приведений переріз обойми)

Відповідно до прийнятих передумов, напружено-деформований стан складеного перерізу підсиленої колони наведений на рис.4.5. При цьому можлива реалізація чотирьох форм рівноваги розрахункового перерізу (рис. 4.6):

- перша форма – весь переріз стиснута: $x_1 > h^{add}$;
- друга форма – нейтральна вісь у межах нижньої полиці обойми. В перерізі обойми є зона розтягу, основний переріз колони – стиснутий: $h^{add} - h_{ef}^{add} < x_1 < h^{add}$;
- третя форма – нейтральна вісь у межах стінки обойми. Зона розтягу в перерізі обойми і в основному перерізі колони: $h_{eff}^{add} < x_1 < h^{add} - h_{ef}^{add}$;
- четверта форма – нейтральна вісь у межах верхньої полиці обойми. В перерізі обойми є зона розтягу, основний переріз колони – розтягнутий: $x_1 < h_{eff}^{add}$.

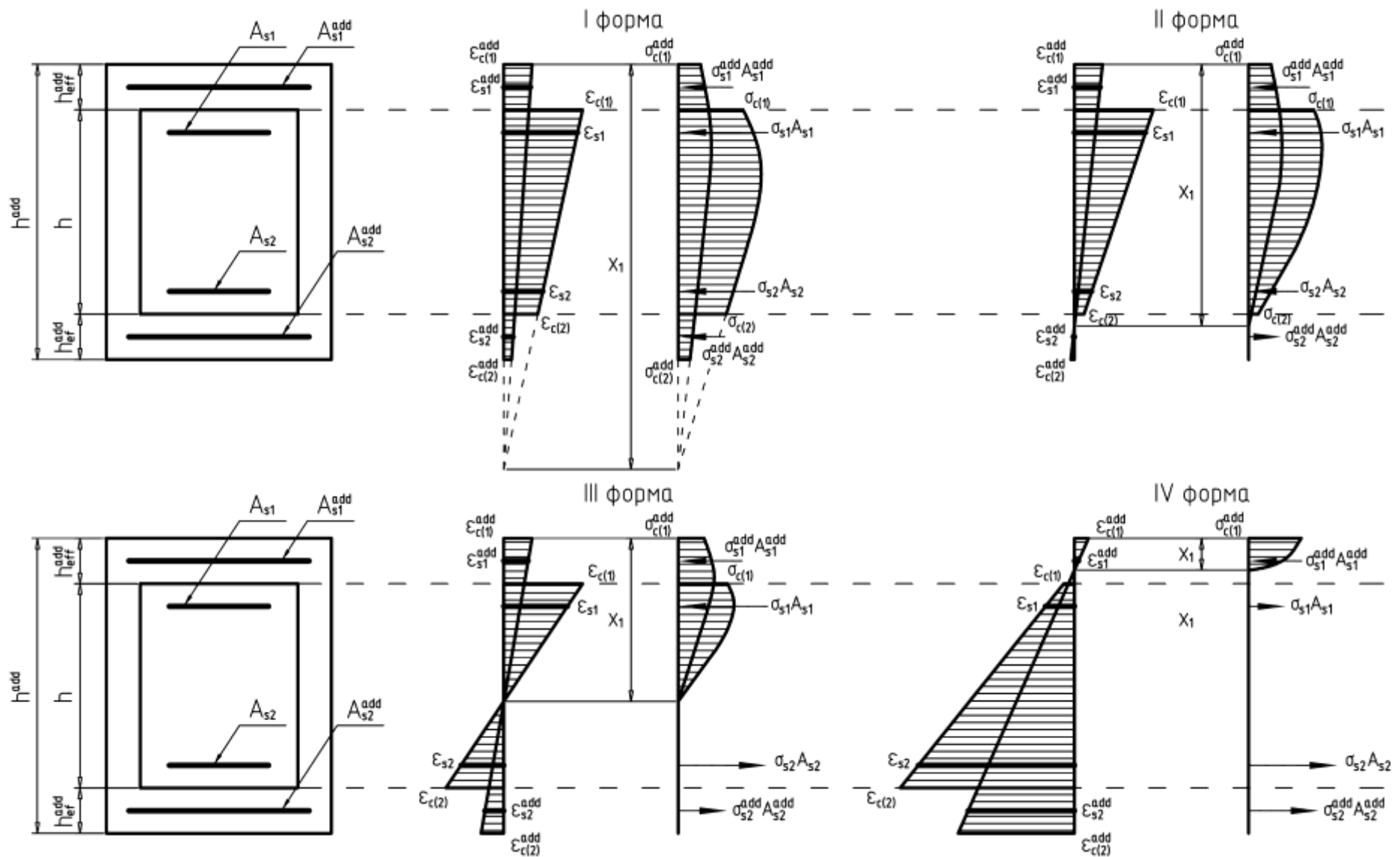


Рис.4.6. Епюри деформацій і напружень чотирьох форм рівноваги перерізу підсиленої колони

Для першої форми рівняння рівноваги у розгорнутому вигляді:

$$\begin{aligned} & \frac{bf_{cd}}{\aleph} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{c(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \frac{f_{cd}^{add}}{\aleph^{add}} \left[b_w^{add} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{addk+1} - \varepsilon_{c(2)}^{addk+1}}{\varepsilon_{c1}^{addk+1}} \right) + \right. \\ & \left. + 2b_{eff}^{add} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{addk+1} - \varepsilon_{eff(2)}^{addk+1}}{\varepsilon_{c1}^{addk+1}} \right) + 2b_{ef}^{add} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{ef(1)}^{addk+1} - \varepsilon_{c(2)}^{addk+1}}{\varepsilon_{c1}^{addk+1}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n \sigma_{si}^{add} A_{si}^{add} - N = 0, \quad (4.1) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \frac{bf_{cd}}{\aleph^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{c(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \frac{f_{cd}^{add}}{\aleph^{add2}} \left[b_w^{add} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{addk+2} - \varepsilon_{c(2)}^{addk+2}}{\varepsilon_{c1}^{addk+2}} \right) + \right. \\ & \left. + 2b_{eff}^{add} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{addk+2} - \varepsilon_{eff(2)}^{addk+2}}{\varepsilon_{c1}^{addk+2}} \right) + 2b_{ef}^{add} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{ef(1)}^{addk+2} - \varepsilon_{c(2)}^{addk+2}}{\varepsilon_{c1}^{addk+2}} \right) \right] + \\ & \sum_{i=1}^n \sigma_{si}^{add} A_{si}^{add} \frac{\varepsilon_{c(1)}^{add} - \aleph^{add} z_{si}^{add}}{\aleph^{add}} - M = 0. \quad (4.2) \end{aligned}$$

Для другої форми рівноваги:

$$\begin{aligned} & \frac{bf_{cd}}{\aleph} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{c(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \frac{f_{cd}^{add}}{\aleph^{add}} \left[b_w^{add} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{add}}{\varepsilon_{c1}^{add}} \right)^{k+1} + \right. \\ & \left. + 2b_{eff}^{add} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{addk+1} - \varepsilon_{eff(2)}^{addk+1}}{\varepsilon_{c1}^{addk+1}} \right) + 2b_{ef}^{add} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{ef(1)}^{add}}{\varepsilon_{c1}^{add}} \right)^{k+1} \right] + \sum_{i=1}^n \sigma_{si}^{add} A_{si}^{add} - N = 0, \quad (4.3) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \frac{bf_{cd}}{\aleph^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{c(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \frac{f_{cd}^{add}}{\aleph^{add2}} \left[b_w^{add} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{add}}{\varepsilon_{c1}^{add}} \right)^{k+2} + \right. \\ & \left. + 2b_{eff}^{add} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{addk+2} - \varepsilon_{eff(2)}^{addk+2}}{\varepsilon_{c1}^{addk+2}} \right) + 2b_{ef}^{add} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{ef(1)}^{add}}{\varepsilon_{c1}^{add}} \right)^{k+2} \right] + \\ & \sum_{i=1}^n \sigma_{si}^{add} A_{si}^{add} \frac{\varepsilon_{c(1)}^{add} - \aleph^{add} z_{si}^{add}}{\aleph^{add}} - M = 0. \quad (4.4) \end{aligned}$$

Для третьої форми рівноваги:

$$\begin{aligned} & \frac{bf_{cd}}{\aleph} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \frac{f_{cd}}{\aleph^{add}} \left[b_w^{add} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{add}}{\varepsilon_{c1}^{add}} \right)^{k+1} + \right. \\ & \left. + 2b_{eff}^{add} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{add k+1} - \varepsilon_{eff(2)}^{add k+1}}{\varepsilon_{c1}^{add k+1}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n \sigma_{si}^{add} A_{si}^{add} - N = 0, \end{aligned} \quad (4.5)$$

$$\begin{aligned} & \frac{bf_{cd}}{\aleph^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \frac{f_{cd}}{\aleph^{add 2}} \left[b_w^{add} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{add}}{\varepsilon_{c1}^{add}} \right)^{k+2} + \right. \\ & \left. + 2b_{eff}^{add} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{add k+2} - \varepsilon_{eff(2)}^{add k+2}}{\varepsilon_{c1}^{add k+2}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n \sigma_{si}^{add} A_{si}^{add} \frac{\varepsilon_{c(1)}^{add} - \aleph^{add} z_{si}^{add}}{\aleph^{add}} - M = 0. \end{aligned} \quad (4.6)$$

Для четвертої форми рівноваги:

$$\sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \frac{f_{cd}}{\aleph^{add}} \left[(b_w^{add} + 2b_{eff}^{add}) \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{add}}{\varepsilon_{c1}^{add}} \right)^{k+1} \right] + \sum_{i=1}^n \sigma_{si}^{add} A_{si}^{add} - N = 0, \quad (4.7)$$

$$\begin{aligned} & \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \frac{f_{cd}}{\aleph^{add 2}} \left[(b_w^{add} + 2b_{eff}^{add}) \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{add}}{\varepsilon_{c1}^{add}} \right)^{k+2} \right] + \\ & + \sum_{i=1}^n \sigma_{si}^{add} A_{si}^{add} \frac{\varepsilon_{c(1)}^{add} - \aleph^{add} z_{si}^{add}}{\aleph^{add}} - M = 0. \end{aligned} \quad (4.8)$$

Де $\aleph = \frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)}}{h}$ – кривизна вигнутої осі в перерізі колони (основного).

$\aleph^{add} = \frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{c(1)}^{add} - \varepsilon_{c(2)}^{add}}{h^{add}}$ – кривизна вигнутої осі в перерізі обійми (додаткового).

$\varepsilon_{c(1)}, \varepsilon_{c(1)}^{add}$ – деформації крайньої стиснутої фібри бетону колони та обійми відповідно. $\varepsilon_{c(2)}, \varepsilon_{c(2)}^{add}$ – деформації крайньої розтягнутої фібри бетону колони та обійми відповідно. $\varepsilon_{eff(2)}^{add}$ – деформації нижньої грані верхньої полиці перерізу обійми. $\varepsilon_{ef(1)}^{add}$ – деформації верхньої грані нижньої полиці перерізу обійми. $f_{cd}, \varepsilon_{c1}, f_{cd}^{add}, \varepsilon_{c1}^{add}$ – характеристики міцності та деформативності бетону

колони та обойми. a_k – коефіцієнти полінома для моделювання нелінійної діаграми деформування бетону колони та обойми.

$x_1 = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\bar{\varepsilon}}$ – висота стиснутої зони бетону колони. $\bar{\varepsilon} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}}$ – відносна кривизна

вигнутої осі в перерізі колони. $\bar{\varepsilon}^{add} = \frac{\varepsilon^{add}}{\varepsilon_{c1}^{add}}$ – відносна кривизна вигнутої осі в

перерізі обойми. z_{si}, z_{si}^{add} – відстань i -го шару арматури колони та обойми від

більш стиснутої грані перерізу. $\sigma_{si}, \sigma_{si}^{add}$ – напруження в i -ому шарі стрижнів

арматури колони та обойми. A_{si}, A_{si}^{add} – площа стрижнів i -ого шару арматури

колони та обойми. $b, h, b^{add}, h^{add}, b_w^{add}, b_{ef}^{add}, b_{eff}^{add}, h_{ef}^{add}, h_{eff}^{add}$ – геометричні

характеристики перерізу, представлені на рис.4.5. N, M – поздовжня сила та

згинаючий момент, котрі діють на колону.

$$M = N(x_1^{add} - y + e) \quad (4.9)$$

Де $x_1^{add} = \frac{\varepsilon_{c(1)}^{add}}{\bar{\varepsilon}^{add}}$ – висота стиснутої зони бетону обойми. y – відстань від найбільш

стиснутої фібри до центра ваги перерізу. e – ексцентриситет прикладання зовнішньої сили відносно центра ваги перерізу.

$$e = e_1 + e_2. \quad (4.10)$$

Де e_1 – початковий ексцентриситет зовнішньої сили, рівний 150

e_2 – додатковий ексцентриситет від впливів другого порядку, а саме від вигину колон.

Відповідно до пункту 4.1.2 [96] при розрахунку позацентрово стиснутих і стиснуто-зігнутих елементів вплив вигину необхідно враховувати. Вигин визначено за формулою:

$$f = \frac{1}{r} k_m l^2. \quad (4.11)$$

Де $\frac{1}{r}$ – кривизна вигнутої осі в перерізі колони. k_m – коефіцієнт, що залежить від характеру завантаження елемента. l – приведена довжина колони, котра в нашому випадку рівна геометричній довжині через шарнірне закріплення на обох кінцях.

В п. 5.4.3.3 [96] зазначено, що формулу (4.11) застосовують при розрахунку статично визначених елементів постійного перерізу, що працюють за балковою схемою. Проте в п. 5.8.8.2 норм ЄС [321] зазначено, що формула підходить для позацентрово стиснутих елементів постійного перерізу (для врахування впливів другого порядку). При цьому коефіцієнт k_m приймають рівним $1/8$ для постійної епюри моментів першого порядку. Тому формула (4.11) в нашому випадку набуде вигляду:

$$f = \frac{1}{8} \aleph l^2 \text{ або } f = \frac{1}{8} \aleph^{add} l^2. \quad (4.12)$$

Для того, щоб врахувати напружено-деформований стан колони до моменту підсилення необхідно у розрахунок підсиленого елемента включити певні додаткові параметри. Цими параметрами є проміжні результати розрахунку непідсиленних колон, котрі відповідають обраним рівням навантаження перед підсиленням, а саме $0,0 \cdot N_u^{teor}$, $0,3 \cdot N_u^{teor}$, $0,5 \cdot N_u^{teor}$, $0,7 \cdot N_u^{teor}$ та $0,9 \cdot N_u^{teor}$. Де N_u^{teor} – розрахункове значення несучої здатності непідсиленої колони. Напружено-деформований стан колони в момент підсилення характеризують наступні величини: \aleph_{str} – кривизна вигнутої осі елемента в перерізі на момент підсилення; $\varepsilon_{c(1),str}$ – деформація крайньої стиснутої фібри бетону колони на момент підсилення; $e_{2,str}$ – додатковий ексцентриситет прикладання стискувального зусилля від впливів другого порядку, розрахований за (4.12).

Алгоритм розрахунку несучої здатності залізобетонних колон, підсиленних залізобетонною обіймою за дії навантаження представлено на рис. 4.7.

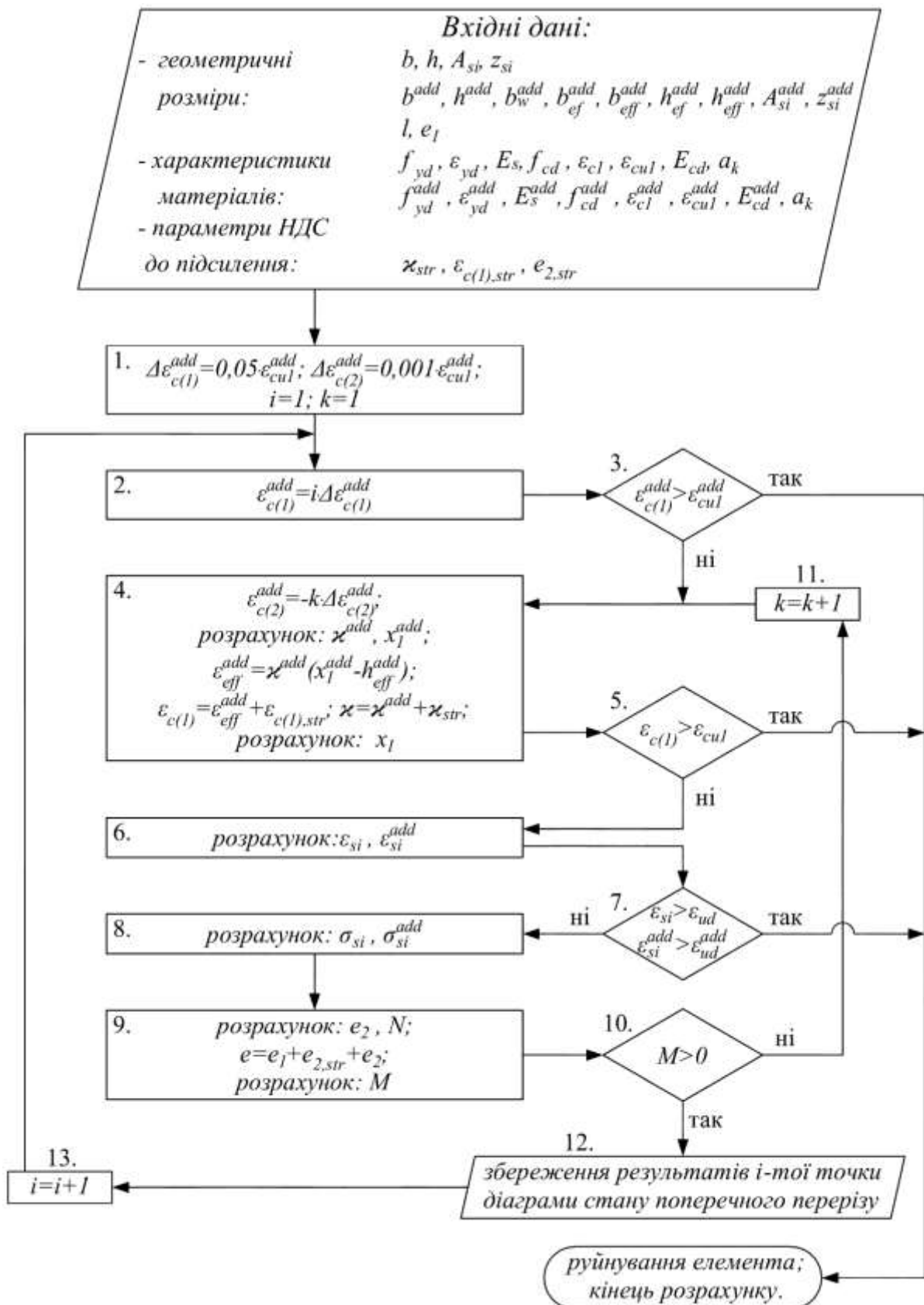


Рис.4.7. Алгоритм розрахунку несучої здатності залізобетонних стиснуто-зігнутих колон, підсилення залізобетонною обіймою за дії навантаження

У першому розрахунковому блоці алгоритму вибирають прирости деформацій на стиснутій ($\Delta\varepsilon_{c(1)}^{add}$) та розтягнутій ($\Delta\varepsilon_{c(2)}^{add}$) гранях обойми відповідно до бажаної точності розрахунку.

У блоці № 2 обчислюють відносну деформацію стиснутої грані обойми $\varepsilon_{c(1)}^{add}$ для i -тої точки діаграми стану перерізу конструкції. Кількість точок на діаграмі стану залежить від обраної у блоці № 1 точності.

У блоці № 3 перевіряють неперевищення деформацій $\varepsilon_{c(1)}^{add}$ граничних значень для заданого класу бетону обойм.

У блоці № 4 обчислюють деформації розтягнутої грані обойми $\varepsilon_{c(2)}^{add}$ у k -тому наближенні. За деформаціями $\varepsilon_{c(1)}^{add}$ та $\varepsilon_{c(2)}^{add}$ обчислюють кривизну вигнутої осі обойми \varkappa^{add} та висоту стиснутої зони x_1^{add} . На цьому ж кроці визначають приріст деформацій на рівні крайньої стиснутої фібри бетону колони, що дорівнює деформації на нижній грані верхньої полиці перерізу обойми ε_{eff}^{add} . Повну деформацію крайньої стиснутої фібри бетону колони $\varepsilon_{c(1)}$ визначають як суму ε_{eff}^{add} та деформацій отриманих колоною до моменту підсилення $\varepsilon_{c(1),str}$. Кривизну вигнутої осі колони \varkappa визначають як суму кривизни обойми \varkappa^{add} та кривизни колони до моменту підсилення \varkappa_{str} . Висотау стиснутої зони колони x_1 визначають за обчисленими значеннями $\varepsilon_{c(1)}$ та \varkappa .

У блоці №5 перевіряють чи не перевищують деформації $\varepsilon_{c(1)}$ граничних значень для заданого класу бетону колони.

У блоці № 6 за обчисленими значеннями \varkappa^{add} , x_1^{add} , \varkappa та x_1 обчислюють деформації у всіх шарах армування обойми ε_{si}^{add} та колони ε_{si} .

У блоці № 7 перевіряють неперевищення обчислених деформацій арматури граничних значень для заданого класу арматури.

У блоці № 8 та № 9 обчислюють напруження всіх шарів арматури σ_{si} , σ_{si}^{add} та додатковий ексцентриситет e_2 . Стискуюче зусилля N та згинальний момент M обчислюють за рівняннями (4.5) та (4.6).

У блоці № 10 виконують перевірку $M > 0$. На перших ітераціях значення M буде від'ємним, тому у блоці № 11 індекс k зросте на 1 і розрахунок почнеться у наступному наближенні.

Розрахунки блоків № 4-11 повторюють циклами поки у блоці № 10 значення M не змінить знак на протилежний, або умови у блоках № 5 та № 7 будуть виконані. Зміна знака у блоці № 10 підтверджує, що рівноваги зусиль в перерізі досягнута (знайдено i -ту точку на діаграмі стану перерізу). Параметри напружено-деформованого стану, що відповідають знайденій точці діаграми стану зберігаються у блоці № 12.

Після збереження результату розрахунок продовжується у блоці № 13 де відбувається зміна величини індексу i та проходить пошук наступної точки діаграми стану перерізу колони. Розрахунки у циклах блоків № 2-13 виконують поки не буде знайдено усі точки діаграми стану.

Розрахунок припиняється за наступних можливих умов:

- виконується умова у блоці № 3. Деформації крайньої стиснутої фібри бетону обойми $\varepsilon_{c(1)}^{add}$ досягнули граничних значень ε_{cu1}^{add} для відповідного класу бетону. Зруйнувалася стиснута зона бетону обойми.
- виконується умова у блоці № 5. Деформації крайньої стиснутої фібри бетону колони $\varepsilon_{c(1)}$ досягнули граничних значень ε_{cu1} для відповідного класу бетону. Зруйнувалася стиснута зона бетону колони.
- виконується умова у блоці № 7. Деформації розтягнутої арматури колони ε_{si} або обойми ε_{si}^{add} досягнули граничних значень ε_{ud} чи ε_{ud}^{add} для відповідного класу арматури. Відбувся розрив арматури.

Після завершення розрахунку отримані результати дають інформацію про напружено-деформований стан колони на будь-якому етапі навантаження.

Вигин дослідних колон визначався в процесі розрахунку несучої здатності, то для повної теоретичної оцінки експлуатаційної придатності колон залишається визначити розрахункову ширину розкриття тріщин. Ширина розкриття тріщин визначають за формулою норм проектування [96]:

$$w = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}). \quad (4.13)$$

де $s_{r,\max}$ – максимальний крок тріщин; ε_{sm} – середні деформації в арматурі; ε_{ctm} – середні деформації бетону між тріщинами.

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{\sigma_s - 0,6 \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} (1 - \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s}. \quad (4.14)$$

де σ_s – напруження у розтягнутій арматурі в перерізі з тріщиною (відповідні значення отримано при розрахунку несучої здатності); $\alpha_e = E_s / E_{cm}$; $\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$; $A_{c,eff} = bh_{c,eff}$; $h_{c,eff} = \min[2,5(h-d); (h-x)/3; h/2]$.

$$s_{r,\max} = 3,4c + 0,17 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}}, (\text{крок арматури} \leq 5(c + \emptyset/2)) \quad (4.15)$$

$$s_{r,\max} = 1,3(h-x), (\text{крок арматури} > 5(c + \emptyset/2)) \quad (4.16)$$

де c – захисний шар бетону поздовжньої арматури; \emptyset – діаметр стрижня.

При розрахунку ширини розкриття тріщин підсилених колон у формулах (4.14), (4.15) та (4.16) враховуватимуться лише параметри армування обойми.

4.4.2. Аналіз результатів теоретичних досліджень колон, підсилених залізобетонною обоймою

Геометричні розміри перерізу типової підсиленої експериментальної залізобетонної колони подано на рис.4.8.

При розрахунку використано фактичні фізико-механічні характеристики армування колон та обойм, визначені експериментально (табл. 2.10 розділу 2).

Характеристики бетону взято за рекомендаціями норм проектування [91] відповідно до визначеного класу бетону колон та об'єм С25/30.

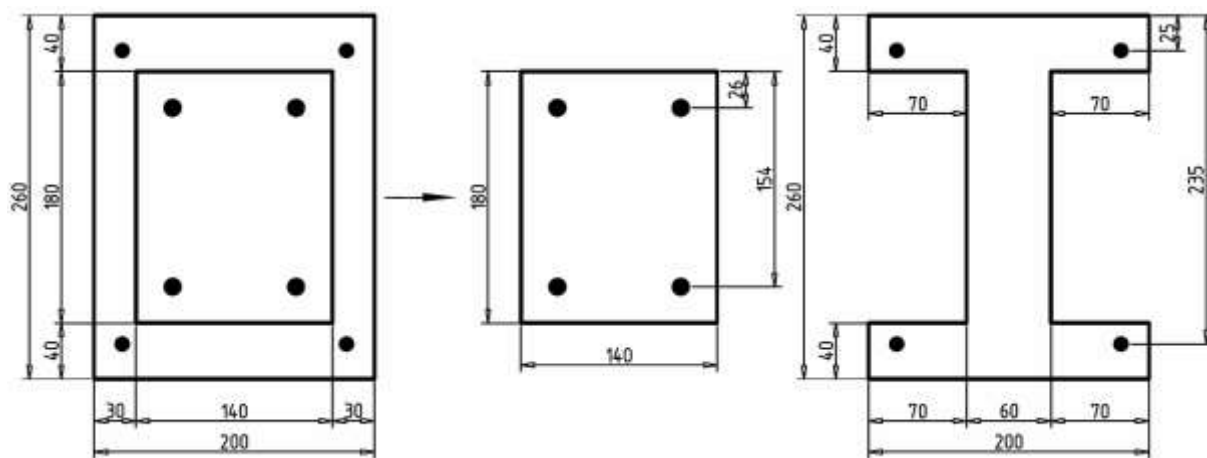


Рис.4.8. Геометричні розміри поперечного перерізу дослідних колон

Результати розрахунків несучої здатності представлено у вигляді графічних залежностей "стискальна сила – деформація бетону найбільш стиснутої фібри бетону" (додаток Г.5., рис. Г5.19...Г5.21). Розрахункові графіки деформування представлено разом з усередненими експериментальними графіками деформування колон "близнюків". Усі розрахункові діаграми деформування мають максимум, що відповідає експериментальному критерію вичерпання несучої здатності. Характер деформування колон за розрахунковими графіками відповідає експериментальним. В момент втрати рівноваги розрахункові деформації крайньої фібри бетону об'ємних зразків рівнів підсилення $0,0 \cdot N_u$, $0,3 \cdot N_u$ та $0,5 \cdot N_u$ перевищують деформації колони. У випадку контрольних колон та зразків рівнів $0,7 \cdot N_u$ та $0,9 \cdot N_u$, максимальними в момент втрати рівноваги є деформації крайньої стиснутої фібри колони, що повністю відповідає експериментальним результатам.

Розрахункова несуча здатність контрольних колон К-01 та К-02 становить $N_{u(K)}^{teor} = 161,05$ кН. Розрахункова несуча здатність підсилених колон становить

$N_{u(0,0)}^{teor} = 419,77$ кН, $N_{u(0,3)}^{teor} = 414,39$ кН, $N_{u(0,5)}^{teor} = 402,62$ кН, $N_{u(0,7)}^{teor} = 384,36$ кН
та $N_{u(0,9)}^{teor} = 362,23$ кН.

Розрахункові діаграми стану дослідних колон відображають дійсний напружено-деформований стан підсилених та контрольних зразків та добре корелюють з експериментальними результатами. Як згадувалось раніше, критерій вичерпання несучої здатності однаковий, як за результатами розрахунку, так і за результатами експериментальних досліджень. Всі розрахункові та експериментальні графіки деформування досліджуваних конструкцій мають максимум. Це означає, що критерієм вичерпання несучої здатності є втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями. Результати визначення несучої здатності дослідних зразків експериментальним та розрахунковим шляхом згруповано у табл.4.6.

Таблиця 4.6.

Несуча здатність дослідних колон

Колони	Навантаження перед підсиленням, (кН)		Вичерпання несучої здатності, (кН)		Приріст несучої здатності		$(N_u - N_u^{teor}) / N_u \times 100\%$
	N_{str}	N_{str}^{teor}	N_u	N_u^{teor}	експ.	теор.	
Контрольні	-	-	174,56	161,05			7,7%
Рівень $0,0 \cdot N_u$	0	0	474,93	419,77	172%	152%	11,6%
Рівень $0,3 \cdot N_u$	52,78 ($0,30 \cdot N_{u(K)}$)	48,31 ($0,3 \cdot N_{u(K)}^{teor}$)	465,62	414,39	167%	149%	11,0%
Рівень $0,5 \cdot N_u$	84,05 ($0,48 \cdot N_{u(K)}$)	80,52 ($0,5 \cdot N_{u(K)}^{teor}$)	442,52	402,62	154%	142%	9,0%
Рівень $0,7 \cdot N_u$	124,52 ($0,71 \cdot N_{u(K)}$)	112,73 ($0,7 \cdot N_{u(K)}^{teor}$)	430,28	384,36	146%	130%	10,7%
Рівень $0,9 \cdot N_u$	149,18 ($0,85 \cdot N_{u(K)}$)	144,94 ($0,9 \cdot N_{u(K)}^{teor}$)	397,51	362,23	128%	117%	8,9%

Так само як і результати експерименту, результати розрахунку показують, що максимального підвищення несучої здатності отримують підсилені без

навантаження колони. Розрахунковий приріст несучої здатності колон підсилених без дії навантаження $0,0 \cdot N_u$ становить 152%. При появі початкового навантаження перед підсиленням теоретичний ефект підсилення зменшується на 3%, 10%, 22% та 35% відповідно для рівнів навантаження $0,3 N_u$, $0,5 N_u$, $0,7 N_u$ та $0,9 N_u$.

Розбіжність між розрахунковою та експериментально визначеною несучою здатністю непідсилених колон становить 7,7%. У випадку підсилених зразків розбіжність між розрахунковою та експериментальною несучою здатністю знаходиться в межах 8,9...11,6%. Отримана збіжність результатів свідчить про те, що запропонована методика розрахунку дозволяє з достатньою точністю оцінити напружено-деформований стан підсилених стиснуто-зігнутих елементів.

Розрахункові графіки деформування розтягнутої арматури дослідних колон представлено разом з усередненими експериментальними графіками деформування арматури колон "близнюків" (додаток Г.5., рис. Г5.22...Г5.24). Навантаження, при якому армування досягало текучості визначено за фактичними значеннями ε_{s0} основного та додаткового армування.

Розрахункове навантаження при текучості розтягнутого армування контрольних колон становить $N_{y(K)}^{teor} = 159,75$ кН. Текучість у шарах розтягнутого армування підсилених зразків настає при наступних розрахункових значеннях навантаження: $N_{y(0,0)}^{teor} = 407,00$ кН, $N_{y,add(0,0)}^{teor} = 406,62$ кН; $N_{y(0,3)}^{teor} = 413,88$ кН, $N_{y,add(0,3)}^{teor} = 407,05$ кН; $N_{y(0,5)}^{teor} = 397,58$ кН, $N_{y,add(0,5)}^{teor} = 402,53$ кН; $N_{y(0,7)}^{teor} = 336,74$ кН, $N_{y,add(0,7)}^{teor} = 382,54$ кН; $N_{y(0,9)}^{teor} = 239,73$ кН, $N_{y,add(0,9)}^{teor} = 360,04$ кН.

Аналіз розрахунків деформативності розтягнутого армування дослідних колон проведемо аналогічно аналізу експериментальних результатів. Розрахункові величин для аналізу деформативності розтягнутого армування представлено у табл.4.7.

Несуча здатність колон, що відповідає текучості розтягнутого армування

Колони	Несуча здатність N_u^{teor} , (кН)	Текучість основної арматури N_y^{teor} , (кН)	Текучість додаткової арматури $N_{y,add}^{teor}$, (кН)	$(N_u^{teor} - N_y^{teor*}) / N_u^{teor} \times 100\%$
Контрольні	161.05	159.75	-	0,8%
Рівень $0,0 \cdot N_u$	419.77	407,00	406,62	3,0%
Рівень $0,3 \cdot N_u$	414,39	413,88	407,05	0,1%
Рівень $0,5 \cdot N_u$	402,62	397,58	402,53	0,02%
Рівень $0,7 \cdot N_u$	384.36	336.74	382.54	0.5%
Рівень $0,9 \cdot N_u$	362.23	239.73	360.04	0.6%

У колон рівня $0,0 \cdot N_u$ основне та додаткове армування теоретично досягає напружень текучості при практично однакових величинах навантаження. Тим не менше це не означає, що текучість арматури виникла одночасно в обох шарах розтягнутого армування. Звернувши увагу на розрахункові графіки деформування арматури колон КП-03-0,0 та КП-04-0,0 (додаток Г.5., рис. Г5.22,б) бачимо, що текучість виникає почергово – спочатку у додатковому, а вже потім у основному армуванні. Величини $N_{y(0,0)}^{teor}$ та $N_{y,add(0,0)}^{teor}$ приблизно рівні за рахунок того, що додаткове армування досягнуло деформацій текучості перед втратою рівноваги, а основне армування безпосередньо після втрати рівноваги на низхідній вітці графіка.

У випадку колон рівнів 0,3 та 0,5 деформації арматури колони отримані до моменту підсилення нівелюють більші за значенням прирости деформацій арматури обійми. Таким чином, текучість обох шарів армування відбувається практично одночасно (різниця не перевищує 7 кН).

Основне армування зразків рівнів 0,7 та $0,9 \cdot N_u$ до моменту підсилення вже значною мірою вичерпало свій запас деформування до текучості. Не зважаючи

на більші прирости деформацій армування обойми, деформацій текучості швидше досягає армування колони.

Вище наведені закономірності появи текучості основного та додаткового армування повністю відповідають отриманим експериментальним результатам.

По аналогії з експериментальними результатами, виконано порівняння вичерпанні несучої здатності колон за навантаженням при якому текучість виникає в обох шарах розтягнутого армування. Ці навантаження виділені жирним текстом у табл. 4.7. Слід зауважити, що найбільша розбіжність між розрахунковими несучою здатністю та навантаженням при текучості розтягнутого армування є до 3,0% (колони рівня $0,0 \cdot N_{u(K)}$). Отже втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями настає практично відразу після текучості всіх шарів розтягнутого армування. Аналогічний висновок нам дав аналіз експериментальних результатів.

Результати розрахунку максимального вигину дослідних колон представлено у виді графічних залежностей " $N(M) - f$ " у додатку Г.5. на рис. Г5.25...Г5.27. Для порівняння, разом з теоретичними подано усереднені експериментальні графіками вигину колон "близнюків".

Розрахункові значення навантаження при досягненні граничного вигину колон становлять: $N_{f(K)}^{teor} = 128,28$ кН, $N_{f(0,0)}^{teor} = 412,02$ кН, $N_{f(0,3)}^{teor} = 363,18$ кН, $N_{f(0,5)}^{teor} = 304,97$ кН, $N_{f(0,7)}^{teor} = 208,67$ кН. У випадку зразків рівня підсилення $0,9 \cdot N_u$ розрахунковий вигин колони в момент підсилення перевищує граничний, тобто колона втрачає експлуатаційну придатність ще до моменту підсилення. Такий самий результат спостерігався на експериментальних дослідженнях.

Результати розрахунків вигину дослідних колон представлено у табл.4.8.

Експлуатаційна придатність колон за граничним вигином

Колони	Несуча здатність теорет. N_u^{teor} , (кН)	Наван-тя теорет. при граничнoм у вигині N_f^{teor} , (кН)	Ефект підсилення	N_f^{teor} / N_u^{teor}	Наван-тя експер. при граничнoм у вигині N_f , (кН)	$(N_f - N_f^{teor}) / N_f \times 100\%$
Контрольні	161,05	128,28	-	0,80	122,68	-4,6%
Рівень $0,0 \cdot N_u$	419,77	412,02	221%	0,98	393,13	-4,8%
Рівень $0,3 \cdot N_u$	414,39	363,18	183%	0,88	388,22	6,4%
Рівень $0,5 \cdot N_u$	402,62	304,97	138%	0,76	328,57	7,2%
Рівень $0,7 \cdot N_u$	384,36	208,67	63%	0,54	191,24	-9,1%
Рівень $0,9 \cdot N_u$	362,23	-	-	-	-	-

За результатами розрахунку максимального ефекту підвищення експлуатаційної придатності за допустимим вигином величиною 221% отримали колони рівня підсилення $0,0 \cdot N_u$. З підвищенням рівня навантаження ефект від підсилення зменшувався, що також підтверджують результати експерименту. Мінімального ефекту підсилення (63%) згідно з розрахунком отримали колони рівня $0,7 \cdot N_u$. Колони рівня підсилення $0,9 \cdot N_u$ вичерпали експлуатаційну придатність ще до моменту підсилення.

Різниця між експериментальними та розрахунковими величинами навантаження при досягненні граничного вигину знаходиться в межах $-9,1 \dots 7,2\%$. При цьому для контрольних колон та підсилених колон рівня $0,0 \cdot N_u$ розрахунок показав завищені результати, а для рівнів 0,3 та 0,5 – занижені. Завищений результат колон рівня $0,7 \cdot N_u$ зумовлений різницею величин N_{str} та N_{str}^{teor} (рівень навантаження перед підсиленням).

Проаналізувавши відношення N_f^{teor} / N_u^{teor} бачимо, що підсилення колон при навантаженнях високих рівнів може бути неефективним з точки зору

однакового надійного забезпечення несучої здатності та експлуатаційної придатності. За результатами розрахунку колони підсилені пр рівні $0,7 \cdot N_u$ вичерпують швидше експлуатаційну придатність при наявності запасу несучої здатності у 46%.

4.4.3. Аналіз результатів теоретичних досліджень колон, підсилених зовнішнім армуванням

Детальній порівняльний аналіз розрахункових і експериментальних величин несучої здатності колон поданий на графіках в додатку Г.4 на рис. Г4.11...Г4.18.

Як видно з графіків в колонах КЗ-0.1 та КЗ-0.2, згідно теоретичного розрахунку (додаток Г.4., рис. Г4.11), після досягнення деформацій межі текучості ($\varepsilon_s = 280 \cdot 10^{-5}$) основної арматури відбулось при $N_s^{th} = 118.4$ кН. Навантаження, при якому стиснутий бетон досяг граничних деформацій ($\varepsilon_{cu1} = 310 \cdot 10^{-5}$) складало $N_c^{th} = 121.8$ кН, що нижче експериментальних значення на 8.35%.

В колонах КПС-1.3 та КПС-1.4, згідно теоретичного розрахунку (додаток Г.4., рис. Г4.12) навантаження, при якому деформації основної арматури досягли межі текучості ($\varepsilon_y = 280 \cdot 10^{-5}$), складало $N_s^{th} = 159.2$ кН, що на 9.7 кН менше від експериментальних величин (5.65%). Навантаження, при якому стиснутий бетон досяг граничних деформацій ($\varepsilon_{cu1} = 310 \cdot 10^{-5}$) складало $N_c^{th} = 159.3$ кН, що менше на 15.8 кН (9.02%) від експериментальних значень. Деформації додаткової арматури (карбонової стрічки) при $N_c^{th} = 159.3$ кН у теоретичному розрахунку досягли значення $\varepsilon_f = 419 \cdot 10^{-5}$, що складає 83.8% від граничних деформацій за [327] ($500 \cdot 10^{-5}$) та 32.2% ($1300 \cdot 10^{-5}$) за [21]. Експериментальні деформації додаткової арматури при

$N_c^{\text{exp}} = 175.1$ кН були рівні $\varepsilon_f = 542 \cdot 10^{-5}$, що складає 108.4% від граничних деформацій за [327] та 41.7% за [21].

В колонах КПС-1.5-0.3 та КПС-1.6-0.3 теоретичний розрахунок показав (додаток Г.4., рис. Г4.13), що навантаження, при якому деформації основної арматури досягли межі текучості ($\varepsilon_y = 280 \cdot 10^{-5}$), складало $N_s^{\text{th}} = 148.6$ кН, що на 11.7 кН (8.44%) менше від експериментальних значень. Навантаження, при якому стиснутий бетон досяг граничних деформацій ($\varepsilon_{cu1} = 310 \cdot 10^{-5}$) рівне $N_c^{\text{th}} = 149.9$ кН, що менше на 11.2 кН (12.39%) від експериментальних значень. Деформації додаткової арматури (карбонової стрічки) при $N_c^{\text{th}} = 149.9$ кН досягли значення $\varepsilon_f = 357 \cdot 10^{-5}$, що складає 71.4% від граничних деформацій за [327] та 27.5% за [21]. Експериментальні деформації додаткової арматури при $N_c^{\text{exp}} = 171.1$ кН рівні $\varepsilon_f = 479 \cdot 10^{-5}$, що складає 95.8% від граничних деформацій за [327] та 36.8% за [21].

В колонах КПС-1.7-0.5 та КПС-1.8-0.5 за теоретичним розрахунком ((додаток Г.4., рис. Г4.14) навантаження, що відповідає деформаціям межі текучості основної арматури ($\varepsilon_s = 280 \cdot 10^{-5}$) рівне $N_s^{\text{th}} = 145.1$ кН, що на 9.2 кН (5.83%) менше від експериментальних величин, а навантаження, при якому стиснутий бетон досяг своїх граничних значень ($\varepsilon_{cu1} = 310 \cdot 10^{-5}$) рівне $N_c^{\text{th}} = 145.3$ кН, що на 19.1 кН (11.74%) менше від експериментальних величин. При цьому навантаженні зафіксовано деформації додаткової арматури (карбонової стрічки) $\varepsilon_f = 341 \cdot 10^{-5}$, що складає 68.2% від граничних деформацій за [327] та 26.2% за [21]. Експериментальні деформації додаткової арматури при $N_c^{\text{exp}} = 164.4$ кН рівні $\varepsilon_f = 404 \cdot 10^{-5}$, що складає 80.8% від граничних деформацій за [327] та 31.08% за [21].

В колонах КПС-1.9-0.7 та КПС-1.10-0.7 теоретичний розрахунок показав (додаток Г.4., рис. Г4.15) що навантаження, яке відповідає деформаціям, при

яких досягалась межа текучості основної арматури ($\varepsilon_y = 280 \cdot 10^{-5}$) складало $N_s^{th} = 141.5$ кН, а це на 6.6 кН (4.46%) менше від експериментального значення. Навантаження, при якому стиснутий бетон досяг своїх граничних значень ($\varepsilon_{cu1} = 310 \cdot 10^{-5}$) рівне $N_c^{th} = 142.3$ кН, що на 14.8 кН (9.42%) менше від експериментальних величин. При цьому навантаженні зафіксовано деформації додаткової арматури (карбонової стрічки) $\varepsilon_f = 279 \cdot 10^{-5}$, що складає 55.8% від граничних деформацій за [327] та 21.5% за [21]. Експериментальні деформації додаткової арматури при $N_c^{exp} = 157.1$ кН рівні $\varepsilon_f = 344 \cdot 10^{-5}$, що складає 68.8% від граничних деформацій за [327] та 26.5% за [21].

В колонах КПС-2.11 та КПС-2.12 теоретичний розрахунок показав (додаток Г.4., рис. Г4.16), що навантаження, при якому деформації основної арматури досягали межі текучості ($\varepsilon_y = 280 \cdot 10^{-5}$) складало $N_s^{th} = 189.9$ кН, а це на 10.5 кН (5.24%) менше від експериментального значення. Навантаження, при якому стиснутий бетон досяг своїх граничних значень ($\varepsilon_{cu1} = 310 \cdot 10^{-5}$) рівні $N_c^{th} = 191.2$ кН, що на 10.3 кН (9.60%) менше від експериментальних даних. При цьому навантаженні зафіксовано деформації додаткової арматури (карбонової стрічки) $\varepsilon_f = 359 \cdot 10^{-5}$, що складає 71.8% від граничних деформацій за [327] та 27.6% за [21]. Експериментальні деформації додаткової арматури при $N_c^{exp} = 211.5$ кН рівні $\varepsilon_f = 482 \cdot 10^{-5}$, що складає 96.4% від граничних деформацій за [327] та 37.1% за [21].

В колонах КПС-2.13-0.5 та КПС-2.14-0.5, згідно з теоретичним розрахунком (додаток Г.4., рис. Г4.17) навантаження, при якому деформації основної арматури досягають межі текучості ($\varepsilon_y = 280 \cdot 10^{-5}$) рівне $N_s^{th} = 173.4$ кН, а це на 8.1 кН (4.57%) менше від експериментальних величин. Навантаження, при якому стиснутий бетон досяг своїх граничних значень ($\varepsilon_{cu1} = 310 \cdot 10^{-5}$) складає $N_c^{th} = 176$ кН, що на 15.1 кН менше від

експериментальних (7.90%). При цьому навантаженні зафіксовано деформації додаткової арматури (карбонової стрічки) $\varepsilon_f = 255 \cdot 10^{-5}$, що складає 51% від граничних деформацій за [327] та 19.6% за [21]. Експериментальні деформації додаткової арматури при $N_c^{\text{exp}} = 191.1$ кН рівні $\varepsilon_f = 356 \cdot 10^{-5}$, що складає 71.2% від граничних деформацій за [327] та 27.4% за [21].

В колонах КПС-2.15-0.7 та КПС-2.16-0.7 навантаження, при якому деформації основної арматури досягають межі текучості ($\varepsilon_y = 280 \cdot 10^{-5}$) згідно теоретичного розрахунку (додаток Г.4., рис. Г4.18) рівні $N_s^{\text{th}} = 162.8$ кН, а це на 7.5 кН (4.40%) менше від експериментальних даних. Навантаження, при якому стиснутий бетон досяг своїх граничних значень ($\varepsilon_{cu1} = 310 \cdot 10^{-5}$) рівне $N_c^{\text{th}} = 164.4$ кН, що на 19.1 кН (10.46%) менше від експериментальних величин. При цьому навантаженні зафіксовано деформації додаткової арматури (карбонової стрічки) $\varepsilon_f = 235 \cdot 10^{-5}$, що складає 47% від граничних деформацій за [327] та 18.1% за [21]. Експериментальні деформації додаткової арматури при $N_c^{\text{exp}} = 183.6$ кН рівні $\varepsilon_f = 315 \cdot 10^{-5}$, що складає 63% від граничних деформацій за [327] та 24.2% за [21].

Потрібно відмітити, що теоретичні графіки деформацій розтягнутої основної арматури, додаткової арматури (у підсилених зразках) та стиснутого бетону є задовільно узгоджуються з графіками експериментальних значень деформацій. При цьому теоретичні деформації є меншими від експериментальних величин при однаковому навантаженні. Розрахункові та експериментальні значення несучої здатності колон зведені у таблиці 4.9-4.10.

Згідно рекомендаціям FIB [327] граничні деформації стрічки приймають $\varepsilon_{fu} = 500 \cdot 10^{-5}$, а згідно рекомендацій Sika [21] $\varepsilon_{fu} = 1300 \cdot 10^{-5}$. Ці величини деформацій використовували для визначення ефективності використання стрічки у таблиці 4.10.

**Несуча здатність колон по критерію досягнення граничних
деформацій текучості основної арматури**

Шифр зразка	Навантаження, кН		$\frac{N_s^{th}}{N_s^{exp}}$
	Експеримент, N_s^{exp}	Теоретичне, N_s^{th}	
КЗ-0.1 та КЗ-0.2	128	118.4	0,925
КПС-1.3 та КПС-1.4	168.73	159.2	0,943
КПС-1.5-0.3 та КПС-1.6-0.3	162.3	148.6	0,916
КПС-1.7-0.5 та КПС-1.8-0.5	154.3	145.3	0,947
КПС-1.9-0.7 та КПС-1.10-0.7	148.1	141.5	0,954
КПС-2.11 та КПС-2.12	200.4	189.9	0,946
КПС-2.13-0.5 та КПС-2.14-0.5	181.7	173.4	0,953
КПС-2.15-0.7 та КПС-2.16-0.7	170.3	162.8	0,956

Таблиця 4.10

**Деформації додаткової арматури (карбонової стрічки) при
навантаженні, що відповідає граничним деформаціям стиску бетону**

Шифр зразка	Деформації додаткової арматури (карбонової стрічки)		Використання стрічки відносно ε_{fu} згідно рекомендацій, %			
	Експеримент $\varepsilon_f^{exp}, \times 10^{-5}$	Теоретичні $\varepsilon_f^{th}, \times 10^{-5}$	FIB [327]		НДІБК та Sika [21]	
			експ	теор	експ	теор
КПС-1.3 та КПС-1.4	542	419	108.4	83.8	41.7	32.2
КПС-1.5-0.3 та КПС-1.6-0.3	479	357	95.8	71.4	36.8	27.5
КПС-1.7-0.5 та КПС-1.8-0.5	404	341	80.8	68.2	31.08	26.2
КПС-1.9-0.7 та КПС-1.10-0.7	344	279	68.8	55.8	26.5	21.5
КПС-2.11 та КПС-2.12	482	359	96.4	71.8	37.1	27.6
КПС-2.13-0.5 та КПС-2.14-0.5	356	255	71.2	51	27.4	19.6
КПС-2.15-0.7 та КПС-2.16-0.7	315	235	63	47	24.2	18.1

По несучій здатності колон при досягненні деформацій текучості основної арматури розбіжність теоретичних результатів з експериментальними складає 4.5...8.5% в сторону заниження розрахункових значень, що забезпечує надійність запропонованої методики розрахунку підсилених позацентрово-стиснутих колон з врахуванням дії початкового навантаження при підсиленні.

Відхилення експериментальних величин деформацій додаткової арматури (карбонової стрічки) $\varepsilon_f^{\text{exp}}$ від теоретичних $\varepsilon_f^{\text{th}}$, зафіксованих при навантаженнях N_c^{exp} і N_c^{th} складає в межах 15...28%, в сторону заниження теоретичних. Якщо брати граничні деформації відносно рекомендацій FIB [327], то повністю використані експериментальні деформативні характеристики карбонової стрічки у колонах підсилених при низькому рівні навантаження (0.0 або 0.3): КПС-1.3 та КПС-1.4, КПС-1.5-0.3 та КПС-1.6-0.3 та КПС-2.11 та КПС-2.12 і це складає 95.8...108.4%. За результатами теоретичного розрахунку ефективність використання характеристик карбонової стрічки для цих колон складала в середньому 70...80%. При застосуванні рекомендацій від виробника Sika [21] та згідно експериментальних даних ефективність використання стрічки складає 35...40%, а теоретичний відсоток використання характеристик карбонової стрічки в таких зразках складає 25...30%.

У зразках колонах підсилених при вищому рівні навантаження (0.5 та 0.7): КПС-1.7-0.5 та КПС-1.8-0.5, КПС-1.9-0.7 та КПС-1.10-0.7, КПС-2.13-0.5 та КПС-2.14-0.5, КПС-2.15-0.7 та КПС-2.16-0.7 експериментальна ефективність використання стрічки за рекомендаціями FIB [327] складає 60...80%, а теоретична 50...70%. При застосуванні рекомендацій від виробника Sika [21] ефективність використання стрічки складає близько 25%, а теоретичний відсоток використання характеристик карбонової стрічки в таких зразках складає 20...25%.

Загалом можемо підтвердити теоретичним розрахунком, що із збільшенням рівня діючого на момент підсилення, навантаження ефективність використання додаткового армування у вигляді вуглецевої стрічки знижується.

4.5. Висновки до розділу

1. Запропонована на основі деформаційної моделі методика та алгоритм визначення міцності нормальних перерізів і параметрів напружено-деформованого стану залізобетонних балок, підсилених нарощуванням перерізу арматури та бетону за дії навантаження. Встановлено, що дана методика розрахунку з необхідною точністю визначає несучу здатність комплексного конструктивного елемента. Розбіжність з експериментальними даними в основному складала до -12,7% для балок, підсилених залізобетонною обоймою та -5.7...-9.9% для балок підсилених лише нарощуванням перерізу арматури. При цьому для всіх балок експериментальні величини були вищими за теоретичні.

2. Розглянута силова модель розрахунку з врахуванням положень ДСТУ Б В.3.1-2:2016 не дозволяє з необхідною точністю визначити несучу здатність балок, підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження довільного рівня. Розходження складало до +35% в сторону завищення теоретичних величин над експериментальними, що недопустимо. Після застосування отриманих уточнених коефіцієнтів використання перерізу додаткової арматури $\gamma_{s,dis}^{ad}$ і бетону $\gamma_{c,dis}^{ad}$, що залежать від рівня діючого на час підсилення навантаження, розбіжність склала 3.7...18.1% в сторону перевищення експериментальних величин для підсилення залізобетонною обоймою та 5,2...-2,9% для балок підсилених лише нарощуванням перерізу арматури.

3. Запропонована деформаційна модель розрахунку колон, підсилених залізобетонною обоймою дозволяє враховувати напружено-деформований стан основного перерізу елемента під час підсилення та моменти від впливів

другого порядку. Результати розрахунку за запропонованою методикою дають задовільну збіжність з експериментальними результатами. Розбіжність між результатами визначення несучої здатності колон знаходиться в межах 8,9...11,6% для колон, підсилених залізобетонною обіймою та 4,5...12,5 % для колон підсилених зовнішнім армуванням. При цьому експериментальні величини були вищими за теоретичні.

4. При оцінці НДС колон, підсилених додатковим зовнішнім армування за допомогою карбонової стрічки, встановлено, що величини граничних деформацій згідно рекомендацій виробника ($\epsilon_f = 1300 \times 10^{-5}$) вона не досягає. Якщо брати за граничні деформації стрічки рекомендації FIB ($\epsilon_f = 500 \times 10^{-5}$), то повністю використані деформативні характеристики карбонової стрічки (складає 95.9...108.4%) лише у зразках підсилених при рівні навантаження менше 30%. У зразках, підсилених при вищому рівні теоретичний відсоток використання деформацій стрічки складав 50...70%. Тому використання для підсилення залізобетонних колон за дії навантаження високоміцних матеріалів (вуглецевої арматури і т.п.) потребує додаткового обґрунтування та ретельнішого підбору типу матеріалу (стрічка, тканина).

5. За результатами теоретичних досліджень запропоновано та експериментально підтверджено, що при забезпеченні надійного анкерування арматури додаткового каркасу, сумісної роботи елементів основного і додаткового перерізів як критерій вичерпання несучої здатності комплексного перерізу доцільно прийняти граничний стан що відповідає досягненню напружень арматури як основного так і додаткового перерізів межі текучості.

РОЗДІЛ 5. ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ТА ЗАСТОСУВАННЯ РОЗРОБЛЕНИХ ПІДХОДІВ ПРИ ДОСЛІДЖЕННІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПІДСИЛЕНИХ В РЕАЛЬНИХ УМОВАХ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

Засоби автоматизації інженерного аналізу, які ґрунтуються на числових методах, стали невід’ємною частиною процесу виконання будь-яких досліджень, наукових в тому числі. Метод скінченних елементів є універсальним та найбільш ефективним числовим методом розрахунку. Реалізовані у ньому числові алгоритми дозволяють врахувати всі закономірності поведінки конструкцій при розрахунку, вони забезпечують задовільну точність при проектуванні нових конструкцій. Проте для оцінки параметрів НДС підсилених конструкцій, в нашому випадку залізобетонних елементів, підсилених за дії навантаження, дані алгоритми ще не застосовувалися і рекомендацій від розробників ПК у літературі чи технічній документації прикладних програмних комплексів не зустрічалися.

Саме тому, нами виконано апробацію МСЕ, який реалізований у програмних комплексах “Femap with NX Nastran” (п. 5.1) та «Міраж 2015» (п.5.2) для аналізу НДС залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження, експериментальні результати яких наведені у п. 3.4. Даний спосіб підсилення, вибраний, як найбільш складний у виконанні і як загальний випадок підсилення залізобетонних конструкцій способами нарощування перерізу.

5.1. Чисельне моделювання параметрів НДС залізобетонних конструкцій підсилених за дії навантаження у ПК “Femap with NX Nastran”

Важливим етапом при виконанні розрахунку за МСЕ є побудова геометрії моделі основного та додаткового перерізів. Оскільки експериментальні зразки мають явно виражені площини симетрії, тому є доцільним виконати

попередньо оптимізаційну задачу. В подальшому будемо розглядаємо $\frac{1}{4}$ частину експериментальних зразків, що дозволить зменшити розмір глобальної матриці жорсткості та зменшити кількість скінченних елементів

Для моделювання невідсиленої залізобетонної балки прийнята геометрична модель залізобетонної балки довжиною 1050 мм, шириною 50 мм і висотою 200 мм. Повздовжня робоча арматура балок $\varnothing 14$ мм з межею текучості 532 МПа, конструктивна у стиснутій зоні $\varnothing 8$ мм з межею текучості 570 МПа. Геометрична модель в кривих зображена на рис. 1а. Для розрахунку моделей підсилених при дії навантаження побудована геометрична модель залізобетонної обойми з наступними розмірами: по 20 мм зі сторони верхньої грані та боків і 50 мм зі сторони нижньої грані балки. Загальна довжина обойми складає 800 мм. Армування обойми є змінним в залежності від серії [4], відповідно $\varnothing 8$, $\varnothing 10$ та $\varnothing 12$ з межею текучості 440...480 МПа. Геометрична модель обойми в твердих тілах зображена на рис. 5.1б.

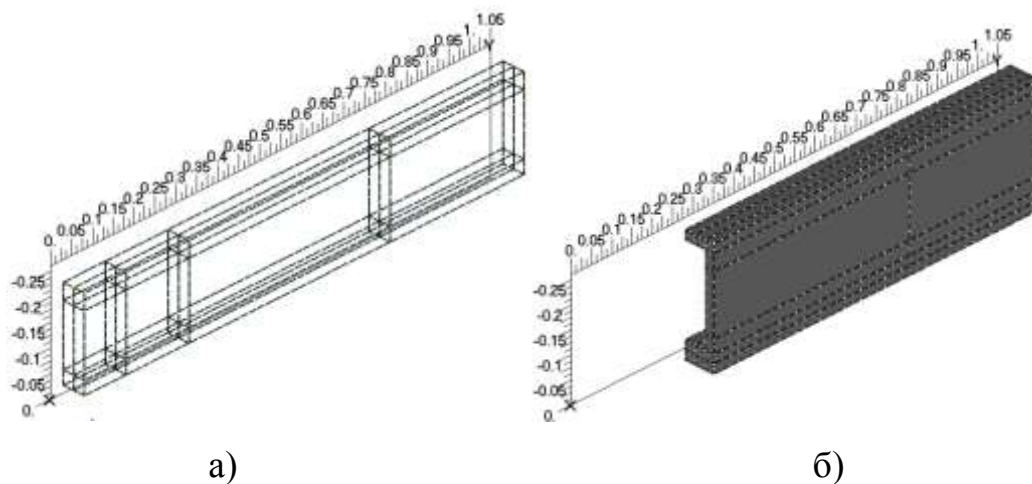


Рис. 5.1. Геометрична модель:

а) Основного перерізу; б) Додаткового перерізу (обойми)

На основі геометричних моделей були створені скінченно-елементні моделі (СЕМ) для виконання розрахунку за МСЕ. Моделювання бетону виконане з допомогою об'ємних елементів типу *Solid (CHEXA)*, моделювання арматури виконане з допомогою лінійних елементів *Beam (CBEAM)*.

Важливим моментом при побудові скінченно-елементної сітки є врахування того, що всі майбутні вузли, що створюються на елементах, для

модельовання арматури та окремо бетону мають співпадати для забезпечення умови їхньої сумісної роботи. Програмний комплекс ПК «Femar» дозволяє на основі створеної геометричної моделі автоматично згенерувати скінченно – елементну сітку. При цьому необхідно контролювати наступні умови:

- максимальний розмір скінченного елемента (СЕ);
- мінімальна кількість СЕ на ребрі (кривій);
- розмітка розташування вузлів на кривих, які одночасно є границями поверхонь (ребрами) твердих тіл.

Граничні умови, які накладені на СЕМ (рис 2) з урахуванням всіх розрахункових моментів повністю відповідають дійсній роботі експериментальних зразків.

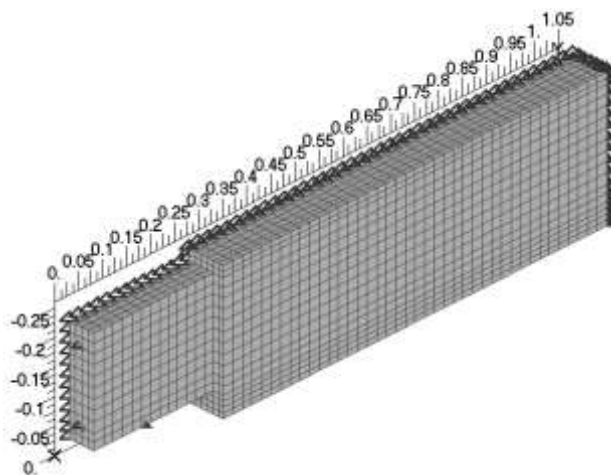


Рис. 5.2. Розрахункова скінченно-елементна модель

При виконанні розрахунку з використанням МСЕ фізична нелінійність бетону та арматури врахована застосуваннями ітераційних обчислень з уточненням січних модулів деформацій скінченних елементів за описами дійсних діаграм деформування відповідних матеріалів.

Прийнято ізотропний (рис. 5.3.) тип матеріалу бетону та арматури, який має однакові властивості, як на розтяг, так і на стиск, тому діаграма напруження – деформації бетону необхідно змінювати оскільки необхідно виключити роботу бетону на розтяг.

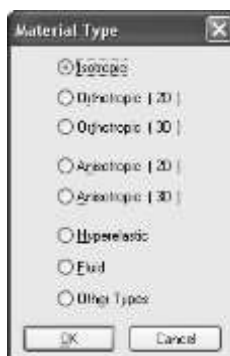


Рис. 5.3. Вікно вибору типу матеріалу

На рис. 5.4. зображене вікно основних характеристик матеріалу, які необхідно вказати для подальшого моделювання бетону та арматурної сталі, а саме: модуль пружності - E (*Youngs Modulus*), коефіцієнт Пуасона - ν (*Poisson Ratio*) або модуль зсуву - G (*Shear Modulus*). Якщо один з цих параметрів не буде вказаний, то він знаходитиметься за наступним співвідношенням:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Параметри, які характеризують граничний стиск, розтяг та зсув є не обов'язковими оскільки буде виконуватись нелінійний аналіз на основі діаграм деформування відповідних матеріалів рис. 5.4

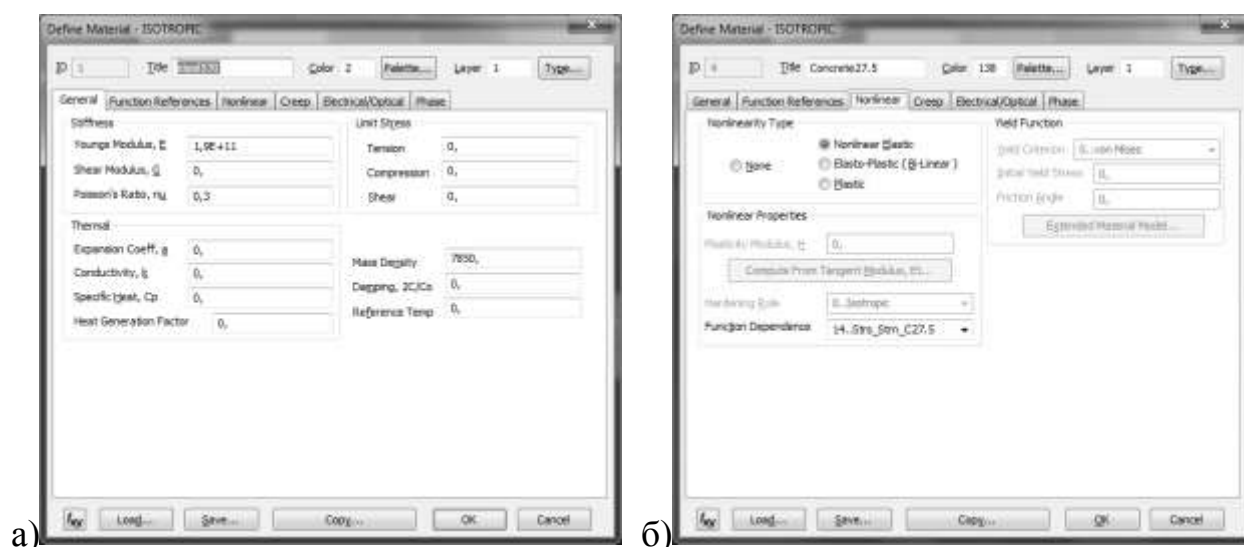


Рис. 5.4. Вікно введення загальних властивостей матеріалів (а) та нелінійних властивостей матеріалів (б)

Матеріал бетону змодельований з використанням білінійної діаграми наведеної на рис. 5.5.

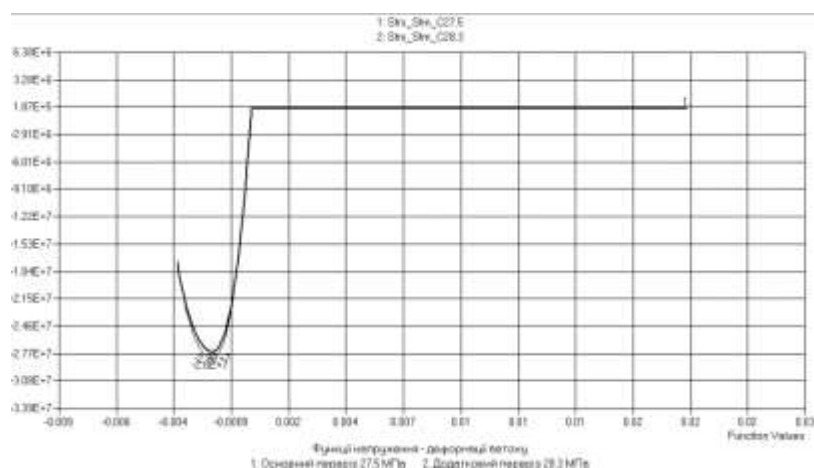


Рис. 5.5. Моделювання діаграми « $\sigma - \epsilon$ » бетону

Оскільки необхідно створи умови для того щоб виключити роботу бетону на розтяг, тому для виконання розрахунку використана білінійна діаграма деформування бетону напруження-деформації зі зміненою віткою розтягу. Коефіцієнт Пуассона для даного матеріалу бетону прийнято рівним 0.2

Нелінійна робота арматури врахована з використанням лінійної діаграми напруження-деформації рис. 5.6. Коефіцієнт Пуассона для арматурної сталі прийнятий 0.3

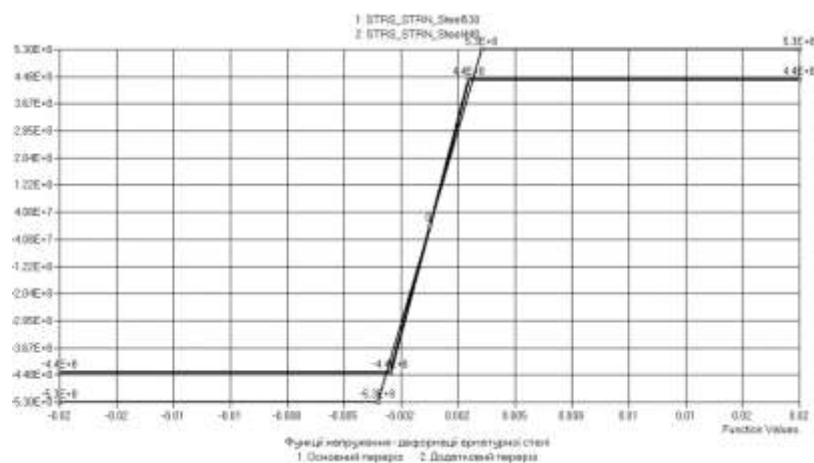


Рис. 5.6. Моделювання діаграм « $\sigma - \epsilon$ » арматури

Оскільки в реальних конструкціях зосередженні сили не зустрічаються, щоб їх можна було прикладати у вузлах скінченно-елементної моделі, тому

силу, яка передається на дослідні зразки через траверсу та пластинку, величиною 24 кН до підсилення та 40кН після підсилення була відповідно прикладена до скінченно-елементної моделі безпосередньо через геометричний об'єкт – поверхню (*Surface*) шириною 40мм, яка перерозподіляє навантаження одразу на декілька вузлів із врахуванням всіх особливостей МСЕ (рис. 5.7).

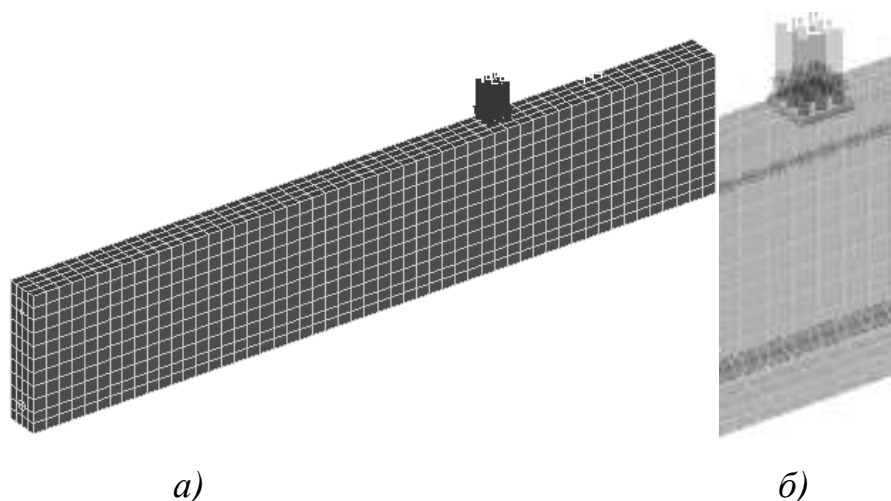


Рис. 5.7. Завантаження скінченно-елементної моделі силою: а) вигляд в ізометрії; б) розподіляюча пластина

Для моделювання підсилення основного перерізу необхідно у певний момент часу під час завантаження моделі включити додатковий переріз в роботу. Для цього використано формульний зв'язок (рис. 5.8), який за своєю фізичною суттю можна розуміти як додатковий безрозмірний елемент, що виникає на певному етапі аналізу моделі. Для розрахунку використаний нелінійний тип аналізу із врахуванням поетапності.

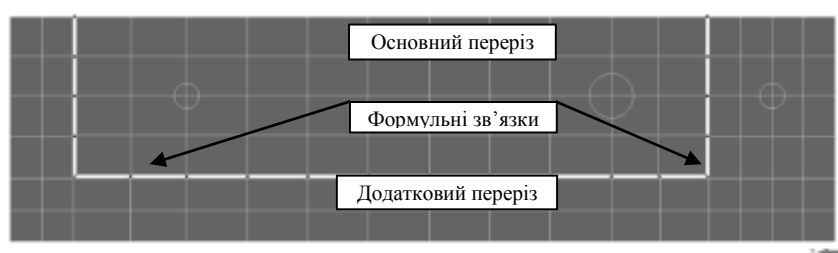


Рис. 5.8. Формульні зв'язки між скінченними елементами основного та додаткового перерізів

Розрахунок утвореної, єдиної скінчено-елементної моделі будемо виконувати у два етапи:

I-Аналіз моделі на відрізку часу від $t=0$ до 1, до моменту підсилення, вважаємо, що скінченні елементи формульних зв'язків математично відсутні, а фізично – абсолютно гнучкі. Розрахунок виконується на граничне навантаження рівне $0.7M_u^{\text{exp}}$;

II- Аналіз моделі на відрізку часу від $t =1$ до 2, із присутніми математично та абсолютно жорсткими за фізичною суттю скінченними елементами формульних зв'язків. Отже відбувається включення додаткового перерізу в роботу в момент часу $t=1.01$ Розрахунок виконується на граничне навантаження $F=40\text{кН}$;

Граничні навантаження моделі до підсилення та після є незмінними під час всього процесу досліджень. Змінними параметрами є лише фізико-механічні властивості скінченних елементів додаткового перерізу.

При розрахунку моделей використаний нелінійний тип аналізу розрахункового процесору NX Nastran (*Nonlinear static*).

Далі представлені результати моделювання підсилення основного перерізу, з напружено – деформованим станом відповідним стану при навантаженні $0.7M_u^{\text{exp}}$, додатковим елементом з різним відсотком армуванням (табл. 5.1). За результатами експериментальних досліджень та моделювання підсиленних балок, побудовано графіки залежності деформацій робочої арматури, стисненої грані бетону і прогинів від діючого згинального моменту, як на прикладі балки Бп 2.1-0.7 наведені на рис. 5.9.

На графіках під час II-го етапу розрахунку моделей (після підсилення) отримано ділянку, яка характеризується меншим приростом деформацій при однаковому прирості величини діючого моменту. Це пояснюється включенням в роботу жорстких зв'язків, відповідно і додаткового перерізу, що свідчить про допустимість застосування даного принципу моделювання підсиленого перерізу.

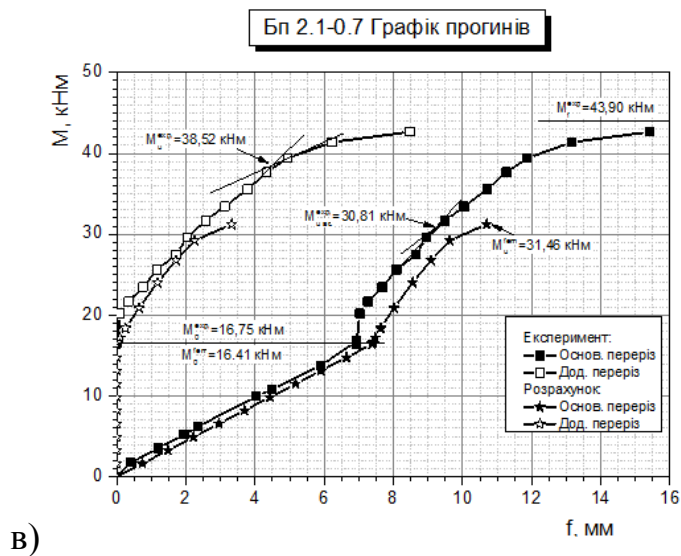
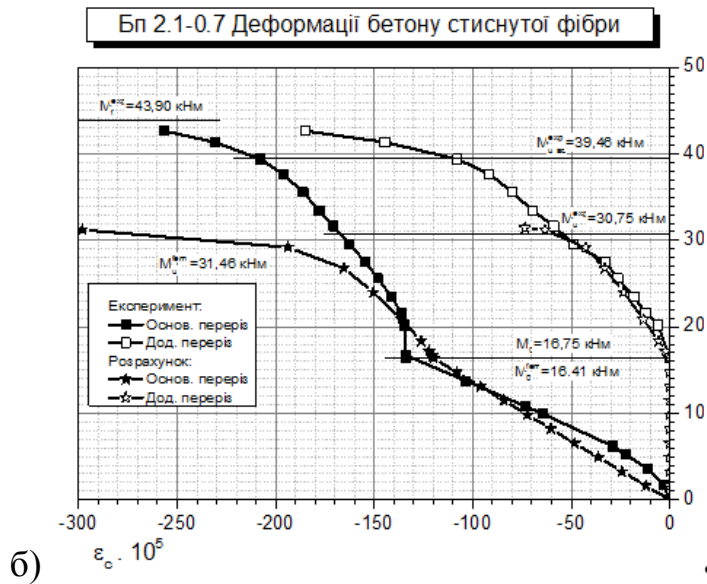
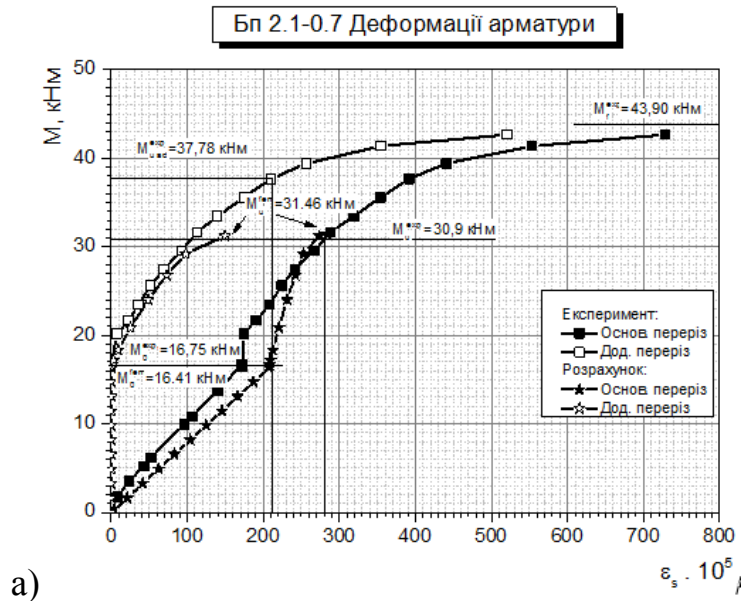


Рис. 5.9. Характерні графіки деформації арматури (а), деформації стиснутої грані бетону (б), прогинів (в) (на прикладі балки Бп 2.1-0,7

Таблиця 5.1

Несуча здатність балок, підсилених залізобетонною обіймою за дії навантаження

Серія	Шифр балки	Площа перерізу $\text{м}^2 \times 10^{-4}$ (\varnothing мм)	Величини згин. моментів, кН·м			$\frac{M_u^{fem}}{M_u^{exp}}$	$\frac{M_u^{fem}}{M_u^{dm}}$
			Експер.	Розрах. методика	Розрах. МСЕ		
			M_u^{exp}	M_u^{dm}	M_u^{fem}		
II	Бп 2.1-0,7	1,01	30.81	29.37	31.23	1.014	1.063
	Бп 2.2-0,7	(2 \varnothing 8)	30.23	29.66		1.033	1.053
III	Бп 3.5-0,7	1,57	36.37	33.79	35.14	0.966	1.040
	Бп 3.6-0,7	(2 \varnothing 10)	35.62	32.93		0.986	1.067
IV	Бп 4.1-0,7	2,26	40.32	36.89	39.10	0.970	1.060
	Бп 4.2-0,7	(2 \varnothing 12)	40.4	37.89		0.975	1.032

За результатами аналізу отриманих даних встановлено, що теоретичне значення несучої здатності моделей з підсиленням залізобетонною обіймою за дії навантаження балок серій III та IV менша від експериментальної величини на величину до 3,4%. Для балок II серії несуча здатність моделі перевищує експериментальну Несуча здатність на 3,3%. Порівняльний аналіз розрахункових величин несучої здатності моделей отриманих МСЕ у ПК Femap з результатами, отриманих згідно запропонованої методики розрахунку (див. п. 4.3 розділу 4) показав задовільну збіжність, відхилення між величинами складає 3,2... 6,7% в сторону заниження результатів, отриманих на основі запропонованої в роботі методики.

Отримані результати за методом скінченних елементів моделей різних серій повторюють характер руйнування експериментальних зразків, отже такий метод моделювання з допомогою об'ємних та лінійних елементів з врахуванням задовільно описує дійсну роботу конструкції.

5.2. Створення 3D кінцево-елементної моделі балок, підсилених різними методами за дії навантаження у ПК «МІРАЖ-2015»

Для розв'язку задачі нелінійного розрахунку підсилених залізобетонних балок використано програмний комплекс ПК «МІРАЖ-2015» [84]. Використання нелінійного процесора ПК «МІРАЖ-2015» дає можливість вирішити завдання верифікація пропонованої теоретичної методики визначення параметрів напружено-деформованого стану підсилених конструкції на кожному етапі навантаження. Крім того, на основі співставлення значень експериментальної несучої здатності балок M_{ult} зі значеннями знайденими тут встановлено та проаналізовано відхилення між ними.

В основу розрахунку ПК «МІРАЖ-2015» закладено загальновідомий метод скінченних елементів (далі – МСЕ) [238]. Кінцево-елементне моделювання фізичної нелінійності конструкцій відбувається з використанням широкої бази бібліотеки законів деформування – залежностей «напруження–деформація» матеріалів. Більше того, дана бібліотека дозволяє оперувати будь-якими фізично нелінійними властивостями матеріалу (бетон, сталь або композитна арматура).

Відповідно до вищенаведеного, метою цього підрозділу були побудова розрахункових моделей прямокутних залізобетонних, підсилених різними методами за дії навантаження, використовуючи при цьому закладені у ПК «МІРАЖ-2015» фізично нелінійні кінцеві елементи (КЕ); а також встановлення напружено-деформованого стану досліджуваних конструкцій.

Для побудови моделей підсилених балок використовувались наступні КЕ:

- КЕ № 210 – фізично нелінійний універсальний просторовий стрижневий КЕ, який забезпечує урахуванням фізичної нелінійності матеріалу та є аналогом універсального лінійного стрижневого КЕ № 10;
- КЕ № 241 – фізично нелінійний універсальний прямокутний КЕ оболонки;
- КЕ № 242 – фізично нелінійний універсальний трикутний КЕ оболонки.

Для опису жорсткостей матеріалів використано наступні закони нелінійного деформування:

- експоненційна залежність між напруженнями та деформаціями для врахування дійсних характеристик бетону (15-й експоненціальний закон деформування для залізобетону);
- білінійний закон ламаної типу «напруження–деформація» для сталеві (14-й кусково-лінійний закон деформування);
- експоненційна залежність між напруженнями та деформаціями для врахування дійсних характеристик композитної арматури (11-й експоненціальний закон деформування).

Жорсткості окремих шарів задавалися згідно з розрахунковими значеннями контрольованих міцнісних й деформативних фізико-механічних властивостей матеріалів, які були встановлені відповідно до норм [91, 96].

Таким чином, ПК «МІРАЖ–2015» дав змогу реалізувати фізично нелінійну задачу моделювання дійсної поведінки залізобетонних згинаних елементів, підсилених за дії навантаження. Застосування покрокового навантаження дало можливість поетапно співставити отримані параметри з відповідними параметрами, одержаними згідно з розрахунками за нормами [91, 96].

Розрахукова модель непідсиленої балки складалася з 20-ти вузлів та 19-ти КЕ відповідно (див. рис. 5.10).

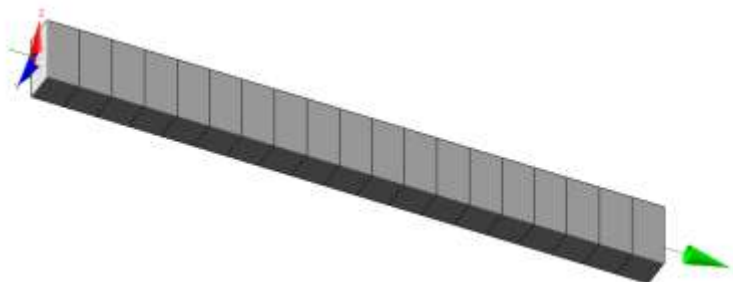


Рис. 5.10. Модель непідсиленої балки.

Моделювання балки відбувалось шляхом розбиття по довжині на 19-ть стрижневих КЕ–210, розмірами $10 \times 10 \times 20$ см. Розрахунковий проліт складав 1,9 м. Опирання виконувалось шарнірно, на дві опори (згідно з балочною

схемою). Нелінійне навантаження відтворювалося за допомогою крокового методу (10-ть ступенів). Характерний поперечний переріз, деформовану схему балки та мозаїку переміщень при її нелінійному навантаженні подано на рис. 5.11

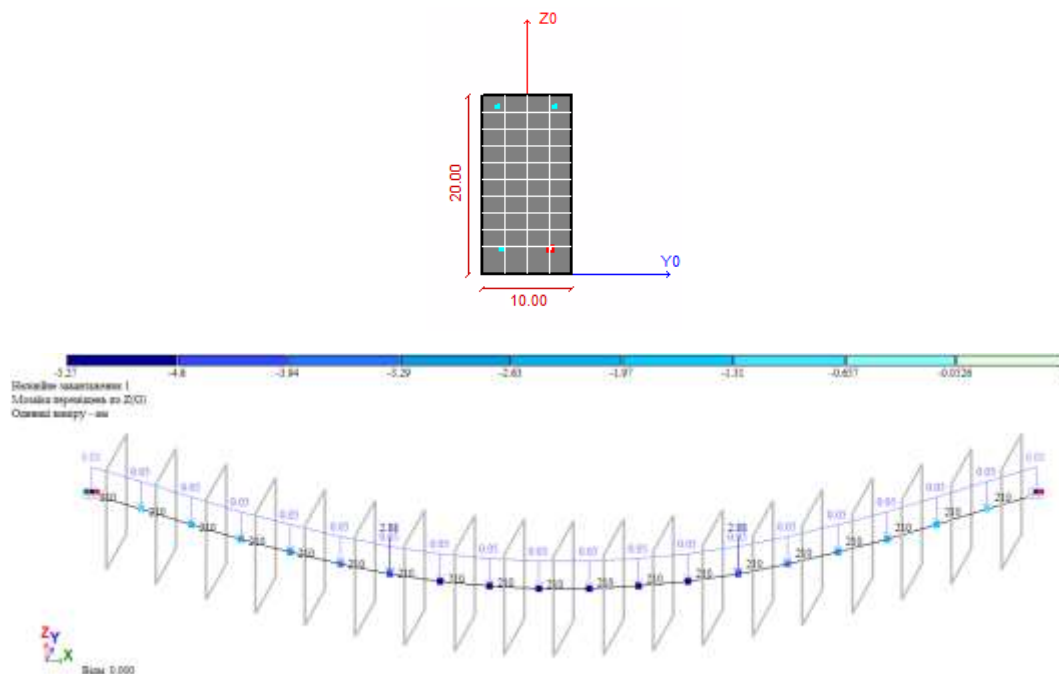


Рис. 5.11. Поперечний переріз, деформована схема та мозаїка переміщень невідсиленої балки вздовж глобальної осі Z .

На рис. 5.12 зображено епюру згинального моменту M_y при граничному ступені навантаження.

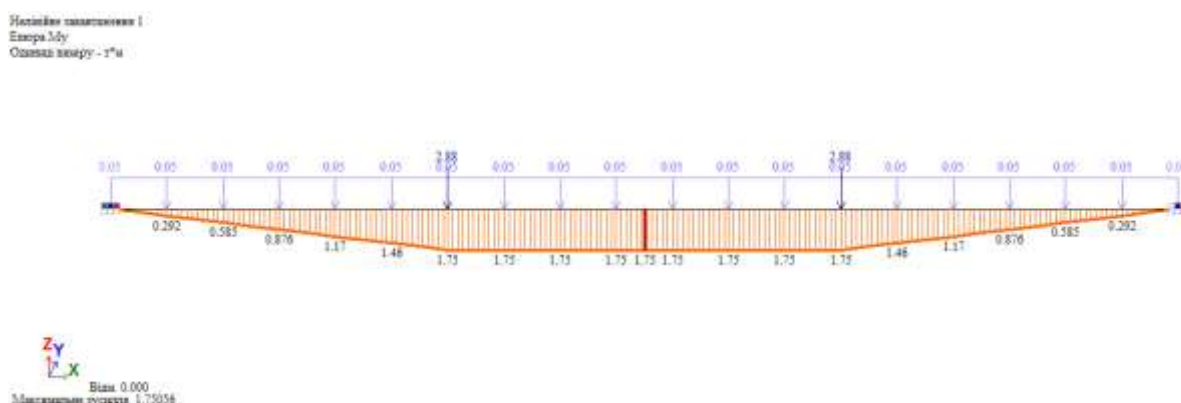


Рис. 5.12. Епюра згинального моменту M_y в невідсиленій балці (відносно місцевої осі Y).

Розрахункова модель підсиленої балки, додатковою арматурою при різних рівнях навантаження складалася з 56-ти вузлів та 56-ти КЕ відповідно (див. рис. 5.13). Моделювання балки відбувалось шляхом розбиття по довжині на 19-ть стрижневих КЕ–210 з розмірами $10 \times 10 \times 20$ см. Підсилення додатковою арматурою моделювалося прямокутними (вздовж глобальної осі X) та трикутними (вздовж глобальної осі Z) елементів оболонки. Нелінійне завантаження відтворювалось за допомогою крокового методу (10-ть ступенів). Нормальний переріз існуючої балки, а також деформовану схему та мозаїку переміщень, при її нелінійному завантаженні після підсилення, подано на рис. 5.14.

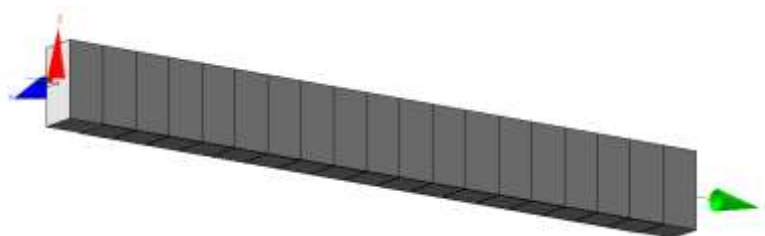


Рис. 5.13. Модель балки, підсиленої додатковою стрижневою арматурою.

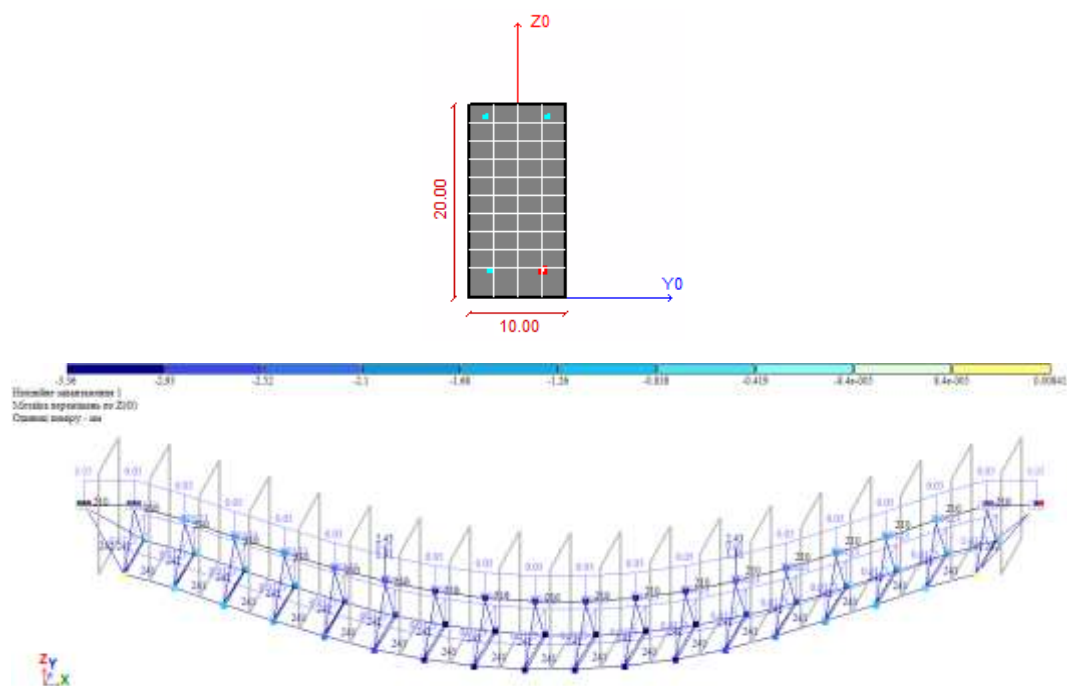


Рис. 5.14. Вихідний переріз. Деформована схема та мозаїка переміщень балки після підсилення вздовж глобальної осі Z (рівень навантаження в момент підсилення – $0,5M_{ult,0}$).

На рис. 5.15 зображено епюру згинального моменту M_y при граничному ступені завантаження після підсилення.

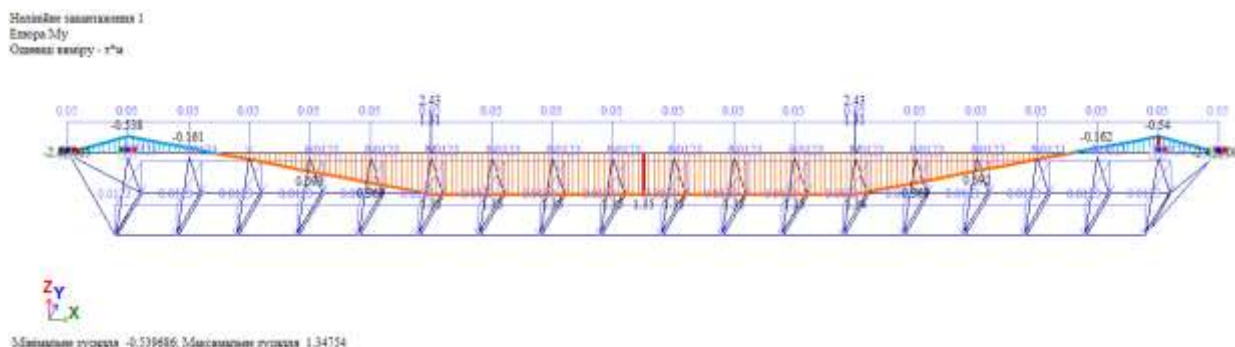


Рис. 5.15. Епюра згинального моменту M_y в балці після підсилення (відносно місцевої осі Y , рівень навантаження в момент підсилення – $0,5M_{ult,0}$).

Розрахункова модель основного перерізу балки підсиленої залізобетонною обіймою при різних рівнях навантаження складалася з 37-ми вузлів і 35-ти КЕ (рис. 5.10). Моделювання відбувалось шляхом розбиття балки по довжині на 19-ть стрижневих КЕ–210, розмірами у плані $10 \times 10 \times 20$ см. Розрахунковий проліт – 1,9 м. Аналогічно було промодельовано підсилення залізобетонною обіймою – розміри КЕ–210 (вздовж глобальної осі X) склали $10 \times 14 \times 24$ см (рис. 5.16).. Нелінійне навантаження відтворювали за допомогою крокового методу (10-ть ступенів). Нормальний переріз балки, а також деформовану схему та мозаїку переміщень після підсилення, подано на рис. 5.17.

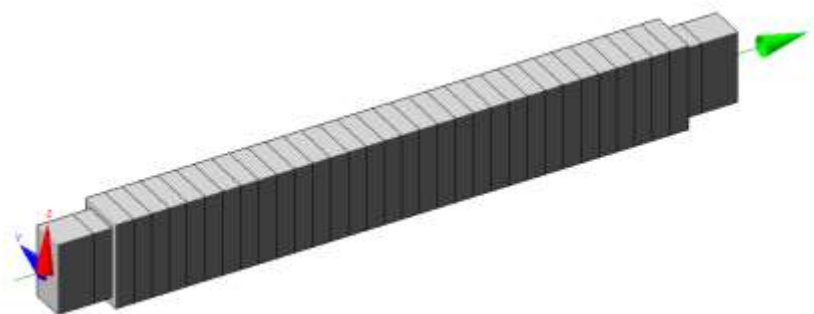


Рис. 5.16. Модель балки, підсиленої залізобетонною обіймою.

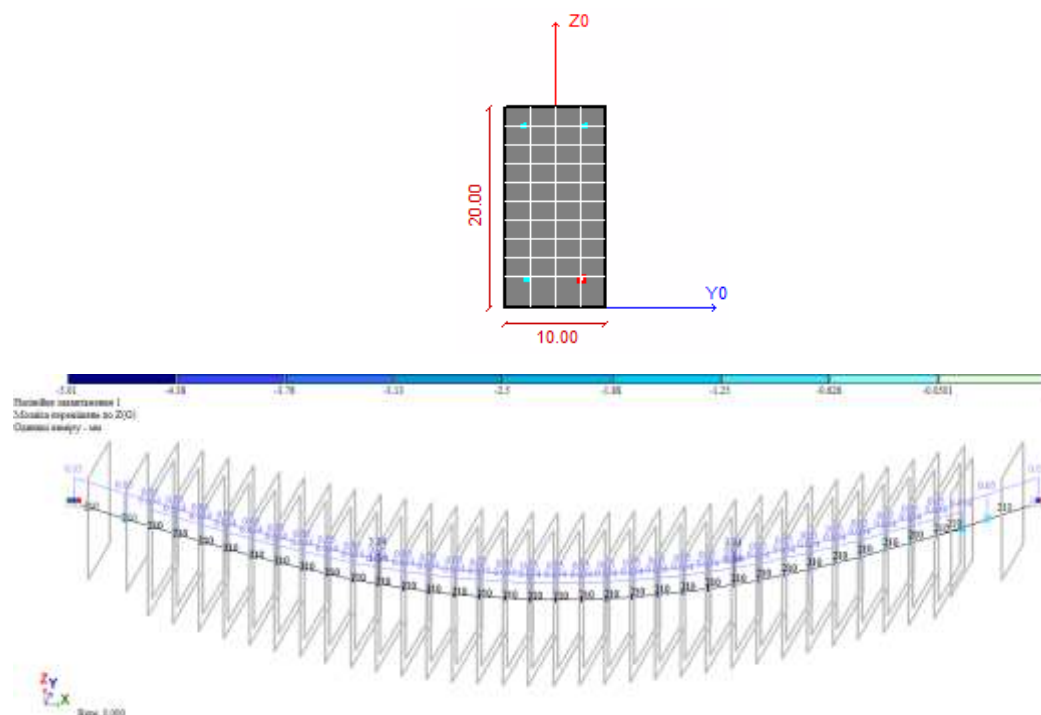


Рис. 5.17. Вихідний переріз. Деформована схема та мозаїка переміщень балки після підсилення вздовж глобальної осі Z (рівень навантаження в момент підсилення – $0,5M_{ult,0}$).

На рис. 5.18 зображено епюру згинального моменту M_y (в існуючій балці та обоймі відповідно) при граничному ступені завантаження після підсилення.

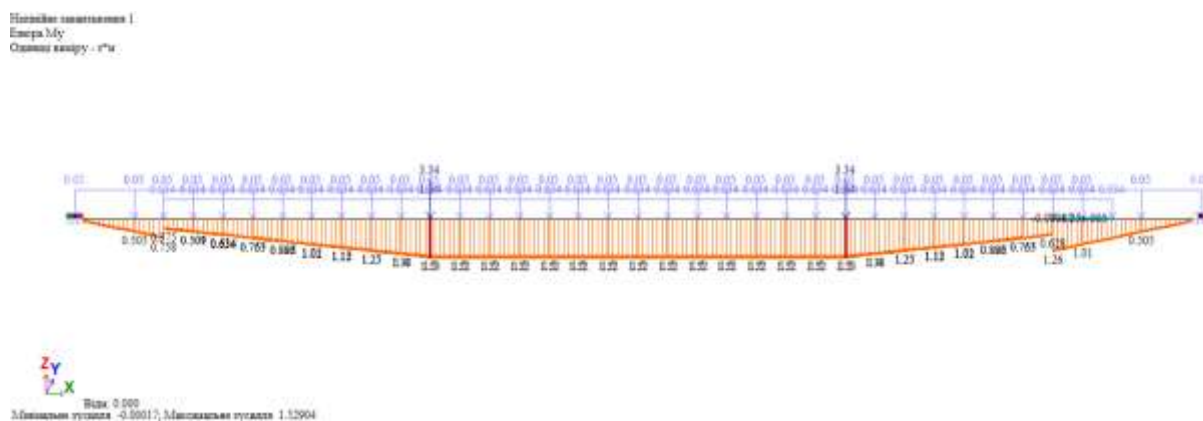


Рис. 5.18. Епюра згинального моменту M_y в балці після підсилення (відносно місцевої осі Y , рівень навантаження в момент підсилення – $0,5M_{ult,0}$).

У процесі нелінійного розрахунку оцінювали зміни НДС балки на кожному кроці навантаження. Аналіз отриманих результатів підтвердив, що

вичерпання несучої здатності підсилених балок проходило внаслідок текучості розтягнутої робочої арматури, що відповідало результатам експериментальних досліджень та теоретичних розрахунків (див. табл 5.2).

Таблиця 5.2

Несуча здатність балок, підсилених залізобетонною обіймою за дії навантаження

Серія	Шифр балки	Площа перерізу $m^2 \times 10^{-4}$ (\varnothing мм)	Величини згин. моментів, кН·м			$\frac{M_u^{fem}}{M_u^{exp}}$	$\frac{M_u^{fem}}{M_u^{dm}}$
			Експер.	Розрах. методика	Розрах. МСЕ		
			M_u^{exp}	M_u^{dm}	M_u^{fem}		
II	Бп 2.1-0,7	1,01	30.81	29.37	30,04	0,975	1,023
	Бп 2.2-0,7	(2 \varnothing 8)	30.23	29.66		0,994	1,013
III	Бп 3.5-0,7	1,57	36.37	33.79	35.16	0,967	1,041
	Бп 3.6-0,7	(2 \varnothing 10)	35.62	32.93		0,987	1,068
IV	Бп 4.1-0,7	2,26	40.32	36.89	39.36	0,976	1,067
	Бп 4.2-0,7	(2 \varnothing 12)	40.4	37.89		0,974	1,039

За результатами аналізу отриманих даних встановлено, що теоретичне значення несучої здатності моделей з підсиленням залізобетонною обіймою за дії навантаження балок усіх серій менша від експериментальної величини на величину до 3,3%. в сторону заниження результатів, отриманих на основі розрахунку в ПК «МІРАЖ–2015». Порівняльний аналіз розрахункових величин несучої здатності моделей отриманих МСЕ у ПК «МІРАЖ–2015» з результатами, отриманих згідно запропонованої методики розрахунку (див. п. 4.3 розділу 4) показав задовільну збіжність, відхилення між величинами складає до 6,8% в сторону заниження результатів, отриманих на основі запропонованої в роботі методики.

5.3. Висновки до розділу

1. Проведене дослідження НДС моделей балок підсилених під діючим навантаженням у ПК “Femap with NX Nastran”. Отримані результати за методом скінченних елементів моделей різних серій повторюють характер

руйнування експериментальних зразків, отже такий метод моделювання з допомогою об'ємних та лінійних елементів з врахуванням їх одновісного напружено-деформованого стану задовільно описує роботу реальної конструкції. Порівняльний аналіз результатів дослідження роботи балок після підсилення, отриманих при розрахунку в програмному комплексі, з результатами, отриманих згідно пропонованої методики розрахунку, показав задовільну збіжність, яка склала при визначенні несучої здатності 3,2...6,7 %.

2. Отримана теоретична несуча здатність досліджуваних моделей з підсиленням залізобетонною обіймою менша від експериментальної міцності на величину до 5%. Аналіз величин прогинів підсилених моделей за дії моменту $0.7M_u^{fem,ad}$ виявив відхилення в межах до 10% у сторону їх зменшення відносно експериментальних величин за дії моменту $0.7M_u^{exp,ad}$. Це свідчить про адекватність відображення роботи конструкції, до моменту досягнення граничного стану.

3. Розроблені у ПК «МІРАЖ–2015» кінцево-елементні моделі для аналізу напруженого стану непошкоджених прямокутних залізобетонних балок, підсилених різними методами за дії навантаження. Порівняльний аналіз результатів дослідження роботи балок після підсилення, отриманих при розрахунку в програмному комплексі, з результатами, отриманих згідно пропонованої методики розрахунку, показав задовільну збіжність, яка склала при визначенні несучої здатності 1,3...6,8 %.

РОЗДІЛ 6. НАДІЙНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПІДСИЛЕНИХ ЗА ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ

6.1. Визначення стохастичних параметрів залізобетонних конструкцій, підсилених за дії навантаження

Загальновідомо, що проектування залізобетонних конструкцій в більшості випадків доводиться здійснювати в умовах невизначеності: діючі навантаження та впливи, фізико-механічні характеристики матеріалів (бетон, сталева та композитна арматура), а також геометричні розміри конструкції мають статистичну природу, є стохастичними величинами (або параметрами резерву несучої здатності) і, в більшості випадків, підпорядковуються нормальному закону розподілу (розподілу Гауса) [217, 229].

Нормальний закон розподілу займає особливе місце в теорії ймовірностей серед інших відомих на даний час законів, оскільки він є граничним (до якого наближаються інші закони розподілу): суму певної кількості незалежних (чи малозалежних) стохастичних величин, які підпорядковуються будь-якому закону розподілу, можна наближено описати нормальним законом (чим більша кількість стохастичних величин сумується – тим точніше це виконується) [217].

Додамо, що в чинних національних нормах проектування залізобетонних конструкцій [91] статистичну природу міцності вищезгаданих матеріалів враховано за рахунок такого поняття як «характеристична міцність», з гарантованою 95 % забезпеченістю (довірчою ймовірністю).

На основі наведеного вище, оцінку ймовірності безвідмовної роботи залізобетонних конструкцій (балок / колон), підсилених за дії навантаження, виконували методом статистичної лінеаризації [217, 229], адже функції стохастичних величин у своїй переважній кількості не є строго лінійними, але майже не відрізняються від таких й при розв'язанні задачі можуть наближено розглядатися як лінійні (це припущення актуальне тоді, коли стохастична зміна параметра \tilde{x}_i знаходиться в межах 5...25 % – величина статистичної

мінливості стохастичних параметрів залізобетонних конструкцій відповідає цим вимогам). У нашому випадку функція граничного згинального моменту \tilde{M}_u є саме такою, і, відповідно, для встановлення числових характеристик такої функції, провели її лінеаризацію (шляхом розкладу в ряд Тейлора в околиці центру розподілу стохастичних аргументів – точці їх математичного сподівання). У більшості випадків для розв'язання цієї задачі не потрібно знати конкретні закони розподілу стохастичних аргументів, а можна обмежитися лише їх числовими характеристиками – математичними сподіваннями й дисперсіями / стандартами [217].

Метою даного розділу є побудова принципів моделей оцінки ймовірності безвідмовної роботи залізобетонних конструкцій, підсилених за дії навантаження, адаптованих до чинних норм проектування [91, 96] та існуючої методики оцінки надійності нових проектних конструкцій [201].

Принциповими особливостями розроблених моделей є пропозиція врахування як стохастичного параметра рівня навантаження конструкції в момент підсилення [250-252, 262-265], а також використання деформаційної моделі її розрахункового перерізу [43, 91, 96].

Для перевірки придатності розроблених моделей їх було апробовано на експериментальних дослідних зразках [99, 166, 261].

Передумови оцінки ймовірності безвідмовної роботи:

- конструкція (балка / колона) не має пошкоджень на момент підсилення;
- контрольовані параметри резерву несучої здатності конструкції до і після підсилення (міцнісні / деформативні / геометричні) та рівня її навантаження в момент підсилення (визначені експериментальним шляхом відповідно до стандартних методик) є стохастичними змінними, які підпорядковуються нормальному закону розподілу і є взаємозалежні;
- значення згинального моменту від зовнішнього навантаження приймається детермінованим;

– розглядається прямокутний переріз конструкції.

Таким чином, використовуючи метод статистичної лінеаризації, нижче запишемо вираз для обчислення коефіцієнтів A_{x_i} – у вигляді частинних похідних функції $\bar{M}_{ult} = f(\bar{x}_1, \dots, \bar{x}_n)$ за змінними $\bar{x}_1, \dots, \bar{x}_n$:

$$A_{x_i} = \partial \bar{M}_u (\partial \bar{x}_i)^{-1}, \quad (6.1)$$

де \bar{M}_u – математичне сподівання несучої здатності конструкції, підсиленої за дії навантаження; \bar{x}_i – математичне сподівання окремого стохастичного параметра.

Для визначення стандарту несучої здатності \hat{M}_u скористаємось загальновідомою формулою [184, 201, 229]:

$$\hat{M}_u = \left[\sum_{i=1}^n (A_{x_i} \hat{x}_i)^2 \right]^{1/2}, \quad (6.2)$$

де \hat{x}_i – стандарт окремого стохастичного параметра.

Для оцінки ймовірності безвідмовної роботи балки (колони), підсиленої за дії навантаження, обчислюємо індекс надійності [398, 402] / дальність відмови згідно з Нормами [90]:

$$\beta = (\bar{M}_u - M_u) \hat{M}_u^{-1}, \quad (6.3)$$

де M_u – детерміноване значення несучої здатності балки (колони), підсиленої за дії навантаження.

Своєю чергою, на основі отриманого вище індексу надійності β , кількісну оцінку надійності конструкції, підсиленої за дії навантаження, – у вигляді ймовірності її безвідмовної роботи $P(\beta)$ або відмови $Q(\beta)$ – встановлюємо за допомогою відомої функції Лапласа $\Phi(\beta)$ [202]:

$$P(\beta) = 0,5 + \Phi(\beta); \quad Q(\beta) = 0,5 - \Phi(\beta). \quad (6.4)$$

6.2. Базові принципи оцінки ймовірності безвідмовної роботи залізобетонних балок, підсилених за дії навантаження

6.2.1. Модель I: балка без підсилення

Виходячи з передумов оцінки ймовірності безвідмовної роботи (див. п. 6.1), формула для знаходження стохастичного значення несучої здатності

непідсиленої балки (як функції стохастичних величин \tilde{x}_i) може набути наступного вигляду:

$$\tilde{M}_u = f(\tilde{\sigma}_c, \tilde{\sigma}_s, \tilde{\sigma}_{sc}, \tilde{E}_c, \tilde{E}_s, \tilde{b}, \tilde{d}) = \tilde{\sigma}_s A_s (\tilde{d} - 0.5\tilde{x}_m) + \tilde{\sigma}_{sc} A'_s (0.5\tilde{x}_m - a'_s), \quad (6.5)$$

де $\tilde{\sigma}_c$, $\tilde{\sigma}_s$, $\tilde{\sigma}_{sc}$ – стохастичні міцнісні параметри резерву несучої здатності – опір бетону стиску, міцність сталевий стрижневої розтягнутої та стиснутої арматури відповідно; \tilde{E}_c , \tilde{E}_s – стохастичні деформативні параметри резерву несучої здатності – модулі пружності бетону і розтягнутої арматури відповідно; \tilde{b} , \tilde{d} – стохастичні геометричні параметри резерву несучої здатності – ширина і корисна висота перерізу відповідно; A_s , A'_s – детерміновані значення площі перерізу розтягнутої та стиснутої арматури відповідно; a_s , a'_s – детерміновані значення відстані від центру ваги розтягнутої та стиснутої арматури до нижньої / верхньої грані перерізу відповідно; \tilde{x}_m – стохастичне значення середньої висоти стиснутої зони перерізу.

На основі аналізу деформаційної моделі розрахунку згинаних залізобетонних елементів [91, 96, 214] разом із вищенаведеною формулою (6.5) стає очевидно, що задача оцінки ймовірності безвідмовної роботи непідсиленої балки зводиться до (окрім, власне, вибору самого методу ймовірнісного розрахунку) визначення стохастичного значення деформацій розтягнутої арматури $\tilde{\varepsilon}_s$. Для цього нижче запишемо умову рівноваги всіх сил на вісь X (поздовжня вісь балки) із врахуванням, що площа стиснутого армування тут рівна нулю:

$$-\tilde{\sigma}_c \tilde{b} \tilde{x}_m + \tilde{\sigma}_s A_s = 0. \quad (6.6)$$

Після почергового підставлення виразів для

$$\tilde{x}_m = 0.5(\tilde{x} + \tilde{x}_1), \quad (6.7)$$

де \tilde{x} , \tilde{x}_1 – стохастичні значення дійсної висоти епюри напружень в стиснутій зоні перерізу та її прямолінійної ділянки відповідно:

$$\tilde{x} = \tilde{\xi} \tilde{d}; \quad \tilde{x}_1 = [(\varepsilon_{cu} - \tilde{\varepsilon}_c) \varepsilon_{cu}^{-1}] \tilde{\xi} \tilde{d}, \quad (6.8)$$

тут ε_{cu} – значення відносних граничних деформацій стиску бетону [91];
 $\tilde{\varepsilon}_c$ – стохастичне значення відносних деформацій стиску бетону:

$$\tilde{\varepsilon}_c = \tilde{\sigma}_c \tilde{E}_c^{-1}; \quad (6.9)$$

$\tilde{\xi}$ – стохастичне значення відносної висоти стиснутої зони перерізу:

$$\tilde{\xi} = \varepsilon_{cu} (\varepsilon_{cu} + \tilde{\varepsilon}_s)^{-1}, \quad (6.10)$$

й

$$\tilde{\sigma}_s = \tilde{\varepsilon}_s \tilde{E}_s \quad (6.11)$$

в наведену вище умову рівноваги (6.6) та її подальшого поетапного спрощення, отримуємо наступну квадратичну функцію з НЕВІДОМОЮ величиною $\tilde{\varepsilon}_s$:

$$f(\tilde{\varepsilon}_s) = \tilde{\varepsilon}_s^2 \tilde{E}_s A_s + \tilde{\varepsilon}_s \tilde{E}_s A_s \varepsilon_{cu} - \tilde{\sigma}_c \tilde{b} (\varepsilon_{cu} - 0.5 \tilde{\sigma}_c \tilde{E}_c^{-1}) \tilde{d}. \quad (6.12)$$

При $f(\tilde{\varepsilon}_s) = 0$ знаходимо корені квадратного рівняння:

$$\begin{aligned} \tilde{\varepsilon}_s = & -\tilde{E}_s A_s \varepsilon_{cu} (2\tilde{E}_s A_s)^{-1} \pm \\ & \pm \left[(\tilde{E}_s A_s \varepsilon_{cu})^2 + 4\tilde{E}_s A_s \tilde{\sigma}_c \tilde{b} (\varepsilon_{cu} - 0.5 \tilde{\sigma}_c \tilde{E}_c^{-1}) \tilde{d} \right]^{1/2} \times \\ & (2\tilde{E}_s A_s)^{-1}. \end{aligned} \quad (6.13)$$

Після поетапного спрощення виразу (6.5) для \tilde{M}_u , шляхом введення позначення Y (див. нижче), одержуємо:

$$\tilde{M}_u = \tilde{\sigma}_s A_s \tilde{d} (1 - 0.5Y) + \tilde{\sigma}_{sc} A'_s (0.5\tilde{d}Y - a'_s), \quad (6.14)$$

де

$$Y = (\varepsilon_{cu} - 0.5 \tilde{\sigma}_c \tilde{E}_c^{-1}) (\varepsilon_{cu} + \tilde{\varepsilon}_s)^{-1}. \quad (6.15)$$

Далі, почергово підставивши вирази (6.13) для $\tilde{\varepsilon}_s$ в (6.15) для Y , а (6.15), своєю чергою, у вищенаведену спрощену формулу (6.14) для \tilde{M}_u , при цьому також підставивши в неї математичні сподівання стохастичних аргументів [див. формулу (6.5) вище], отримуємо математичне сподівання несучої здатності непідсиленої балки.

Для знаходження детермінованого значення несучої здатності непідсиленої балки (еквівалентного розрахунковому значенню зовнішнього

згинального моменту від навантаження) за деформаційною моделлю [91, 96] використаємо адаптовану інженерну методику [43], відповідно до якої отримуємо:

$$M_u = f_{yd}A_s(d - 0.5x_1) + f_{ycd}A'_s(0.5x_1 - a'_s), \quad (6.16)$$

де f_{yd} , f_{ycd} – розрахункові значення міцності сталевий стрижневої розтягнутої та стиснутої арматури відповідно; d , x_1 – розрахункові значення корисної висоти перерізу та висоти прямолінійної ділянки епюри напружень в стиснутій зоні перерізу відповідно:

$$d = h - a_s, \quad (6.17)$$

тут h – розрахункове (проектне) значення висоти балки;

$$x_1 = [(\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd})\varepsilon_{cu3,cd}^{-1}] \xi d, \quad (6.18)$$

тут $\varepsilon_{cu3,cd}$, $\varepsilon_{c3,cd}$ – розрахункові значення відносних граничних [91] та відносних деформацій стиску бетону відповідно:

$$\varepsilon_{c3,cd} = f_{cd}E_{cd}^{-1}, \quad (6.19)$$

тут f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск [91]; E_{cd} – розрахункове значення модуля пружності бетону [91]; ξ – розрахункове значення відносної висоти стиснутої зони перерізу:

$$\xi = \varepsilon_{cu3,cd}(\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_s)^{-1}, \quad (6.20)$$

тут ε_s – розрахункове значення деформацій розтягнутої арматури.

Для визначення деформацій ε_s запишемо нижче умову рівноваги всіх сил на вісь X (поздовжня вісь балки) із врахуванням, що площа стиснутого армування тут рівна нулю [аналогічно формулі (6.6) – див. вище]:

$$-f_{cd}bx_1 + f_{yd}A_s = 0, \quad (6.21)$$

де b – розрахункове (проектне) значення ширини перерізу.

Після почергового підставлення виразів (6.19) для $\varepsilon_{c3,cd}$ й (6.20) для ξ в (6.18) для x_1 , а (6.18), своєю чергою, в наведену вище умову рівноваги (6.21) та її подальшого поетапного спрощення, отримуємо наступну квадратичну функцію з НЕВІДОМОЮ величиною ε_s :

$$f(\varepsilon_s) = \varepsilon_s^2 E_s A_s + \varepsilon_s E_s A_s \varepsilon_{cu3,cd} - f_{cd} b (\varepsilon_{cu3,cd} - f_{cd} E_{cd}^{-1}) d, \quad (6.22)$$

де E_s – розрахункове значення модуля пружності розтягнутої арматури.

При $f(\varepsilon_s) = 0$ знаходимо корені квадратного рівняння:

$$\varepsilon_s = -E_s A_s \varepsilon_{cu3,cd} (2E_s A_s)^{-1} \pm \pm \left[(E_s A_s \varepsilon_{cu3,cd})^2 + 4E_s A_s f_{cd} b (\varepsilon_{cu3,cd} - f_{cd} E_{cd}^{-1}) d \right]^{1/2} \times (2E_s A_s)^{-1}. \quad (6.23)$$

Насамкінець, почергово підставивши вирази (6.17)...(6.20) та (6.23) у наведену вище формулу (6.16) для M_u , отримуємо кінцевий вираз для знаходження детермінованого значення несучої здатності непідсиленої балки.

Алгоритм оцінки ймовірності безвідмовної роботи непідсиленої балки було також розроблено та реалізовано в РТС Mathcad Prime 6.0.

6.2.2. Модель II: балка, підсилена сталевую стрижневою арматурою

Виходячи з передумов оцінки ймовірності безвідмовної роботи (див. п. 6.1), формула для знаходження стохастичного значення несучої здатності балки, підсиленої сталевую стрижневою арматурою за дії навантаження (як функції стохастичних величин \tilde{x}_i), може набути наступного вигляду:

$$\begin{aligned} \tilde{M}_u &= f(\tilde{\sigma}_c, \tilde{\sigma}_s, \tilde{\sigma}_{s,ad}, \tilde{\sigma}_{sc}, \tilde{E}_c, \tilde{E}_s, \tilde{E}_{s,ad}, \tilde{b}, \tilde{d}_{red}, \tilde{\gamma}_{s,ad,inc}) = \\ &= (\tilde{\sigma}_s A_s + \tilde{\sigma}_{s,ad} A_{s,ad} \tilde{\gamma}_{s,ad,inc}) (\tilde{d}_{red} - 0.5\tilde{x}_m) + \tilde{\sigma}_{sc} A'_s (0.5\tilde{x}_m - a'_s), \end{aligned} \quad (6.24)$$

де $\tilde{\sigma}_c, \tilde{\sigma}_s, \tilde{\sigma}_{s,ad}, \tilde{\sigma}_{sc}$ – стохастичні міцнісні параметри резерву несучої здатності – опір бетону стиску, міцність сталевую стрижневою розтягнутої (основної / нарощеної) та стиснутої арматури відповідно; $\tilde{E}_c, \tilde{E}_s, \tilde{E}_{s,ad}$ – стохастичні деформативні параметри резерву несучої здатності – модулі пружності бетону і розтягнутої (основної / нарощеної) арматури відповідно; $\tilde{b}, \tilde{d}_{red}$ – стохастичні геометричні параметри резерву несучої здатності – ширина і приведена корисна висота перерізу відповідно; $\tilde{\gamma}_{s,ad,inc}$ – стохастичний параметр рівня навантаження в момент підсилення – коефіцієнт використання перерізу розтягнутої нарощеної арматури; $A_s, A_{s,ad}, A'_s$ – детерміновані значення площі перерізу розтягнутої (основної / нарощеної) та стиснутої арматури відповідно; a_s, a'_s – детерміновані значення відстані від центру ваги розтягнутої основної та стиснутої арматури до нижньої / верхньої грані

перерізу відповідно; \tilde{x}_m – стохастичне значення середньої висоти стиснутої зони перерізу.

На основі аналізу деформаційної моделі розрахунку згинаних залізобетонних елементів [91, 96] разом із вищенаведеною формулою (6.24) стає очевидно, що задача оцінки ймовірності безвідмовної роботи балки, підсиленої сталеву стрижневою арматурою за дії навантаження, зводиться до (окрім, власне, вибору самого методу ймовірнісного розрахунку) визначення стохастичного значення усереднених деформацій всього розтягнутого армування перерізу після підсилення (сталеві стрижнева арматура: основна + нарощена) $\tilde{\epsilon}_{sm}$. Для цього нижче запишемо умову рівноваги всіх сил на вісь X (поздовжня вісь балки) із врахуванням, що площа стиснутого армування тут рівна нулю:

$$-\tilde{\sigma}_c \tilde{b} \tilde{x}_m + \tilde{\sigma}_s A_s + \tilde{\sigma}_{s,ad} A_{s,ad} \tilde{\gamma}_{s,ad,inc} = 0. \quad (6.25)$$

Після почергового підставлення виразів для

$$\tilde{x}_m = 0.5(\tilde{x} + \tilde{x}_1), \quad (6.26)$$

де \tilde{x} , \tilde{x}_1 – стохастичні значення дійсної висоти епюри напружень в стиснутій зоні перерізу та її прямолінійної ділянки відповідно:

$$\tilde{x} = \tilde{\xi} \tilde{d}_{red}; \quad \tilde{x}_1 = [(\epsilon_{cu} - \tilde{\epsilon}_c) \epsilon_{cu}^{-1}] \tilde{\xi} \tilde{d}_{red}, \quad (6.27)$$

тут ϵ_{cu} – значення відносних граничних деформацій стиску бетону [91];

$\tilde{\epsilon}_c$ – стохастичне значення відносних деформацій стиску бетону:

$$\tilde{\epsilon}_c = \tilde{\sigma}_c \tilde{E}_c^{-1}; \quad (6.28)$$

$\tilde{\xi}$ – стохастичне значення відносної висоти стиснутої зони перерізу:

$$\tilde{\xi} = \epsilon_{cu} (\epsilon_{cu} + \tilde{\epsilon}_{sm})^{-1}, \quad (6.29)$$

$$\tilde{\sigma}_s = \tilde{\epsilon}_{sm} \tilde{E}_s; \quad \tilde{\sigma}_{s,ad} = \tilde{\epsilon}_{sm} \tilde{E}_{s,ad} \quad (6.30)$$

в наведену вище умову рівноваги (6.25) та її подальшого поетапного спрощення, отримуємо наступну квадратичну функцію з НЕВІДОМОЮ величиною $\tilde{\epsilon}_{sm}$:

$$f(\tilde{\epsilon}_{sm}) = \tilde{\epsilon}_{sm}^2 (\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_{s,ad} A_{s,ad} \tilde{\gamma}_{s,ad,inc}) + \tilde{\epsilon}_{sm} \epsilon_{cu} (\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_{s,ad} A_{s,ad} \tilde{\gamma}_{s,ad,inc})$$

$$-\tilde{\sigma}_c \tilde{b} \left(\varepsilon_{cu} - 0.5 \tilde{\sigma}_c \tilde{E}_c^{-1} \right) \tilde{d}_{red}. \quad (6.31)$$

При $f(\tilde{\varepsilon}_{sm}) = 0$ знаходимо корені квадратного рівняння:

$$\begin{aligned} \tilde{\varepsilon}_{sm} = & -\varepsilon_{cu} (\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_{s,ad} A_{s,ad} \tilde{\gamma}_{s,ad,inc}) \times [2(\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_{s,ad} A_{s,ad} \tilde{\gamma}_{s,ad,inc})]^{-1} \pm \\ & \pm \left[\left(\varepsilon_{cu} (\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_{s,ad} A_{s,ad} \tilde{\gamma}_{s,ad,inc}) \right)^2 + 4(\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_{s,ad} A_{s,ad} \tilde{\gamma}_{s,ad,inc}) \times \right. \\ & \quad \times \tilde{\sigma}_c \tilde{b} \left(\varepsilon_{cu} - 0.5 \tilde{\sigma}_c \tilde{E}_c^{-1} \right) \tilde{d}_{red} \left. \right]^{1/2} \times \\ & \quad \times [2(\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_{s,ad} A_{s,ad} \tilde{\gamma}_{s,ad,inc})]^{-1}. \end{aligned} \quad (6.32)$$

Після поетапного спрощення виразу (6.24) для \tilde{M}_u , шляхом введення позначення Y (див. нижче), одержуємо:

$$\begin{aligned} \tilde{M}_u = & (\tilde{\sigma}_s A_s + \tilde{\sigma}_{s,ad} A_{s,ad} \tilde{\gamma}_{s,ad,inc}) \tilde{d}_{red} (1 - 0.5Y) + \\ & + \tilde{\sigma}_{sc} A'_s (0.5 \tilde{d}_{red} Y - a'_s), \end{aligned} \quad (6.33)$$

де

$$Y = \left(\varepsilon_{cu} - 0.5 \tilde{\sigma}_c \tilde{E}_c^{-1} \right) (\varepsilon_{cu} + \tilde{\varepsilon}_{sm})^{-1}. \quad (6.34)$$

Далі, почергово підставивши вирази (6.32) для $\tilde{\varepsilon}_{sm}$ в (6.34) для Y , а (6.34), своєю чергою, у вищенаведену спрощену формулу (6.33) для \tilde{M}_u , при цьому також підставивши в неї математичні сподівання стохастичних аргументів [див. формулу (6.24) вище], отримуємо математичне сподівання несучої здатності балки, підсиленої сталевую стрижневою арматурою за дії навантаження.

Для знаходження детермінованого значення несучої здатності балки, підсиленої сталевую стрижневою арматурою за дії навантаження (еквівалентного розрахунковому значенню зовнішнього згинального моменту від навантаження), за деформаційною моделлю [91, 96] використаємо адаптовану інженерну методику [43], відповідно до якої отримуємо:

$$\begin{aligned} M_u = & (f_{yd} A_s + f_{yd,ad} A_{s,ad} \gamma_{s,ad,inc}) (d_{red} - 0.5x_1) + \\ & + f_{ycd} A'_s (0.5x_1 - a'_s), \end{aligned} \quad (6.35)$$

де f_{yd} , $f_{yd,ad}$, f_{ycd} – розрахункові значення міцності сталеві стрижневої розтягнутої (основної / нарощеної) та стиснутої арматури відповідно; $\gamma_{s,ad,inc}$

– розрахункове значення коефіцієнта використання перерізу розтягнутої нарощеної арматури; d_{red} , x_1 – розрахункові значення приведеної корисної висоти перерізу та висоти прямолінійної ділянки епюри напружень в стиснутій зоні перерізу відповідно:

$$d_{red} = d + a_{red}, \quad (6.36)$$

тут $d = h - a_s$ – розрахункове значення корисної висоти перерізу (до підсилення) [h – розрахункове (проектне) значення висоти балки]; a_{red} – розрахункове значення відстані від центру ваги розтягнутої основної арматури до центру ваги ВСЬОГО розтягнутого армування перерізу після підсилення:

$$a_{red} = f_{yd,ad} A_{s,ad} (d_{s,ad} - d) (f_{yd} A_s + f_{yd,as} A_{s,ad})^{-1}, \quad (6.37)$$

тут $d_{s,ad}$ – розрахункове значення відстані від верхньої стиснутої грані бетону до центру ваги розтягнутої нарощеної арматури;

$$x_1 = [(\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}) \varepsilon_{cu3,cd}^{-1}] \xi d_{red}, \quad (6.38)$$

тут $\varepsilon_{cu3,cd}$, $\varepsilon_{c3,cd}$ – розрахункові значення відносних граничних [91] та відносних деформацій стиску бетону відповідно:

$$\varepsilon_{c3,cd} = f_{cd} E_{cd}^{-1}, \quad (6.39)$$

тут f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск [91]; E_{cd} – розрахункове значення модуля пружності бетону [91]; ξ – розрахункове значення відносної висоти стиснутої зони перерізу:

$$\xi = \varepsilon_{cu3,cd} (\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{sm})^{-1}, \quad (6.40)$$

тут ε_{sm} – розрахункове значення усереднених деформацій всього розтягнутого армування перерізу після підсилення.

Для визначення деформацій ε_{sm} запишемо нижче умову рівноваги всіх сил на вісь X (поздовжня вісь балки) із врахуванням, що площа стиснутого армування тут рівна нулю [аналогічно формулі (6.25) – див. вище]:

$$-f_{cd} b x_1 + f_{yd} A_s + f_{yd,ad} A_{s,ad} \gamma_{s,ad,inc} = 0, \quad (6.41)$$

де b – розрахункове (проектне) значення ширини перерізу.

Після почергового підставлення виразів (6.39) для $\varepsilon_{c3,cd}$ й (6.40) для ξ в (6.38) для x_1 , а (6.38), своєю чергою, в наведену вище умову рівноваги (6.41)

та її подальшого поетапного спрощення, отримуємо наступну квадратичну функцію з НЕВІДОМОЮ величиною ε_{sm} :

$$f(\varepsilon_{sm}) = \varepsilon_{sm}^2 (E_s A_s + E_{s,ad} A_{s,ad} \gamma_{s,ad,inc}) + \varepsilon_{sm} \varepsilon_{cu3,cd} (E_s A_s + E_{s,ad} A_{s,ad} \gamma_{s,ad,inc}) - f_{cd} b (\varepsilon_{cu3,cd} - f_{cd} E_{cd}^{-1}) d_{red}, \quad (6.42)$$

де E_s , $E_{s,ad}$ – розрахункові значення модулів пружності розтягнутої основної та нарощеної арматури відповідно.

При $f(\varepsilon_{sm}) = 0$ знаходимо корені квадратного рівняння:

$$\varepsilon_{sm} = -\varepsilon_{cu3,cd} (E_s A_s + E_{s,ad} A_{s,ad} \gamma_{s,ad,inc}) \times [2(E_s A_s + E_{s,ad} A_{s,ad} \gamma_{s,ad,inc})]^{-1} \pm \left[\left(\varepsilon_{cu3,cd} (E_s A_s + E_{s,ad} A_{s,ad} \gamma_{s,ad,inc}) \right)^2 + 4(E_s A_s + E_{s,ad} A_{s,ad} \gamma_{s,ad,inc}) \times \right. \\ \left. \times f_{cd} b (\varepsilon_{cu3,cd} - f_{cd} E_{cd}^{-1}) d_{red} \right]^{1/2} \times \\ \times [2(E_s A_s + E_{s,ad} A_{s,ad} \gamma_{s,ad,inc})]^{-1}. \quad (6.43)$$

Насамкінець, по чергово підставивши вирази (6.36)...(6.40) та (6.43) у наведену вище формулу (6.35) для M_u , отримуємо кінцевий вираз для знаходження детермінованого значення несучої здатності конструкції.

Алгоритм оцінки ймовірності безвідмовної роботи балки, підсиленої сталевую стрижневою арматурою за дії навантаження, було також розроблено та реалізовано в РТС Mathcad Prime 6.0.

Принципова блок-схема алгоритму оцінки ймовірності безвідмовної роботи балки, підсиленої сталевую стрижневою арматурою за дії навантаження, наведена нижче на рис. 6.1.

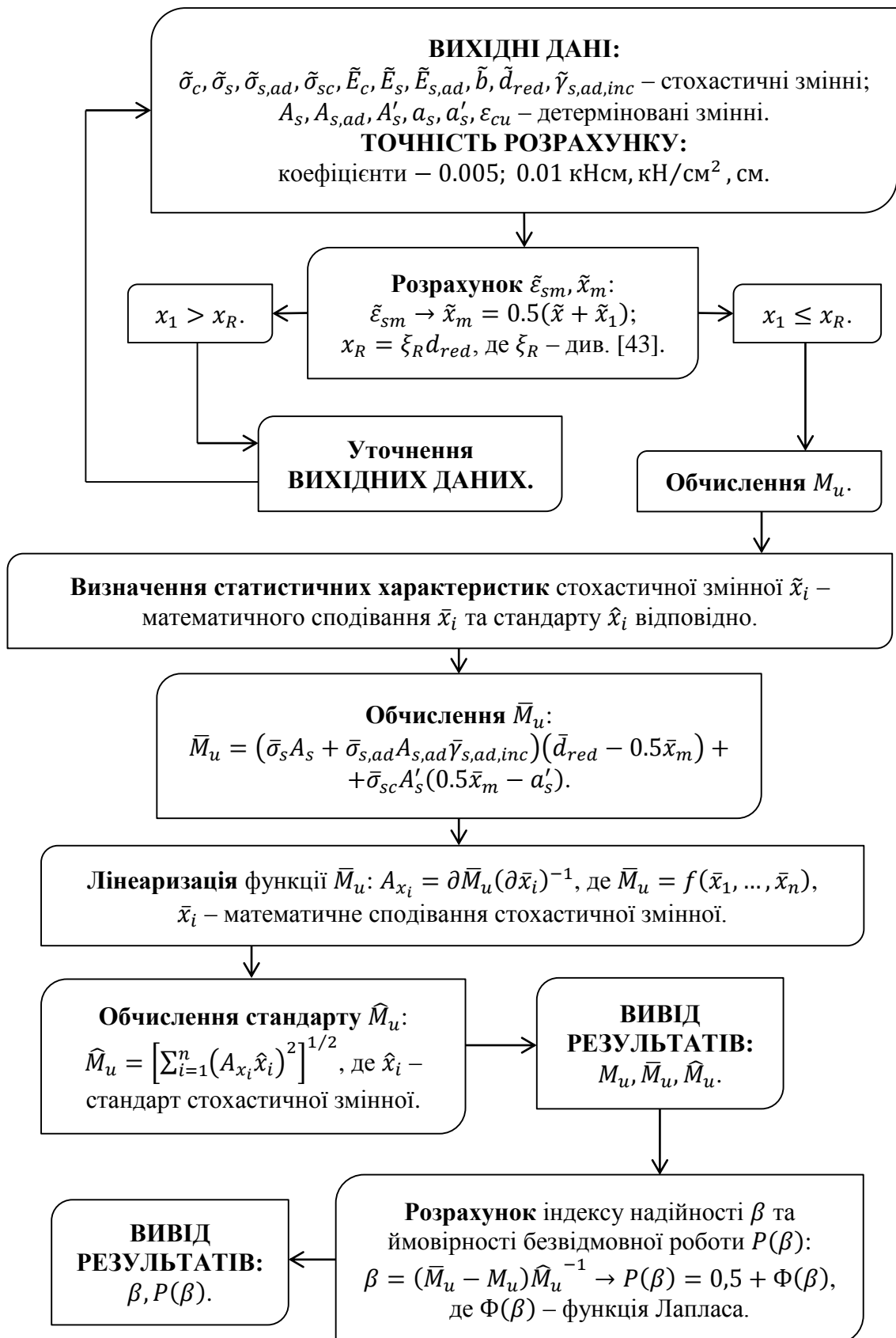


Рис. 6.1. Принципова блок-схема оцінки ймовірності безвідмовної роботи балки, підсиленої сталевую стрижневою арматурою за дії навантаження (модель II).

Для перевірки придатності розробленої моделі II провели її апробацію на реальних лабораторних зразках (див. п. 3.3).

Отримані результати оцінки ймовірності безвідмовної роботи балки, підсиленої сталеву стрижневою арматурою (за дії різних рівнів навантаження в момент підсилення й використання різних діаметрів нарощеної арматури), – відповідно індекси надійності / дальності відмови β та ймовірності безвідмовної роботи $P(\beta)$, зведено в подані нижче табл. 6.1, 6.2.

Графіки залежностей ймовірності безвідмовної роботи $P(\beta)$ від рівня навантаження в момент підсилення (для використаних діаметрів нарощеної арматури) наведені на рис. 6.2.

Таблиця 6.1.

Індекс надійності / дальність відмови β

№ п/п	Нарощена арматура	Рівень навантаження в момент підсилення			
		$0.0 \times M_{u,0}$	$0.3 \times M_{u,0}$	$0.5 \times M_{u,0}$	$0.75 \times M_{u,0}$
1	Ø8 мм	3.39	3.38	3.38	3.35
2	Ø10 мм	3.41	3.41	3.39	3.37
3	Ø12 мм	3.46	3.43	3.41	3.38
4	Ø14 мм	3.49	3.46	3.44	3.41
5	Ø16 мм	3.53	3.50	3.43	3.41

Примітка: $M_{u,0}$ – несуча здатність балки без підсилення.

Таблиця 6.2.

Ймовірність безвідмовної роботи $P(\beta)$

№ п/п	Нарощена арматура	Рівень навантаження в момент підсилення			
		$0.0 \times M_{u,0}$	$0.3 \times M_{u,0}$	$0.5 \times M_{u,0}$	$0.75 \times M_{u,0}$
1	Ø8 мм	0.999650	0.999635	0.999630	0.999600
2	Ø10 мм	0.999675	0.999675	0.999650	0.999625
3	Ø12 мм	0.999730	0.999700	0.999675	0.999640
4	Ø14 мм	0.999760	0.999730	0.999710	0.999675
5	Ø16 мм	0.999795	0.999765	0.999700	0.999670

Примітка: $M_{u,0}$ – несуча здатність балки без підсилення.

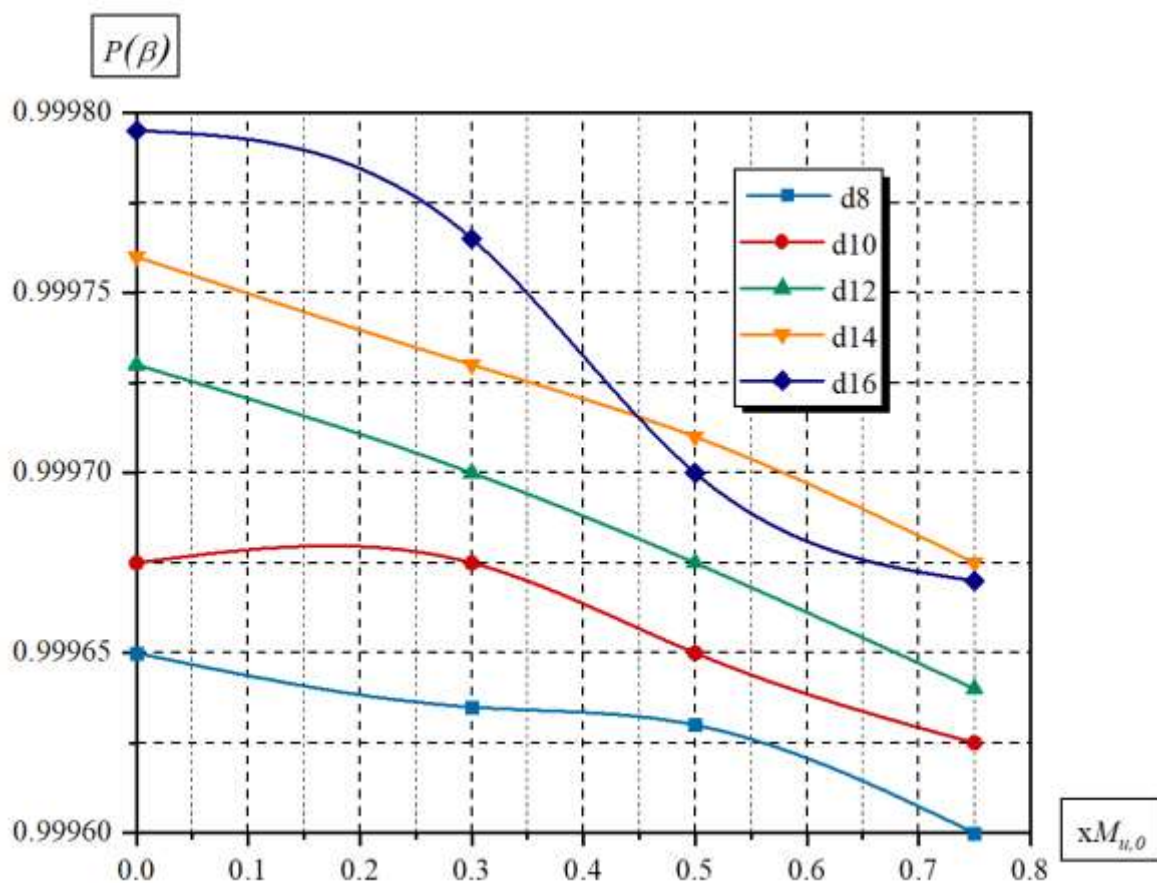


Рис. 6.2. Залежності «рівень навантаження в момент підсилення $\times M_{u,0}$ – ймовірність безвідмовної роботи $P(\beta)$ » для балки, підсиленої сталевую стрижневою арматурою.

Проаналізувавши отримані залежності, можна констатувати закономірність: ймовірність безвідмовної роботи лабораторних зразків $P(\beta)$ зростала зі зменшенням рівня навантаження в момент підсилення та зі збільшенням діаметра нарощеної арматури, за виключенням рівня навантаження $0.5 \times M_{u,0}$ – при використанні нарощеної арматури $\varnothing 14$ і $\varnothing 16$ мм відповідно. Цей факт можна пояснити, зокрема, значним впливом на ймовірність безвідмовної роботи конструкції після підсилення коефіцієнта варіації й стандарту стохастичного параметра рівня навантаження в момент підсилення $\tilde{\gamma}_{s,ad,inc}$ – які, в даному випадку, були більшими саме для нарощеної арматури $\varnothing 16$ мм.

6.2.3. Модель III: балка, підсилена карбоновою стрічкою

Виходячи з передумов оцінки ймовірності безвідмовної роботи (див. п. 6.1), формула для знаходження стохастичного значення несучої здатності балки, підсиленої карбоновою стрічкою за дії навантаження (як функції стохастичних величин \tilde{x}_i), може набути наступного вигляду:

$$\begin{aligned} \tilde{M}_u &= f(\tilde{\sigma}_c, \tilde{\sigma}_s, \tilde{\sigma}_{sc}, \tilde{\sigma}_f, \tilde{\sigma}_{fc}, \tilde{E}_c, \tilde{E}_s, \tilde{E}_f, \tilde{b}, \tilde{d}_{red}, \tilde{\gamma}_{f,inc}, \tilde{\gamma}_{fc,inc}) = \\ &= (\tilde{\sigma}_s A_s + \tilde{\sigma}_f A_f \tilde{\gamma}_{f,inc})(\tilde{d}_{red} - 0.5\tilde{x}_m) + \tilde{\sigma}_{sc} A'_s (0.5\tilde{x}_m - a'_s) + \\ &\quad + \tilde{\sigma}_{fc} A'_f \tilde{\gamma}_{fc,inc} (0.5\tilde{x}_m + 0.5t'_f), \end{aligned} \quad (6.44)$$

де $\tilde{\sigma}_c, \tilde{\sigma}_s, \tilde{\sigma}_{sc}, \tilde{\sigma}_f, \tilde{\sigma}_{fc}$ – стохастичні міцнісні параметри резерву несучої здатності – опір бетону стиску, міцність сталеві та композитної (карбонова стрічка) арматури в розтягнутій / стиснутій зоні перерізу відповідно; $\tilde{E}_c, \tilde{E}_s, \tilde{E}_f$ – стохастичні деформативні параметри резерву несучої здатності – модулі пружності бетону, розтягнутої сталеві та композитної арматури відповідно; $\tilde{b}, \tilde{d}_{red}$ – стохастичні геометричні параметри резерву несучої здатності – ширина і приведена корисна висота перерізу відповідно; $\tilde{\gamma}_{f,inc}, \tilde{\gamma}_{fc,inc}$ – стохастичні параметри рівня навантаження в момент підсилення – коефіцієнти використання перерізу розтягнутої і стиснутої композитної арматури відповідно; A_s, A'_s, A_f, A'_f – детерміновані значення площі перерізу розтягнутої та стиснутої сталеві / композитної арматури відповідно; a_s, a'_s – детерміновані значення відстані від центру ваги розтягнутої та стиснутої сталеві арматури до нижньої / верхньої грані перерізу відповідно; b_f, t_f, b'_f, t'_f – детерміновані значення ширини і товщини перерізу розтягнутої / стиснутої карбонової стрічки відповідно; \tilde{x}_m – стохастичне значення середньої висоти стиснутої зони перерізу.

На основі аналізу деформаційної моделі розрахунку згинаних залізобетонних елементів [91, 96] разом із вищенаведеною формулою (6.44) стає очевидно, що задача оцінки ймовірності безвідмовної роботи балки, підсиленої карбоновою стрічкою за дії навантаження, зводиться до (окрім,

власне, вибору самого методу ймовірнісного розрахунку) визначення стохастичного значення усереднених деформацій всього розтягнутого армування перерізу після підсилення (сталева арматура + карбонова стрічка) $\tilde{\varepsilon}_{sfm}$. Для цього нижче запишемо умову рівноваги всіх сил на вісь X (поздовжня вісь балки) із врахуванням, що площа стиснутого армування тут рівна нулю:

$$-\tilde{\sigma}_c \tilde{b} \tilde{x}_m + \tilde{\sigma}_s A_s + \tilde{\sigma}_f A_f \tilde{\gamma}_{f,inc} = 0. \quad (6.45)$$

Після почергового підставлення виразів для

$$\tilde{x}_m = 0.5(\tilde{x} + \tilde{x}_1), \quad (6.46)$$

де \tilde{x} , \tilde{x}_1 – стохастичні значення дійсної висоти епюри напружень в стиснутій зоні перерізу та її прямолінійної ділянки відповідно:

$$\tilde{x} = \tilde{\xi} \tilde{d}_{red}; \quad \tilde{x}_1 = [(\varepsilon_{cu} - \tilde{\varepsilon}_c) \varepsilon_{cu}^{-1}] \tilde{\xi} \tilde{d}_{red}, \quad (6.47)$$

тут ε_{cu} – значення відносних граничних деформацій стиску бетону [91];

$\tilde{\varepsilon}_c$ – стохастичне значення відносних деформацій стиску бетону:

$$\tilde{\varepsilon}_c = \tilde{\sigma}_c \tilde{E}_c^{-1}; \quad (6.48)$$

$\tilde{\xi}$ – стохастичне значення відносної висоти стиснутої зони перерізу:

$$\tilde{\xi} = \varepsilon_{cu} (\varepsilon_{cu} + \tilde{\varepsilon}_{sfm})^{-1}, \quad (6.49)$$

$$\tilde{\sigma}_s = \tilde{\varepsilon}_{sfm} \tilde{E}_s; \quad \tilde{\sigma}_f = \tilde{\varepsilon}_{sfm} \tilde{E}_f \quad (6.50)$$

в наведену вище умову рівноваги (6.45) та її подальшого поетапного спрощення, отримуємо наступну квадратичну функцію з НЕВІДОМОЮ величиною $\tilde{\varepsilon}_{sfm}$:

$$f(\tilde{\varepsilon}_{sfm}) = \tilde{\varepsilon}_{sfm}^2 (\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_f A_f \tilde{\gamma}_{f,inc}) + \tilde{\varepsilon}_{sfm} \varepsilon_{cu} (\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_f A_f \tilde{\gamma}_{f,inc}) - \tilde{\sigma}_c \tilde{b} (\varepsilon_{cu} - 0.5 \tilde{\sigma}_c \tilde{E}_c^{-1}) \tilde{d}_{red}. \quad (6.51)$$

При $f(\tilde{\varepsilon}_{sfm}) = 0$ знаходимо корені квадратного рівняння:

$$\tilde{\varepsilon}_{sfm} = -\varepsilon_{cu} (\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_f A_f \tilde{\gamma}_{f,inc}) \times [2(\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_f A_f \tilde{\gamma}_{f,inc})]^{-1} \pm \pm \left[\left(\varepsilon_{cu} (\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_f A_f \tilde{\gamma}_{f,inc}) \right)^2 + 4(\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_f A_f \tilde{\gamma}_{f,inc}) \times \right. \\ \left. \times \tilde{\sigma}_c \tilde{b} (\varepsilon_{cu} - 0.5 \tilde{\sigma}_c \tilde{E}_c^{-1}) \tilde{d}_{red} \right]^{1/2} \times$$

$$\times [2(\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_f A_f \tilde{\gamma}_{f,inc})]^{-1}. \quad (6.52)$$

Після поетапного спрощення виразу (6.44) для \tilde{M}_u , шляхом введення позначення Y (див. нижче), одержуємо:

$$\begin{aligned} \tilde{M}_u = & (\tilde{\sigma}_s A_s + \tilde{\sigma}_f A_f \tilde{\gamma}_{f,inc}) \tilde{d}_{red} (1 - 0.5Y) + \tilde{\sigma}_{sc} A'_s (0.5 \tilde{d}_{red} Y - a'_s) + \\ & + \tilde{\sigma}_{fc} A'_f \tilde{\gamma}_{fc,inc} (0.5 \tilde{d}_{red} Y + 0.5 t'_f), \end{aligned} \quad (6.53)$$

де

$$Y = (\varepsilon_{cu} - 0.5 \tilde{\sigma}_c \tilde{E}_c^{-1}) (\varepsilon_{cu} + \tilde{\varepsilon}_{sfm})^{-1}. \quad (6.54)$$

Далі, по чергово підставивши вирази (6.52) для $\tilde{\varepsilon}_{sfm}$ в (6.54) для Y , а (6.54), своєю чергою, у вищенаведену спрощену формулу (6.53) для \tilde{M}_u , при цьому також підставивши в неї математичні сподівання стохастичних аргументів [див. формулу (6.44) вище], отримуємо математичне сподівання несучої здатності балки, підсиленої карбоновою стрічкою за дії навантаження.

Для знаходження детермінованого значення несучої здатності балки, підсиленої карбоновою стрічкою за дії навантаження (еквівалентного розрахунковому значенню зовнішнього згинального моменту від навантаження), за деформаційною моделлю [91, 96] використаємо адаптовану інженерну методикку [43], відповідно до якої отримуємо:

$$\begin{aligned} M_u = & (f_{yd} A_s + f_{fu} A_f \gamma_{f,inc}) (d_{red} - 0.5 x_1) + \\ & + f_{ycd} A'_s (0.5 x_1 - a'_s) + f_{fcu} A'_f \gamma_{fc,inc} (0.5 x_1 + 0.5 t'_f), \end{aligned} \quad (6.55)$$

де f_{yd} , f_{ycd} , f_{fu} , f_{fcu} – розрахункові значення міцності сталеві та композитної (карбонова стрічка) арматури в розтягнутій / стиснутій зоні перерізу відповідно; $\gamma_{f,inc}$, $\gamma_{fc,inc}$ – розрахункові значення коефіцієнтів використання перерізу розтягнутої і стиснутої композитної арматури відповідно; d_{red} , x_1 – розрахункові значення приведеної корисної висоти перерізу та висоти прямолінійної ділянки епюри напружень в стиснутій зоні перерізу відповідно:

$$d_{red} = t'_f + d + a_{red}, \quad (6.56)$$

тут $d = h - a_s$ – розрахункове значення корисної висоти перерізу (до підсилення) [h – розрахункове (проектне) значення висоти балки]; a_{red} – розрахункове значення відстані від центру ваги розтягнутої сталевий арматури балки до центру ваги ВСЬОГО розтягнутого армування перерізу після підсилення:

$$a_{red} = f_{fu} A_f (d_f - d) (f_{yd} A_s + f_{fu} A_f)^{-1}, \quad (6.57)$$

тут d_f – розрахункове значення відстані від верхньої стиснутої грані бетону до центру ваги розтягнутої арматури підсилення – карбонової стрічки;

$$x_1 = [(\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}) \varepsilon_{cu3,cd}^{-1}] \xi d_{red}, \quad (6.58)$$

тут $\varepsilon_{cu3,cd}$, $\varepsilon_{c3,cd}$ – розрахункові значення відносних граничних [91] та відносних деформацій стиску бетону відповідно:

$$\varepsilon_{c3,cd} = f_{cd} E_{cd}^{-1}, \quad (6.59)$$

тут f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск [91]; E_{cd} – розрахункове значення модуля пружності бетону [91]; ξ – розрахункове значення відносної висоти стиснутої зони перерізу:

$$\xi = \varepsilon_{cu3,cd} (\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{sfm})^{-1}, \quad (6.60)$$

тут ε_{sfm} – розрахункове значення усереднених деформацій всього розтягнутого армування перерізу після підсилення.

Для визначення деформацій ε_{sfm} запишемо нижче умову рівноваги всіх сил на вісь X (поздовжня вісь балки) із врахуванням, що площа стиснутого армування тут рівна нулю [аналогічно формулі (6.45) – див. вище]:

$$-f_{cd} b x_1 + f_{yd} A_s + f_{fu} A_f \gamma_{f,inc} = 0, \quad (6.61)$$

де b – розрахункове (проектне) значення ширини перерізу.

Після почергового підставлення виразів (6.59) для $\varepsilon_{c3,cd}$ й (6.60) для ξ в (6.58) для x_1 , а (6.58), своєю чергою, в наведену вище умову рівноваги (6.61) та її подальшого поетапного спрощення, отримуємо наступну квадратичну функцію з невідомою величиною ε_{sfm} :

$$f(\varepsilon_{sfm}) = \varepsilon_{sfm}^2 (E_s A_s + E_f A_f \gamma_{f,inc}) + \varepsilon_{sfm} \varepsilon_{cu3,cd} (E_s A_s + E_f A_f \gamma_{f,inc}) -$$

$$-f_{cd}b(\varepsilon_{cu3,cd} - f_{cd}E_{cd}^{-1})d_{red}, \quad (6.62)$$

де E_s , E_f – розрахункові значення модулів пружності розтягнутої сталеві та композитної арматури відповідно.

При $f(\varepsilon_{sfm}) = 0$ знаходимо корені квадратного рівняння:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sfm} = & -\varepsilon_{cu3,cd}(E_sA_s + E_fA_f\gamma_{f,inc}) \times [2(E_sA_s + E_fA_f\gamma_{f,inc})]^{-1} \pm \\ & \pm \left[\left(\varepsilon_{cu3,cd}(E_sA_s + E_fA_f\gamma_{f,inc}) \right)^2 + 4(E_sA_s + E_fA_f\gamma_{f,inc}) \times \right. \\ & \quad \left. \times f_{cd}b(\varepsilon_{cu3,cd} - f_{cd}E_{cd}^{-1})d_{red} \right]^{1/2} \times \\ & \quad \times [2(E_sA_s + E_fA_f\gamma_{f,inc})]^{-1}. \end{aligned} \quad (6.63)$$

Насамкінець, по чергово підставивши вирази (6.56)...(6.60) та (6.63) у наведену вище формулу (6.55) для M_u , отримуємо кінцевий вираз для знаходження детермінованого значення несучої здатності конструкції.

Алгоритм оцінки ймовірності безвідмовної роботи балки, підсиленої карбоновою стрічкою за дії навантаження, було також розроблено та реалізовано в PTC Mathcad Prime 6.0.

Принципова блок-схема алгоритму оцінки ймовірності безвідмовної роботи балки, підсиленої карбоновою стрічкою за дії навантаження, наведена нижче на рис. 6.3.

Для перевірки придатності розробленої моделі III провели її апробацію на реальних лабораторних зразках [166].

Отримані результати оцінки ймовірності безвідмовної роботи балки, підсиленої карбоновою стрічкою (за дії різних рівнів навантаження в момент підсилення), – відповідно індекси надійності / дальності відмови β та ймовірності безвідмовної роботи $P(\beta)$, зведено в подані нижче табл. 6.3, 6.4.

Графік залежності ймовірності безвідмовної роботи $P(\beta)$ від рівня навантаження в момент підсилення (для використаного розміру перерізу карбонової стрічки) наведено на рис. 6.4.

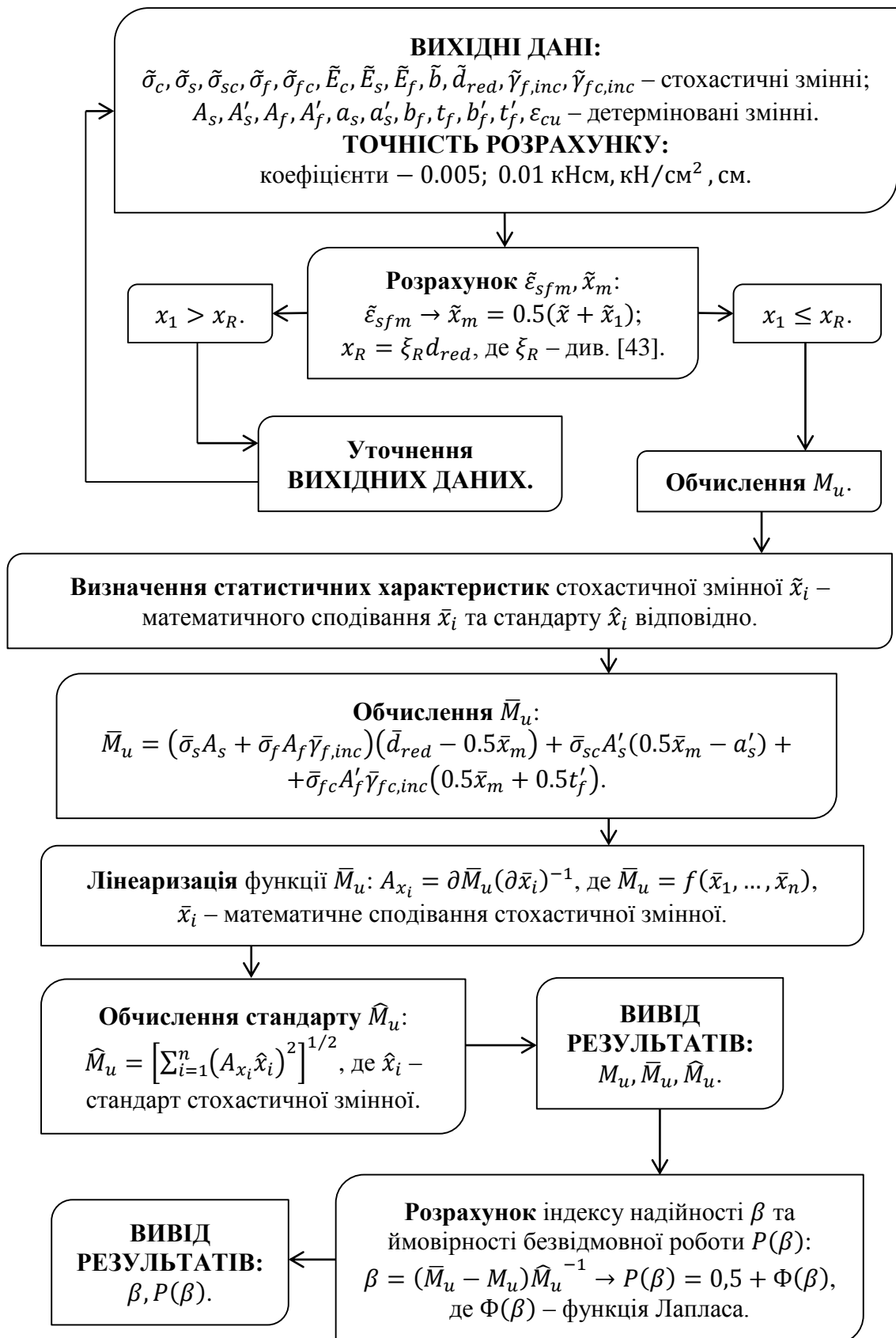


Рис. 6.3. Принципова блок-схема оцінки ймовірності безвідмовної роботи балки, підсиленої карбоновою стрічкою за дії навантаження (модель III).

Таблиця 6.3.

Індекс надійності / дальність відмови β

№ п/п	Карбонова стрічка (CFRP)	Рівень навантаження в момент підсилення			
		$0.0 \times M_{u,0}$	$0.25 \times M_{u,0}$	$0.5 \times M_{u,0}$	$0.75 \times M_{u,0}$
1	1.2×25 мм	3.27	3.19	3.14	3.06

Примітка: $M_{u,0}$ – несуча здатність балки без підсилення.

Таблиця 6.4.

Ймовірність безвідмовної роботи $P(\beta)$

№ п/п	Карбонова стрічка (CFRP)	Рівень навантаження в момент підсилення			
		$0.0 \times M_{u,0}$	$0.25 \times M_{u,0}$	$0.5 \times M_{u,0}$	$0.75 \times M_{u,0}$
1	1.2×25 мм	0.999460	0.999290	0.999155	0.998895

Примітка: $M_{u,0}$ – несуча здатність балки без підсилення.

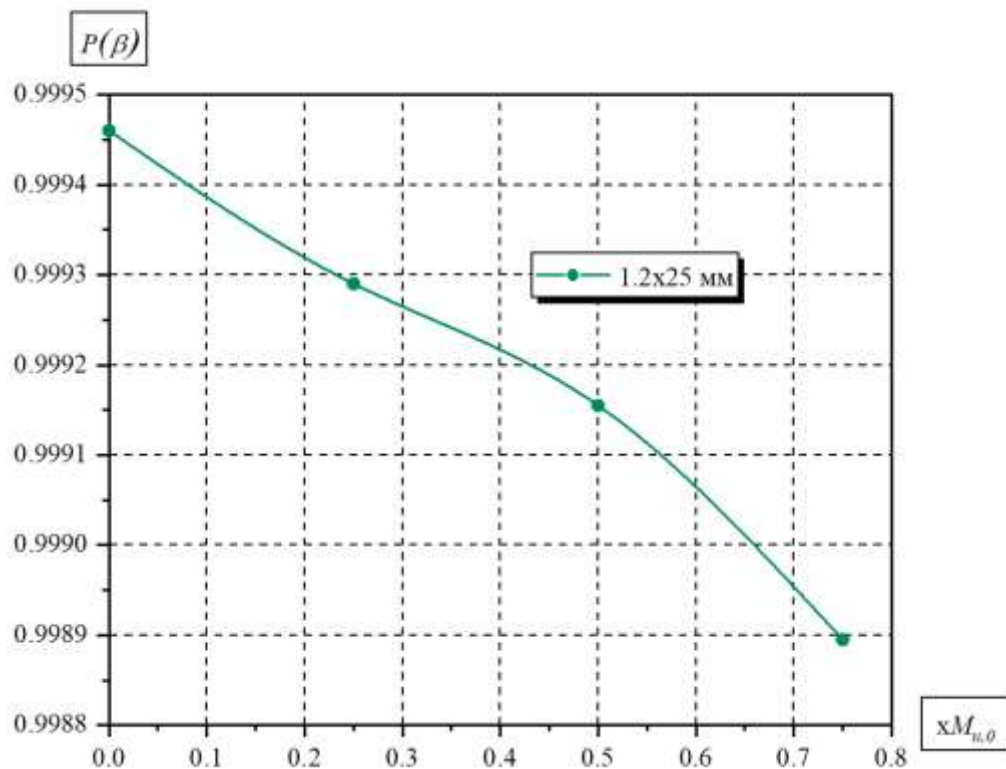


Рис. 6.4. Залежність «рівень навантаження в момент підсилення $\times M_{u,0}$ – ймовірність безвідмовної роботи $P(\beta)$ » для балки, підсиленої карбоновою стрічкою.

Проаналізувавши отриману залежність, можна констатувати закономірність: як і для балки, підсиленої сталевую стрижневою арматурою (див. п. 6.2.2), ймовірність безвідмовної роботи лабораторних зразків $P(\beta)$ зростала тут зі зменшенням рівня навантаження в момент підсилення – при використанні карбонової стрічки (CFRP) перерізом 1.2×25 мм.

6.3. Базові принципи оцінки ймовірності безвідмовної роботи залізобетонних колон, підсилених за дії навантаження

6.3.1. Модель IV: колона без підсилення

Виходячи з передумов оцінки ймовірності безвідмовної роботи (див. п. 6.1), формула для знаходження стохастичного значення несучої здатності непідсиленої колони (як функції стохастичних величин \tilde{x}_i) може набути наступного вигляду:

$$\begin{aligned} \tilde{M}_u &= \tilde{N}_u \tilde{e} = f(\tilde{\sigma}_c, \tilde{\sigma}_s, \tilde{\sigma}_{sc}, \tilde{E}_c, \tilde{E}_s, \tilde{b}, \tilde{d}) = \\ &= \tilde{\sigma}_s A_s (\tilde{d} - 0.5 \tilde{x}_m) + \tilde{\sigma}_{sc} A'_s (0.5 \tilde{x}_m - a'_s), \end{aligned} \quad (6.64)$$

де \tilde{N}_u , \tilde{e} – стохастичні значення поздовжньої сили в стадії, близькій до руйнування, та її ексцентриситету (відносно осі, що проходить через центр ваги стиснутої зони перерізу) відповідно; $\tilde{\sigma}_c$, $\tilde{\sigma}_s$, $\tilde{\sigma}_{sc}$ – стохастичні міцнісні параметри резерву несучої здатності – опір бетону стиску, міцність сталеві стрижневої арматури в розтягнутій та стиснутій зоні перерізу відповідно; \tilde{E}_c , \tilde{E}_s – стохастичні деформативні параметри резерву несучої здатності – модулі пружності бетону й розтягнутої арматури відповідно; \tilde{b} , \tilde{d} – стохастичні геометричні параметри резерву несучої здатності – ширина й корисна висота перерізу відповідно; A_s , A'_s – детерміновані значення площі перерізу розтягнутої та стиснутої арматури відповідно; a_s , a'_s – детерміновані значення відстані від центру ваги розтягнутої та стиснутої арматури до нижньої / верхньої грані перерізу відповідно; \tilde{x}_m – стохастичне значення середньої висоти стиснутої зони перерізу.

На основі аналізу деформаційної моделі розрахунку позacentрово стиснутих залізобетонних елементів [91, 96, 214] разом із вищенаведеною формулою (6.64) стає очевидно, що задача оцінки ймовірності безвідмовної роботи непідсиленої колони зводиться до (окрім, власне, вибору самого методу ймовірнісного розрахунку) визначення стохастичного значення деформацій розтягнутої арматури $\tilde{\varepsilon}_s$. Для цього нижче запишемо умову рівноваги всіх сил на вісь X (поздовжня вісь колони) із врахуванням, що площа стиснутого армування тут рівна нулю:

$$-\tilde{\sigma}_c \tilde{b} \tilde{x}_m + \tilde{\sigma}_s A_s + N_{u,exp} = 0, \quad (6.65)$$

де $N_{u,exp}$ – прогнозоване (експериментальне) значення руйнівного навантаження колони.

Після почергового підставлення виразів для

$$\tilde{x}_m = 0.5(\tilde{x} + \tilde{x}_1), \quad (6.66)$$

де \tilde{x} , \tilde{x}_1 – стохастичні значення дійсної висоти епюри напружень в стиснутій зоні перерізу та її прямолінійної ділянки відповідно:

$$\tilde{x} = \tilde{\xi} \tilde{d}; \quad \tilde{x}_1 = [(\varepsilon_{cu} - \tilde{\varepsilon}_c) \varepsilon_{cu}^{-1}] \tilde{\xi} \tilde{d}, \quad (6.67)$$

тут ε_{cu} – значення відносних граничних деформацій стиску бетону [91];

$\tilde{\varepsilon}_c$ – стохастичне значення відносних деформацій стиску бетону:

$$\tilde{\varepsilon}_c = \tilde{\sigma}_c \tilde{E}_c^{-1}; \quad (6.68)$$

$\tilde{\xi}$ – стохастичне значення відносної висоти стиснутої зони перерізу:

$$\tilde{\xi} = \varepsilon_{cu} (\varepsilon_{cu} + \tilde{\varepsilon}_s)^{-1}, \quad (6.69)$$

й

$$\tilde{\sigma}_s = \tilde{\varepsilon}_s \tilde{E}_s \quad (6.70)$$

в наведену вище умову рівноваги (6.65) та її подальшого поетапного спрощення, отримуємо наступну квадратичну функцію з НЕВІДОМОЮ величиною $\tilde{\varepsilon}_s$:

$$f(\tilde{\varepsilon}_s) = \tilde{\varepsilon}_s^2 \tilde{E}_s A_s + \tilde{\varepsilon}_s (\tilde{E}_s A_s \varepsilon_{cu} + N_{u,exp}) + \varepsilon_{cu} N_{u,exp} - \tilde{\sigma}_c \tilde{b} (\varepsilon_{cu} - 0.5 \tilde{\sigma}_c \tilde{E}_c^{-1}) \tilde{d}. \quad (6.71)$$

При $f(\tilde{\varepsilon}_s) = 0$ знаходимо корені квадратного рівняння:

$$\begin{aligned} \tilde{\varepsilon}_s = & (-\tilde{E}_s A_s \varepsilon_{cu} - N_{u,exp})(2\tilde{E}_s A_s)^{-1} \pm \\ & \pm \left[\frac{(\tilde{E}_s A_s \varepsilon_{cu} + N_{u,exp})^2 - 4\tilde{E}_s A_s \times}{\times (\varepsilon_{cu} N_{u,exp} - \tilde{\sigma}_c \tilde{b} (\varepsilon_{cu} - 0.5\tilde{\sigma}_c \tilde{E}_c^{-1}) \tilde{d})} \right]^{1/2} \times (2\tilde{E}_s A_s)^{-1}. \end{aligned} \quad (6.72)$$

Після поетапного спрощення виразу (6.64) для \tilde{M}_u , шляхом введення позначення Y (див. нижче), одержуємо:

$$\tilde{M}_u = \tilde{N}_u \tilde{\varepsilon} = \tilde{\sigma}_s A_s \tilde{d} (1 - 0.5Y) + \tilde{\sigma}_{sc} A'_s (0.5\tilde{d}Y - a'_s), \quad (6.73)$$

де

$$Y = (\varepsilon_{cu} - 0.5\tilde{\sigma}_c \tilde{E}_c^{-1}) (\varepsilon_{cu} + \tilde{\varepsilon}_s)^{-1}. \quad (6.74)$$

Далі, по чергово підставивши вирази (6.72) для $\tilde{\varepsilon}_s$ в (6.74) для Y , а (6.74), своєю чергою, у вищенаведену спрощену формулу (6.73) для \tilde{M}_u , при цьому також підставивши в неї математичні сподівання стохастичних аргументів [див. формулу (6.64) вище], отримуємо математичне сподівання несучої здатності непідсиленої колони.

Для знаходження детермінованого значення несучої здатності непідсиленої колони за деформаційною моделлю [91, 96] використаємо адаптовану інженерну методику [23], відповідно до якої (на першому етапі) необхідно встановити розрахункове значення гнучкості колони λ , а також потребу в її подальшому врахуванні (порівнявши отримане значення λ з граничним розрахунковим значенням λ_{lim}):

$$\lambda = l_{ef} [(1/12)^{1/2} h]^{-1}; \quad n = N_{u,exp} (f_{cd} b x_m)^{-1}; \quad \lambda_{lim} = 10.78 (n^{1/2})^{-1}, \quad (6.75)$$

де l_{ef} – розрахункова довжина стрижня колони; n – розрахункове значення відносної осьової сили; $b \times h$ – проектні розміри поперечного перерізу (ширина і висота відповідно); f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск [91]; $b \times x_m$ – розрахункове значення стиснутої площі бетону [x_m – див. формулу (6.92) нижче].

На другому етапі, у випадку реалізації умови $\lambda > \lambda_{lim}$, необхідне врахування деформованої схеми колони (впливу другого порядку).

Детерміноване значення несучої здатності невідсиленої колони (еквівалентне розрахунковому значенню зовнішнього згинального моменту від навантаження):

$$M_u = N_u e = f_{yd} A_s (d - 0.5x_1) + f_{ycd} A'_s (0.5x_1 - a'_s), \quad (6.76)$$

де N_u , e – розрахункові значення поздовжньої сили в стадії, близькій до руйнування, та її ексцентриситету (відносно осі, що проходить через центр ваги стиснутої зони перерізу) відповідно; f_{yd} , f_{ycd} – розрахункові значення міцності сталеві стержневої арматури в розтягнутій та стиснутій зоні перерізу відповідно; d , x_1 – розрахункові значення корисної висоти перерізу та висоти прямолінійної ділянки епюри напружень в стиснутій зоні перерізу відповідно:

$$d = h - a_s; \quad x_1 = [(\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}) \varepsilon_{cu3,cd}^{-1}] \xi d, \quad (6.77)$$

тут $\varepsilon_{cu3,cd}$, $\varepsilon_{c3,cd}$ – розрахункові значення відносних граничних [91] та відносних деформацій стиску бетону відповідно:

$$\varepsilon_{c3,cd} = f_{cd} E_{cd}^{-1}, \quad (6.78)$$

тут E_{cd} – розрахункове значення модуля пружності бетону [91]; ξ – розрахункове значення відносної висоти стиснутої зони перерізу:

$$\xi = \varepsilon_{cu3,cd} (\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_s)^{-1}, \quad (6.79)$$

тут ε_s – розрахункове значення деформацій розтягнутої арматури.

Для визначення деформацій ε_s запишемо нижче умову рівноваги всіх сил на вісь X (поздовжня вісь колони) із врахуванням, що площа стиснутого армування тут рівна нулю [аналогічно формулі (6.65) – див. вище]:

$$-f_{cd} b x_1 + f_{yd} A_s + N_{u,exp} = 0. \quad (6.80)$$

Після почергового підставлення виразів (6.78) для $\varepsilon_{c3,cd}$ й (6.79) для ξ в (6.77) для x_1 , а (6.77) для x_1 , своєю чергою, в наведену вище умову рівноваги (6.80) та її подальшого поетапного спрощення, отримуємо наступну квадратичну функцію з НЕВІДОМОЮ величиною ε_s :

$$f(\varepsilon_s) = \varepsilon_s^2 E_s A_s + \varepsilon_s (E_s A_s \varepsilon_{cu3,cd} + N_{u,exp}) + \\ + \varepsilon_{cu3,cd} N_{u,exp} - f_{cd} b (\varepsilon_{cu3,cd} - f_{cd} E_{cd}^{-1}) d, \quad (6.81)$$

де E_s – розрахункове значення модуля пружності розтягнутої арматури.

При $f(\varepsilon_s) = 0$ знаходимо корені квадратного рівняння:

$$\varepsilon_s = (-E_s A_s \varepsilon_{cu3,cd} - N_{u,exp})(2E_s A_s)^{-1} \pm \left[\begin{array}{l} (E_s A_s \varepsilon_{cu3,cd} + N_{u,exp})^2 - 4E_s A_s \times \\ \times (\varepsilon_{cu3,cd} N_{u,exp} - f_{cd} b (\varepsilon_{cu3,cd} - f_{cd} E_{cd}^{-1}) d) \end{array} \right]^{1/2} \times (2E_s A_s)^{-1}. \quad (6.82)$$

Насамкінець, по чергово підставивши вирази (6.77)...(6.79) та (6.82) у наведену вище формулу (6.76) для M_u , отримуємо кінцевий вираз для знаходження детермінованого значення несучої здатності невідсиленої колони.

Розрахункове значення ексцентриситету поздовжньої сили e [див. формулу (6.76) вище] відповідно до схеми прикладання навантаження (див. п. 2.4):

$$e = e_0 - 0.5h + 0.5x_1, \quad (6.83)$$

де e_0 – початковий ексцентриситет (відстань між осями, що проходять через центр ваги перерізу колони та точку прикладання навантаження відповідно – див. п. 2.4).

Виходячи з формули (6.76), розрахункове значення поздовжньої сили N_u складатиме:

$$N_u = M_u e^{-1} = N_u e e^{-1}. \quad (6.84)$$

Далі, у випадку врахування впливу другого порядку ($\lambda > \lambda_{lim}$), необхідно уточнити розрахункове значення сумарного ексцентриситету поздовжньої сили e_1 , яке, врахувавши гнучкість колони, становитиме:

$$e_1 = e\eta, \quad (6.85)$$

де η – коефіцієнт гнучкості (збільшення розрахункового ексцентриситету e):

$$\eta = 1 + \beta(N_B N_u^{-1} - 1)^{-1}, \quad (6.86)$$

тут

$$\beta = \pi^2 c_0^{-1}, \quad (6.87)$$

тут c_0 – коефіцієнт, що залежить від розподілення згинального моменту з урахуванням впливів першого порядку [23];

$$N_B = \pi^2 EI (l_0^2)^{-1}, \quad (6.88)$$

тут l_0 – розрахункова довжина колони; EI – номінальна жорсткість перерізу [23]:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s, \quad (6.89)$$

тут K_c , K_s – коефіцієнти впливу тріщин в бетоні, а також впливу сталеві стрижневої розтягнутої арматури відповідно; I_c , I_s – моменти інерції бетонного поперечного перерізу та розтягнутої арматури (відносно центральної осі) відповідно:

$$I_c = bh^3 12^{-1}; I_s = \rho_s b x_m (0.5h - a_s)^2, \quad (6.90)$$

тут ρ_s – коефіцієнт розтягнутого армування:

$$\rho_s = A_s (bd)^{-1}; \quad (6.91)$$

x_m – розрахункове значення середньої висоти стиснутої зони перерізу:

$$x_m = 0.5(\xi d + x_1). \quad (6.92)$$

Таким чином, уточнене розрахункове значення поздовжньої сили N_{u1} буде наступне:

$$N_{u1} = M_u e_1^{-1} = N_{u1} e_1 e_1^{-1}. \quad (6.93)$$

Алгоритм оцінки ймовірності безвідмовної роботи непідсиленої колони було також розроблено та реалізовано в РТС Mathcad Prime 6.0.

6.3.2. Модель V: колона, підсилена карбоновою стрічкою

Виходячи з передумов оцінки ймовірності безвідмовної роботи (див. п. 6.1), формула для знаходження стохастичного значення несучої здатності колони, підсиленої карбоновою стрічкою за дії навантаження (як функції стохастичних величин \tilde{x}_i), може набути наступного вигляду:

$$\begin{aligned} \tilde{M}_u &= \tilde{N}_u \tilde{e} = f(\tilde{\sigma}_c, \tilde{\sigma}_s, \tilde{\sigma}_{sc}, \tilde{\sigma}_f, \tilde{\sigma}_{fc}, \tilde{E}_c, \tilde{E}_s, \tilde{E}_f, \tilde{b}, \tilde{d}_{red}, \tilde{\gamma}_{f,inc}, \tilde{\gamma}_{fc,inc}) = \\ &= (\tilde{\sigma}_s A_s + \tilde{\sigma}_f A_f \tilde{\gamma}_{f,inc})(\tilde{d}_{red} - 0.5\tilde{x}_m) + \tilde{\sigma}_{sc} A'_s (0.5\tilde{x}_m - a'_s) + \\ &\quad + \tilde{\sigma}_{fc} A'_f \tilde{\gamma}_{fc,inc} (0.5\tilde{x}_m + 0.5t'_f), \end{aligned} \quad (6.94)$$

де \tilde{N}_u , \tilde{e} – стохастичні значення поздовжньої сили в стадії, близькій до руйнування, та її ексцентриситету (відносно осі, що проходить через центр ваги стиснутої зони перерізу) відповідно; $\tilde{\sigma}_c$, $\tilde{\sigma}_s$, $\tilde{\sigma}_{sc}$, $\tilde{\sigma}_f$, $\tilde{\sigma}_{fc}$ – стохастичні міцнісні параметри резерву несучої здатності – опір бетону стиску, міцність сталевий та композитної (карбонова стрічка) арматури в розтягнутій / стиснутій зоні перерізу відповідно; \tilde{E}_c , \tilde{E}_s , \tilde{E}_f – стохастичні деформативні параметри резерву несучої здатності – модулі пружності бетону, розтягнутої сталевий та композитної арматури відповідно; \tilde{b} , \tilde{d}_{red} – стохастичні геометричні параметри резерву несучої здатності – ширина і приведена корисна висота перерізу відповідно; $\tilde{\gamma}_{f,inc}$, $\tilde{\gamma}_{fc,inc}$ – стохастичні параметри рівня навантаження в момент підсилення – коефіцієнти використання перерізу розтягнутої і стиснутої композитної арматури відповідно; A_s , A'_s , A_f , A'_f – детерміновані значення площі перерізу розтягнутої та стиснутої сталевий / композитної арматури відповідно; a_s , a'_s – детерміновані значення відстані від центру ваги розтягнутої та стиснутої сталевий арматури до нижньої / верхньої грані перерізу відповідно; b_f , t_f , b'_f , t'_f – детерміновані значення ширини і товщини перерізу розтягнутої / стиснутої карбонової стрічки відповідно; \tilde{x}_m – стохастичне значення середньої висоти стиснутої зони перерізу.

На основі аналізу деформаційної моделі розрахунку позацентрово стиснутих залізобетонних елементів [91, 96] разом із вищенаведеною формулою (6.94) стає очевидно, що задача оцінки ймовірності безвідмовної роботи колони, підсиленої карбоновою стрічкою за дії навантаження, зводиться до (окрім, власне, вибору самого методу ймовірнісного розрахунку) визначення стохастичного значення усереднених деформацій всього розтягнутого армування перерізу після підсилення (сталева арматура + карбонова стрічка) $\tilde{\epsilon}_{sfm}$. Для цього нижче запишемо умову рівноваги всіх сил на вісь X (поздовжня вісь колони) із врахуванням, що площа стиснутого армування тут рівна нулю:

$$-\tilde{\sigma}_c \tilde{b} \tilde{x}_m + \tilde{\sigma}_s A_s + \tilde{\sigma}_f A_f \tilde{\gamma}_{f,inc} + N_{u,exp} = 0, \quad (6.95)$$

де $N_{u,exp}$ – прогнозоване (експериментальне) значення руйнівного навантаження конструкції.

Після почергового підставлення виразів для

$$\tilde{x}_m = 0.5(\tilde{x} + \tilde{x}_1), \quad (6.96)$$

де \tilde{x} , \tilde{x}_1 – стохастичні значення дійсної висоти епюри напружень в стиснутій зоні перерізу та її прямолінійної ділянки відповідно:

$$\tilde{x} = \tilde{\xi} \tilde{d}_{red}; \quad \tilde{x}_1 = [(\varepsilon_{cu} - \tilde{\varepsilon}_c) \varepsilon_{cu}^{-1}] \tilde{\xi} \tilde{d}_{red}, \quad (6.97)$$

тут ε_{cu} – значення відносних граничних деформацій стиску бетону [91];

$\tilde{\varepsilon}_c$ – стохастичне значення відносних деформацій стиску бетону:

$$\tilde{\varepsilon}_c = \tilde{\sigma}_c \tilde{E}_c^{-1}; \quad (6.98)$$

$\tilde{\xi}$ – стохастичне значення відносної висоти стиснутої зони перерізу:

$$\tilde{\xi} = \varepsilon_{cu} (\varepsilon_{cu} + \tilde{\varepsilon}_{sfm})^{-1}, \quad (6.99)$$

$$\tilde{\sigma}_s = \tilde{\varepsilon}_{sfm} \tilde{E}_s; \quad \tilde{\sigma}_f = \tilde{\varepsilon}_{sfm} \tilde{E}_f \quad (6.100)$$

в наведену вище умову рівноваги (6.95) та її подальшого поетапного спрощення, отримуємо наступну квадратичну функцію з невідомою величиною $\tilde{\varepsilon}_{sfm}$:

$$f(\tilde{\varepsilon}_{sfm}) = \tilde{\varepsilon}_{sfm}^2 (\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_f A_f \tilde{\gamma}_{f,inc}) + \tilde{\varepsilon}_{sfm} [\varepsilon_{cu} (\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_f A_f \tilde{\gamma}_{f,inc}) + N_{u,exp}] + \varepsilon_{cu} N_{u,exp} - \tilde{\sigma}_c \tilde{b} (\varepsilon_{cu} - 0.5 \tilde{\sigma}_c \tilde{E}_c^{-1}) \tilde{d}_{red}. \quad (6.101)$$

При $f(\tilde{\varepsilon}_{sfm}) = 0$ знаходимо корені квадратного рівняння:

$$\begin{aligned} \tilde{\varepsilon}_{sfm} = & [-\varepsilon_{cu} (\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_f A_f \tilde{\gamma}_{f,inc}) - N_{u,exp}] \times [2(\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_f A_f \tilde{\gamma}_{f,inc})]^{-1} \pm \\ & \pm \left[\left(\varepsilon_{cu} (\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_f A_f \tilde{\gamma}_{f,inc}) + N_{u,exp} \right)^2 - 4(\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_f A_f \tilde{\gamma}_{f,inc}) \times \right. \\ & \left. \times \left(\varepsilon_{cu} N_{u,exp} - \tilde{\sigma}_c \tilde{b} (\varepsilon_{cu} - 0.5 \tilde{\sigma}_c \tilde{E}_c^{-1}) \tilde{d}_{red} \right) \right]^{1/2} \times \\ & \times [2(\tilde{E}_s A_s + \tilde{E}_f A_f \tilde{\gamma}_{f,inc})]^{-1}. \end{aligned} \quad (6.102)$$

Після поетапного спрощення виразу (6.94) для \tilde{M}_u , шляхом введення позначення Y (див. нижче), одержуємо:

$$\begin{aligned} \tilde{M}_u = \tilde{N}_u \tilde{e} = & (\tilde{\sigma}_s A_s + \tilde{\sigma}_f A_f \tilde{\gamma}_{f,inc}) \tilde{d}_{red} (1 - 0.5Y) + \tilde{\sigma}_{sc} A'_s (0.5 \tilde{d}_{red} Y - a'_s) + \\ & + \tilde{\sigma}_{fc} A'_f \tilde{\gamma}_{fc,inc} (0.5 \tilde{d}_{red} Y + 0.5 t'_f), \end{aligned} \quad (6.103)$$

де

$$Y = \left(\varepsilon_{cu} - 0.5\tilde{\sigma}_c \tilde{E}_c^{-1} \right) \left(\varepsilon_{cu} + \tilde{\varepsilon}_{sfm} \right)^{-1}. \quad (6.104)$$

Далі, почергово підставивши вирази (6.102) для $\tilde{\varepsilon}_{sfm}$ в (6.104) для Y , а (6.104), своєю чергою, у вищенаведену спрощену формулу (6.103) для \tilde{M}_u , при цьому також підставивши в неї математичні сподівання стохастичних аргументів [див. формулу (6.94) вище], отримуємо математичне сподівання несучої здатності колони, підсиленої карбоновою стрічкою за дії навантаження.

Для знаходження детермінованого значення несучої здатності підсиленої колони за деформаційною моделлю [91, 96] використаємо адаптовану інженерну методику [23], відповідно до якої (на першому етапі) необхідно встановити розрахункове значення гнучкості конструкції λ , а також потребу в її подальшому врахуванні (порівнявши отримане значення λ з граничним розрахунковим значенням λ_{lim}):

$$\lambda = l_{ef} \left[(1/12)^{1/2} h \right]^{-1}; \quad n = N_{u,exp} \left(f_{cd} b x_m + f_{fcu} A'_f \right)^{-1};$$

$$\lambda_{lim} = 10.78 \left(n^{1/2} \right)^{-1}, \quad (6.105)$$

де l_{ef} – розрахункова довжина стрижня колони; n – розрахункове значення відносної осьової сили; $b \times h$ – проектні розміри поперечного перерізу (ширина і висота відповідно); f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск [91]; $b \times x_m$ – розрахункове значення стиснутої площі бетону [f_{fcu} , x_m – див. нижче формули (6.106) та (6.124) відповідно].

На другому етапі, у випадку реалізації умови $\lambda > \lambda_{lim}$, необхідне врахування деформованої схеми конструкції (впливу другого порядку).

Детерміноване значення несучої здатності колони, підсиленої карбоновою стрічкою за дії навантаження (еквівалентне розрахунковому значенню зовнішнього згинального моменту від навантаження):

$$M_u = N_u e = \left(f_{yd} A_s + f_{fu} A_f \gamma_{f,inc} \right) \left(d_{red} - 0.5x_1 \right) +$$

$$+ f_{ycd} A'_s \left(0.5x_1 - a'_s \right) + f_{fcu} A'_f \gamma_{f,inc} \left(0.5x_1 + 0.5t'_f \right), \quad (6.106)$$

де N_u , e – розрахункові значення поздовжньої сили в стадії, близькій до руйнування, та її ексцентриситету (відносно осі, що проходить через центр ваги стиснутої зони перерізу) відповідно; f_{yd} , f_{ycd} , f_{fu} , f_{fcu} – розрахункові значення міцності сталеві та композитної (карбонова стрічка) арматури в розтягнутій / стиснутій зоні перерізу відповідно; $\gamma_{f,inc}$, $\gamma_{fc,inc}$ – розрахункові значення коефіцієнтів використання перерізу розтягнутої і стиснутої композитної арматури відповідно; d_{red} , x_1 – розрахункові значення приведеної корисної висоти перерізу та висоти прямолінійної ділянки епюри напружень в стиснутій зоні перерізу відповідно:

$$d_{red} = t'_f + d + a_{red}, \quad (6.107)$$

тут $d = h - a_s$ – розрахункове значення корисної висоти перерізу (до підсилення); a_{red} – розрахункове значення відстані від центру ваги розтягнутої сталеві арматури колони до центру ваги ВСЬОГО розтягнутого армування перерізу після підсилення:

$$a_{red} = f_{fu} A_f (d_f - d) (f_{yd} A_s + f_{fu} A_f)^{-1}, \quad (6.108)$$

тут d_f – розрахункове значення відстані від верхньої стиснутої грані бетону до центру ваги розтягнутої арматури підсилення – карбонової стрічки;

$$x_1 = [(\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}) \varepsilon_{cu3,cd}^{-1}] \xi d_{red}, \quad (6.109)$$

тут $\varepsilon_{cu3,cd}$, $\varepsilon_{c3,cd}$ – розрахункові значення відносних граничних [91] та відносних деформацій стиску бетону відповідно:

$$\varepsilon_{c3,cd} = f_{cd} E_{cd}^{-1}, \quad (6.110)$$

тут E_{cd} – розрахункове значення модуля пружності бетону [91]; ξ – розрахункове значення відносної висоти стиснутої зони перерізу:

$$\xi = \varepsilon_{cu3,cd} (\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{sfm})^{-1}, \quad (6.111)$$

тут ε_{sfm} – розрахункове значення усереднених деформацій всього розтягнутого армування перерізу після підсилення.

Для визначення деформацій ε_{sfm} запишемо нижче умову рівноваги всіх сил на вісь X (поздовжня вісь колони) із врахуванням, що площа стиснутого армування тут рівна нулю [аналогічно формулі (6.95) – див. вище]:

$$-f_{cd}bx_1 + f_{yd}A_s + f_{fu}A_f\gamma_{f,inc} + N_{u,exp} = 0. \quad (6.112)$$

Після почергового підставлення виразів (6.110) для $\varepsilon_{cu3,cd}$ й (6.111) для ξ в (6.109) для x_1 , а (6.109), своєю чергою, в наведену вище умову рівноваги (6.112) та її подальшого поетапного спрощення, отримуємо наступну квадратичну функцію з невідомою величиною ε_{sfm} :

$$\begin{aligned} f(\varepsilon_{sfm}) = & \varepsilon_{sfm}^2(E_sA_s + E_fA_f\gamma_{f,inc}) \\ & + \varepsilon_{sfm}[\varepsilon_{cu3,cd}(E_sA_s + E_fA_f\gamma_{f,inc}) + N_{u,exp}] + \\ & + \varepsilon_{cu3,cd}N_{u,exp} - f_{cd}b(\varepsilon_{cu3,cd} - f_{cd}E_{cd}^{-1})d_{red}, \end{aligned} \quad (6.113)$$

де E_s , E_f – розрахункові значення модулів пружності розтягнутої сталеві та композитної арматури відповідно.

При $f(\varepsilon_{sfm}) = 0$ знаходимо корені квадратного рівняння:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sfm} = & [-\varepsilon_{cu3,cd}(E_sA_s + E_fA_f\gamma_{f,inc}) - N_{u,exp}] \times [2(E_sA_s + E_fA_f\gamma_{f,inc})]^{-1} \pm \\ & \pm \left[(\varepsilon_{cu3,cd}(E_sA_s + E_fA_f\gamma_{f,inc}) + N_{u,exp})^2 - 4(E_sA_s + E_fA_f\gamma_{f,inc}) \times \right. \\ & \left. \times (\varepsilon_{cu3,cd}N_{u,exp} - f_{cd}b(\varepsilon_{cu3,cd} - f_{cd}E_{cd}^{-1})d_{red}) \right]^{1/2} \times \\ & \times [2(E_sA_s + E_fA_f\gamma_{f,inc})]^{-1}. \end{aligned} \quad (6.114)$$

Насамкінець, почергово підставивши вирази (6.107)...(6.111) та (6.114) у наведену вище формулу (6.106) для M_u , отримуємо кінцевий вираз для знаходження детермінованого значення несучої здатності конструкції.

Розрахункове значення ексцентриситету поздовжньої сили e [формула (6.106)] відповідно до схеми прикладання навантаження (див. п. 2.4):

$$e = e_0 - 0.5h + 0.5x_1, \quad (6.115)$$

де e_0 – початковий ексцентриситет (відстань між осями, що проходять через центр ваги перерізу колони та точку прикладання навантаження – див. п. 2.4).

Виходячи з формули (6.106), розрахункове значення поздовжньої сили N_u складатиме:

$$N_u = M_u e^{-1} = N_u e e^{-1}. \quad (6.116)$$

Далі, у випадку врахування впливу другого порядку ($\lambda > \lambda_{lim}$), необхідно уточнити розрахункове значення сумарного ексцентриситету поздовжньої сили e_1 , яке, врахувавши гнучкість колони, становитиме:

$$e_1 = e\eta, \quad (6.117)$$

де η – коефіцієнт гнучкості (збільшення розрахункового ексцентриситету e):

$$\eta = 1 + \beta(N_B N_u^{-1} - 1)^{-1}, \quad (6.118)$$

$$\text{тут} \quad \beta = \pi^2 c_0^{-1}, \quad (6.119)$$

тут c_0 – коефіцієнт, що залежить від розподілення згинального моменту з урахуванням впливів першого порядку [23];

$$N_B = \pi^2 EI (l_0^2)^{-1}, \quad (6.120)$$

тут l_0 – розрахункова довжина конструкції; EI – номінальна жорсткість перерізу [23]:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + (K_s E_s + K_f E_f) I_{sf}, \quad (6.121)$$

тут K_c , K_s , K_f – коефіцієнти впливу тріщин в бетоні, а також впливу розтягнутої сталеві та композитної арматури відповідно; I_c , I_{sf} – моменти інерції бетонного поперечного перерізу та ВСЬОГО розтягнутого армування підсиленої колони (відносно центральної осі) відповідно:

$$I_c = bh^3 12^{-1}; I_{sf} = \rho_{sf} b x_m (0.5h - a_s + a_{red})^2, \quad (6.122)$$

тут ρ_{sf} – коефіцієнт ВСЬОГО розтягнутого армування:

$$\rho_{sf} = (A_s + A_f) (b d_{red})^{-1}; \quad (6.123)$$

x_m – розрахункове значення середньої висоти стиснутої зони перерізу:

$$x_m = 0.5(\xi d_{red} + x_1). \quad (6.124)$$

Таким чином, уточнене розрахункове значення поздовжньої сили N_{u1} буде наступне:

$$N_{u1} = M_u e_1^{-1} = N_{u1} e_1 e_1^{-1}. \quad (6.125)$$

Алгоритм оцінки ймовірності безвідмовної роботи підсиленої колони за дії навантаження було реалізовано в РТС Mathcad Prime 6.0.

Принципова блок-схема алгоритму оцінки ймовірності безвідмовної роботи колони, підсиленої карбоновою стрічкою за дії навантаження, наведена нижче на рис. 6.5.

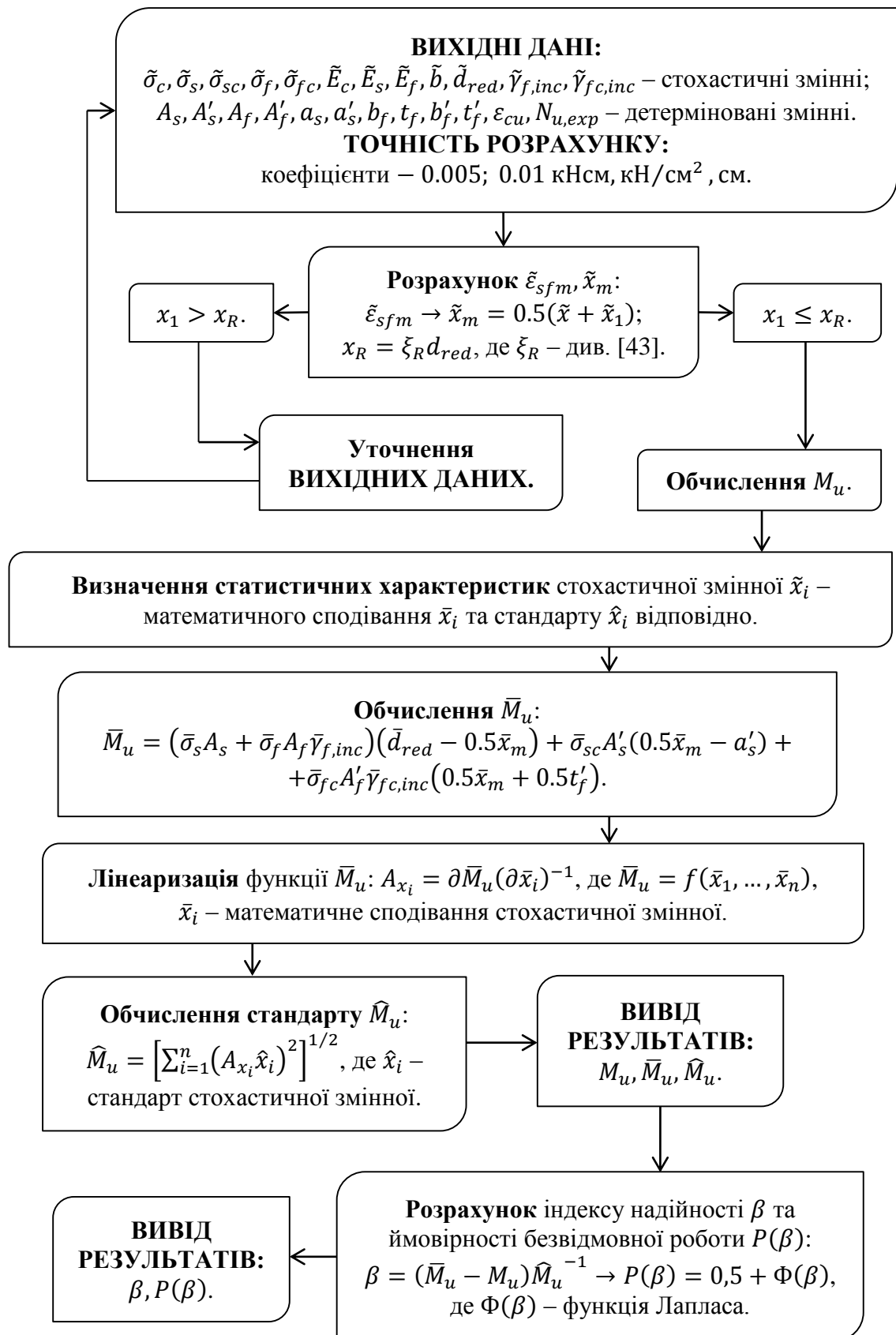


Рис. 6.5. Принципова блок-схема оцінки ймовірності безвідмовної роботи колони, підсиленої карбоновою стрічкою за дії навантаження (модель V).

Для перевірки придатності розробленої моделі V провели її апробацію на експериментальних зразках (див. п. 3.5).

Отримані результати оцінки ймовірності безвідмовної роботи колони, підсиленої карбоновою стрічкою (за дії різних рівнів навантаження в момент підсилення й використання різних розмірів перерізу стрічки), – відповідно індекси надійності / дальності відмови β та ймовірності безвідмовної роботи $P(\beta)$, зведено в подані нижче табл. 6.5, 6.6.

Графіки залежностей ймовірності безвідмовної роботи $P(\beta)$ від рівня навантаження в момент підсилення (для використаних розмірів перерізу карбонової стрічки) наведені на рис. 6.6.

Таблиця 6.5.

Індекс надійності / дальність відмови β

№ п/п	Карбонова стрічка (CFRP)	Рівень навантаження в момент підсилення			
		$0.0 \times M_{u,0}$	$0.3 \times M_{u,0}$	$0.5 \times M_{u,0}$	$0.7 \times M_{u,0}$
1	1.2×25 мм	4.58	4.56	4.53	4.49
2	1.2×50 мм	4.68	-	4.61	4.55

Примітка: $M_{u,0}$ – несуча здатність колони без підсилення.

Таблиця 6.6.

Ймовірність безвідмовної роботи $P(\beta)$

№ п/п	Карбонова стрічка (CFRP)	Рівень навантаження в момент підсилення			
		$0.0 \times M_{u,0}$	$0.3 \times M_{u,0}$	$0.5 \times M_{u,0}$	$0.7 \times M_{u,0}$
1	1.2×25 мм	0.999998	0.999997	0.999997	0.999996
2	1.2×50 мм	0.999999	-	0.999998	0.999997

Примітка: $M_{u,0}$ – несуча здатність колони без підсилення.

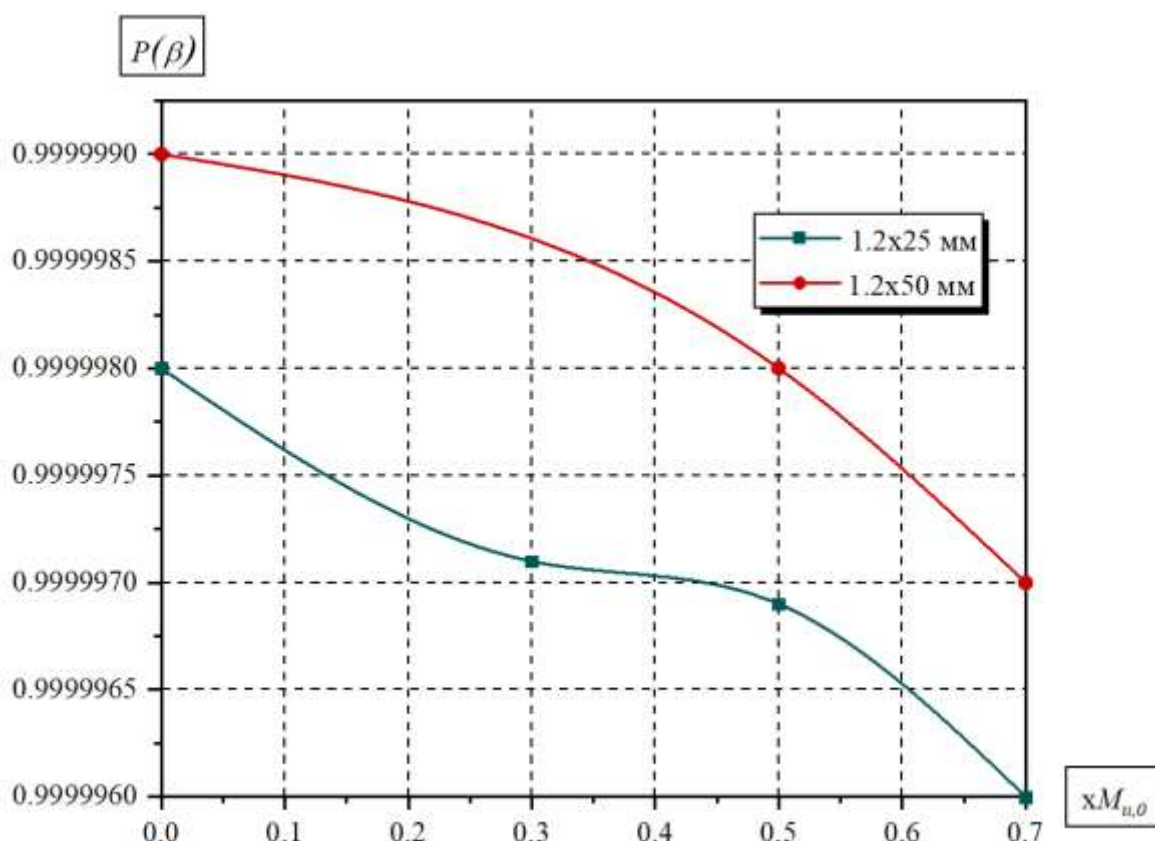


Рис. 6.6. Залежність «рівень навантаження в момент підсилення $\times M_{u,0}$ – ймовірність безвідмовної роботи $P(\beta)$ » для колони, підсиленої карбоновою стрічкою.

Проаналізувавши отриману залежність, можна констатувати закономірність: як і для балок, підсилених сталевую стрижневою арматурою (див. п. 6.2.2) або карбоновою стрічкою (див. п. 6.2.3), ймовірність безвідмовної роботи колон $P(\beta)$ зростала тут зі зменшенням рівня навантаження в момент підсилення та зі збільшенням розміру перерізу карбонової стрічки (CFRP).

6.4. Прогнозування залишкового експлуатаційного ресурсу залізобетонних елементів, підсилених за дії навантаження

Отримані значення індексів надійності β (див. п. 6.2.2., 6.2.3 й 6.3.2), відповідні їм значення ймовірностей відмови $Q(\beta)$ [див. формулу (6.4) вище], а також співставні нормовані значення параметрів β , $Q(\beta)$, наведені в [90,

398], зведені в подану нижче порівняльну табл. 6.7. Додамо, що значення параметрів β , $Q(\beta)$, наведені в [90, 398], обиралися з точки зору критерію оптимальності – як для класу наслідків проектованого об’єкта СС1 згідно з [90] (передумови: ustalена розрахункова ситуація, перша група граничних станів, категорії відповідальності конструкції – А, Б, В відповідно) та значної відносної вартості заходів безпеки при оцінюванні безвідмовності залізобетонних згинаних конструкцій існуючих мостів, підсилених CFRP, згідно з [398].

Таблиця 6.7.

Індекс надійності β / ймовірність відмови $Q(\beta)$

Рівень безвідмовності	Схема підсилення / конструкція			Нормоване значення	
	Сталевою стрижневою арматурою	Карбоновою стрічкою (CFRP)	Карбоновою стрічкою (CFRP)	Згідно з	
	Балка	Колона	[90]	[398]	
Високий (А)	3.53 ($\approx 2 \times 10^{-4}$)	3.27 ($\approx 5 \times 10^{-4}$)	4.68 ($\approx 1 \times 10^{-6}$)	4.45 ($\approx 4 \times 10^{-6}$)	3.7 ($\approx 1 \times 10^{-4}$)
Помірний (В)	3.42 ($\approx 3 \times 10^{-4}$)	3.17 ($\approx 8 \times 10^{-4}$)	4.57 ($\approx 2 \times 10^{-6}$)	4.27 ($\approx 1 \times 10^{-5}$)	3.3 ($\approx 5 \times 10^{-4}$)
Незначний (С)	3.35 ($\approx 4 \times 10^{-4}$)	3.06 ($\approx 1 \times 10^{-3}$)	4.49 ($\approx 4 \times 10^{-6}$)	3.89 ($\approx 5 \times 10^{-5}$)	3.1 ($\approx 1 \times 10^{-3}$)

Примітка: в дужках наведені значення ймовірностей відмови $Q(\beta)$.

На основі аналізу даних, наведених в табл. 6.7, можна стверджувати про наступне: 1) значення індексів надійності β , отримані для всіх моделей підсиленої балки (див. п. 6.2.2, 6.2.3), наближаються до значень, рекомендованих Нормами [90] для нових проектних конструкцій (максимальне відхилення складає $\approx 21\%$), а також наближаються або перевищують значення, встановлені у дослідженні [398] для залізобетонних згинаних конструкцій, на прикладі існуючих мостів, підсилених CFRP (тут максимальне відхилення складає $\approx 2\%$); 2) значення індексів надійності β , отримані для моделі підсиленої колони (див. п. 6.3.2), перевищують значення, рекомендовані Нормами [90] для нових проектних конструкцій (максимальне

відхилення складає $\approx 8\%$), а також значно перевищують значення, встановлені у дослідженні [398] для залізобетонних конструкцій існуючих мостів, підсилених CFRP (тут максимальне відхилення складає $\approx 26\%$). Відповідно, виходячи з вищенаведеного, отримані в цьому розділі результати можна вважати обґрунтованими, адже ті ж Норми [90], при недостатній розрахунковій базі, дають дещо завищені значення індексу надійності β . Крім того, модель оцінки безвідмовності нових проектних конструкцій, на відміну від конструкцій, які підсилюються за дії навантаження, не потребує врахування ряду стохастичних параметрів (та їх відповідних числових характеристик), які, своєю чергою, впливають на загальний рівень безвідмовності конструкції, знижуючи його.

Таким чином, порівнявши й проаналізувавши отримані в роботі значення індексів надійності β та ймовірностей відмови $Q(\beta)$ з співставними нормованими значеннями, наведеними в [90, 398] (див. табл. 6.7 вище), залишковий експлуатаційний ресурс (термін служби) залізобетонних згинаних (моделі II, III) та стиснуто-згинаних (модель V) елементів, підсилених за дії навантаження (див. також передумови оцінки ймовірності безвідмовної роботи розглянутих конструкцій вище), можна забезпечити на рівні $T_{ef} = 60$ років – як для виробничих будівель згідно з [90], а, власне, самі отримані значення β , $Q(\beta)$ – вважати рекомендативними.

З іншого боку, залишковий ресурс підсиленої конструкції T пропонуємо також оцінити, використовуючи розроблені в [145] аналітичну модель (де вона була апробована на новому згинаному елементі автодорожнього моста) й відповідну формулу:

$$T = [(\beta_d - \beta_{lim})T_d^2(\beta_c - \beta_{lim})^{-1}]^{1/2}, \quad (6.126)$$

де T_d – нормативний термін служби конструкції; $\beta_d = \beta$, β_c – дійсне початкове відразу після підсилення (проектне) та мінімальне початкове (нормативне) значення характеристики безпеки (індексу надійності) відповідно; β_{lim} –

граничне значення індексу надійності конструкції в експлуатації, яке можна визначити з рівності відповідно до [146]:

$$\Phi'(\beta_{lim}) = [\Phi'(\beta_c)]^n, \quad (6.127)$$

тут $n = T_d$; $\Phi'(\beta_i) = P(\beta_i)$ – функція стандартного нормального розподілу, значення якої тотожне ймовірності безвідмовної роботи елемента.

Своєю чергою, на основі [145, 146], формули (6.127), а також в залежності від класу наслідків проєктованого об'єкта згідно з [90], для прогнозування залишкового ресурсу конструкції після підсилення T (для встановлених нормативних термінів служби $T_d = 100, 80$ та 60 років відповідно), рекомендуємо застосовувати значення вихідних параметрів надійності, зведені в подану нижче табл. 6.8.

Таблиця 6.8.

Вихідні параметри надійності β_c, β_{lim}

Клас наслідків	T_d , років		
	100	80	60
	$\beta_c = 3.10$ [$P(\beta_c) = 0.999032$]		
CC1	$\beta_{lim} = 1.33$ [$P(\beta_{lim}) = 0.907695$]	$\beta_{lim} = 1.44$ [$P(\beta_{lim}) = 0.925448$]	$\beta_{lim} = 1.59$ [$P(\beta_{lim}) = 0.943548$]
	$\beta_c = 3.80$ [$P(\beta_c) = 0.999928$]		
CC2	$\beta_{lim} = 2.45$ [$P(\beta_{lim}) = 0.992826$]	$\beta_{lim} = 2.53$ [$P(\beta_{lim}) = 0.994256$]	$\beta_{lim} = 2.63$ [$P(\beta_{lim}) = 0.995689$]
	$\beta_c = 4.30$ [$P(\beta_c) = 0.999992$]		
CC3	$\beta_{lim} = 3.16$ [$P(\beta_{lim}) = 0.999200$]	$\beta_{lim} = 3.22$ [$P(\beta_{lim}) = 0.999360$]	$\beta_{lim} = 3.30$ [$P(\beta_{lim}) = 0.999520$]

Примітка: значення β_c прийняті відповідно до рекомендацій [146] (див. табл. Б.3), β_{lim} – визначені з рівності (6.127).

Виходячи зі [145, 146], відповідно до вищенаведеного, прогноз залишкового ресурсу конструкції після підсилення T_i (для встановлених нормативних термінів служби T_d) можна простежити для проектних значень індексу надійності в наступних діапазонах (прийнята в роботі величина зміни значення індексу надійності складала ± 0.1): $\beta_d = \beta = 3.1 \dots 3.5$ (для моделей

підсиленої балки – див. табл. 6.7); $\beta_d = \beta = 4.4 \dots 4.8$ (для моделі підсиленої колони – див. табл. 6.7). Отримані результати зведено в таблицю 6.9.

Таблиця 6.9

**Прогноз залишкового ресурсу конструкції T
в залежності від проектного значення індексу надійності β**

Проектне значення β_d	Прогноз ресурсу T , років								
	при $T_d = 100$			при $T_d = 80$			при $T_d = 60$		
	КЛАС НАСЛІДКІВ								
	СС1	СС2	СС3	СС1	СС2	СС3	СС1	СС2	СС3
Для моделей підсиленої БАЛКИ									
3.10	100	69	-	80	54	-	60	38	-
3.20	103	75	19	82	58	-	62	42	-
3.30	105	79	35	85	62	22	64	45	0
3.40	108	84	46	87	66	33	66	49	19
3.50	111	88	55	89	70	41	67	52	27
Для моделі підсиленої КОЛОНИ									
4.40	132	120	104	107	97	84	82	74	63
4.50	134	123	108	109	100	87	83	76	66
4.60	136	126	112	110	102	90	85	78	68
4.70	138	129	116	112	105	94	86	80	71
4.80	140	132	120	114	107	97	87	82	73

Як видно з табл. 6.9, зміна проектного значення індексу надійності β_d на величину ± 0.1 (відносно прийнятого нормативного значення β_c) викликає збільшення / зменшення залишкового ресурсу конструкції після підсилення T в середньому на 1–3 років (для класу наслідків СС1), 2–6 років (СС2) та 2–19 років (СС3; великий розкид значень в даному випадку пояснюється наближенням β_{lim} до β_d) – в залежності від нормативного терміну її служби T_d . Очевидно, що отримані тут результати прогнозування ресурсу дають достатню збіжність (див. $T_d = 60$ років) з встановленим вище терміном служби $T_{ef} = 60$ років – згідно з [90].

Відзначимо, що зміна значення індексу β_d на крок 0.1 в сторону зменшення (щодо прийнятого його нормативного значення β_c) дає дещо більшу зміну залишкового ресурсу T , ніж при ідентичному кроці в сторону

збільшення – максимальне відхилення (в залежності від параметрів T_d , β_c , β_{lim} та β_d – див. табл. 6.8, 6.9) складало близько 5 % й зростало зі зменшенням співвідношення β_d/β_c . Крім того, аналізуючи дані табл. 6.8, 6.9 та складові формули (6.126), помітно, що значний вплив на прогнозоване значення залишкового ресурсу T мають згадане вище співвідношення β_d/β_c , а також граничне значення індексу надійності в експлуатації β_{lim} , яке, своєю чергою, згідно з табл. 6.8, залежить від класу наслідків СС та нормативного терміну служби T_d проектованого об'єкта, що наочно підтверджують отримані результати стосовно класу СС3 (див. табл. 6.9) – мінімальні (за рахунок використання максимальних значень β_{lim} для даного класу) прогнозовані значення ресурсу T . Тому, на наш погляд, при вирішенні задач прогнозування залишкового ресурсу підсилених елементів (для розглянутих вище типів моделей) найбільш відповідальних об'єктів класу наслідків СС3 згідно з [90], доцільно використовувати значення, подані в табл. 6.9.

Насамкінець, із формули (6.126) й на основі [145], можемо використати вираз для задання стохастичної функції надійності (моделі життєвого циклу конструкції після підсилення) – залежності зміни значення індексу надійності $\beta(t)$ від часу експлуатації t , прийнявши тут $T = t$:

$$\beta(t) = \beta_d - (\beta_c - \beta_{lim})t^2(T_d^2)^{-1}. \quad (6.128)$$

Графіки залежностей значення індексу надійності $\beta(t)$ від часу подальшої експлуатації t ($\beta_d = 3.17, 3.42, 4.57$ – див. середній рівень безвідмовності, табл. 6.7), відповідно до виразу (6.128), даних табл. 6.8, 6.9 та вищенаведеного, проілюстровані на рис. 6.7 (для моделей підсиленої балки) і 6.8 (для моделі підсиленої колони) нижче.

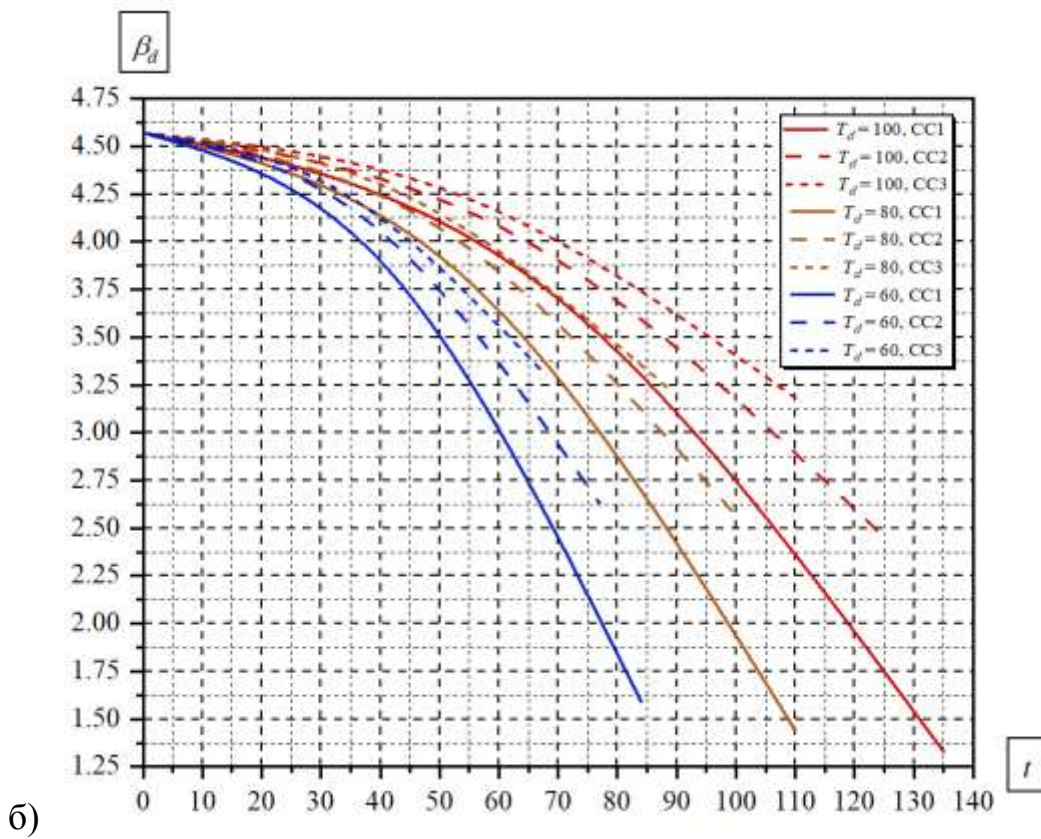
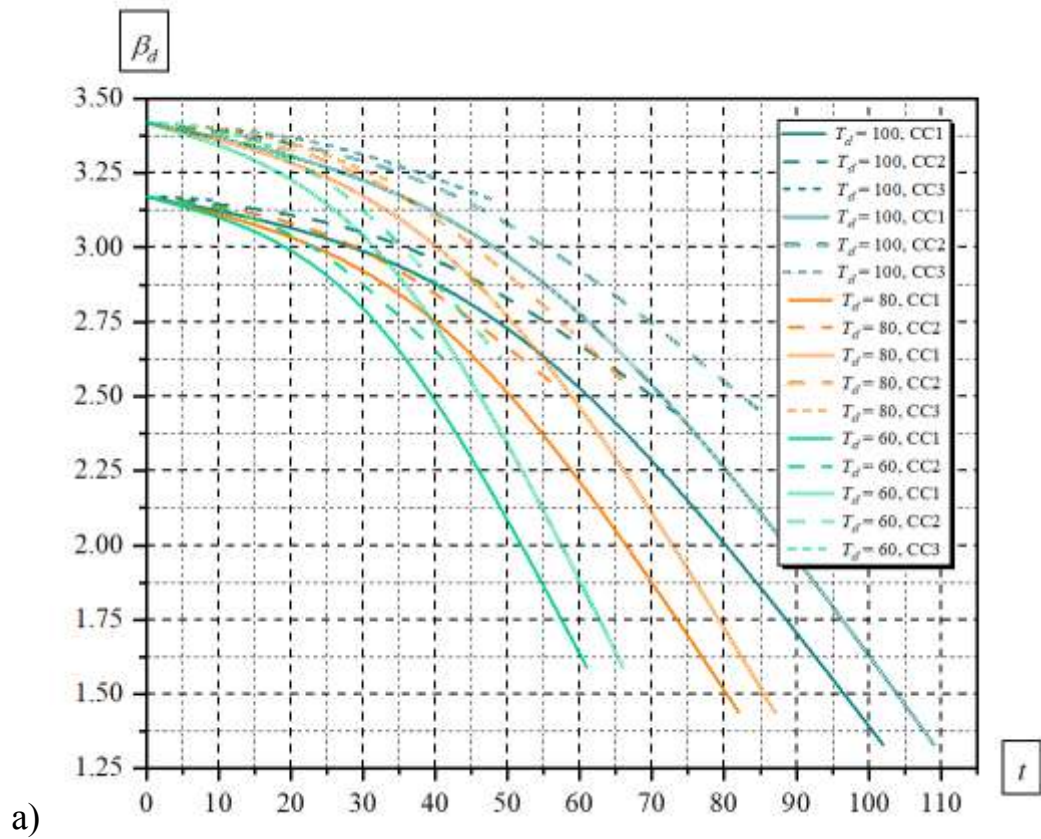


Рис. 6.7. Залежності проектного значення індексу надійності β_d від часу експлуатації t для моделей: а – підсиленої балки ($\beta_d = 3.17, 3.42$); б – підсиленої колони ($\beta_d = 4.57$).

На основі аналізу отриманих залежностей (див. рис. 6.7 а, б), констатуємо наступну закономірність: проектний ресурс підсилених конструкції T зростає із підвищенням проектного значення її індексу надійності β_d та нормативного терміну служби T_d , а також зі зниженням класу наслідків СС проєктованого об'єкта відповідно. Як видно з рис. 6.7, 6.8, при співвідношенні $\beta_d/\beta_c \geq 1$ (значення β_c – див. табл. 6.8) проектний ресурс конструкції T є рівним або більшим за її нормативний термін служби T_d , а в іншому випадку, при $\beta_d/\beta_c < 1$, навпаки – меншим (що, своєю чергою, призводить до необхідності збільшення несучої здатності перерізу). Додамо, що для моделі підсиленої колони (див. рис. 6.8) прогноз проектного ресурсу $T \geq T_d$ для всіх класів наслідків СС, тоді як для моделей підсиленої балки (див. рис. 6.7) – лише для класу СС1 (за рахунок більших значень β_c , β_{lim} у співвідношенні до β_d – див. табл. 6.8, 6.9), що, як згадувалося вище, викликає потребу у збільшенні несучої здатності перерізу.

6.5. Висновки до розділу

1. Розроблено принципові моделі оцінки ймовірності безвідмовної роботи залізобетонних конструкцій, підсилених за дії навантаження, адаптовані до чинних норм проєктування [91, 96] та існуючої методики оцінки надійності нових проєктних конструкцій [201].

2. Принциповими особливостями розроблених моделей є пропозиція врахування як стохастичного параметра рівня навантаження конструкції в момент підсилення, а також використання деформаційної моделі її розрахункового перерізу [91, 96].

3. Проведено апробацію розроблених моделей на експериментальних зразках (див. п. 3.3, 3.5), [166], й отримано відповідні значення їх індексів надійності / дальностей відмови β та ймовірностей безвідмовної роботи $P(\beta)$. На основі рекомендацій національних норм [90], які регулюють принципи забезпечення надійності нових проєктних конструкцій, встановлено

рекомендаций характер отриманих результатів для розглянутих типів підсиленних балок (колон).

4. Запропоновано визначати гарантований залишковий ресурс підсиленних конструкцій на основі співставлення отриманих показників надійності з нормованими значеннями, наведеними в ДБН В.12-14 [90] як для нових конструкцій. Внаслідок чого, виходячи з передумов оцінки ймовірності безвідмовної роботи, залишковий ресурс залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсиленних за дії навантаження та досліджених в цій роботі, відповідає терміну $T_{ef} = 60$ років.

5. Виходячи з припущення, що показники надійності для підсиленних залізобетонних конструкцій можуть розглядатися застосовуючи аналітичну модель життєвого циклу конструкції [145], спрогнозовано залишковий ресурс досліджуваних конструкції після підсилення T_i в залежності від встановлених нормативних термінів служби T_d , дійсних в момент підсилення (проектних) значень індексу надійності та класу наслідків будівлі/споруди.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

За результатами виконання комплексу експериментально-теоретичних досліджень залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних конструкцій, підсилених за дії навантаження найпоширенішими способами способом нарощуванням перетину арматури, одночасно арматури і бетону за дії навантаження можна зробити наступні висновки:

1. На даний час розроблені та досліджені різноманітні методи та способи підсилення залізобетонних конструкцій. Виконано значна кількість експериментальних досліджень підсилених згинаних та стиснуто-згинаних конструкцій, проте серед них відносно невелика кількість експериментальних досліджень конструкцій, виконаних за дії навантаженням. Існуючі методи розрахунку підсилення конструкцій не враховують, або враховують приблизно напружений стан до підсилення, що не дозволяє визначати реальний резерв міцності підсилених залізобетонних елементів. Майже всі проведені дослідження надійності стосуються нових проектних конструкцій, а ті що є не оцінюють надійності конструктивних елементів, які підсилені за дії навантаження. На основі проведеного аналізу експериментальних та теоретичних досліджень визначено мету та поставлені задачі досліджень.

2. Розроблена і реалізована методологія та комплексна програма експериментально-теоретичних досліджень арматурних стрижнів, залізобетонних згинаних та стиснуто-згинаних елементів, підсилення яких виконано за дії навантаження різного рівня.

3. Виконані експериментальні випробування арматурних стрижнів, та залізобетонних балок, підсилених обоймою дозволили отримати експериментальні значення коефіцієнтів умов роботи додаткової арматури $\gamma_s^{ad,exp}$ і бетону $\gamma_c^{ad,exp}$, які значно відрізняються від величин, рекомендованих нормами проектування ДСТУ Б В.3.1-2:2016. Після застосування отриманих уточнених коефіцієнтів використання

перерізу додаткової арматури $\gamma_{s,dis}^{ad}$ і бетону $\gamma_{c,dis}^{ad}$, що залежать від рівня діючого на час підсилення навантаження, розбіжність для балок підсилених залізобетонною обоймою склала 3.7...18.1% в сторону перевищення експериментальних величин та 5,2...-2,9% для балок підсилених нарощуванням перерізу армування на відміну від розбіжності у -35% в сторону перевищення теоретичних величин при використанні коефіцієнтів умов роботи рекомендованих у діючих нормах.

4. Експериментальні дослідження сумісної роботи бетону існуючого перерізу і бетону підсилення показало, що бетон існуючої перерізу і бетон підсилення при застосуванні конструкційних заходів деформуються сумісно. Відхилення між співставними деформаціями складало до 8,7%.

5. Досліджено вплив рівня попереднього навантаження на зміну несучої здатності і характер деформативності підсиленої конструкції. Максимального ефекту підвищення несучої здатності отримали зразки, підсилені залізобетонною обоймою без попереднього навантаження, а саме 172% у колонах та 183% для балок, який змінювався залежно від рівня діючого на час підсилення навантаження.

6. Напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій, підсилених за дії навантаження можна розділити на три стадії, а саме: перша – до досягнення напружень в розтягненій арматури основного або додаткового перерізу межі текучості; друга – до досягнення напружень межі текучості в арматурі як в основному так і додатковому перерізі, третя – стадія руйнування, яка завершується розривом арматурних стрижнів та/або роздробленням стисненого бетону. За результатами досліджень запропоновано, що при забезпеченні надійного анкерування, сумісної роботи бетону і арматури основного і додаткового перерізів як критерій вичерпання несучої здатності підсиленого нормального перерізу

доцільно приймати граничний стан що відповідає досягненню межі текучості в армуванні як основного так і додаткового перерізів.

7. Запропоновано на основі деформаційної моделі методику розрахунку та алгоритм визначення несучої здатності та параметрів напружено-деформованого стану залізобетонних балок, підсилених за дії навантаження. Встановлено, що дана методика розрахунку з необхідною точністю визначає несучу здатність комплексного підсиленого елемента. Розбіжність з експериментальними даними балок, підсилених залізобетонною обіймою не перевищувала 12,7% та 9.9% для балок підсилених лише нарощуванням перерізу армування. При цьому для всіх балок експериментальні величини були вищими за теоретичні.

8. Запропоновано на основі деформаційної моделі методику розрахунку та алгоритм визначення несучої здатності залізобетонних колон, підсилених за дії навантаження, яка дозволяє враховувати напружено-деформований стан основного перерізу елемента під час підсилення та моменти від впливів другого порядку. Результати розрахунку згідно запропонованої методики дають задовільну збіжність з експериментальними результатами. Розбіжність між результатами визначення несучої здатності колон підсилених залізобетонною обіймою знаходиться в межах 8,9...11,6% та 4,5...12,5 % для колон підсилених зовнішнім армуванням. При цьому експериментальні величини були вищими за теоретичні.

9. Розроблено універсальну методику для визначення теоретичних коефіцієнтів використання перерізу додаткової арматури $\gamma_{s,dis}^{ad}$ і бетону $\gamma_{c,dis}^{ad}$, яка враховує рівень діючого на час підсилення навантаження та співвідношення площ перерізів елементів до та після підсилення. Так величина коефіцієнтів умов роботи для досліджених експериментальних балок становила $\gamma_{c,dis}^{ad} = 0,07 \dots 0,445$ для бетону та $\gamma_{s,dis}^{ad} = 0,156 \dots 1,0$ для армування на відміну коефіцієнтів умов роботи

бетону $\gamma_{br} = 0.8$ і арматури $\gamma_{sr} = 0.8$ рекомендованих у діючих нормах ДСТУ Б В.3.1-2:2016.

10. Проведено верифікацію методом скінченних елементів (МСЕ) запропонованих підходів до розрахунку, запропоновано алгоритм побудови геометричної, фізичної моделі та моделі прикладання навантаження до підсилених залізобетонних конструкцій, які відображають дійсні умови їх експлуатації та підсилення. Порівняльний аналіз несучої здатності підсилених балок, отриманих МСЕ з результатами, отриманими згідно пропонованої методики розрахунку, показав задовільну збіжність, яка склала 1,3...6,8 %.

11. Розроблено принципові моделі оцінки ймовірності безвідмовної роботи залізобетонних балок та колон, підсилених за дії навантаження, адаптовані до чинних норм проектування та існуючої методики оцінки надійності нових проектних конструкцій. Принциповими особливостями розроблених моделей є пропозиція врахування як стохастичного параметра рівня навантаження конструкції в момент підсилення, а також використання адаптованої деформаційної моделі розрахунку підсиленої конструкції. Проведено апробацію розроблених моделей, якою встановлено, що із збільшенням рівня діючого під час підсилення навантаження, зменшується величина індексу надійності/дальності відмови β залізобетонної конструкції підсиленої за дії навантаження. При застосуванні сучасних композитних матеріалів для підсилення рівень надійності підсилених залізобетонних конструкцій суттєво зростає.

12. Виходячи з передумов оцінки ймовірності безвідмовної роботи запропоновано визначати гарантований залишковий ресурс підсилених конструкцій: на основі співставлення отриманих показників надійності з нормованими значеннями, наведеними в ДБН В.12-14 як для нових конструкцій або застосовуючи аналітичну модель життєвого циклу

конструкції. Використовуючи аналітичну модель, спрогнозовано залишковий ресурс досліджуваних конструкції після підсилення T_i в залежності від встановлених нормативних термінів служби T_d , дійсних в момент підсилення значень індексу надійності та класу наслідків будівлі.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Азизов Т.Н., Дудик М.В., Колмакова В.А. Напряженное состояние сжатой зоны над нормальной трещиной при чистом изгибе железобетонного элемента // Вісник ОДАБА: Зб. наук. праць. 2012. № 46. С. 9–16.
2. Азизов Т.Н., Парамонов Д.Ю. НДС железобетонных балок прямоугольного сечения с нормальными трещинами при изгибе с кручением // Вісник СНАУ. 2010. № 11 (14). С. 44–48.
3. Азизов Т.Н., Шпота В.В. Реконструкція та посилення будівель і споруд. Розрахунок та проектування підсилення конструкцій. Суми: Видавництво СНАУ, 2012. 44 с.
4. Алексієвець І.І. Дослідження зміни прогинів позацентрово-стиснутих залізобетонних елементів за дії малоциклових навантажень із знако-змінними ексцентриситетами // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2012. № 23. С. 82–87.
5. Алексієвець І.І. Несуча здатність, деформативність та тріщиностійкість позацентрово стиснутих залізобетонних елементів за дії малоциклових знакозмінних навантажень: автореф. дис. канд. техн. наук. І.І. Алексієвець. Рівне, 2014. 21 с.
6. Алексієвець І.І. Особливості роботи позацентрово-стиснутих залізобетонних елементів за дії малоциклових навантажень із знакозмінними ексцентриситетами // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. 2013. Вип. 25. С. 194–199.
7. Альхарірі В.А. Экспериментальные исследования изгибаемых железобетонных элементов при сложных режимах напряжений // Збірник наукових праць. Полтавський державний технічний університет ім. Ю. Кондратюка. Полтава: ПДТУ, 1998. Вип. 2. С. 67–83.
8. Анализ аварий и поврежденных железобетонных конструкций. Под ред. Б.Н. Мизернюка (НИИЖБ, 1981). 41 с.
9. Андреев В.Г. Прочность внецентренно-сжатых стержней // «Бетон и Железобетон». 1981. С. 26–32.

10. Астафьев Д.О. Расчет реконструируемых железобетонных конструкций. СПб гос. архит.-строит. университет, 1995. 158 с.
11. Аугусти Г., Баратта А., Кашиати Ф. Вероятностные методы в строительном проектировании. Пер. с англ. М.: Стройиздат, 1988. 584 с.
12. Бабич В.Є., Савицький В.В., Зятюк Ю.Ю. Практичний метод розрахунку підсилених згинальних залізобетонних елементів // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2019. № 37. С. 307–315.
13. . Бабич С.В. Исследование и расчет внецентренно сжатых элементов с переменными эксцентриситетами по длине // Бетон и железобетон. 1999. № 2. С. 12–14.
14. Бабич Є.М. Розрахунок несучої здатності поперечних перерізів згинальних залізобетонних елементів / Є.М. Бабич, В.Є. Бабич, В.В. Савицький // Ресурсоекономні матеріали, будівельні конструкції, будівлі та споруди : Збірник наукових праць. Рівне: НУВГП, 2012. Вип. 23. С. 94–103.
15. Бабич Є.М., Крусь Ю.О. До питання побудови діаграми деформування бетону та визначення коефіцієнта повноти епюри напружень // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2001. № 6. С. 94–104.
16. Байков В.Н., Мадатян С.А., Митасов В.М. Об уточнениях аналитических зависимостей диаграммы растяжения арматурных сталей // Строительство и архитектура. Изв. вузов. 1983. № 9. С.1–5.
17. Бамбура А.М. Аналітичне описання діаграми механічного стану арматури для залізобетонних конструкцій // Зб. наук. праць: Будівельні конструкції. Київ, 2003. Вип. 59. С. 131–136.
18. Бамбура А.М. Деформаційна модель та алгоритм визначення напружено-деформованого стану розрахункового перерізу залізобетонних елементів / А.М. Бамбура, О.Б. Гурківський, М.С. Безбожна, О.В. Дорогова // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. научн. трудов. Днепропетровск: ПГАСА. 2009. Вып. № 50. С. 19–25.

19. Бамбура А.М., Гічко В.В. До оцінки точності визначення несучої здатності гнучких позацентрово стиснутих стійок за деформаційним методом // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. 2012. Вип. 76. С. 512–517.

20. Бамбура А.М. Основні положення розрахунку бетонних та залізобетонних конструкцій по національному нормативному документу (ДБН), що розробляється / А.М. Бамбура, А.Я. Барашиков, О. Б. Гурківський / Будівельні конструкції. К.: НДІБК, 2005. Вип. 62: У 2-ох т. Том 1. С. 131–136.

21. Бамбура А.М. Рекомендації щодо застосування композитних матеріалів фірми Sika для підсилення залізобетонних конструкцій ЗНТ-219-2167.13-001 / А. Бамбура, О. Гурківський, О. Дорогова, І. Сазанова, Т. Мірошник, О. Панченко, Ю. Собко. К.: ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій». Київ, 2014. 45 с.

22. Бамбура А.Н., Шталтовный В.А. Несущая способность внецентренно-сжатых колон из мелкозернистого бетона // Бетон и железобетон. 1981. № 10. С. 14–15.

23. Бамбура А.Н., Калинин Е.М.* Прочность и деформативность железобетонных изгибаемых элементов, усиленных путем наклеивания стальных и базальтовых полос // Строительные материалы и изделия. 2003. № 6. С. 26–28.

24. Барашиков А.Я. Експериментальні дослідження згинаних залізобетонних елементів підсилені різними способами / А.Я. Барашиков, О.П. Сумак, Б.А. Боярчук // “Ресурсоекономні матеріали, конструкції будівель і споруд”. Зб. наук. праць. № 5. Рівне: РДТУ, 2000. С. 294–297.

25. Барашиков А.Я., Малышев А.Н. Оценка технического состояния конструкций зданий и сооружений. К.: Віпол, 1998. 232 с

26. Барашиков А.Я. Пропозиції щодо удосконалення методу оцінки технічного стану залізобетонних конструкцій, що експлуатуються / А.Я. Барашиков, О.В. Войцеховський // Вісник ВПІ. 2001. С. 12-22

27. Барашиков А.Я. Спрощені розрахунки несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів за деформаційною моделлю / А.Я. Барашиков, І.В. Задорожнікова // Ресурсоекономні матеріали,

конструкції, будівлі та споруди. Рівне: Видавництво УДУВГП, 2005. Вип. 12. С. 109–116.

28. Барашиков А.Я., Подольский Д.М., Сирота М.Д. Надежность восстанавливаемых и усиливаемых зданий и сооружений. Черкассы, 1993. 44с

29. Бачинский В.Я. Исследование точности и надёжности расчёта гибких нешарнирно опёртых железобетонных стержней по методике НИИСК / В.Я. Бачинский, А.Н. Бамбура // Исследование надёжности железобетонных конструкций. Куйбышев, 1976. Вып. 3. С. 35–38.

30. Бачинский В.Я. К расчёту гибких железобетонных элементов / В.Я. Бачинский, А.Н. Бамбура // Бетон и железобетон. 1980. № 9. С. 12–13.

31. Блалі Ель Мостафа. Порівняння ефективності методів підсилення залізобетонних згинальних елементів: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Блалі Ель Мостафа; Київський національний університет будівництва і архітектури. К., 2005. 19 с.

32. Блещик Н.П., Жуков Д.Д. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования. Брест: БГТУ, 1987. 380 с.

33. Блихарский Я.З. Увеличение жёсткости внецентренно-сжатых железобетонных колон, усиленных углеродной лентой / Я.З. Блихарський, Р.Е. Хміль // Вестник Белорусско-Российского университета. № 2 (43). Могилёв, 2014. С. 114–122.

34. Бліхарський З. Я Дослідження впливу додаткового армування на міцність балок, підсилених обоймою за дії навантаження [Текст] / Бліхарський З. Я., Р. Є. Хміль, Дубіжанський Д. І. // Науково-технічний збірник “Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві.” Вінниця: УНІВЕРСУМ - Вінниця – №2(13). С. 12–15.

35. Бліхарський З. Я. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених за дії навантаження, з врахуванням вимог нових норм проектування [Текст] / З. Я. Бліхарський., Р. Є. Хміль, Д. І. Дубіжанський // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону». – Вип. 78: В 2-х кн.: Книга 1. – Київ: ДП НДІБК, 2013. – С. 307–314.

36. Бліхарський З.Я. Деформативність залізобетонних балок підсилених бетонною обіймою за дії навантаження / З.Я. Бліхарський, Р.Є. Хміль, І.В. Васильєв, Р.В. Вашкевич // Вісник Національного університету „Львівська політехніка” „Теорія та практика будівництва”. – Львів: Видавництво НУ „ЛП”, 2007. – №600. – С. 28-32.

37. Бліхарський З.Я. Дослідження напруженого стану робочої арматури залізобетонних балок при нарощуванні її перерізу під навантаженням / З.Я. Бліхарський, Р.Є. Хміль, Я.В. Римар, І.В. Васильєв // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2008. – Вип. 16., ч. 1. – С. 311-317.

38. Бліхарський З.Я. Залізобетонні балки, підсилені нарощуванням арматури під навантаженням / З.Я. Бліхарський, Я.В. Римар, Р.Є. Хміль // Вісник Національного університету „Львівська політехніка” „Теорія та практика будівництва”. – Львів: Видавн. НУ „ЛП”, 2005. – №545. – С. 15-19.

39. Бліхарський З.Я. Методика виконання та експериментальні дослідження залізобетонних балок підсилених обіймою під навантаженням / З.Я. Бліхарський, Р.Є. Хміль, І.В. Васильєв // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2007. – Вип. 15. – С. 358-363.

40. Бліхарський З.Я. та ін. Дослідження з'єднувальних сумішей для нарощування поперечного перерізу підсилених залізобетонних балок // Вісник Національного університету «Львівська політехніка», «Теорія та практика будівництва». Львів: Видавництво НУ «ЛП», 2007. № 602. С. 7–10.

41. Бліхарський З.Я. Методика експериментальних досліджень стиснутих залізобетонних елементів на дію короткотривалого навантаження прикладеного з ексцентриситетом / З.Я. Бліхарський, Є.С. Царьов, Р.Є. Хміль, В.І. Попович // Теорія і практика будівництва, 2010. №662. С. 50–54.

42. Бліхарський З.Я., Хміль Р.Є., Царьов Є.С. Міцність позацентрово-стиснутих залізобетонних елементів підсилених за дії навантаження // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць. - Випуск 74, книга 2 – Київ, НДІБК, 2011. – С. 36-43.

43. Бліхарський З.Я., Кархут І.І. Розрахунок і конструювання згинаних залізобетонних елементів. Львів: Видавн. Львівської політехніки, 2017. 188 с.

44. Бліхарський Я.З. Використання вуглецевої стрічки при підсиленні позацентрово стиснутих колон / Я.З. Бліхарський, Р.Є. Хміль, Ю.М. Собко // Зб. наук. праць: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне, 2014. Вип. 29. С. 575–581.

45. Бліхарський Я.З. Експериментальні дослідження залізобетонних колон підсиленних вуглецевою стрічкою за дії навантаження низького рівня / Я.З. Бліхарський, Р.Є. Хміль, Ю.М. Собко // Зб. наук. праць: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне, 2013. Вип. 27. С. 440–447.

46. Бліхарський Я.З. Ефективність додаткового армування позацентрово стиснутих залізобетонних колон, підсиленних за дії експлуатаційного рівня навантаження / Я.З. Бліхарський, Р.Є. Хміль // Вісник Львівського національного аграрного університету. Сер: Архітектура і сільськогосподарське будівництво. Львів, 2013. № 14. С. 127–134.

47. Бліхарський Я.З. Міцність та деформативність залізобетонних колон підсиленних вуглецевою стрічкою / Я.З. Бліхарський, Р.Є. Хміль // Вісник Національного університету «Львівська політехніка»: Теорія і практика будівництва. Львів, 2013. № 755. С. 15–20.

48. Бліхарський Я. З., Хміль Р. Є., Холод П. Ф. Розрахунок за деформаційною моделлю залізобетонних колон підсиленних вуглецевою стрічкою // Вісник Національного університету «Львівська політехніка»: Теорія і практика будівництва. – Львів, 2016. - №844. С.3-12.

49. Бліхарський Я.З., Хміль Р.Є. Вплив експлуатаційного рівня навантаження залізобетонних колон на ефект підсилення системою CFRP // Матеріали всеукраїнської заочної науково-практичної конференції "Науково-практичні засади будівельного виробництва в Україні: плани, прогнози, аналіз та досягнення. 14 березня 2014р, НДІБВ, Київ., 2014 – С.15-17.

50. Бліхарський Я.З., Хміль Р.Є. Міцність позацентрово-стиснутих залізобетонних елементів підсиленних вуглецевою стрічкою // Матеріали IV міжнародної науково-практичної конференції "Енергоефективні технології в

міському будівництві та господарстві." 20-21 березня 2014р, ОДАБА, Одеса, 2014 – С.39-43

51. Болотин В.В. Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений: монография. М.: Стройиздат, 1971. 255 с.

52. Большаков В.І., Дерев'янюк В.М. Проблеми захисту будівельних конструкцій // Зб.наук. праць: Будівельні конструкції. 2002. Вип. 56. С. 300–305.

53. Бондаренко В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. Издательство «АСВ», 2004. 248 с.

54. Бондаренко В.М., Чихладзе Э.Д. Устойчивость внецентренно-сжатых железобетонных колон // Строительные конструкции. К., 1969. Вып. XII. С. 58–68

55. Бондаренко С.В. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий / Бондаренко С.В., Санжановский Р.С. М.: Стройиздат, 1990. 352 с.

56. Борисюк О.П. Вплив анкерування композитної стрічки при підсиленні дослідних зразків згинальних елементів / О.П. Борисюк, О.П. Конончук, Ю.М. Собко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. Рівне: НУВГП, 2012. Вип. 24. С. 496–501.

57. Борисюк О.П. Міцність, жорсткість та тріщиностійкість нормальних перерізів залізобетонних балок, підсиленних композитними матеріалами / О.П. Борисюк, О.П. Конончук // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). Полтава: НТУ, 2012. Вип. 2 (32), Т. 2. С. 3–10.

58. Борисюк О.П. Обстеження конструкцій будівель і споруд з метою встановлення обладнання мобільного зв'язку / О.П. Борисюк, В.В. Караван // Збірник наукових праць: "Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди". Рівне: НУВГП, 2008. Вип. 17. С. 396–403.

59. Борисюк О.П. Підсилення згинальних залізобетонних конструкцій сучасними матеріалами / О.П. Борисюк, С.В. Мельник // Збірник наукових праць: "Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди". Рівне: НУВГП, 2010. Вип. 20. С. 459–465.

60. Борисюк О.П., Конончук О.П. Аналіз стану питання підсилення розтягнутої зони та розрахунку за нормальними перерізами згинальних залізобетонних елементів // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2010. № 20. С. 452–458.

61. Боришанский М.С. Исследование работы внецентренно-сжатых железобетонных элементов // Проект и стандарт. 1936. № 6. С. 10–25.

62. Боярчук Б.А. Міцність, тріщиностійкість та деформації залізобетонних конструкцій при різних способах підсилення розтягнутої зони: дис. канд. техн. наук. Б.А. Боярчук. Луцьк, 2003. 157 с.

63. Валовой О.І. Ефективні методи реконструкції промислових будівель та інженерних споруд. Кривий Ріг: Мінерал, 2003. 270 с.

64. Валовой О.І. Єрьоменко О.Ю., Валовой М.О. Закономірності поведінки сталей при складному деформуванні і навантаженні // Вісн. Криворіз. нац. ун-ту: зб. наук. пр. 2014. Вип. 38. С. 58–62.

65. Валовой, О.І. Вплив полімерних матеріалів на напружено-деформований стан зони контакту при підсиленні конструкцій нарощуванням [Електронний ресурс] / О. І. Валовой, О. Ю. Єрьоменко. Режим доступу : http://www.nbuuv.gov.ua/portal/natural/Rmkbs/2008_17/58.pdf–62.

66. Ватуля Г.Л., Беліков Е.А. Визначення оптимальної області геометричних характеристик поперечного перерізу сталебетонної балки // Сб. науч. трудов «Строительство, материаловедение, машиностроение». Дніпро: ПДАБА, 2011. № 61. С. 74–78.

67. Вахненко П.Ф., Вахненко В.П., Клименко Є.В. та ін. Реконструкція будівель і споруд агропромислового комплексу. К.: Урожай, 1994. 296 с.

68. Вахненко П.Ф., Павліков А.М. Залізобетонні конструкції. К.: Вища школа, 1999. 508 с.

69. Вегера П.І. Дослідження ширини розкриття нормальних тріщин в стиснуто-зігнутих залізобетонних колонах підсиленних зовнішньою композитною арматурою / Я.З. Бліхарський, Р.Є. Хміль // Зб. наук. праць: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне, 2014. Вип. 28. С. 440–447.

70. Вишневецкий Г.Д. Применение I теории старения к расчету нелинейной ползучести железобетонных элементов с трещинами в растянутой зоне // Межвуз. темат. сб. тр. Совершенствование методов расчета и исследования новых типов железобетонных конструкций. Л.: ЛИСИ. 1981. С. 14–19.

71. Воскобійник О.П. Методологія нормування технічних станів сталезалізобетонних конструкцій: дис. ... д-ра техн. наук. Воскобійник Олена Павлівна. Полтава, 2014. 495 с.

72. Второй международный симпозиум проблемы современного бетона и железобетона. Институт БелНИИС. 2009. Часть 1. 86 с.

73. Габрусенко В.В. Аварии, дефекты и усиление железобетонных и каменных конструкций. Новосибирск. 2006. 66 с.

74. Галагурия Є.І., Шевченко А.О. Напружено-деформований стан по-різному навантажених колон // Теорія і практика будівництва. 2010. № 662. С. 108–113.

75. Гвоздев А.А. Задачи и перспективы развития железобетона // Строительная механика и расчет сооружений. 1981. № 6. С. 14–17.

76. Гнідець Б.Г. До розрахунку підсилення з/б конструкцій та мостів зі зміною статичної схеми і регулювання зусиль // Зб. матеріалів конф. Львів: Вид-во Нац. ун-ту «Львівська політехніка», 2001. С. 23-28.

77. Гнідець Б.Г. Залізобетонні конструкції з напружуваними стиками і регулюванням зусиль. Львів: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2008. 548 с.

78. Гнідець Б.Г. Підсилення залізобетонних конструкцій зі зміною статичної схеми і регулюванням зусиль // Вісник Національного університету „Львівська політехніка” „Теорія та практика будівництва”. Львів: Видавництво НУ „ЛП”, 2004. № 520. С. 36-42.

79. Голишев А.Б. Проектирование железобетонных конструкций. К.: Будивельник, 1985. 496 с.

80. Голишев А.Б., Бачинский В.Я. К разработке прикладной теории расчета железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. 1985. № 6. С. 16–18.

81. Голишев А.Б., Ткаченко И.Н. Проектирование усиления несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений. К.: Логос, 2001. 172 с.

82. Голишев А.Б., Полищук П.П., Руденко Н.В. Расчет железобетонных стержневых систем с учетом фактора времени. К.: Будивельник, 1984. 128 с.

83. Городецкий Д. А., Барабаш М. С., Водопьянов Р. Ю., Титок В. П., Артамонова А. Е. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2013. М.: 2013. 376 с.

84. Горохов Е.В. Реконструкция промышленных зданий и сооружений. М.: Стройиздат, 1998. 132 с.

85. Гроздов В.Т. Дефекты строительных конструкций и их последствия / Гроздов В.Т.; С-Пб.: «Центр качества строительства», 2007. – 136 с.

86. Гроздов В.Т., Теряник В.В. О прочности и деформативности внецентренно сжатых колонн, усиленных обоймами // Изв. вузов. Строительство и архитектура. 1991. № 2. С. 7–10.

87. Гроздов В.Т. Теряник В.В. О прочности и деформативности колонн, усиленных обоймами // Изв. вузов. Строительство и архитектура. 1989. С. 8–11.

88. Гусаков В.Н. Несущая способность гибких железобетонных элементов при внецентренном сжатии кратковременной нагрузкой // Строительные конструкции: Научно-технический сборник. К.: Будивельник, 1971. С. 36–50.

89. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. К.: Мінрегіонбуд України, 2014. 110 с.

90. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2018. 30 с.

91. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. 72 с.

92. Дорофеев В.С., Карпюк В.М., Неутов А.С., Неутов С.Ф. Напряженно-деформированное состояние приопорных участков железобетонных пролетных строений при длительном действии нагрузки. Вісник ОДАБА: Зб. наук. праць. 2015. № 58. С. 115–123.

93. Дорофеев В.С., Клименко Е.В. Методология оценивания технического состояния железобетонных конструкций // Современное промышленное и гражданское строительство. 2006. Том 3. № 2. С. 109–113.

94. Дорофеев В.С., Заволока Ю.В., Кобринець В.М. та ін. Обстеження і відновлення експлуатаційних якостей залізобетонних конструкцій. Одеса: Евен, 2011. 474 с.

95. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. Інститут чорної металургії НАН України, 2006. 28 с.

96. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. 118 с.

97. ДСТУ Б В.3.1-2:2016. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд. К.: ДП «УкрНДНЦ», 2017. 68 с.

98. Дубіжанський Д. І. Теоретичне визначення міцності залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження за інженерною методикою / Д.І. Дубіжанський, Р. Є. Хміль, З. Я. Бліхарський // Теорія і практика будівництва : збірник наукових праць / відповідальний редактор З. Я. Бліхарський. – Львів : Видавництво НУ «Львівська політехніка». – 2012. – Вип. №742. – С. 70–74.

99. Дубіжанський, Д. І. Експериментальні дослідження міцності залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження. [Текст] / Д. І. Дубіжанський, Р. Є. Хміль // «Геодезія, архітектура та будівництво». Матеріали III міжнар. конф. молодих вчених GAC-2010. – Львів, 2010 – С. 78–79.

100. Єрмоєнко О.Ю. Ефективність варіантів підсилення у стисненій зоні залізобетонних елементів, що працюють на згин: автореф. дис ... канд. техн. наук: 05.23.01. Єрмоєнко Олександр Юрійович. Київ, 2006. 20 с.

101. Журавський О.Д., Постернак О.М., Постернак М.М. Ефективність та надійність підсилених залізобетонних балок // Нові технології в будівництві. АБУ, НДІБВ, 2016. № 31. С. 33–37.

102. Задорожнікова І.В. Експериментальні дослідження міцності підсилених у стисненій зоні залізобетонних балок // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2005. Вип. 13. С. 356–362.

103. Задорожнікова І.В. Підсилення стисненої зони, як засіб відновлення експлуатаційних якостей залізобетонних згинальних елементів: автореф. дис ... канд. техн. наук: 05.23.01. Задорожнікова Ірина Вікторівна. НУ «Львівська політехніка». Львів, 2006. 22 с.

104. Заикин А.И. Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий. М.: АСВ, 2007. 270 с.

105. Зак М.Л. Аналитическое представление диаграмм сжатия бетона / М.Л. Зак, Ю.П. Гуца // Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. М.: НИИЖБ, 1987. С. 103–107.

106. Залесов А.С. Деформационная расчетная модель железобетонных элементов при действии изгибающих моментов и продольных сил / А.С. Залесов, Е.А. Чистяков, И.Ю. Ларичев // Бетон и железобетон. 1996. № 5. С. 16-18.

107. Залесов А.С. Деформационная расчетная модель железобетонных элементов при действии поперечных сил // Инженерные проблемы современного железобетона. 1995. С. 113–120.

108. Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. Расчет деформаций железобетонных конструкций по новым нормативным документам // Бетон и железобетон. Издательство ЛАДЪЯ, 2002. № 6. С. 12–16.

109. Иванов Ю.В. Реконструкция здания и сооружений // Усиление, восстановление, ремонт. 2012. С. 8–10.

110. Калинин А.А. Обследование, расчет и усиление зданий и сооружений. М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2004. 160 с.
111. Карпенко Н.И. Исследование деформаций железобетонных элементов при знакопеременных нагрузках / Н.И. Карпенко, В.А. Ерышев и др. // Исследование железобетонных конструкций при статических и динамических воздействиях: Сб. научных трудов НИИЖБ, Госстроя СССР. М., 1984 С. 40–46.
112. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М: «Стройиздат», 1996. 416 с.
113. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. М: «Стройиздат», 1976. 205 с.
114. Кваша В.Г. Експериментальне дослідження залізобетонної мостової балки за ТП вип. 56, підсиленої композитною стрічкою з вуглецевих волокон CFRP / І.В. Мельник, М.Д. Климпущ // Зб. “Автомобільні дороги та дорожнє будівництво”. К., 2001. Вип. 62. С. 267–271.
115. Кваша В.Г. Эффективные системы расширения и усиления железобетонных балочных пролетных будов автодорожних мостов: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01. Кваша В.Г. КНУБА. К., 2002. 37 с.
116. Кваша В.Г. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсиленних зовнішнім наклеєним композитним армуванням, на основі деформаційної моделі. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://nuwm.rv.ua/metods/asp/vd/rm16150.doc>.
117. Кваша В.Г. Розрахунок міцності похилих перерізів залізобетонних балок, підсиленних наклеєними композитами // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. Рівне: Видавництво НУВГП, 2011. Вип. 22. С. 801–807.
118. Кизирия Г.В., Гвингидзе Г.Н. О новой модификации наследственной теории старения // АН ГССР, 1981. С. 117–120.
119. Кичаева О.В. Оценка рисков при реконструкции зданий // Зб. наук. праць. Серія: галузеве машинобудування, будівництво. Полтава: ПолтНТУ, 2013. № 3 (2). С. 161–174.

120. Кичаева О.В. Оценка уровня надежности при надстройке зданий // Ресурсоэкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2014. № 29. С. 430–437.

121. Кінаш Р.І. Методи нормування тимчасових навантажень та оцінювання надійності будівельних конструкцій за умов неповної інформації: дис. ... д-ра техн. наук. Кінаш Роман Іванович. Київ, 2000. 530 с.

122. Кінаш Р.І. Оцінка надійності залізобетонних конструкцій // Будівельні конструкції: Зб. наукових праць. К: НДІБК, 1999. № 51. С. 180–187.

123. Клименко Є.В. Методологія оцінювання, прогнозування та регулювання технічного стану будівель і споруд із залізобетону: автореф. дис. ... д-ра техн. наук. Клименко Євгеній Володимирович. Львів, 2008. 31 с.

124. Клименко Є.В. Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд. Київ: «Центр навчальної літератури», 2004. 304 с.

125. Клименко Є.В., Дорофєєв В.С. Імовірнісний підхід до оцінювання технічного стану будівель та споруд // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури: Зб. наук. праць. 2006. № 22. С. 113–121.

126. Клименко Ф.Е. Сталебетонные конструкции с внешним полосовым армированием. К.: Будивельник, 1984. 88 с.

127. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных расчетах пространственных железобетонных конструкций / С.Ф. Клованич, Д.И. Безушко. Одесса: Издательство ОНМУ, 2009. 89 с.

128. Коковин О.А. Деформации изгибаемых и внецентренно сжатых элементов при кратковременно действующей нагрузке в стадиях, близких к разрушению // Сб. Прочность и жесткость железобетонных конструкций. 1968. С. 104-125.

129. Корсун В.И. Напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций в условиях температурных воздействий. Макеевка: ДонГАСА, 2003. 194 с.

130. Корсун В.І., Калмиков Ю.Ю. Неоднорідність міцнісних та деформативних властивостей бетону по об'єму масивних елементів

конструкцій // Сучасні проблеми будівництва. Донецьк: Донецький ПромбудНДІпроект, ТОВ «Лебідь», 2002. Т. 2. С. 95–102.

131. Кочкаръов Д.В. Практичний розрахунок залізобетонних елементів на міцність за дії згинального моменту на базі ДБН В.2.6-98:2009 // Науково-технічний збірник «Комунальне господарство міст». 2012. Вип. 103. С. 46–57.

132. Кочкаръов Д.В. Пропозиції до розрахунку стиснутих, стиснуто-зігнутих і зігнутих залізобетонних елементів // Національний університет водного господарства та природокористування. 2012. Вип. 107. С. 60–73.

133. Кривошеєв П.І. Науково-технічні проблеми реконструкції будівель і споруд // Будівельні конструкції. Реконструкція будівель і споруд. Досвід і проблеми. Зб. наук. праць. К.: НДІКБ, 2001. Вип. № 54. С. 3–10.

134. Країнський П. І., Бліхарський Я. З., Хміль Р. Є., Вегера П. І. Вплив рівня навантаження на несучу здатність залізобетонних колон підсилених обоймою // Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті: тези доповідей 7-ої Міжнародної науково-технічної конференції, 14-16 листопада 2018 р., Харків, Україна. – 2018. – С. 117–119.

135. Країнський П. І., Вегера П. І., Хміль Р. Є., Бліхарський З. Я. Методика розрахунку тріщиностійкості залізобетонних колон підсилених залізобетонною обоймою // Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті: тези доповідей 8-ої Міжнародної науково-технічної конференції, 20-22 листопада 2019 р., Харків, Україна. – 2019. – С. 82–83

136. Крылов С.М., Чижевский В.В. Особенности деформирования изгибаемых железобетонных элементов при разгрузках и повторных нагружениях // Сб. Исследование железобетонных конструкций при статических повторных и динамических воздействиях. 1984. С. 71–81.

137. Крусь Ю.О., Крусь О.Ю. Моделювання зв'язку між напруженнями і деформаціями центрально стисненого бетону при різних режимах його навантажування // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2012. Вип. 23. С. 285–292.

138. Кудзис А.П. Оценка надежности железобетонных конструкций. Вильнюс: Моклас, 1985. 155 с.
139. Кузнецова Л.Д. К оценке точности расчета железобетона на основе различных теорий ползучести // Сб. Строит. конструкции. 1971. С. 46–52.
140. Кущенко В.Н. Основные принципы обеспечения безопасности строительных конструкций // Металлические конструкции. Макеевка: Изд-во ДонНАСА, 2009. Том 15. № 2. С. 147–155.
141. Лазовский Д.Н. Конструирование усиления железобетонных конструкций // Инженерные проблемы строительства и эксплуатации сооружений: сб. науч. тр. Минск: "Технопринт", 2001. С. 234-240.
142. Лазовский Д.Н. Расчет усиленных железобетонных элементов / Д.Н. Лазовский, К.В. Масеенок // Эффективные строительные материалы, конструкции и технологии: сб. тр. междунар. науч.-практ. конф. Минск: "Технопринт", 2000. С. 360-365.
143. Лазовский Д.Н. Способы усиления железобетонных конструкций // Промышленное строительство. 1992. № 12. С. 16.
144. Лазовский Д.Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений. Новополоцк: ПГУ, 1998. 240 с.
145. Лантух-Лященко А.И. Вероятностная оценка ресурса железобетонных элементов // Промислове будівництво та інженерні споруди. 2019. № 3. С. 13–17.
146. Лантух-Лященко А.І. До нової редакції ДБН «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» // Промислове будівництво та інженерні споруди. 2018. № 1. С. 26–32.
147. Лантух-Лященко А.И. Развитие идей надежности в строительной отрасли // Промислове будівництво та інженерні споруди. 2015. № 1. С. 2–8.
148. Леденев В.В. Аварии в строительстве. Том 1. Причины аварий зданий и сооружений. Тамбов: Изд-во ТГТУ, 2014. 210 с.
149. Лившиц Я.Д. Расчет железобетонных конструкций с учетом влияния усадки и ползучести бетона. К.: Высшая школа, 1981. 176 с.

150. Литвинов А.Г. Усиление железобетонных балок путем приклейки стальных полос и некоторые результаты предварительных опытов // Сб. Экспериментально теоретические исследования строительных конструкций и мостов. Новочеркасск, 1971. С. 126–132.

151. Лозовой Ю.И., Хило Е.Р. Усиление железобетонных конструкций, находящихся под нагрузкой, методом предварительного их напряжения термическим и электротермическим способом. Тезисы докладов научно-технической конференции. ЛПИ, Львов, 1964. С. 13–15.

152. Лозовой Ю.Л. Рекомендации по усилению монолитных железобетонных конструкций зданий и сооружений предприятий горнодобывающей промышленности. М.: Стройиздат, 1974. 96 с.

153. Мазурак А.В. Міцність залізобетонних елементів, виготовлених і підсилених технологією торкретування / А.В. Мазурак, Р.А. Шмиг, І.В. Ковалик // Збірник наукових праць: “Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди”. Рівне: НУВГП, 2012. Вип. 23. С.487–493.

154. Мазурак А.В. Міцність і деформативність експериментальних залізобетонних балок, підсилених і виготовлених за технологією торкретування / А.В. Мазурак, В.М. Калітовський // Вісник Національного університету „Львівська політехніка” „Теорія та практика будівництва”. Львів: Видавництво НУ „ЛП”, 2010. № 664. С. 78–82.

155. 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.

156. Мальганов А.И. и др. Оценка состояния и усиление строительных конструкций реконструируемых зданий. Томск, 1991. 307 с.

157. Мальганов А.И., Плевков В.С. и др. Усиление железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений. Изд. Томского Университета, Томск, 1989. 88 с.

158. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1979. 419 с.

159. Масюк Г.Х. Оцінка надійності залізобетонних балок, що зазнають дії малоциклових повторних і знакозмінних навантажень // Збірник наукових праць УкрДУЗТ. 2017. № 169. С. 224–228.

160. Масюк Г.Х., Алексієвець І.І. Аналіз деформування бетону та арматури в позацентрово-стиснутих залізобетонних елементах за дії малоциклових знакозмінних навантажень // «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону». Київ: ДП НДІБК, 2013. Вип. 78, книга 2. С. 493–498.

161. Масюк Г.Х., Алексієвець І.І. Методика експериментальних досліджень міцності, деформативності та тріщиностійкості позацентрово-стиснутих залізобетонних елементів за дії малоциклових знакозмінних навантажень // Вісник НУВГП. Зб. наукових праць. 2008. Вип. 4 (44). С. 122–127.

162. Масюк Г.Х., Алексієвець І.І. Результати експериментальних досліджень несучої здатності та тріщиностійкості позацентрово-стиснутих залізобетонних елементів за дії малоциклових навантажень із знакозмінними ексцентриситетами // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2010. № 20. С. 252–257.

163. Матвеев Е.П., Мешечек В.В. Технические решения по усилению и теплозащите конструкций жилых и общественных зданий. М.: Издатцентр «Старая Басманная», 1998. 209 с.

164. Махінько А.В. Надійність елементів металоконструкцій за дії випадкових змінних навантажень: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Махінько Антон Володимирович. Полтава, 2006. 23 с.

165. Махінько А.В. Надійність металевих баштових опор зв'язку: автореф. дис. ... д-ра техн. наук. Махінько Антон Володимирович. Полтава, 2012. 40 с.

166. Мельник І.В. Експериментальні дослідження деформативності залізобетонних балок, підсилених за дії навантаження композитною системою Sika Carbodur / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, Н.Б. Давидовський, В.О. Крет // Вісн. Нац. ун-ту "Львів. політехніка". 2012. № 742. С. 124–130.

167. Метод конечных элементов. Под редакцией П.М. Варвака. К.: Высш. школа, 1981. 176 с.

168. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона. НИИСК Госстроя СССР. К., 1987. 24 с.

169. Методические рекомендации по учету влияния ползучести бетона при расчете железобетонных стержней систем. К.: НИИСК, 1981. 72 с.

170. Мизернюк Б.Н. Рекомендации по проектированию усиления ЖБК реконструируемых предприятий. М.: Стройиздат, 1992. 122 с.

171. Микитенко С.М. Практичні методи розрахунку міцності залізобетонних елементів на основі нелінійної деформаційної моделі // Збірник наукових праць: «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди». Рівне: НУВГП, 2012. Вип. 24. С. 192–199.

172. Митрофанов В.П. Практическое применение деформационной модели с экстремальным критерием прочности железобетонных элементов // Коммунальное хозяйство городов. Серия: Архитектура и технические науки. 2004. Вып. 60. С. 29–48.

173. Михеев И.И., Захаров С.Т. Усиление конструкций промышленных зданий. К.: Будивельник, 1969. 191 с.

174. Морозов Е.М. ANSYS в руках инженера: Механика разрушения / Е.М. Морозов, А.Ю. Муйземнек, А.С. Шадский. М.: «ЛЕНАРД», 2010. 456 с.

175. Мохамед Хайель Касем Салех. Прочность и деформативность неразрезных железобетонных балок после усиления: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Мохамед Хайель Касем Салех. Киевский гос. технический ун-т строительства и архитектуры. Киев, 1991. 15 с.

176. Мурашко Л.А. Прочность и жесткость железобетонных изгибаемых элементов, усиленных полимербетонами. Касассбех Абдельмажид. К.: КГТУСА, 1998. 60 с.

177. Мурашов В.И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона (основы сопротивления железобетона). М., 1950. 267 с.

178. Мурин А.Я. Міцність нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою // Вісн. Нац. ун-ту «Львів. політехніка». 2008. № 627. С. 155–157.

179. Мурин А.Я., Сорохтей В.М. Деформативність нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою // Вісн. Нац. ун-ту «Львів. політехніка». 2009. № 655. С. 204–207.

180. Мустафин И.И. Обеспечение совместной работы железобетонной обоймы с усиляемым внецентренно-нагруженным элементом / И.И. Мустафин, Р.Ф. Фардиев // Теория инженерных сооружений и строительные конструкции. Казань: Известия КазГАСУ, 2008. № 1 (9). С. 96-99.

181. Немировский Я.М. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с учетом работы растянутого бетона над трещинами и пересмотр на этой основе теории расчета деформаций и раскрытие трещин. // Сб. Прочность и жесткость железобетонных конструкций. М.: НИИЖБ, 1968. С. 125–170.

182. Нугужинов Ж.С. Деформации изгибаемых железобетонных элементов при разгрузке и повторных статических нагружениях // Технология расчет и конструирование железобетонных конструкций: сб. научных трудов НИИЖБ Госстроя СССР. М., 1986. С. 71–75.

183. Овчинников И.Г., Полякова Л.Г. Нелинейная разномодульная модель деформирования армированного бетона. Тольят. политехн. ин-т. Тольятти, 1989. 28 с.

184. Онищенко О.Г., Пічугін С.Ф., Онищенко В.О., Семко О.В., Стороженко Л.І., Ємельянова І.А., Ландар О.М. Високоєфективні технології та комплексні конструкції в будівництві: монографія. Полтава: ПФ «Форміка», 2009. 404 с.

185. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений. Л.: Стройиздат, 1965. 342 с.

186. Павліков А.М. Застосування нелінійної деформаційної моделі в розрахунках міцності позацентрово стиснутих залізобетонних елементів при плоскому та косому деформуванні / А.М. Павліков, О.В. Бойко, Д.Ф. Федоров // Ресурсоекономні матеріали, будівельні конструкції, будівлі та споруди; Збірник наукових праць. Рівне: НУВГП, 2011. Вип. 22. С. 444–451.

187. Павліков А.М. Перевірка міцності позацентрово стиснутих залізобетонних елементів на основі дволінійних діаграм стану бетону і арматури / А.М. Павліков// Ресурсоекономні матеріали, будівельні конструкції, будівлі та споруди; Збірник наукових праць. Рівне: НУВГП, 2011. Вип. 23. С. 370–376.

188. Павліков А.М. Розрахунок міцності залізобетонних елементів у нормальних перерізах, синтезований на основі СНиП 2.03.01-84 та нелінійної деформаційної моделі // Вісник Національного університету «Львівська політехніка»: Зб. наук. праць. Серія: Теорія і практика будівництва. Львів, 2010. № 664. С. 128–132.

189. Павліков А.М. Розрахунок площі поздовжньої арматури з урахуванням непружних деформацій бетону в задачах проектування елементів залізобетонних конструкцій // Научно-технический сборник «Коммунальное хозяйство городов». Серия: Технические науки и архитектура. Харьков, 2004. Вып. № 55. С. 254–258.

190. Павліков А.М., Бойко О.В. Застосування нелінійної деформаційної моделі в інженерних розрахунках міцності залізобетонних елементів // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2012. № 23. С. 355–363.

191. Патент на корисну модель №59692 Україна. Пристрій для випробування залізобетонних балок на згин / Бліхарський З.Я., Хміль Р.Є., Вашкевич Р.В., Царьов Є.С.; заявник і власник НУ "Львівська політехніка". - № u201013311, заявл. 09.11.2010; опубл. 25.05.2011; Бюл. №10, 2011 р. - 4 с.

192. Пашинський В.А. Методологія нормування навантажень на будівельні конструкції: автореф. дис. ... д-ра техн. наук. Пашинський Віктор Антонович. Полтава, 1999. 34 с.

193. Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций: монография. М.: Изд-во АСВ, 2007. 254 с.

194. Перельмутер А.В., Пичугин С.Ф. Об оценке уязвимости строительных конструкций // Magazine of Civil Engineering. 2014. № 5. С. 5–14.

195. Перельмутер А.В., Пичугин С.Ф. Расчетные сочетания нагрузок для проверки надежности конструкций (обзор) // Зб. наук. праць Українського інституту сталевих конструкцій ім.В. М. Шимановського. 2015. № 15. С. 4–47.

196. Перлова О.М. Несуча здатність, жорсткість та деформативність залізобетонних елементів зі змішаним армуванням: автореф. канд. техн. наук: 05.23.01. Перлова Олена Михайлівна. Державний НДІ будівельних конструкцій. К., 2008. 20 с.

197. Пецольд Т.М., Лазовский Д.Н. Расчет усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений // Бетон и железобетон. 1998. № 6. С. 16–19.

198. Пецольд Т.М., Лазовский Д.Н. Расчет усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений // Бетон и железобетон. 1999. № 6. С. 11–14.

199. Пецольд Т.М., Лазовский Д.Н. Расчет усиленных железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений // Совершенствование железобетонных конструкций, оценка их состояния и усиление: сб. мат. респ. науч.-техн. конф. Минск: УП "Технопринт", 2001. С. 136–139.

200. Писанко Г.Н., Щербаков Е.Н. Предельная деформативность высокопрочного бетона при сжатии // Строительные конструкции. К.: Будівельник. 1971. С. 105–108.

201. Пичугин С.Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий: монография. М.: Изд-во АСВ, 2011. 456 с.

202. Пичугин С.Ф. Оценка надежности железобетонных балок с углепластиковым внешним армированием // Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. 2014. № 77. С. 153–157.

203. Пичугин С.Ф. Оценка надежности элементов стальных конструкций // Металлические конструкции. 2008. Том 14. № 4. С. 227–236.

204. Пічугін С.Ф. Надійність технічних систем. Полтава: ПДТУ, 2000. 157 с.
205. Поветкин М.С. Напряженно-деформированное состояние усиленных под нагрузкой железобетонных изгибаемых преднапряженных элементов: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Поветкин Максим Сергеевич; ГОУ ВПО «Орловский гос.техн. университет». Орёл, 2009. 19 с.
206. Поляков Л.П. и др. Железобетонные конструкции. К.: Вища школа, 1984. 352 с.
207. Попруга Д.В. Новітні технології підсилення згинальних залізобетонних елементів промислових будівель / Д.В. Попруга, О.І. Валовой, М.О. Валовой // Збірник наукових праць: «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди». Рівне: НУВГП, 2012. Вип. 23. С. 502–509.
208. Попруга Д.В. Технологія підсилення залізобетонних згинальних елементів після землетрусів [Електронний ресурс] / Д.В. Попруга, О.І. Валовой, П.І.Герб. Режим доступу: http://www.nbuuv.gov.ua/portal/natural/Bud_kon/2012_76/PoprValG.pdf.
209. Пособие по практическому выявлению пригодности к восстановлению поврежденных строительных конструкций зданий и сооружений и способам их оперативного усиления. ЦНИИПРОМЗДАНИЙ. Москва, 1996 г. 100 с.
210. Пособие П1-98 «Усиление железобетонных конструкций» к СНиП 2.03.01-84*. Минск, 1998. 186 с.
211. Пособие к СНиП 2.01.03-84 по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры. М.: Центральный институт типового проектирования. 1988. 415 с.
212. Пошивач В.Г. Вероятностный коэффициент надежности по предельному расчетному значению ветровой нагрузки // Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. 2009. № 50. С. 414–418.

213. Пошивач В.Г. Надійність та контроль якості згинальних залізобетонних конструкцій: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Пошивач Володимир Генійович. Київ, 1997. 24 с.

214. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6- 98:2009 в порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура О.М. Пустовойтова, П.А. Резник, Є.Г. Стоянов, В.С. Шмуклер Довідково-учбовий посібник Під загальною редакцією В.С. Шмуклера: Золотые страницы, 2015. — 240 с.

215. Проблеми гармонізації розроблюваного нормативного документу «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» з EN 1992-1-1:2004 (Єврокод-2) / А.Н. Бамбура, О.І. Давиденко, Ю.С. Слюсаренко, О.Б. Гурківський, М.С. Безбожна // Будівельні конструкції. К.: НДІБК, 2007. Вип. 67. С. 9–20.

216. Прокопович И.Е., Зедгенидзе В.А., Мазур В.Ф. Влияние длительных нагрузок на кратковременную прочность железобетонных балок с умеренными коэффициентами армирования // Строительные конструкции. Вып. 38. К.: Будивельник, 1985. С. 22–26.

217. Пшеничкина В.А., Богомоллов А.Н., Чураков А.А. Надежность строительных систем. Волгоград: ВолгГАСУ, 2010. 40 с.

218. Пшінько О.М., Савицький М.В., Зінкевич А.М. Відновлення експлуатаційної придатності бетонних, залізобетонних і кам'яних конструкцій. Дніпро: ДНУЗТ ім. акад. В. Лазаряна, 2018. 220 с.

219. Раевский А.Н., Теряник В.В. Определение несущей способности внецентренно сжатых элементов средней и большой гибкости по прочности и устойчивости // Известия ТулГУ. Серия «Строительные материалы, конструкции и сооружения». 2004. С. 152–156.

220. Раевский А.Н., Теряник В.В., Мальков А.А. Совершенствование методики определения несущей способности внецентренно сжатых колонн из условия устойчивости и прочности. М.: Деп. в ВНИИЦ, 2001. 15 с.

221. Райзер В.Д. Теория надежности в строительном проектировании: монография. М.: изд-во АСВ, 1998. 304 с.

222. Рак Н.А., Пецольд Т.М., Клевцов В.А. Методика экспериментальных исследований деформативности узлов сопряжений стропильных конструкций с центрифугированными колоннами кольцевого сечения // Вопросы строительства и архитектуры. Мн.: Выш.шк., 1980. С. 41–45.

223. Рекомендации по обеспечению надежности и долговечности железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений / Харьковский Промстройниипроект. М.: Стройиздат, 1990. 176 с.

224. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений. НИИСК. М.: Стройиздат, 1989. 65 с.

225. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий. Наземные конструкции и сооружения / Харьковский Промстройниипроект, НИИЖБ. М.: Стройиздат, 1992. 321 с.

226. Рекомендации по усилению железобетонных и каменных конструкций. Полоцкий государственный университет, 1993. 485 с.

227. Рекомендации по усилению монолитных железобетонных конструкций зданий и сооружений предприятий горнодобывающей промышленности. Донецкий Промстройниипроект. М.: Стройиздат, 1974. 97 с.

228. Ржаницын А.Р. Применение статистических методов в расчетах сооружений на прочность и безопасность // Строительная механика и расчет сооружений. М., 1952. № 6. С. 22–25.

229. Ржаницын А.Р. Строительная механика. М.: Высш. школа, 1982. 400 с.

230. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. М.: Стройиздат, 1978. 239 с.

231. Різак В.В. Експериментальне дослідження несучої здатності стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів // Гідромеліорація та гідротехнічне будівництво: Науково-технічний збірник. Вип. 23. Рівне: Видавництво УДАВГ, 1998. С. 254–260.

232. Роговий С.І. Проблеми дослідження і реалізації діаграм стану бетону в теорії розрахунку залізобетонних конструкцій // Зб. наук. праць: Будівельні конструкції. Кн. 1. К.: НДБК, 2003. Вип. 59. С. 137–142.

233. Рудаков К.Н. UGS Femap 9.3. Геометрическое и конечно-элементное моделирование конструкций. К., 2009. 296 с.

234. Руденко В.В. Расчет сечений внецентренно сжатых элементов // Бетон и железобетон. 1985. №10. С. 29–30.

235. Савицький М.В. Основи розрахунку надійності залізобетонних конструкцій в агресивних середовищах: автореф. дис. ... д-ра техн. наук. Савицький Микола Васильович. Дніпропетровськ, 1994. 41 с.

236. Савицький М.В., Пшінько П.О., Зінкевич А.М. Особливості забезпечення надійності та оцінки залишкового ресурсу конструкцій мостів в складних умовах експлуатації // Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. 2016. № 91. С. 119–124.

237. Санжаровский Р.С. Исследование устойчивости внецентренно сжатых железобетонных стержней с учетом нелинейной ползучести бетона / Р.С. Санжаровский // Инженерные конструкции: Материалы к XXIX научн. конф. ЛИСИ. Л., 1970. С. 110-113.

238. Сегерлинд Л. Применение метода конечных элементов. М.: Мир, 1979. 392 с.

239. Семко О.В. Застосування теорії ризиків для визначення коефіцієнту надійності за призначенням // Современные строительные конструкции из металла и древесины: Сб. науч. трудов. Одесса: ОГАСА, 2005. С. 178–185.

240. Семко О.В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій. К.: Сталь, 2004. 316 с.

241. Семко О.В. Надійність сталезалізобетонних конструкцій: автореф. дис. ... д-ра техн. наук. Семко Олександр Володимирович. Полтава, 2006. 28 с.

242. Семко О.В. Оцінка ймовірності стану конструкцій за результатами обстежень // Проблеми теорії і практики залізобетону: Зб. наук. статей. Полтава, 1997. С. 414–416.

243. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. М.: Госстрой СССР, 1989. 80 с.

244. Стрелецкий Н.С. Основы статистического учета коэффициента запаса прочности сооружений. М.: Стройиздат, 1947. 95 с.

245. Сунак О.П., Боярчук Б.А. Напружено-деформований стан підсилених залізобетонних балок при короткочасному навантаженні // Міжвузівський збірник (за напрямом «інженерна механіка»). Наукові нотатки. Вип. 11. Луцьк: ЛДТУ, 2002. С. 260–267.

246. Таль К.Э., Чистяков Е.А. Исследование несущей способности гибких железобетонных колонн, работающих по первому случаю внецентренного сжатия // Расчёт железобетонных конструкций. Экспериментально-теоретические исследования по усовершенствованию расчёта. Труды института НИИЖБ. Вып.23. М.: Госстройиздат, 1961. С. 25–78.

247. Теряник В.В. Влияние поперечного армирования железобетонной обоймы на несущую способность усиленных элементов / В.В. Теряник, А.Ю. Бирюков, А.О. Борисов // Развитие вуза через развитие науки: сб. докл. II Междунар.науч.-практ. конф. Тольятти: ТВТИ, 2008. Ч. 1. С. 7–9.

248. Теряник В.В. О проблеме устойчивости внецентренно сжатых бетонных и железобетонных элементов средней и большой гибкости // Серия «Строительство и архитектура». 2003. С. 167–170.

249. Теряник В.В. Прочность и устойчивость внецентренно-сжатых элементов, усиленных железобетонными и металлическими обоймами: автореферат диссертации на соискания степени д.т.н. В.В. Теряник. Челябинск. 2007. 41 с.

250. Титаренко Р.Ю. Методика оцінки надійності залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обоймою / Р.Ю. Титаренко, Р.Є. Хміль // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2018. – Вип. 36. – С. 406–412.

251. Титаренко Р.Ю. Основні стохастичні параметри при оцінюванні надійності залізобетонних балок, підсилених додатковим армуванням / Р.Ю.Титаренко, Р.Є. Хміль // Вісник Національного університету «Львівська політехніка», серія «Теорія і практика будівництва». – 2017. – № 877. – С. 206–211

252. Титаренко Р.Ю. Принципи оцінки надійності залізобетонних балок, підсилених додатковою стрижневою арматурою за дії навантаження / Р.Ю. Титаренко, Р.Є. Хміль // Вісник Львівського національного аграрного університету, серія «Архітектура і сільськогосподарське будівництво». – 2018. – № 19. – С. 94–97

253. Титов Г.И. Усиление железобетонных конструкций. Новосибирск, 1985. 45 с.

254. Улицкий И.И., Ривкин С.А., Самолетов М.В. Железобетонные конструкции (расчет и конструирование). Издание третье. Киев, 1972. 992 с.

255. Улицкий И.И. Теория и расчет железобетонных стрижневых конструкций с учетом длительных процессов. К.: Будивельник, 1967. 438 с.

256. Усаковский С.Б. Оценка надежности конструкций с учетом неточности расчетного метода и неполноты исходной информации. Прикладные задачи на основе этой модели // Зб. наук. праць. Серія: галузеве машинобудування, будівництво. Полтава: ПолтНТУ, 2015. № 1 (43). С. 73–80.

257. Усаковський С.Б., Велічко М.М. Про надійність фундаментів існуючих автодорожніх мостів малих прольотів. оцінка статистичних параметрів діючих факторів // Містобудування та територіальне планування: Науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2012. № 44. С. 509–518.

258. Усиление железобетонных конструкций. (Пособие П1-98 к СНиП 2.03.01-84*). Минск: Минстрой Республики Беларусь, 1998. 189 с.

259. Хило Е.Р., Попович Б.С. Усиление железобетонных конструкций с изменением расчетной схемы и напряженного состояния. Львов: Высшая школа, 1976. 146 с.

260. Хміль Р.Є. Дослідження залізобетонних колон підсилених при експлуатаційному рівні навантаження системою CFRP / Я.З. Бліхарський,

Р.Є. Хміль // Міжвідомчий науково-технічний збірник «Будівельне виробництво» ДП»НДІБВ». Вип. № 56. Київ, 2014. С. 116–118.

261. Хміль Р. Є., Титаренко Р. Ю., Бліхарський Я. З., Вашкевич Р. В. Надійність залізобетонних балок підсилених при різних рівнях навантаження // Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті: тези доповідей 8-ої Міжнародної науково-технічної конференції, 20-22 листопада 2019 р., Харків, Україна. – 2019. – С. 120–121.

262. Хміль Р.Є., Титаренко Р.Ю., Бліхарський Я.З., Вегера П.І. Вдосконалення методики оцінки ймовірності безвідмовної роботи залізобетонних балок, підсилених за дії навантаження // Енергоефективність на транспорті : тези доповідей міжнародної науково-технічної конференції, 18-20 листопада 2020 р., Харків, Україна. – 2020. – С. 112–113.

263. Хміль Р. Є., Титаренко Р. Ю. Надійність залізобетонних балок, підсилених нарощуванням розтягнутої арматури за дії навантаження // Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції : робоча програма та тези доповідей II Науково-практичної конференції, 24-25 травня 2018 р., Київ. – 2018. – С. 49–52.

264. Хміль Р.Є., Титаренко Р.Ю. Особливості оцінювання надійності підсилених залізобетонних елементів // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2016. – Вип. 63. – С. 91–97.

265. Хміль Р.Є., Титаренко Р.Ю. Аналіз методів оцінки надійності залізобетонних конструкцій // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2016. – Вип. 32. – С. 282–289.

266. Хміль Р.Є., Царьов Є.С. Експериментально-теоретичні дослідження впливу одночасної дії навантаження при підсиленні на міцність залізобетонних балок / Матеріали II Міжнародної конференції молодих вчених GAC-2009 “Геодезія, архітектура та будівництво”, 14-16 травня 2009р.– Львів, Видавництво НУ"ЛП", 2009 - С.106-108.

267. Чеканович, М. Г., Романенко, С. М., Андрієвська, Я. П. (2018) Система зовнішнього підсилення залізобетонних згинальних елементів і моделювання її роботи // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2018. № 36. С. 429-435.

268. Шагин А.Л., Бондаренко Ю.В., Гончаренко Д.Ф., Гончаров В.Б. Реконструкция зданий и сооружений. М.: Высшая школа, 1991. 352 с.

269. Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами. М.: Стройиздат, 2007. 179 с.

270. Шимкович Д.Г. Femap & Nastran. Инженерный анализ методом конечных элементов. М.: «ДМК Пресс», 2008. 702 с.

271. Шкурупій О.А. Розрахунок несучої здатності позацентрово стиснутих залізобетонних колон // Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка. Науково-технічний збірник. 2008. № 81. С. 27–33.

272. Шкурупій О.А., Бабич Є.М. Аналітичне визначення фізико-механічних характеристик бетону // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2011. Вип. 21. С. 401–407.

273. Шкурупій О.А., Лазарєв Д.М. Використання чисельних і оптимізаційних методів для розрахунку міцності нормальних перерізів залізобетонних елементів на основі деформаційної моделі з екстремальним критерієм // Коммунальное хозяйство городов: сб. науч. трудов. К.: Техника, 2007. Вып. 76. С. 71–79.

274. Шкурупій О.А., Лазарєв Д.М. Вплив процента армування на граничну деформацію стиснутої грані бетону позацентрово стиснутих залізобетонних елементів // Будівельні конструкції: Зб. наук. праць. Київ: НДІБК, 2007. Вип. 67. С. 413–423.

275. Шкурупій О.А., Лазарєв Д.М. Розрахунок нормальних перерізів стиснутих залізобетонних елементів із застосуванням експериментального критерію // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2006. № 14. С. 374–381.

276. Шмуклер В.С. К упрощению нелинейного расчета железобетонных элементов // Бетон и железобетон в Украине. 2012. № 4-С. С. 17–20.

277. Шмуклер В.С. Улучшение сходимости итерационных методов расчета железобетонных конструкций, находящихся в условиях сложного напряженного состояния // Коммунальное хозяйство городов. 1997. № 9. С. 16–21.

278. Шмуклер В.С., Лучковский И.Я. Учет полной диаграммы « $\sigma_{\text{в}}-\epsilon_{\text{в}}$ » в алгоритме расчета железобетонных конструкций // Будівельні конструкції. Кн. 1: Зб. наук. праць. К.: НДІБК, 2003. № 59. С. 143–150.

279. Шпете Г. Надежность несущих строительных конструкций. Пер. с нем. М.: Стройиздат, 1994. 288 с.

280. Шутенко Л.М. Технологія підсилення залізобетонних згинальних елементів після землетрусів [Електронний ресурс] / Л.М. Шутенко, М.С. Золотов М.Ю. Смолянinov. Режим доступу: http://www.nbuuv.gov.ua/portal/natural/Rmkbs/2009_18/72.pdf.

281. Щелкунов В.Г. Розрахунок міцності позacentрово стиснутих залізобетонних елементів і пошук варіантів мінімальної вартості. К.: НОК ВО, 1992. 87 с.

282. Яковлев С.К. Работа внецентренно сжатых бетонных элементов при повторном статическом нагружении / С.К. Яковлев, Н.П. Бащенко, М.И. Белкин // Бетон и железобетон. 1992. №8. С. 21–22.

283. Яременко О.Ф., Школа Ю.О. Несуча здатність та деформативність залізобетонних стрижневих елементів в складному напруженому стані // Одеськ. держ. академія будівництва та архітектури. Одеса: Евен, 2010. 136 с.

284. Abu-Tair A., Rigden S., Burley E. Testing the bond between repair materials and concrete substrate // ACI Materials Journal. 1996. № 93 (6). P. 553–558.

285. ACI 318-05. Building code requirements for reinforced concrete. American Concrete Institute (ACI). Farmington Hills, MI, 2005. 369 p.

286. ACI 440.2R-08: «Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures». Published by American Concrete Institute. Farmington Hills, MI, 2008. 80 p.

287. ACI 440.3R-04: «Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures». Published by the American Concrete Institute. Farmington Hills, 2004. 40 p.

288. Alcocer S. RC frame connections rehabilitated by jacketing // *Journal of Structural Engineering*. 1993. № 119 (5). P. 1413–1431.

289. Alcocer S., Jirsa J. Assessment of the response of reinforced concrete frame connections redesigned by jacketing // *Proceedings of the 4th US National Conference on Earthquake Engineering*. 1990. P. 295–304.

290. Al-Saidy A.H., Al-Harthy A.S., Al-Jabri K.S. Effect of damaged concrete cover on the structural performance of CFRP strengthened corroded concrete beams (2009). *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II. Proceedings of the 2nd International*. P. 1243–1248.

291. Alsayed S.H., Siddiqui N.A. Reliability of shear-deficient RC beams strengthened with CFRP-strips // *Construction and Building Materials*. 2013. V. 42. P. 238–247.

292. Andrews G. Repaired Reinforced Concrete Beams / G. Andrews, A.K. Sharma // *ACI, Concrete International, Detroit*. April, 1998. P. 47–50.

293. Ang A.H.-S., Cornell C.A. Reliability bases of structural safety and design // *Journal of the Structural Division*. 1974. V. 100. N. 9. P. 1755–1769.

294. Attari N., Amziane S., Chemrouk M. Flexural strengthening of concrete beams using CFRP, GFRP and hybrid FRP sheets. (2012). *Construction and Building Materials*. V. 37. P. 746–757.

295. Austin S. Tensile bond testing of concrete repairs / S. Austin, P. Robins, Y. Pan // *Materials and Structures*. 1995. № 28. P. 249–259.

296. Barros J.A.O., Varma R.K., Sena-Cruz J.M., Azevedo A.F.M. Near surface mounted CFRP strips for the flexural strengthening of RC columns: Experimental and numerical research. (2008). *Eng. Struct.* 30 (12). P. 3412–3425.

297. Bett B., Klingner R., Jirsa J. Lateral load response of strengthened and repaired reinforced concrete columns // *ACI Structural Journal*. 1988. № 85 (5). P. 499–508.

298. Bloxham John W. Investigation Of Reinforced Concrete Beams Strengthened By Externally Bounded Steel Plates. Thesis submitted to the University of Sheffield for the Degree of Doctor of Philosophy in the Faculty of Engineering, 1980. 299 p.

299. Bournas D.A., Triantafillou T.C. Flexural strengthening of RC columns with NSM FRP or stainless steel. (2009). *ACI Struct J.* 106 (4). P. 495–505.

300. Bousalem B. Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beams with NSM Fiber-Reinforced Polymer Strips / B. Bousalem, N. Chikh, R. Benzaid. РЕЖИМ ДОСТУПУ: http://www.enset-oran.dz/sbeidco/Papers/36_Paper.pdf.

301. Burgoyne C.J. Advanced Composites in Civil Engineering in Europe // *Structural Engineering International*. V. 9, N. 4. IABSE, 1999. P. 267–273.

302. C.P. Pantelides and J. Gergely. Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Beam-Column T-Joints in Bridge Piers with FRP Composite Jackets. 29 p.

303. Campbell F.C. *Structural Composite Materials*. Novelty, OH: ASM International, 2010. 500 p.

304. Casadei P. Performance of Double-T Prestressed Concrete Beams Strengthened with Steel Reinforced Polymer / P. Casadei, A. Nanni, T. Alkhrdaji, J. Thomas // *7th Int. Symposium FRP Reinforcement for Concrete Structures: Proceedings*. V. 1. P. 427–442.

305. Colomb F., Tobbi H., Ferrier E., Hamelin P. Seismic retrofit of reinforced concrete short columns by CFRP materials. (2008). *Compos Struct.* 82 (4). P. 475–487.

306. Cornell C.A. A probability-based structural code // *ACI-Journal*. 1969. V. 66. N. 12. P. 974–985.

307. Dajun D., Dinghai H. Using Cathodic Protection Technique in China // *Repair & Rehabilitation*. 2001. P. 83–86.

308. Darby A.P. Deep embedment of FRP for concrete shear strengthening / A.P. Darby, T.J. Ibell, P. Valerio. // *The Institution of Civil Engineers – Structures and Buildings: Proceedings*. V. 162. N. 5. London, 2009. P. 311–321.

309. De Caso y Basalo F., Matta F., Nanni A. Fiber reinforced cementitious matrix composites for infrastructure rehabilitation. *Composites & Polym.* American Composites Manufacturers Association, January 15–17, 2009. 12 p.

310. Ditlevsen O., Madsen H.O. *Structural reliability methods: Monograph*. Chichester: John & Wiley Sons Ltd, 1996. 384 p.

311. Duprat F. Reliability of RC beams under chloride-ingress // *Construction and building materials*. 2007. V. 21. N. 8. P. 1605–1616.

312. Eduardo N.B.S. Júlio. Reinforced concrete jacketing - interface influence on monotonic loading response / Eduardo N.B.S. Júlio, Fernando A.B. Branco, Vítor D. Silva // *ACI Structural Journal*. 2005. V. 102. N. 2. P. 252–257.

313. Eid R., Roy N., Paultre P. Normal-and high-strength concrete circular elements wrapped with FRP composites. (2009). *J. Compos. Constr.* V. 13 (2). P. 113–124.

314. El-Enein H., Azimi H., Sennah K. and Ghrib F. (2014). «Flexural strengthening of reinforced concrete slab–column connection using CFRP sheets». *Construction and Building Materials*, 10.1016/j.conbuildmat.2014.01.077, 126-137.

315. El-Maaddawy T. Behavior of corrosion-damaged RC columns wrapped with FRP under combined flexural and axial loading. (2008). *Cement and Concrete Composites*. V. 30 (6). P. 524–534.

316. El-Maaddawy T. Post-repair performance of eccentrically loaded RC columns wrapped with CFRP composites. *Cement and Concrete Composites*. October, 2008. P. 822–830.

317. El-Maaddawy T. Strengthening of eccentrically loaded reinforced concrete columns with fiberreinforced polymer wrapping system: Experimental investigation and analytical modeling. (2009). *J. Compos. Constr.* V. 13 (1). P. 13–24.

318. El-Maaddawy T., Soudki K. Carbon-fiber-reinforced polymer repair to extend service life of corroded reinforced concrete beams. (2005). *ASCE J. Compos. Constr.* V. 9 (2). P. 187–194.

319. El-Shihy A.M., Fawzy H.M., Mustafa S.A., El-Zohairy A.A. Experimental and numerical analysis of composite beams strengthened by CFRP

laminates in hogging moment region, *Steel And Composite Structures*. 2010. P. 281–295.

320. Eurocode-2: Design of Concrete Structures. – Part 1-12: General Rules and Rules for Building: EN 1992-1-1. - [Final Draft, October, 2001]. – Brussels: CEN. - 2001. - 231 p.

321. Eurocode EN 1990:2002. Basis of structural design. Brussels: European Committee for Standardization (CEN), 2002. 87 p.

322. Faber M.H. Basics of structural reliability. Zürich, Switzerland: ETH Swiss Federal Institute of Technology, 2002. 56 p.

323. Faber M.H. Risk and safety in civil engineering: Lecture Notes. Zürich, Switzerland: ETH Swiss Federal Institute of Technology, 2007. 335 p.

324. Feng Y.-F., Gong J.-X., Yang G.-P., Li R.-Q. A probability model for rebar corrosion loss and time-dependent reliability analysis of RC member // *Hydro-Science and Engineering*. 2014. N. 1. P. 24–32.

325. Ferrier E., Hamelin P. Long-time concrete-composite interface characterization for reliability prediction of RC beam strengthened with FRP // *Materials and Structures*. 2002. V. 35. N. 9. P. 564–572.

326. Ferrier E., Michel L., Jurkiewicz B., Hamelin P. Creep behavior of adhesives used for external FRP strengthening of RC structures // *Construction and building materials*. 2010. 8 p.

327. FIB Bulletin N. 14. (2001). Design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures. By «EBR» working party of FIB TG 9.3, July 2001. 138 p.

328. FIB Bulletin N. 35. (2006). Retrofitting of concrete structures by externally bonded FRPs, with emphasis on seismic applications. 2006. 220 p.

329. Fitzwilliam J., Bisby L.A. Slenderness effects on circular CFRP confined reinforced concrete columns. (2010). *J. Compos. Constr.* 14 (3). P. 280–288.

330. França P., Costa A. Behaviour of flexural strengthened beams with prestressed CFRP laminates // 8th international symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-8). Patras, 2007. 10 p.

331. Freudenthal F.M. Safety, reliability and structural design // Journal of the Structural Division: Proc. ASCE. 1961. V. 87. N. 3. P. 1–16.
332. Gajdosova K., Bilcik, J.B. Full-scale testing of CFRP-strengthened slender reinforced concrete columns. (2013). Journal of Composites for Construction. V. 17 (2). P. 239–248.
333. GangaRao H.V.S., Taly N., Vijay P.V. (2007). Reinforced Concrete Design with FRP Composites. CRC Press, London. 382 p.
334. Gulvanessian H., Holicky M. Eurocodes: using reliability analysis to combine action effects // Structures and buildings: Proceedings of the institution of civil engineers. London, UK, 2005. V. 158. N. 4. P. 243–252.
335. H.C. Wu and P. Sun. Fiber reinforced cement based composite sheets for structural retrofit. International Institute for FRP in Construction, 2005. P. 343–348.
336. Hadi M.N.S. Behaviour of eccentric loading of FRP confined fibre steel reinforced concrete columns. (2009). Construction and Building Materials. V. 23 (2). P. 1102–1108.
337. Hadi M.N.S., Widiarsa I.B.R. Axial and flexural performance of square RC columns wrapped with CFRP under eccentric loading. (2012). Journal of Composites for Construction. V. 16 (6). P. 640–649.
338. Hayashi T. Strengthening methods of the existing reinforced concrete buildings / T. Hayashi, H. Niwa M. Fukuhara // Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering. Istanbul, 1980. P. 89–97.
339. He X.-J., Zhou C.-Y., Yang X.-H., Li Y.-H. Calculation method for lagged strain of reinforced concrete beams strengthened with CFRP laminates. (2009). Harb in Gongye Daxue Xuebao/Journal of Harbin Institute of Technology. 41 (8). P. 123–127.
340. Kaminska M.E. Badania zelbetowych belek z tasmami CFRP przyklejnymi na ich powierzchniach / M.E. Kaminska, R. Kotynia // XVI konferencja naukowo-techniczna «Beton i prefabrykacja». Tom 2. Jadwisin, 1998. S. 479–484.
341. Khmil R., Tytarenko R. Reliability evaluation of strengthened reinforced concrete members // Litteris et Artibus : proceedings of 6th International youth

science forum, November 24-26, 2016, Lviv - Lviv : Lviv Polytechnic Publishing House. – C. 136-137.

342. Khmil R. Development of the procedure for the estimation of reliability of reinforced concrete beams, strengthened by building the stretched reinforcing bars under load / R.Khmil, R.Tytarenko, Y.Blikharsky, P.Vegera. // Eastern-European Journal of Enterprise Technologies. – 2018. – Vol. 5, No. 7 (95). – P. 32–42.

343. Khmil R., Tytarenko R., Blikharsky Y., Vashkevych R. Influence of load level during strengthening of reinforced concrete beams on their reliability [Електронний ресурс] // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2019. – Vol. 708, iss. 1

344. Khmil R., Tytarenko R., Blikharsky Y., Vegera P. The probabilistic calculation model of RC beams, strengthened by RC jacket // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2020. – Vol. 100: P. 182–192.

345. Krainsky P., Blikharsky Y., Khmil R., Vegera P. Influence of loading level on the bearing capacity of RC columns strengthened by jacketing [Електронний ресурс] // MATEC Web of Conferences. – 2018. – Vol. 230

346. Krainsky Pavlo, Blikharsky Yaroslav, Khmil Roman, Blikharsky Zinoviy. Experimental study of the strengthening effect of reinforced concrete columns jacketed under service load level [Електронний ресурс] // MATEC Web of Conferences. – 2018. – Vol. 183

347. Krayinsky P. Experimental investigation of reinforced concrete columns strengthened by jacketing / P. Krainskyi, Z. Blikharskiy, R. Khmil // Journal of Multidisciplinary Engineering Science and Technology (JMEST) ISSN: 3159-0040 (online) Vol. 2 Issue 7, July – 2015. – P.1959-1963

348. Krayinsky P. The strength of reinforced concrete columns, strengthened by reinforced concrete jacketing under loading / P. Krainskyi, R. Khmil, Z. Blikharskiy // Czasopismo inżynierii lądowej, środowiska i architektury (JCEEA) . – t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015. – P.209-220..

349. Lima J.L., Barros J.A. Reliability analysis of shear strengthening externally bonded FRP models // Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings. 2011. V. 164. P. 43–56

350. Lu Y., Gu X. Probability analysis of RC member deformation limits for different performance levels and reliability of their deterministic calculations // *Structural Safety*. 2004. V. 26. N. 4. P. 367–389.
351. Luckyram J. Shear displacement in bonded structures / J. Luckyram, A. Vardy // *Journal of Construction Steel Research*. 1990. № 16. P. 71–84.
352. Matt P. *Repair and Strengthening of Concrete Structures*. London, 1991. 38 p.
353. McCormac J., Nelson K. *Design of Reinforced Concrete*. 2005. 736 p.
354. Meda A. Strengthening of R/C existing columns with high performance fiber reinforced concrete jacket / A. Meda, G.A. Plizzari, Z. Rinaldi, G. Martinola // *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II*. 2009. P. 1263–1268.
355. Melchers R., Ahammed M. A fast approximate method for parameter sensitivity estimation in Monte Carlo structural reliability // *Computers & Structures*. Kidlington, 2004. V. 82. N. 1. P. 55–61.
356. Nanni A. FRP Reinforcement for Bridge Structures // *Proceedings. Strucural Engineering Conference*. The University of Kansas. Lawrence, KS, March 16, 2000. 5 p.
357. Okeil A.M., El-Tawil S., Shahawy M. Flexural reliability of reinforced concrete bridge girders strengthened with carbon fiber-reinforced polymer laminates // *Journal of Bridge Engineering*. 2002. V. 7. N. 5. P. 290–299.
358. Parvin A., Jamwal A. (2005). Effects of Wrap Thickness and Ply Configuration on Composite-confined Concrete Cylinders. V. 67. P. 437–442.
359. Parvin A., Schroeder J.M. Investigation of eccentrically loaded CFRP-confined elliptical concrete columns. (2008). *Journal of Composites for Construction*. V. 12 (1). P. 93–101.
360. Pham H.B., Al-Mahaidi R. Reliability analysis of bridge beams retrofitted with fibre reinforced polymers // *Composite Structures*. 2008. V. 82. N. 2. P. 177–184.
361. Plevris N., Triantafillou T., Veneziano D. Reliability of RC members strengthened with CFRP laminates // *Journal of Structural Engineering*. 1995. V. 121. N. 7. P. 1037–1044.

362. Quiertant M., Clement J.-L. Behavior of RC columns strengthened with different CFRP systems under eccentric loading. (2011). *Construction and Building Materials*. V. 25 (2). P. 452–460.

363. P.I. Krayinskyi Features of experimental strain determination of compressed-bending elements considering their deflection curve / P.I. Krayinskyi, Ya.Z. Blikharskyi, R.Ye. Khmil // *Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Теорія і практика будівництва*. - 2014. - № 781. - С. 89-95.

364. Pavlo Krayinskyi Zinoviiv Blikharskyu, Roman Khmil. Serviceability of reinforced concrete columns strengthened by reinforced concrete jacketing // *Zeszyty naukowe Politechniki Czestochowskiej №171 – seria Budownictwo 21, Czestochowa, 2015 – p.139-143. (Index Copernicus)*

365. Rafeeqi S.F.A. Behaviour of Reinforced Concrete Beams Strengthened in Shear [Електронний ресурс] / S.F.A. Rafeeqi, S.H. Lodi, Z.R. Wadalawala. Режим доступу: <http://civil.neduet.edu.pk/Singapore%20paper.pdf>.

366. Raman Khmil, Yaroslav Blikharskyu, Igor Vasiliev. Influence of construction's loading level on strength and deformability of RC columns strengthened by CFRP // *Zeszyty naukowe PRZ: Czasopismo inzynierii ladowej, srodowiska i architektury / Scientific papers of RUT: Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture JCEEA*, T. XXXI, z. 61 (4/14), Rzeszow, 2014 - p.125-134.

367. Required RC jacket thickness and reinforcement ratio for repairing RC tied rectangular and circular concrete columns [Електрон. ресурс] / Tamer Al-Afandy, Magdy Bakry // *ResearchGate*. – 2015. – Режим доступу до статті.: <http://www.researchgate.net/publication/273316535>.

368. Rizzo E., Sobelman M. Selection criteria for concrete repair materials // *Concrete International*. 1989. P. 46–49.

369. Rodriguez M., Park R. Repair and strengthening of reinforced concrete buildings for earthquake resistance // *Earthquake Spectra*. 1991. № 7 (3). P. 439–459.

370. Rodriguez M., Park R. Seismic load tests on reinforced concrete columns strengthened by jacketing // *ACI Structural Journal*. 1994. V. 91 (2). P. 150–159.

371. Rombach G.A. Finite Element Design of Concrete Structures. Practical Problems and their Solutions. London: Thomas Telford Publishing, 2004. 300 p.

372. Rosenboom O., Rizkalla S. Analytical modeling of flexural debonding in CFRP strengthened reinforced or prestressed concrete beams. Construction and Building Materials. V. 21. 2007. P. 764–776.

373. Rusinowski P. Peeling failure at the cut-off end of CFRP strengthened RC beams / P. Rusinowski, B. Täljsten, B. Sand // 9th international symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-9): Proceedings. Sydney, 2009. 12 p.

374. Rybak M. Wzmacnianie mostów betonowych za pomocą przyklejanego zbrojenia zewnętrznego / M. Rybak, M. Łagoła // XVIII Konferencja Naukowo-Techniczna «Awarie Budowlane», Szczecin-Międzyzdroje. 1997. P. 41–50.

375. Sadeghian P., Rahai A.R., Ehsani M.R. Experimental study of rectangular RC columns strengthened with CFRP composites under eccentric loading (2010). Journal of Composites for Construction. 14 (4). P. 443–450.

376. Saha M.K. GFRP-Bonded RC Beams under Sustained Loading and Tropical Weathering / M.K. Saha, K.H. Tan // 7th International Symposium on Fiber-Reinforced (FRP) Polymer Reinforcement for Concrete Structures: Proceedings. V. 2. American Concrete Institute. P. 1379–1396.

377. Saucier F. Durability of new-to-old concrete bondings / F. Saucier, M. Pigeon // Proceedings of the ACI International Conference on Evaluation and Rehabilitation of Concrete Structures and Innovations in Design. Hong Kong, 1991. P. 689–707.

378. Sayed A. Retrofitting and strengthening of reinforced concrete columns using steel jackets; Mechanical performance and applications // Journal of Engineering Sciences. Assiut university, 2009. V. 37. N. 3. P. 563–580.

379. Selejdak Jacek, Blikharsky Yaroslav, Khmil Roman, Blikharsky Zinoviy. Calculation of reinforced concrete columns strengthened by CFRP // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2020. – Vol. 47: P. 400-410.

380. Shrive P.L., Azarnejad A., Tadros G., McWhinnie C., Shrive N.G. Strengthening of concrete columns with carbon fibre reinforced polymer wrap (2003). *Canadian Journal of Civil Engineering*. 30 (3). P. 543–554.

381. Silfwerbrand J. Improving concrete bond in repaired bridge decks // *Concrete International*. 1990. P. 121–126.

382. Soudki K., El-Salakawy E., Craig B. Behavior of CFRP strengthened reinforced concrete beams in corrosive environment. (2007). *Journal of Composites for Construction*. V. 11 (3). P. 291–298.

383. Standard test method for tensile properties of polymer matrix composite materials (2008). ASTM D 3039-08. ASTM, Philadelphia. P. 105–116.

384. Stoppenhagen D. Seismic repair and strengthening of a severely damaged concrete frame / D. Stoppenhagen, J. Jirsa, L. Wyllie // *ACI Structural Journal*. 1995. № 92 (2). P. 177–187.

385. Sugano S. Seismic strengthening of existing reinforced buildings in Japan // *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*. 1981. № 14 (4). P. 209–222.

386. Sun H., Liu S.L., Li X.G. Calculation and analysis on flexural strengthening with CFRP Laminate considering the preexisting strain. (2013). *Applied Mechanics and Materials*. V. 438–439. P. 807–810.

387. T.C. Triantafillou. Seismic Retrofitting using Externally Bonded Fibre Reinforced Polymers (FRP). 2003. P. 57–65.

388. Talbot C., Pigeon M., Beaupre D., Morgan D. Influence of surface preparation on long-term bonding of shotcrete // *ACI Materials Journal*. 1994. № 91 (6). P. 560–566.

389. Tamuzs V., Tepfers R., You C.-S., Rousakis T., Repelis I., Skruls V. and Vilks U. (2006). «Behavior of concrete cylinders confined by carbon-composite tapes and prestressed yarns. 1. Experimental data». *Mech. Compos. Mater*. V. 42. N. 1. P. 13–32.

390. Tamuzs V., Tepfers R., Zile E., Valdmanis V. Stability of round concrete columns confined by composite wrappings. (2007). *Mechanics Compos. Mater*. V. 43 (5). P. 445–452.

391. Tan Y., Xue W. Calculation of the flexural capacity of concrete beams prestressed with partially bonded CFRP tendons. (2011). *Tumu Gongcheng Xuebao / China Civil Engineering Journal*. 44 (SUPPL. 1). P. 31–37.
392. Tao Z., Yu Q. Behaviour of CFRP-strengthened slender square RC columns. (2008). *Mag. Concrete Res.* 60 (7). P. 523–533.
393. Tavakkolizadeh M., Saadatmanesh H. Repair of damaged steel-concrete composite girders using carbon fiber-reinforced polymer sheets. (2003). *Journal of Composites for Construction*. V. 7 (4). P. 311–322.
394. Technical Specification For Strengthening Concrete Structures With CFRP Laminate. CECS146:2003. 2007 ed. China Planning Press, Beijing. 135 p.
395. Thoft-Christensen P., Baker M.J. *Structural Reliability Theory and Its Applications*. Berlin: Springer Verlag, 1982.
396. Tirāns Normunds. *Strengthening Of Flexural reinforced Concrete Elements with Composite Cover Plates: Summary of Doctoral Thesis*. Normunds Tirāns. Riga technical university. Riga, 2006. 20 p.
397. Trentin C., Casas J.R. Safety factors for CFRP strengthening in bending of reinforced concrete bridges // *Composite Structures*. 2015. V. 128. P. 188–198.
398. Van Gemert D.A. *Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Plates by Epoxy Bonded Steel Plates [Электронный ресурс]* / D.A. Van Gemert. Режим доступа: http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/8_vol1_509.pdf.
399. Vatulia G., Rezunenko M., Petrenko D., Rezunenko S. Evaluation of the carrying capacity of rectangular steel-concrete columns // *Civil and Environmental Engineering*. 2018. V. 14. N. 1. P. 76–83.
400. Vijaya Kumar Y M. Finite element analysis of jacketed reinforced concrete column subjected to axial and uniaxial load / Vijaya Kumar Y M., Gopi Siddappa, Suresh Chandra, Anushree // *IJRET: International Journal of Research in Engineering and Technology*, 2015. V. 04 (4).
401. Wang N.Y., Ellingwood B.R., Zureick A.H. Reliability-based evaluation of flexural members strengthened with externally bonded fiber-reinforced polymer composites // *Journal of Structural Engineering-ASCE*. 2010. V. 136. P. 1151–1160.

402. Y. Blikharsky, R. Khmil Z.Blikharsky. Research of RC columns strengthened by carbon FRP under loading // Environmental challenges in Civil Engineering (ECCE): 3RD scientific conference: Book of Abstracts. – p.127.

403. Yaroslav Blikharsky, Roman Khmil and Zinoviy Blikharsky. Research of RC columns strengthened by carbon FRP under loading // [Электронный ресурс] // MATEC Web of Conferences. – 2018. – Vol. 174, 04017

404. Yaroslav Blikharsky, Roman Khmil, Oleg Yovchyk. Research of strengthening effect reinforced concrete elements subjected to combined axial load and bending with different percent of additional reinforcement // Zeszyty naukowe Politechniki Częstochowskiej №167 – seria Budownictwo 20, Częstochowa, 2014 – p.16-28.

405. Zinoviy Blikharsky, Dmytro Dubizhansky, Roman Khmil. Badania nośności belek żelbetowych wzmocnionych pod obciążeniem przez obetonowanie // Budownictwo I architektura. Vol. 13(3) 2014 / Politechnika Lubelska. – Lublin, 2014. - P.65-70.

406. Zinoviy Blikharsky, Evgen Tsariov, Roman Khmil. The load-carrying capacity of the eccentrically-compressed reinforced-concrete columns strengthened with loading // SSP-Journal of civil engineering. Selected Scientific Papers) ISSN: 1336-9024. Vol.6. Issue 2. / Technical University of Kosice, 2011. – P. 57-62

407. Zhang S., Zhang C., Chen X. Effect of statistical correlation between ply mechanical properties on reliability of fibre reinforced plastic composite structures // Journal of Composite Materials. Beijing, China, 2015. P. 2935–2945.

Додаток А. Акти впровадження результатів досліджень

№ 05/1-124 Дата 21.12.20р.

на № _____ від _____

АКТ**впровадження результатів науково-дослідної роботи**

В ТОВ „КАРПАТНАФТОХІМ” протягом 2006-2020 рр. співробітниками кафедри будівельних конструкцій та мостів Національного університету „Львівська політехніка” виконувались роботи з обстеження, визначення технічного стану та розроблення проектних рішень по відновленню, підсиленню залізобетонних конструкцій, які отримали пошкодження різного рівня, а саме:

- Виконання статичних розрахунків та перевірка несучої здатності будівельних конструкцій відновленого каркасу корпусу 532/1 з врахуванням збільшення снігових навантажень згідно нових норм ДБН В.1.2-2006 (2006-2007 р.);
- Обстеження, оцінки технічного стану залізобетонних фундаментів, на яких будуть монтуватися нові естакади ТМП С 11, С 12, С 14 виробництва хлору і каустичної соди мембранним методом (2006-2007р);
- Обстеження і розробка проектно-кошторисної документації на відновлення конструкцій естакади ТМП С10 виробництва ХіКС ММ ТОВ"Карпатнафтохім" (2008р);
- Обстеження залізобетонних конструкцій тунелю корпусу 530 виробництва ХіКС мембранним методом ТзОВ „Карпатнафтохім” (2009р);
- Визначення фізико-механічних характеристик та виконання перевірочних розрахунків залізобетонних конструкцій камери охолодження води корпусу 652 (об'єкту будівельного 805) виробництва ПВХ-С (2009р);
- Обстеження, визначення технічного стану корпусу 902 (установка хлорування к-с 902 в осях 1-26 виробництва вінілхлориду та каустичної соди ТОВ "Карпатнафтохім" та відновлення конструкцій корпусу (2010-2011рр);
- Обстеження, оцінка технічного стану конструкцій залізобетонних естакади ТМП по проїзду №6 цеху енергопостачання ЗАТ «ЛУКОР» - та відновлення конструкцій естакади (2011-2012рр);

- Обстеження, оцінки технічного стану та розробки проектно-кошторисної документації на відновлення конструкцій установки піролізу ДХЕ корпусу 903 (інв. №1300018922) цеху з виробництва хлорвінілу виробництва вінілхлориду і каустичної соди (2013р);
- Обстеження, оцінка технічного стану та паспортизація будівель і споруд ТОВ "Карпатнафтохім" (2017-2018рр);
- Обстеження, оцінка технічного стану споруди та розробка рекомендацій щодо відновлення технічного стану конструкцій після аварії споруди відділення поділу пірогазу корпусу 424 цеху піролізу, компримування поділу пірогазу виробництва етилену і поліетилену (2019р);
- Обстеження, оцінка технічного стану та паспортизація Чечвинського водосховища цеху водопостачання та каналізації управління забезпечення виробництв ТОВ «КАРПАТНАФТОХІМ» (2020р.)

При виконанні даних робіт використовувалися дослідження наведені в докторській дисертації доцента **Хміля Роман Євгеновича** на тему: "Напружено-деформований стан та залишковий ресурс залізобетонних конструкцій підсиленних за дії навантаження", а саме встановлення технічного стану конструкцій, проведення перевірочних розрахунків, розроблення способів підсилення залізобетонних конструкцій та оцінка параметрів надійності пропонуванних способів підсилення.

Начальник управління з
промислової безпеки, охорони праці та екології



Кучер В.В.



ПРОЕКТНО-ІНЖИНІРИНГОВА КОМПАНІЯ ТОВ «СІМЕНЕРГО»

Адреса: 79000, м. Львів,
вул. Водогірна, 2/615

Юр. Адреса: 81792, Львівська обл., Жидачівський р-н, с. Монастирець, вул. Центральна, 1.
р/р 26004053815920 в Жидачівському відділенні ЗГРУ Приватбанку, МФО 325321, ЄДРПОУ 39119293

Довідка про впровадження

Методика розрахунку несучої здатності та деформативності балок, підсилених при дії навантаження методом нарощуванням перерізу, пропонується доцентом Хмілем Романом Євгеновичем яка ввійшла в докторську дисертаційну роботу на тему „ Напружено-деформований стан та залишковий ресурс залізобетонних конструкцій підсилених за дії навантаження» на здобуття вченого ступеня доктора технічних наук була використана при перевірці несучої здатності залізобетонних конструкцій об'єкту: «Реконструкція з розширенням лабораторного корпусу на вул.Козельницькій, 1-а у м.Львові за рахунок прибудови під адміністративно-лабораторний центр з торгово-виставковими приміщеннями».

Директор ТОВ «СІМЕНЕРГО»



Попович В.І.

Товариство з обмеженою відповідальністю "Інститут Проектування "КОМФОРТБУД"

Limited Liability Company COMFORTBUD Design Institute

79031, Україна, м. Львів, вул. Карла Микоша, 23

тел.: +38 (032) 295-60-78

+38 (032) 295-60-79

04119, Україна, м. Київ, вул. Ілленка, 83Д

тел.: +38 (044) 233-62-05

http://www.comfortbud.ua

e-mail: office@comfortbud.ua



23, Karla Mikosha St., 79031, Lviv, Ukraine

tel: +38 (032) 295-60-78

+38 (032) 295-60-79

Illienka, 83D St., 04119, Kyiv, Ukraine

tel: +38 (044) 233-62-05

http://www.comfortbud.ua

e-mail: office@comfortbud.ua

ЄДРПОУ 34259862, ІПН №342598613048, свідоцтво № 17864872, юридична адреса: 79035, м. Львів, Україна, вул. Зелена, 186
 н/р 26004011003886 у АТ КРЕДОБАНК, МФО 325365, IBAN UA 10 325365 0000026004011003886

Вих. № 194 від 24 . 12 . 20 20

Довідка

впровадження результатів науково-дослідної роботи

ТЗОВ "Інститут Проектування "КОМФОРТБУД" займається розробкою проектною документації для будівництва та реконструкції різних об'єктів архітектури (житлових, громадських та промислових будівель та споруд). Досить часто при реконструкції перед нашими інженерами-конструкторами постає необхідність у визначенні фактичного технічного стану несучих конструкцій будівель та споруд, які на час реконструкції потребують підсилення. На об'єктах проектування, а саме при виконанні наступних видів робіт:

- обстеження та оцінка технічного стану будівельних конструкцій будівлі універмагу по вул. Б.Хмельницького, 16 у м. Стрий (2006р.);
- обстеження та визначення технічного стану адмінбудинку по вул. Зелена, 186 у м. Львові (2007р.);
- обстеження та оцінки технічного стану будівельних конструкцій промислової будівлі по вул. Об'їзній, 27а в селі В. Гаї Тернопільської області (2010р);
- обстеження та визначення технічного стану універмагу "Луцьк" за адресою проспект Волі, 1 у м. Луцьку (2011р.);
- обстеження та оцінки технічного стану будівельних конструкцій готелю «Лучеськ» та торгового центру «ІМІДЖ» на пр. Відродження, 1 в м. Луцьку (2016р.);
- обстеження та оцінки технічного стану будівельних конструкцій офісно-готельного комплексу на вул. Кривий Вал, 39 в м. Луцьку (2016р.)
- обстеження та оцінки технічного стану будівельних конструкцій існуючих нежитлових приміщень у м. Ужгороді на вул. Корятовича, 20 (2018р.)
- обстеження та оцінки технічного стану будівельних конструкцій багаторівневого паркінгу ТЦ «Вікторія Гарденс» на вул. Кульпарківській, 226а у м. Львові (2018р.)

ми застосовували наукові результати, отримані в Національному університеті «Львівська політехніка» в рамках дисертаційних досліджень к.т.н. Хміля Романа Євгеновича (тема досліджень: "Напружено-деформований стан та залишковий ресурс залізобетонних конструкцій підсилених за дії навантаження").

Вважаємо що наукові дослідження щодо визначення залишкового ресурсу залізобетонних конструкцій, підсилених під навантаження, є актуальними дослідженнями та мають значне практичне застосування.

З повагою,

директор



А.П.Вишневський



ЗАТВЕРДЖУЮ

Професор

в науково-педагогічній роботі
Національного університету
«Львівська політехніка»

Давидчак О.Р.

« » _____ 2021р.

АКТ

про використання результатів дисертаційної роботи на тему **„Напружено-деформований стан та залишковий ресурс залізобетонних конструкцій підсиленних за дії навантаження»**, докторанта кафедри будівельних конструкцій та мостів Хміля Романа Євгеновича

Нами, головою науково-методичної ради (НМР) Інституту будівництва та інженерних систем (ІБІС) д.т.н., професором Соболю Х.С., завідувачем кафедри будівельних конструкцій та мостів к.т.н., доцентом Холодом П.Ф. складено даний акт про те, що результати дисертаційної роботи Хміля Р.Є. впроваджені в навчальний процес на кафедрі будівельних конструкцій та мостів, зокрема:

- в дисципліні «Реконструкція будівель та споруд» (розділ 2 - оцінка технічного стану будинків, споруд та їх конструктивних елементів; розділ 5 - реконструкція та підсилення залізобетонних конструкцій), що викладається для студентів бакалаврату спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» спеціалізації «Промислове та цивільне будівництво», використовуються результати щодо врахування дії навантаження на ефективність способів підсилення залізобетонних конструкцій;
- в дисципліні «Наукові дослідження в будівництві» (розділ 2.3 - Дослідження напружено-деформованого стану (НДС) будівельних конструкцій), що викладається для студентів магістратури спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія», використовуються результати щодо оцінки дійсного напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій в змінених умовах експлуатації;
- в дисципліні «Проектування залізобетонних та мурованих конструкцій» (розділ 3 - конструкції одноповерхових каркасних промислових будівель із збірного та монолітного залізобетону), що викладається для студентів магістратури спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» спеціалізації «Промислове та цивільне будівництво», використовуються результати щодо застосування методів визначення на базі деформаційної моделі несучої здатності залізобетонних конструкцій складного перерізу.

Голова НМР ІБІС
д.т.н., професор

Соболь Х.С.

Завідувач кафедри будівельних
конструкцій та мостів, к.т.н., доцент

Холод П.Ф.

Додаток Б. Список публікацій за темою дисертації.

Статті у наукових періодичних виданнях іноземних держав та у наукових виданнях України, які включені до міжнародних наукометричних баз:

1. 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. Blikharskyu, P. Vegera. // Eastern-European Journal of Enterprise Technologies. – 2018. – Vol. 5, No. 7 (95). – P. 32–42. (SCOPUS) *(сформульовано загальні принципи оцінки надійності, проведено аналіз результатів та сформовані висновки).*

2. Yaroslav Blikharskyu, Roman Khmil and Zinoviyy Blikharskyu. Research of RC columns strengthened by carbon FRP under loading // [Електронний ресурс] // MATEC Web of Conferences. – 2018. – Vol. 174, 04017. (SCOPUS) *(поставлено мету досліджень, проведено компонування статті, сформовані висновки).*

3. Krainskyu Pavlo, Blikharskyu Yaroslav, Khmil Roman, Blikharskyu Zinoviyy. Experimental study of the strengthening effect of reinforced concrete columns jacketed under service load level [Електронний ресурс] // MATEC Web of Conferences. – 2018. – Vol. 183 (SCOPUS) *(сформовано завдання досліджень, проведено компонування статті, сформовані висновки).*

4. Krainskyu P., Blikharskyu Y., Khmil R., Vegera P. Influence of loading level on the bearing capacity of RC columns strengthened by jacketing [Електронний ресурс] // MATEC Web of Conferences. – 2018. – Vol. 230 (SCOPUS) *(поставлені мету та завдання досліджень, аналіз впливу рівня навантаження та сформовані висновки).*

5. Khmil R., Tytarenko R., Blikharskyu Y., Vashkevych R. Influence of load level during strengthening of reinforced concrete beams on their reliability [Електронний ресурс] // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2019. – Vol. 708, iss. 1 (SCOPUS) *(сформовано мету досліджень,*

запропоновані підходи до оцінки впливу рівня навантаження, сформовані висновки).

6. Selejdak Jacek, Blikharskyu Yaroslav, Khmil Roman, Blikharskyu Zinoviу. Calculation of reinforced concrete columns strengthened by CFRP // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2020. – Vol. 47: P. 400-410. (SCOPUS) *(сформовано завдання досліджень, проведено аналіз теоретичних результатів).*

7. Khmil R., Tytarenko R., Blikharskyu Y., Vegera P. The probabilistic calculation model of RC beams, strengthened by RC jacket // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2020. – Vol. 100: P. 182–192. (SCOPUS) *(сформовано мету досліджень, базові принципи ймовірнісного розрахунку, сформовані висновки).*

8. Yaroslav Blikharskyu, Roman Khmil, Oleg Yovchyk. Research of strengthening effect reinforced concrete elements subjected to combined axial load and bending with different percent of additional reinforcement // Zeszyty naukowe Politechniki Częstochowskiej №167 – seria Budownictwo 20, Częstochowa, 2014 – p.16-28. (Index Copernicus) *(сформовано мету досліджень, виконано компонування статті, сформовані висновки).*

9. Krayskiy P. The strength of reinforced concrete columns, strengthened by reinforced concrete jacketing under loading / P. Krayskiy, R. Khmil, Z. Blikharskiy // Czasopismo inzynierii ładowej, środowiska i architektury (JCEEA) . – t. XXXII, z. 62 (3/II/15), lipiec-wrzesień 2015. – P.209-220. (Index Copernicus) *(поставлено мету досліджень, виконано аналіз результатів досліджень).*

10. Roman Khmil, Yaroslav Blikharskyu, Igor Vasiliev. Influence of construction's loading level on strength and deformability of RC columns strengthened by CFRP // Zeszyty naukowe PRZ: Czasopismo inzynierii ładowej, środowiska i architektury / Scientific papers of RUT: Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture JCEEA, T. XXXI, z. 61 (4/14), Rzeszow, 2014 - p.125-134. (Index Copernicus) *(сформовано мету досліджень, виконано аналіз результатів, сформовано висновки).*

11. Zinoviy Blikharskyu, Dmytro Dubizhanskyu, Roman Khmil. Badania nośności belek żelbetowych wzmocnionych pod obciążeniem przez obetonowanie // Budownictwo I architektura. Vol. 13(3) 2014 / Politechnika Lubelska. – Lublin, 2014. - P.65-70. (Index Copernicus) *(поставлено мету досліджень, виконано аналіз отриманих результатів)*.

12. Pavlo Krainskyi, Zinoviy Blikharskyu, Roman Khmil. Serviceability of reinforced concrete columns strengthened by reinforced concrete jacketing // Zeszyty naukowe Politechniki Częstochowskiej №171 – seria Budownictwo 21, Częstochowa, 2015 – p.139-143. (Index Copernicus) *(сформовано мету досліджень, запропоновано критерії для оцінки експлуатаційної придатності, сформовано висновки)*.

13. Zinoviy Blikharskyu, Evgen Tsariov, Roman Khmil. The load-carrying capacity of the eccentrically-compressed reinforced-concrete columns strengthened with loading // SSP-Journal of civil engineering. Selected Scientific Papers) ISSN: 1336-9024. Vol.6. Issue 2. / Technical University of Kosice, 2011. – P. 57-62 *(сформовано завдання досліджень, проведено аналіз результатів)*.

14. Блихарский Я.З. Увеличение жёсткости внецентренно-сжатых железобетонных колон, усиленных углеродной лентой / Я.З. Блихарський, Р.Е. Хміль // Вестник Белорусско-Российского университета №2 (43) – Могилев, 2014. С.114-122 *(сформовано мету досліджень, виконано аналіз результатів, сформовано висновки)*.

15. Krainskyi P. Experimental investigation of reinforced concrete columns strengthened by jacketing / P. Krainskyi, Z. Blikharskiy, R. Khmil // Journal of Multidisciplinary Engineering Science and Technology (JMEST) ISSN: 3159-0040 (online) Vol. 2 Issue 7, July – 2015. – P.1959-1963 *(поставлені завдання досліджень, виконано аналіз результатів, сформовано висновки)*.

Статті у наукових фахових виданнях України:

16. Бліхарський З.Я. Залізобетонні балки, підсилені нарощуванням арматури за дії навантаження / З.Я. Бліхарський, Я.В. Римар, Р.Є. Хміль // Вісник Національного університету „Львівська політехніка” „Теорія та

практика будівництва”. – Львів: Видавництво НУ „ЛП”, 2005. – №545. – С. 15-19. *(виконано аналіз отриманих результатів досліджень, сформовано висновки).*

17. Бліхарський З.Я. Методика виконання та експериментальні дослідження залізобетонних балок підсилених обоймою за дії навантаження / З.Я. Бліхарський, Р.Є. Хміль, І.В. Васильєв // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2007. – Вип. 15. – С. 358-363. *(запропонована методика досліджень, виконано аналіз отриманих результатів, сформовано висновки).*

18. Бліхарський З.Я. Деформативність залізобетонних балок підсилених бетонною обоймою за дії навантаження / З.Я. Бліхарський, Р.Є. Хміль, І.В. Васильєв, Р.В. Вашкевич // Вісник Національного університету „Львівська політехніка” „Теорія та практика будівництва”. – Львів: Видавництво НУ „ЛП”, 2007. – №600. – С. 28-32. *(запропонована методика досліджень, проведений аналіз результатів).*

19. Бліхарський З.Я. Дослідження з’єднуючих сумішей для нарощування поперечного перерізу підсилених залізобетонних балок / З.Я. Бліхарський, Р.Є. Хміль, І.В. Васильєв, Р.В. Вашкевич // Вісник Національного університету „Львівська політехніка” „Теорія та практика будівництва”. – Львів: Видавництво НУ „ЛП”, 2007. – №602. – С. 7-10 *(запропонована методика досліджень, виконано аналіз результатів, сформовано висновки).*

20. Бліхарський З.Я. Дослідження напруженого стану робочої арматури залізобетонних балок при нарощуванні її перерізу за дії навантаження / З.Я. Бліхарський, Р.Є. Хміль, Я.В. Римар, І.В. Васильєв // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2008. – Вип. 16., ч. 1. – С. 311-317. *(поставлено мету досліджень, запропонована методика досліджень, проведено аналіз результатів експериментальних досліджень).*

21. Бліхарський З.Я., Царьов Є.С., Хміль Р.Є., Попович В.І. Методика експериментальних досліджень стиснутих залізобетонних елементів на дію

короткотривалого навантаження, прикладеного з ексцентриситетом. // Вісник Національного університету «Львівська політехніка»: Теорія і практика будівництва. – Львів, 2010. - №662. С.50-54 *(сформульовано мету досліджень, проведено аналіз літератури для розроблення методики досліджень стиснутих елементів)*.

22. Бліхарський З.Я., Хміль Р.Є., Царьов Є.С. Міцність позацентрово-стиснутих залізобетонних елементів підсилених за дії навантаження // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць. - Випуск 74, книга 2 – Київ, НДІБК, 2011. – С. 36-43. *(поставлені мета та завдання досліджень, запропонована програма досліджень)*.

23. Дубіжанський, Д. І. Методика експериментальних досліджень міцності і деформативності залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження [Текст] / Д. І. Дубіжанський, З. Я. Бліхарський, Р. Є. Хміль // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне, 2011. – Вип. 22. – С.795–801. *(сформульовано мету досліджень, проведено аналіз літератури для розроблення методики досліджень згинаних елементів, сформульовані висновки)*.

24. Бліхарський, З. Я Дослідження впливу додаткового армування на міцність балок, підсилених обоймою за дії навантаження [Текст] / Бліхарський З. Я., Р. Є. Хміль, Дубіжанський Д. І. // Науково-технічний збірник “Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві.” Вінниця: УНІВЕРСУМ - Вінниця – №2(13). С. 12–15. *(поставлено мету досліджень, проведено аналіз результатів досліджень згинаних елементів)*.

25. Дубіжанський, Д. І. Теоретичне визначення міцності залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження за інженерною методикою [Текст] / Д. І. Дубіжанський, Р. Є. Хміль, З. Я. Бліхарський // Теорія і практика будівництва : збірник наукових праць / відповідальний редактор З. Я. Бліхарський. – Львів : Видавництво НУ «Львівська політехніка». – 2012. – Вип. №742. – С. 70–74. *(сформульовано завдання досліджень, запропоновано основні принципи методики*

теоретичного визначення міцності підсилених згинаних елементів, сформульовані висновки).

26. Бліхарський, З. Я. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізо-бетонних балок, підсилених за дії навантаження, з врахуванням вимог нових норм проектування [Текст] / З. Я. Бліхарський., Р. Є. Хміль, Д. І. Дубіжанський // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону». – Вип. 78: В 2-х кн.: Книга 1. – Київ: ДП НДІБК, 2013. – С. 307–314. *(поставлені мета і завдання досліджень, проведено аналіз результатів теоретичного розрахунку).*

27. Бліхарський Я.З. Міцність та деформативність залізобетонних колон підсилених вуглецевою стрічкою / Я.З. Бліхарський, Р.Є. Хміль // Вісник Національного університету “Львівська політехніка”: Теорія і практика будівництва. – Львів, 2013. - №755. С.15-20. *(сформульовано мету досліджень, проведено аналіз результатів досліджень, сформульовані висновки).*

28. Бліхарський Я.З. Експериментальні дослідження залізобетонних колон підсилених вуглецевою стрічкою за дії навантаження низького рівня / Я.З. Бліхарський, Р.Є. Хміль, Ю.М. Собко // Зб. наук. праць: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2013. – вип. 27. – С.440-447. *(сформульовано мету досліджень, проведено аналіз результатів досліджень, сформульовані висновки).*

29. Бліхарський Я.З. Ефективність додаткового армування позацентрово стиснутих залізобетонних колон, підсилених за дії експлуатаційного рівня навантаження / Я.З. Бліхарський, Р.Є. Хміль // Вісник Львівського національного аграрного університету. Сер: Архітектура і сільськогосподарське будівництво, Львів, 2013 - № 14.-С.127-134. *(поставлені завдання досліджень, проведено аналіз результатів досліджень, сформульовані висновки).*

30. Вегера П.І. Дослідження ширини розкриття нормальних тріщин в стиснуто-зігнутих залізобетонних колонах підсилених зовнішньою композитною арматурою / П.І. Вегера, Я.З. Бліхарський, Р.Є. Хміль // Зб. наук.

праць: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2014. – вип. 28. – С.440-447. *(сформульовано мету досліджень, проаналізовано ефективність застосування стрічки, сформульовані висновки).*

31. Країнський П.І. Дослідження експериментальної міцності залізобетонних позацентрово-стиснутих колон підсилених залізобетонною обоймою / П.І. Країнський, Р.Є. Хміль, З.Я. Бліхарський // Зб. наук. праць: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2014. – вип. 29. – С.607-613. *(поставлена мета досліджень, запропоновано програму досліджень, проведе, сформульовані висновки).*

32. Хміль Р.Є. Дослідження залізобетонних колон підсилених при експлуатаційному рівні навантаження системою CFRP / Р.Є. Хміль, Я.З. Бліхарський // Міжвідомчий науково-технічний збірник “Будівельне виробництво” ДП”НДІБВ”. Випуск №56 – Київ, 2014. С.116-118. *(сформульовано мету досліджень, сформульовані висновки).*

33. P.I. Krayinskyi Features of experimental strain determination of compressed-bent elements considering their deflection curve / P.I. Krayinskyi, Ya.Z. Vlikharskyi, R.Ye. Khmil // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Теорія і практика будівництва. - 2014. - № 781. - С. 89-95. *(сформульовано мету досліджень, запропоновано підхід для визначення деформацій, сформульовані висновки).*

34. Бліхарський Я. З., Хміль Р. Є., Холод П. Ф. Розрахунок за деформаційною моделлю залізобетонних колон підсилених вуглецевою стрічкою // Вісник Національного університету «Львівська політехніка»: Теорія і практика будівництва. – Львів, 2016. - №844. С.3-12 *(поставлена мета досліджень, запропоновано підходи до визначення НДС підсилених стиснутих елементів).*

35. Хміль Р.Є. Аналіз методів оцінки надійності залізобетонних конструкцій / Р.Є. Хміль, Р.Ю. Титаренко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2016. – Вип. 32. – С. 282–289. *(сформульовано мету досліджень, висновки).*

36. Хміль Р.Є. Особливості оцінювання надійності підсилених залізобетонних елементів / Р.Є. Хміль, Р.Ю. Титаренко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2016. – Вип. 63. – С. 91–97. *(постановка проблеми досліджень, сформульовані висновки)*.

37. Титаренко Р.Ю. Основні стохастичні параметри при оцінюванні надійності залізобетонних балок, підсилених додатковим армуванням / Р.Ю. Титаренко, Р.Є. Хміль // Вісник Національного університету «Львівська політехніка», серія «Теорія і практика будівництва». – 2017. – № 877. – С. 206–211. *(постановка проблеми, сформульовані висновки)*.

38. Титаренко Р.Ю. Принципи оцінки надійності залізобетонних балок, підсилених додатковою стрижневою арматурою за дії навантаження / Р.Ю. Титаренко, Р.Є. Хміль // Вісник Львівського національного аграрного університету, серія «Архітектура і сільськогосподарське будівництво». – 2018. – № 19. – С. 94–97 *(постановка проблеми, запропоновано врахування рівня навантаження як стохастичного параметру, сформульовані висновки)*.

39. Титаренко Р.Ю. Методика оцінки надійності залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обіймою / Р.Ю. Титаренко, Р.Є. Хміль // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2018. – Вип. 36. – С. 406–412. *(сформульовано мету і задачі досліджень, проведено аналіз результатів, сформульовані висновки)*.

Патент

40. Патент на корисну модель №59692 Україна. Пристрій для випробування залізобетонних балок на згин / Бліхарський З.Я., Хміль Р.Є., Вашкевич Р.В., Царьов Є.С.; заявник і власник НУ "Львівська політехніка". - № u201013311, заявл. 09.11.2010; опубл. 25.05.2011; Бюл. №10, 2011 р. - 4 с.

Наукові статті, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

41. Хміль Р.Є., Царьов Є.С. Експериментально-теоретичні дослідження впливу одночасної дії навантаження при підсиленні на міцність залізобетонних балок / Матеріали II Міжнародної конференції молодих вчених

GAC-2009 “Геодезія, архітектура та будівництво”, 14-16 травня 2009р.– Львів, Видавництво НУ“ЛП”, 2009 - С.106-108. *(сформульовано мету досліджень, проаналізовано дослідження впливу дії навантаження).*

42. Дубіжанський, Д. І. Експериментальні дослідження міцності залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження. [Текст] / Д. І. Дубіжанський, Р. Є. Хміль // «Геодезія, архітектура та будівництво». Матеріали III міжнар. конф. молодих вчених GAC-2010. – Львів, 2010 – С. 78–79. *(поставлена мета досліджень, проведено аналіз результатів, сформульовані висновки).*

43. Бліхарський Я.З., Хміль Р.Є. Вплив експлуатаційного рівня навантаження залізобетонних колон на ефект підсилення системою CFRP // Матеріали всеукраїнської заочної науково-практичної конференції "Науково-практичні засади будівельного виробництва в Україна: плани, прогнози, аналіз та досягнення. 14 березня 2014р, НДІБВ, Київ., 2014 – С.15-17. *(поставлена мета досліджень, виконано аналіз результатів досліджень).*

44. Бліхарський Я.З., Хміль Р.Є. Міцність позацентрово-стиснутих залізобетонних елементів підсилених вуглецевою стрічкою // Матеріали IV міжнародної науково-практичної конференції "Енергоефективні технології в міському будівництві та господарстві." 20-21 березня 2014р, ОДАБА, Одеса, 2014 – С.39-43 *(поставлені задачі досліджень, проведено аналіз результатів, сформульовані висновки).*

45. Khmil R., Tytarenko R. Reliability evaluation of strengthened reinforced concrete members // Litteris et Artibus : proceedings of 6th International youth science forum, November 24-26, 2016, Lviv - Lviv : Lviv Polytechnic Publishing House. – С. 136-137 *(поставлено мету досліджень, проведено аналіз літератури).*

46. Y. Blikharskyu, R. Khmil Z.Blikharskyu. Research of RC columns strengthened by carbon FRP under loading // Environmental challenges in Civil Engineering (ECCE): 3RD scientific conference: Book of Abstracts, April 23rd-25th, 2018 - Opole, Poland: Polish Association of Civil Engineers and Technicians,

Branch in Opole. – p.127 - ISBN: 978-83-937864-2-8 (*поставлено мету досліджень, проведено аналіз результатів, виведені висновки*).

47. Країнський П. І., Бліхарський Я. З., Хміль Р. Є., Вегера П. І. Вплив рівня навантаження на несучу здатність залізобетонних колон підсилених обоймою // Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті : тези доповідей 7-ої Міжнародної науково-технічної конференції, 14-16 листопада 2018 р., Харків, Україна. – 2018. – С. 117–119. (*поставлені задачі досліджень, проведено аналіз впливу рівня навантаження, сформульовані висновки*).

48. Хміль Р. Є., Титаренко Р. Ю. Надійність залізобетонних балок, підсилених нарощуванням розтягнутої арматури за дії навантаження // Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції : робоча програма та тези доповідей II Науково-практичної конференції, 24-25 травня 2018 р., Київ. – 2018. – С. 49–52. (*сформовано мету роботи, висновки досліджень*).

49. Країнський П. І., Вегера П. І., Хміль Р. Є., Бліхарський Я. З. Методика розрахунку тріщиностійкості залізобетонних колон підсилених залізобетонною обоймою // Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті: тези доповідей 8-ої Міжнародної науково-технічної конференції, 20-22 листопада 2019 р., Харків, Україна. – 2019. – С. 82–83 (*поставлені задачі досліджень, запропоновані базові принципи для розроблення методики дослідження*).

50. Хміль Р. Є., Титаренко Р. Ю., Бліхарський Я. З., Вашкевич Р. В. Надійність залізобетонних балок підсилених при різних рівнях навантаження // Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті: тези доповідей 8-ої Міжнародної науково-технічної конференції, 20-22 листопада 2019 р., Харків, Україна. – 2019. – С. 120–121. (*сформовано мету досліджень, проведено аналіз та виведені висновки*)/

51. Хміль Р.Є., Титаренко Р.Ю., Бліхарський Я.З., Вегера П.І. Вдосконалення методики оцінки ймовірності безвідмовної роботи залізобетонних балок, підсилених за дії навантаження // Енергоефективність на транспорті : тези доповідей міжнародної науково-технічної конференції, 18-20 листопада 2020 р., Харків, Україна. – 2020. – С. 112–113. (*поставлені мета і задачі досліджень, запропоновані підходи для вдосконалення методики оцінки ймовірності безвідмовної роботи*).

Додаток В. Відомості про апробацію результатів дисертації

Результати дисертаційної роботи представлялися та обговорювалися на таких науково-технічних конференціях: „Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди” (м. Рівне, 2006, 2008 р., 2011р., 2013р., 2014 р., 2018р.), міжнародній науковій конференції „Актуальні проблеми будівництва та інженерії довкілля” (Львів-Кошице-Жешув, 2007р., 2011р., 2013 р., 2015р., 2017р, 2019р.), міжнародній науково-практичній конференції „Сучасні технології і методи розрахунків у будівництві” (м. Луцьк, 2009 р.), міжнародній конференції молодих вчених GAC „Геодезія, архітектура та будівництво” (м. Львів, 2009 р., 2010 р., 2011р., 2016р.); конференції «Структурообразование, прочность и механика разрушения композиционных строительных материалов и конструкций» (м. Одеса, 2012р.); міжнародній науково-технічній конференції “Інноваційні технології в будівництві”(м. Вінниця, 2012р.); всеукраїнській заочній науково-практичній конференції “Науково-практичні засади будівельного виробництва в Україні: плани, прогнози, аналіз та досягнення” (м. Київ, 2014р.); IV Міжнародній науково-практичній конференції “Енергоефективні технології в міському будівництві та господарстві” (м. Одеса, 2014р.); 60 Jubileuszowa konferencja naukowa Komitetu Inzynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB “Krynica-2014”. (Lublin – Krynica, Poland, 2014); міжнародні конференції «Експлуатація та реконструкція будівель і споруд» (м. Одеса, 2015р., 2017р., 2019р.); Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna "Współczesne Problemy Budownictwa - Teoria i Praktyka" (Częstochowa, Poland, 2015); II міжнародній науково-практичній виставці-конференції молодих учених та студентів «Інновації у будівництві» (м. Луцьк, 2016 р.); міжнародній науково-технічній конференції "Гідротехнічне і транспортне будівництво" (м. Одеса, 2016р.); міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті» (м. Харків, 2017 р., 2018р., 2019р.), міжнародній науково-технічній конференції «Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села» (м. Дубляни, 2018 р.), II науково-практичній конференції «Будівлі та споруди

спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» (м. Київ, 2018р.); 3rd Scientific Conference Environmental Challenges in Civil Engineering (Opole, Poland, 2018); 12th International Conference Quality Production Improvement (Zaborze near Myszków, Poland, 2018); VII міжнародній конференції «Актуальні проблеми інженерної механіки» (м. Одеса, 2020 р.), а також на семінарах кафедри «Будівельні конструкції та мости» Національного університету «Львівська політехніка» (2007 – 2021 рр).

**Додаток Г. Результатів експериментально-теоретичних досліджень у
графічному виді**

Г.1 Результати досліджень арматурних стержнів (до п. 3.1)

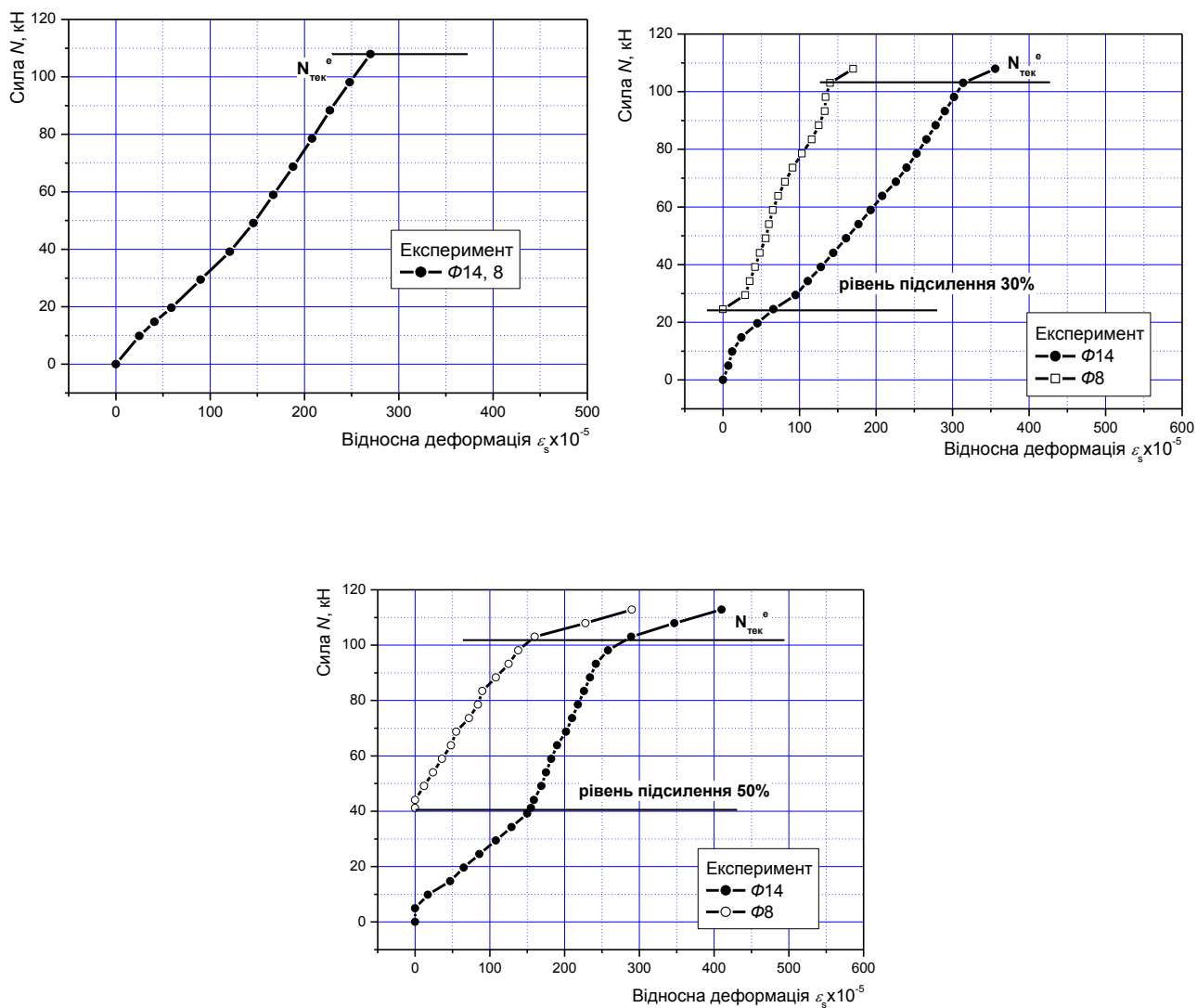


Рис. Г1.1. Характерні графіки деформацій зразків арматурних стрижнів (арматура підсилення $\varnothing 8$ мм)

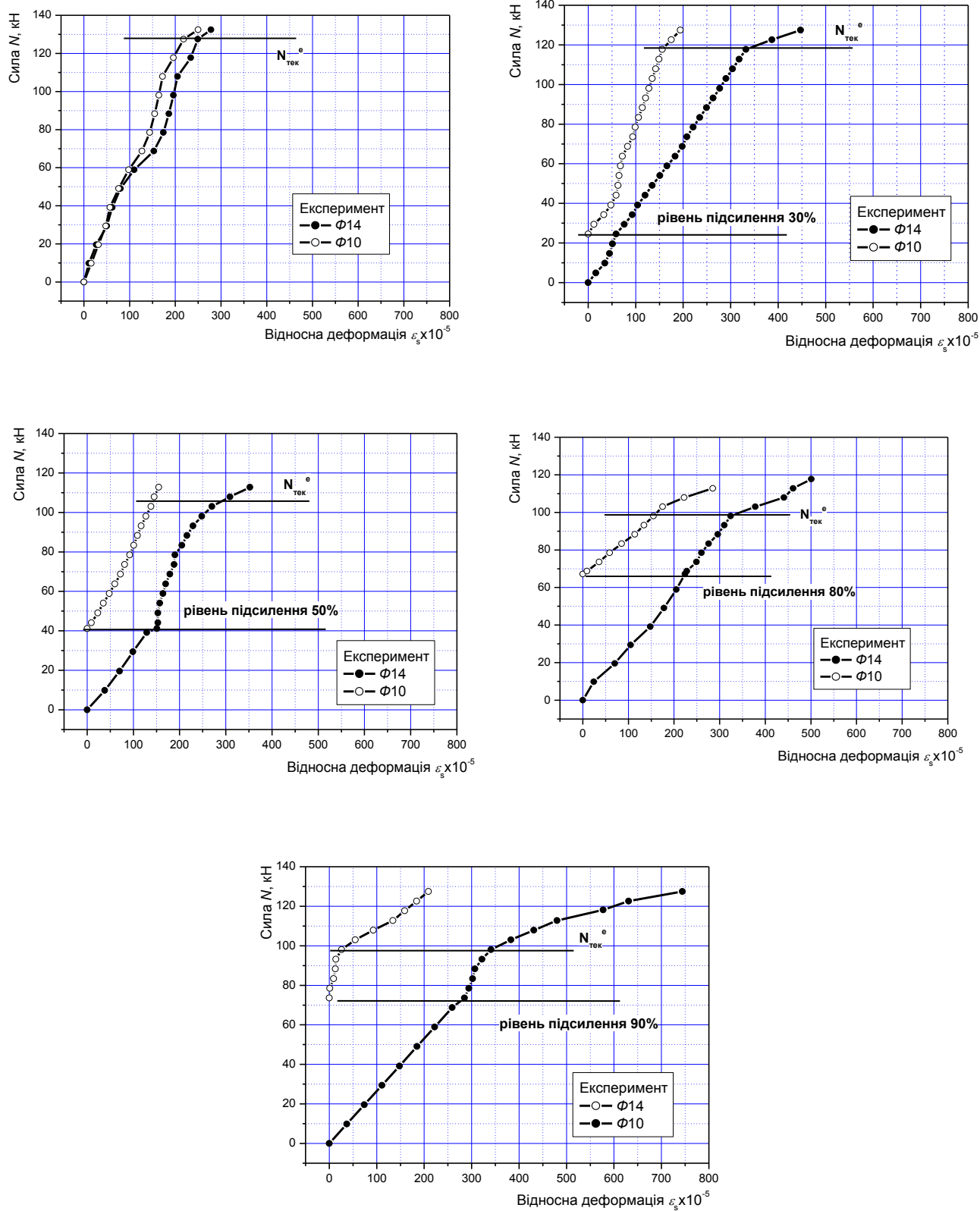


Рис. Г1.2. Графіки деформації зразків арматурних стрижнів
(армура підсилення $\varnothing 10$ мм)

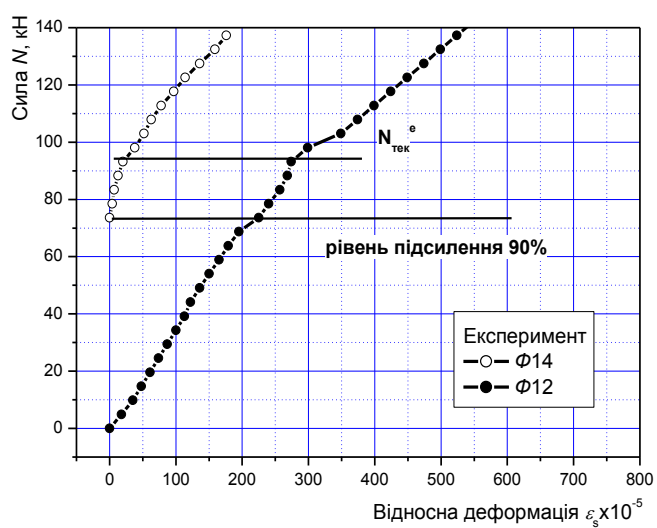
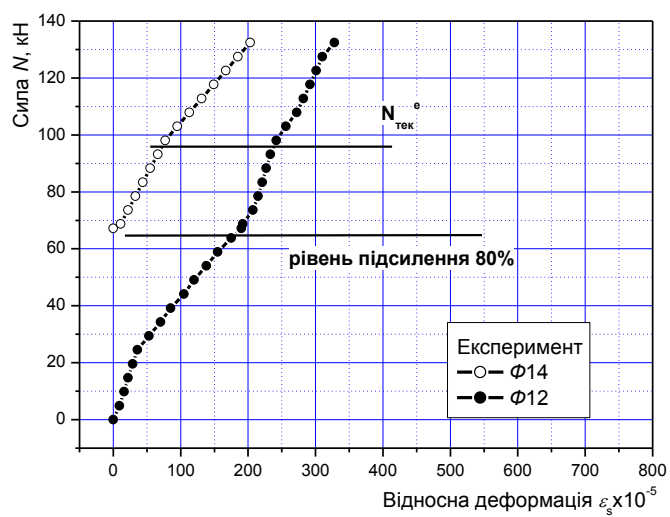
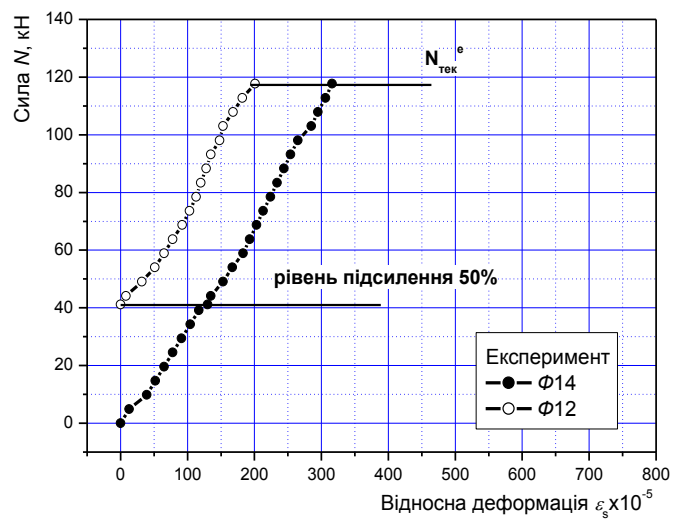


Рис. Г1.3. Графіки деформації зразків арматурних стрижнів
(арматура підсилення $\Phi 12$ мм)

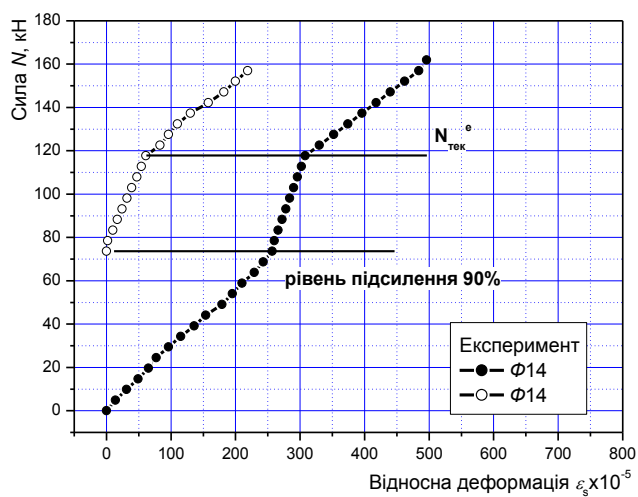
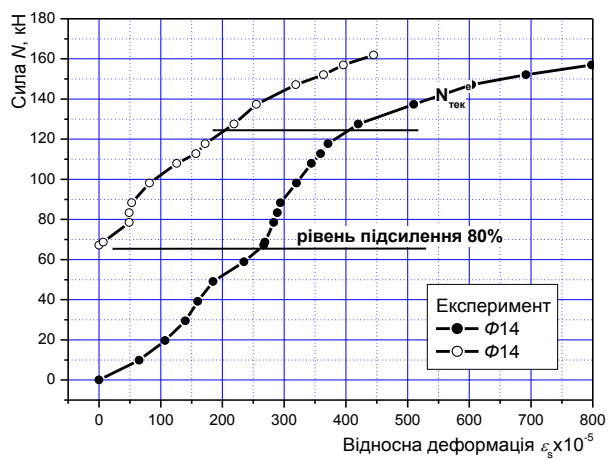
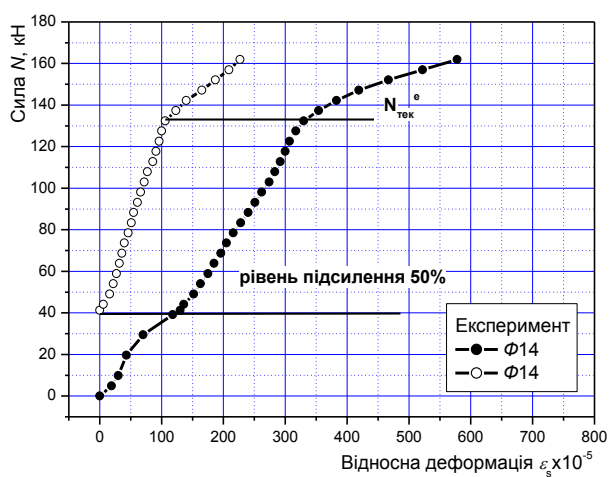
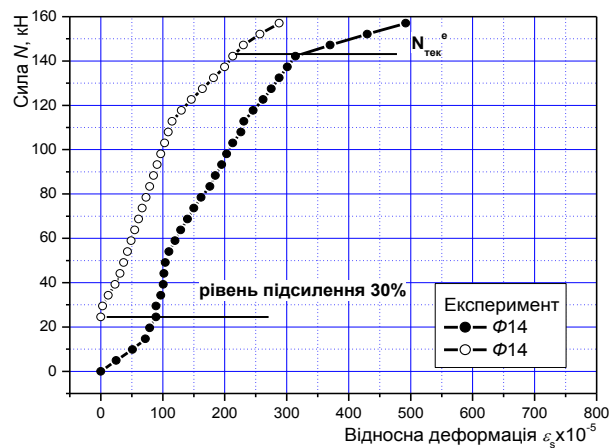
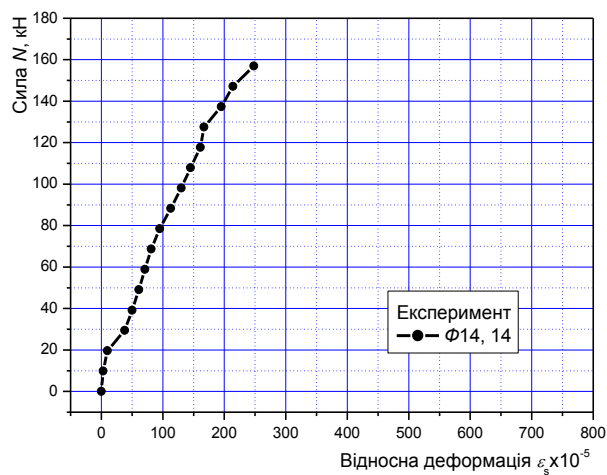


Рис. Г1.4. Графіки деформації зразків арматурних стрижнів
(арматура підсилення $\Phi 14$ мм)

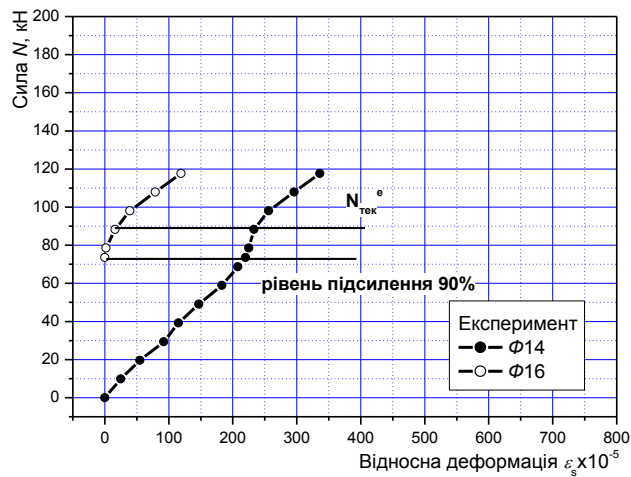
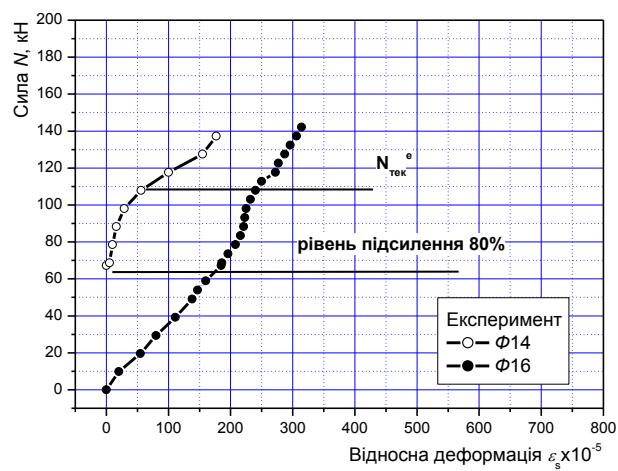
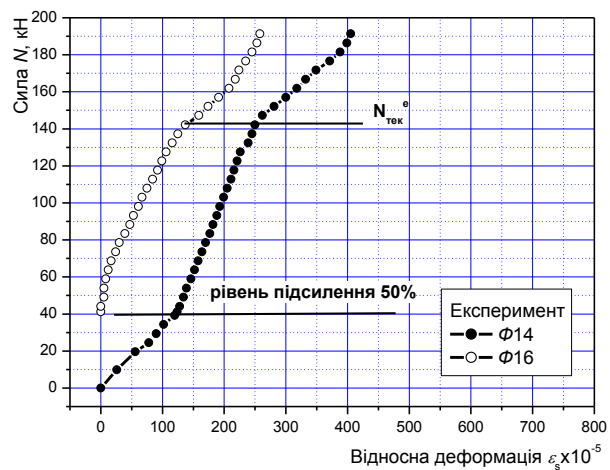
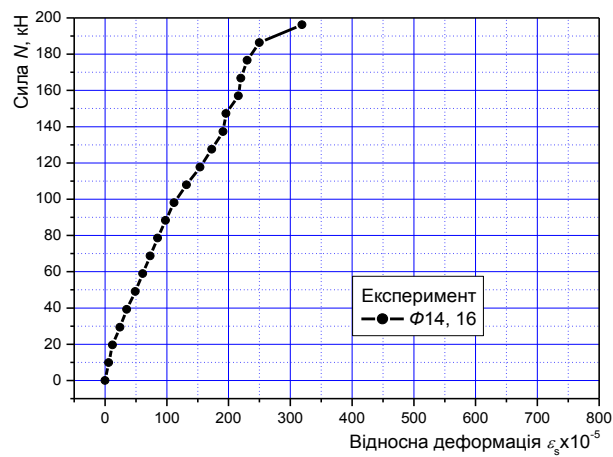


Рис. Г1.5. Графіки деформації зразків арматурних стрижнів
(арматура підсилення $\Phi 16$ мм)

Г.2 Результати досліджень залізобетонних балок, підсилені нарощуванням армування (до п. 3.3)

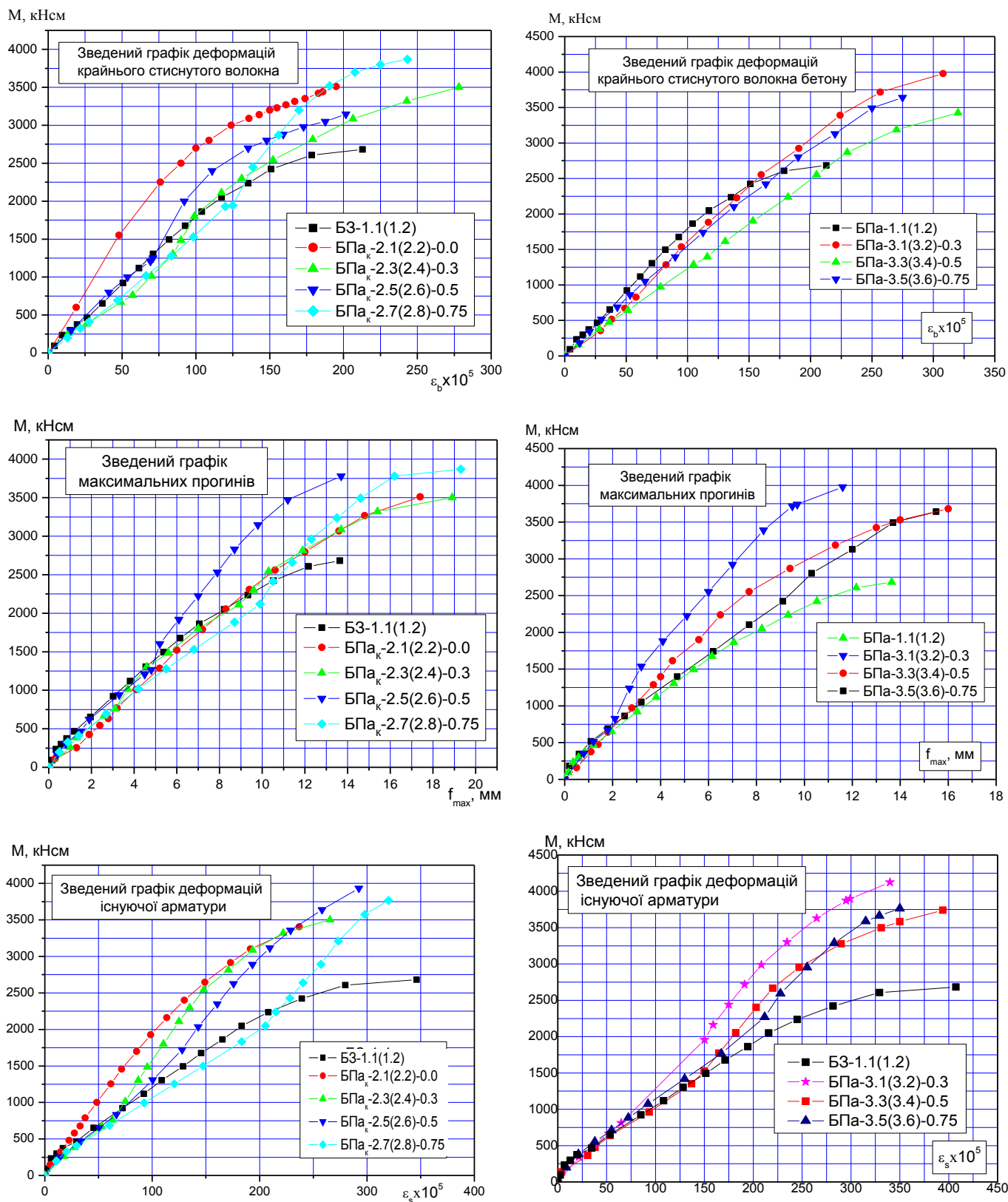


Рис. Г2.1. Зведені графіки деформацій бетону крайньої стиснутого волокна, основного армування та прогинів експериментальних балок серій 1, 2 та 1, 3

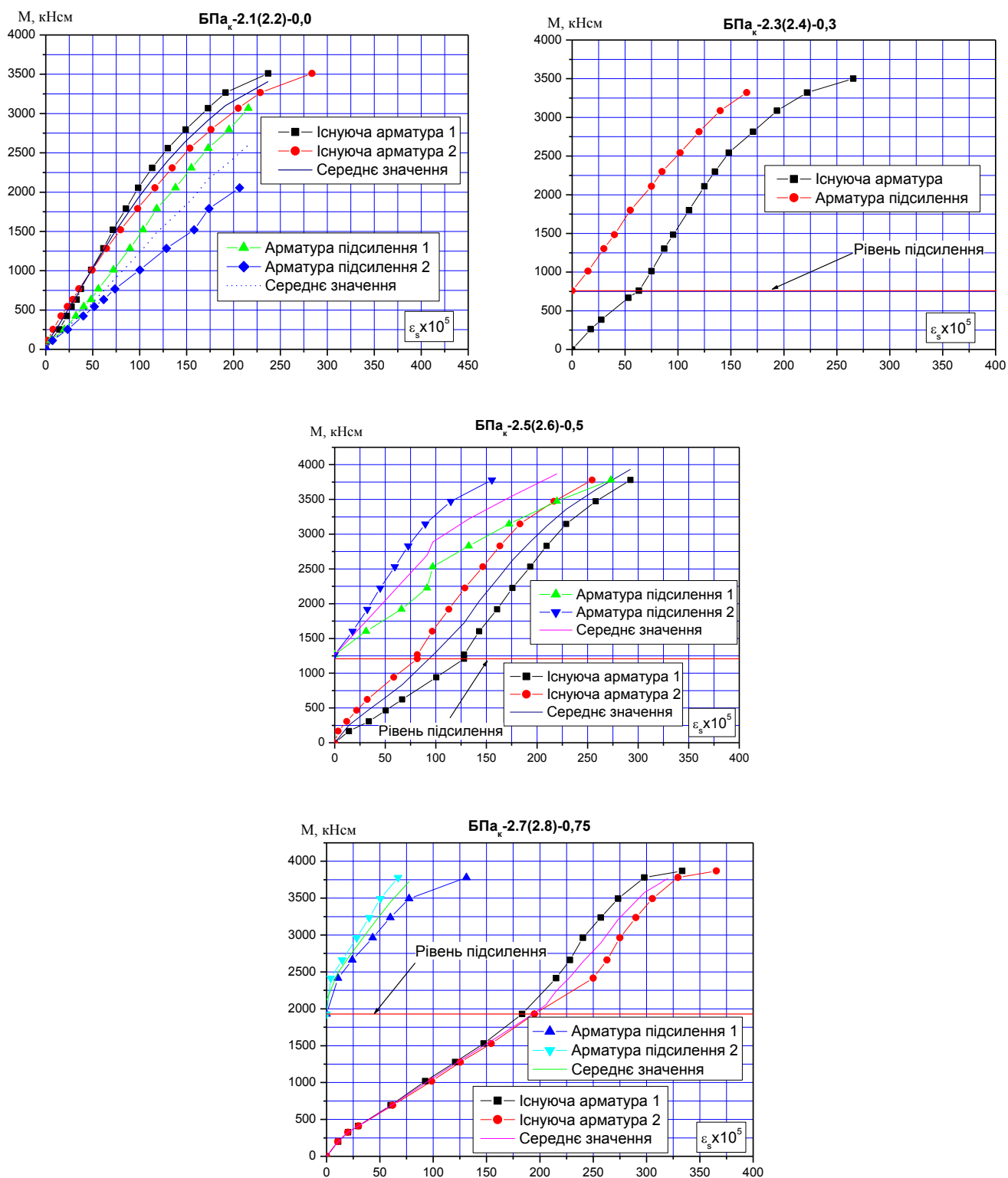


Рис. Г2.2. Характерні графіки деформацій арматури (існуючої та підсилення) експериментальних балок серії 2

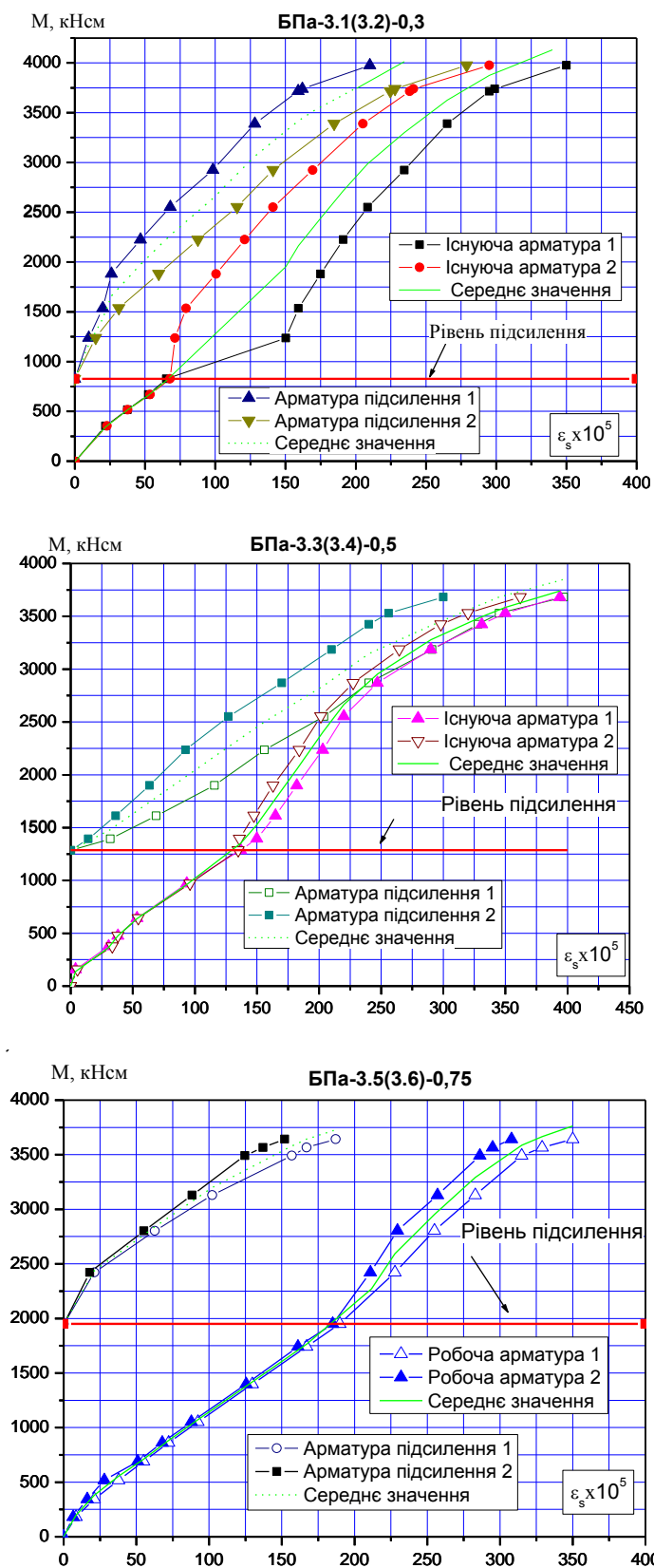


Рис. Г 2.3. Експериментальні графіки деформацій арматури (існуючої та підсилення) експериментальних балок серії 3

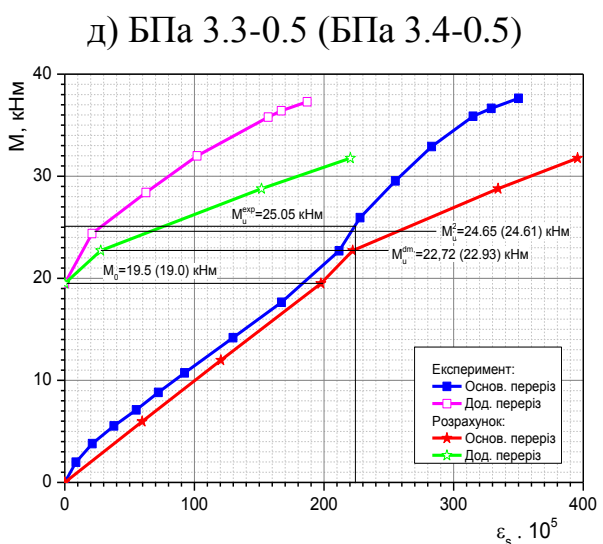
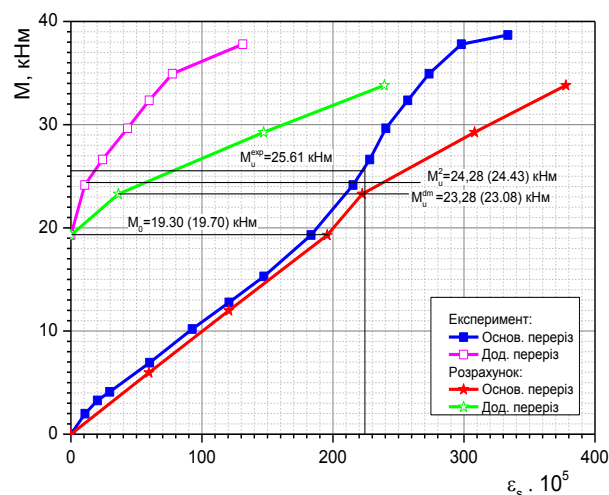
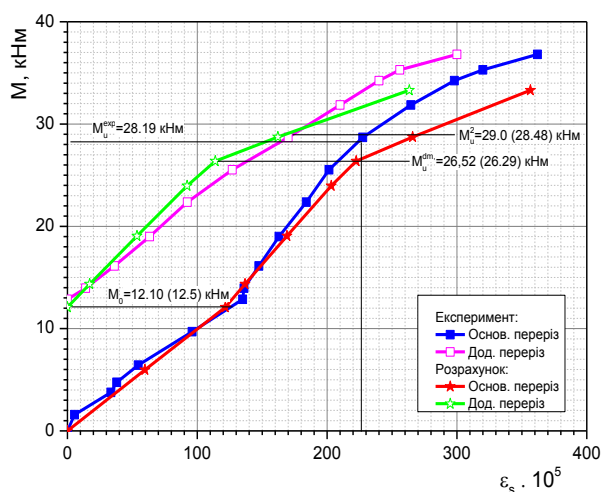
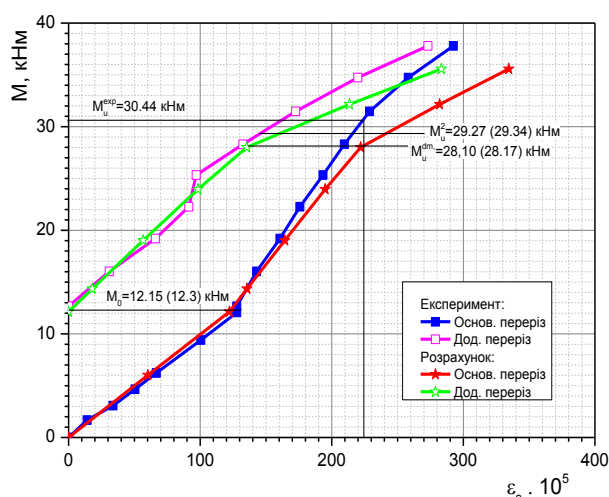
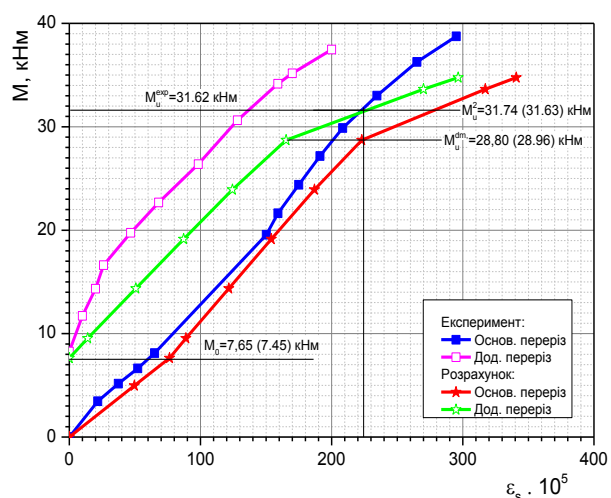
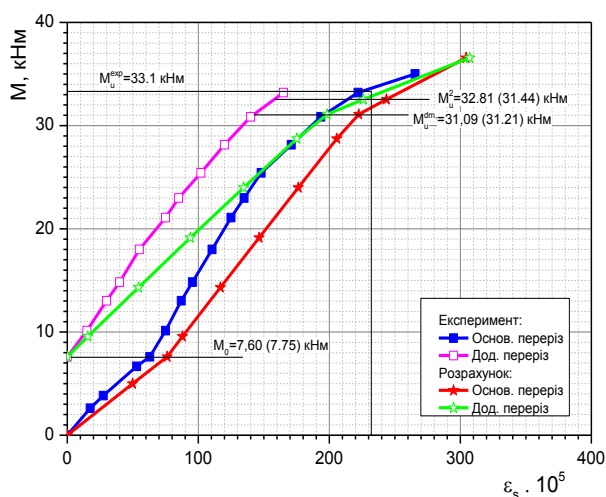


Рис. Г2.4. Теоретичні графіки деформації арматури експериментальних балок серій 2 (а...в) і 3 (г...ж).

Г.3 Результати досліджень залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обоймою (до п. 3.2, 3.4 та 4.3)

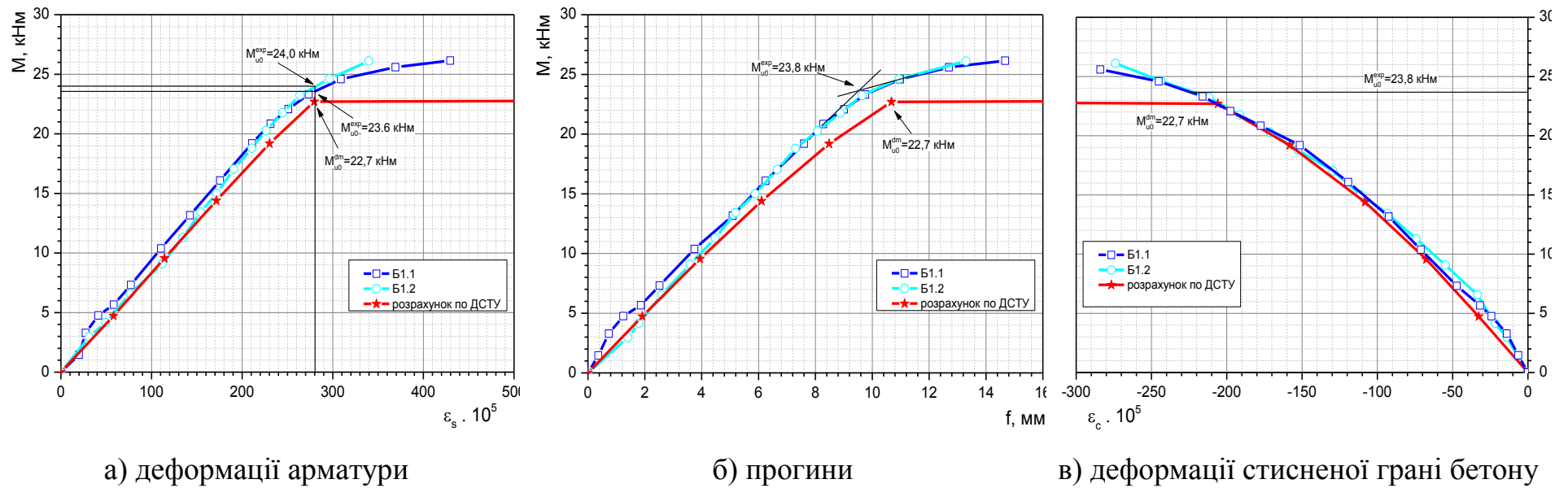
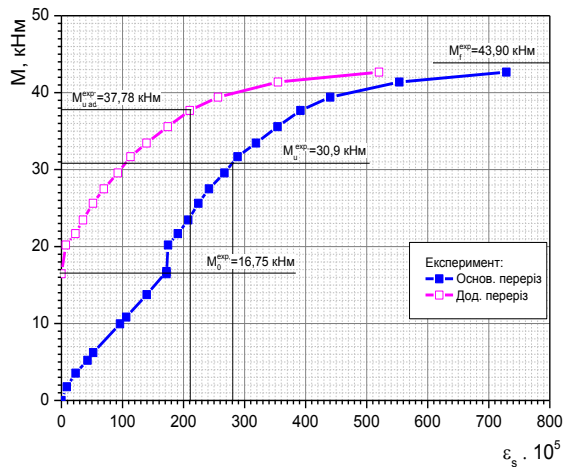
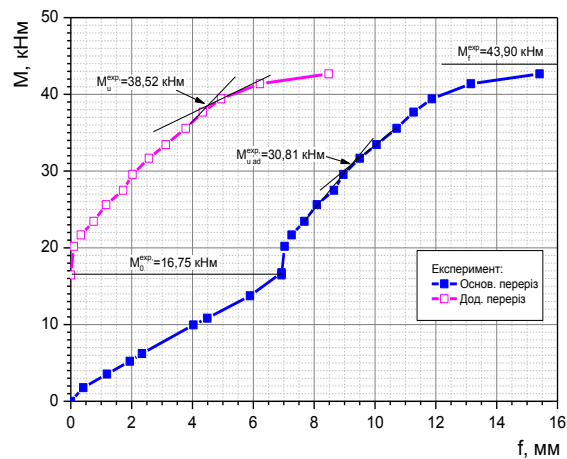


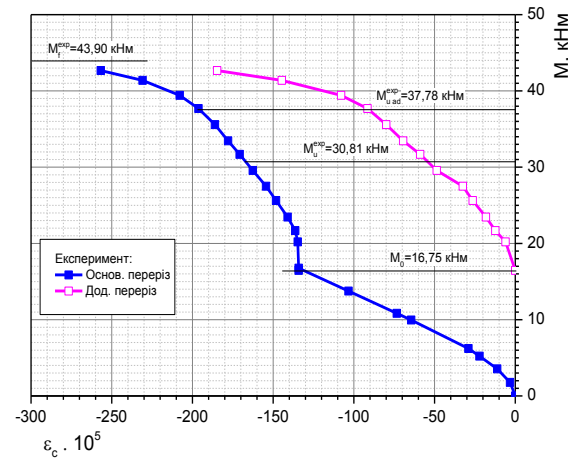
Рис. ГЗ.1. Деформативність експериментальних балок I серії Б 1.1 та Б 1.2



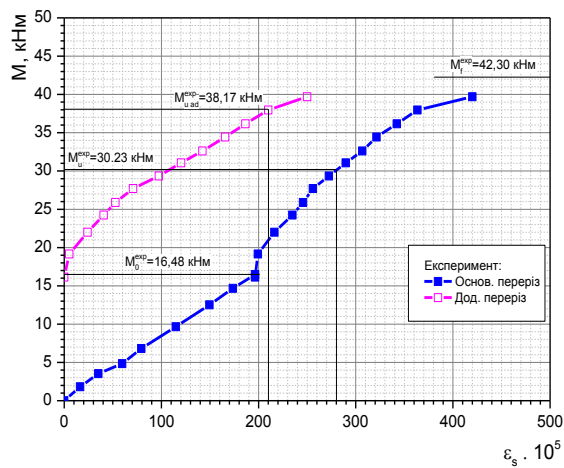
а) деформації арматури



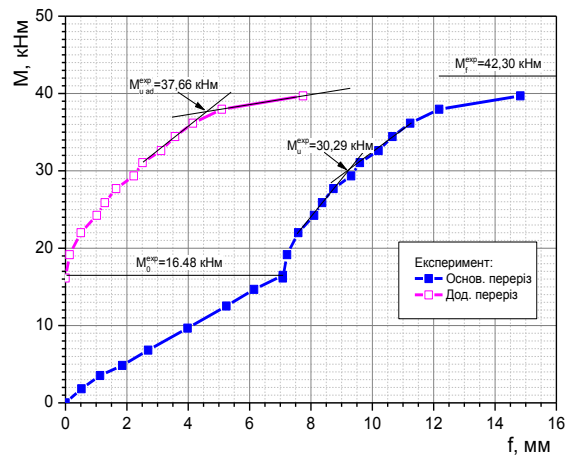
б) прогини



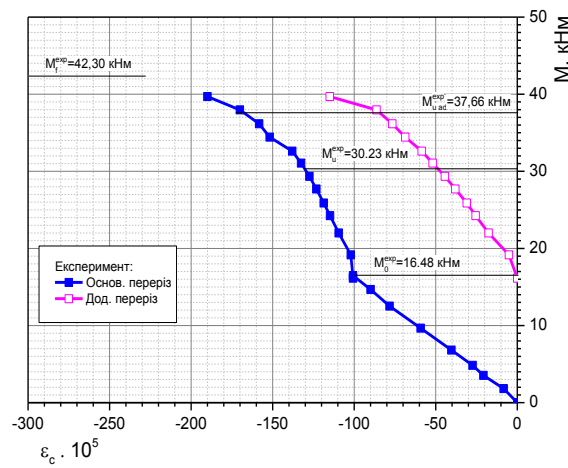
в) деформації стисненої грані бетону



г) деформації арматури

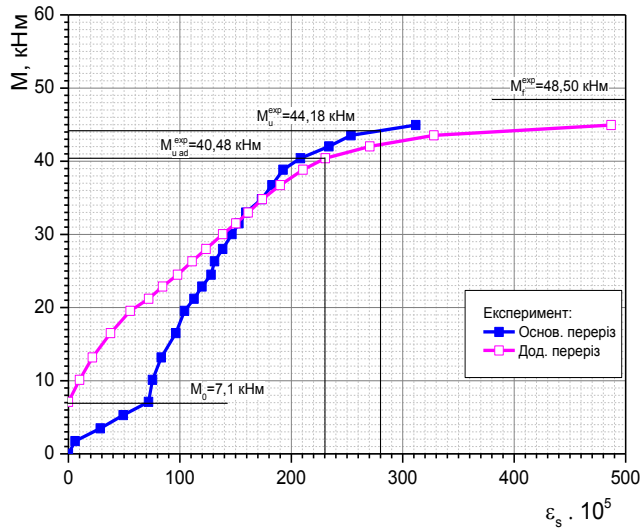


д) прогини

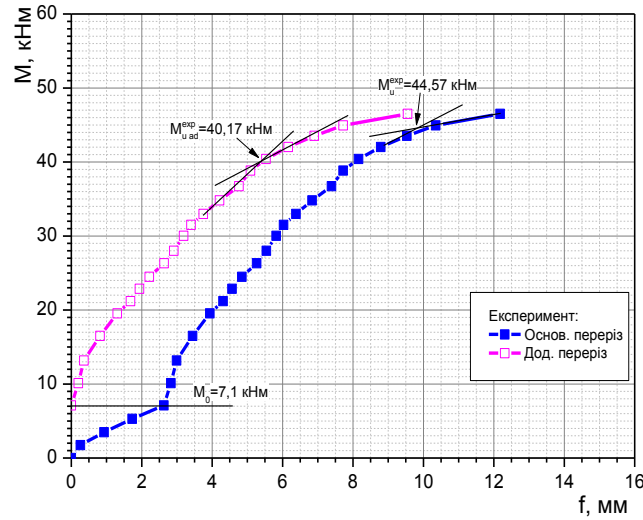


ж) деформації стисненої грані бетону

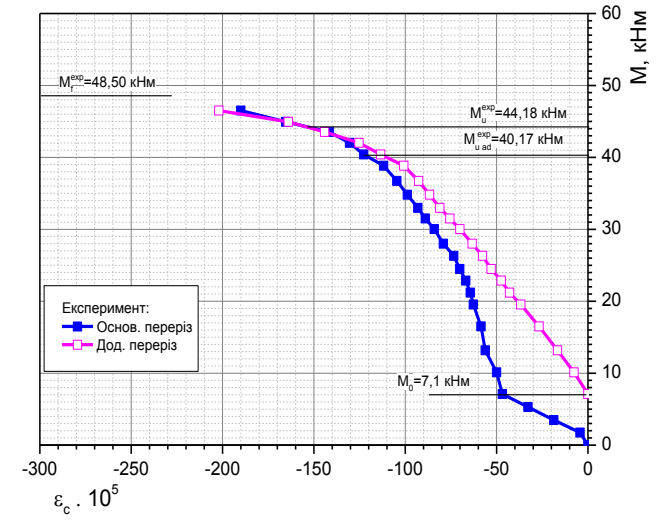
Рис. ГЗ.2. Деформативність балок Бп 2.1-0,7 (а, б, в) і Бп 2.2-0,7 (г, д, ж)



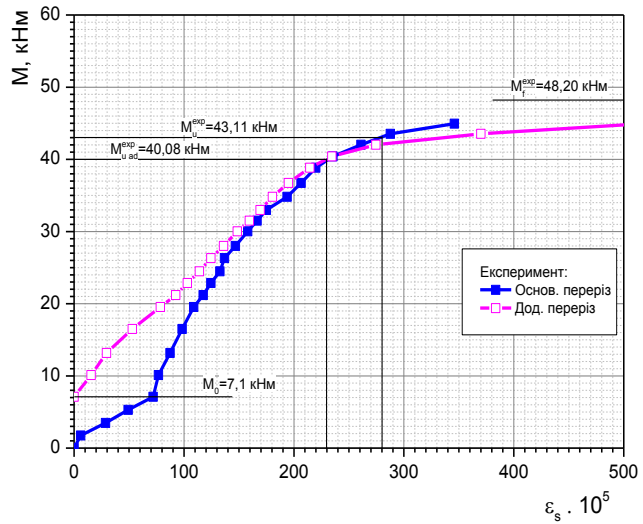
а) деформації арматури



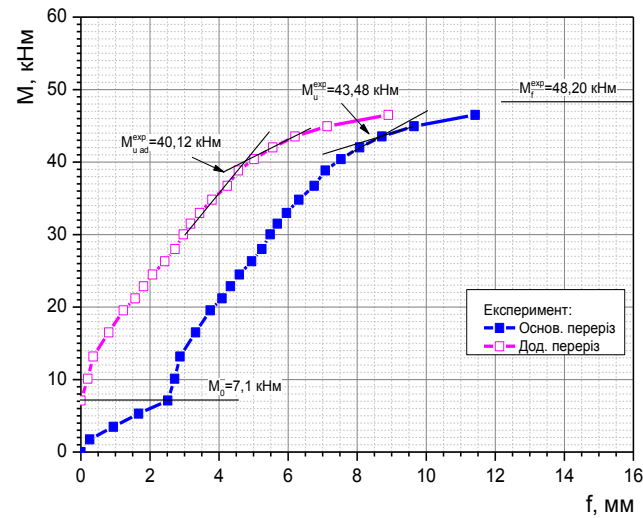
б) прогини



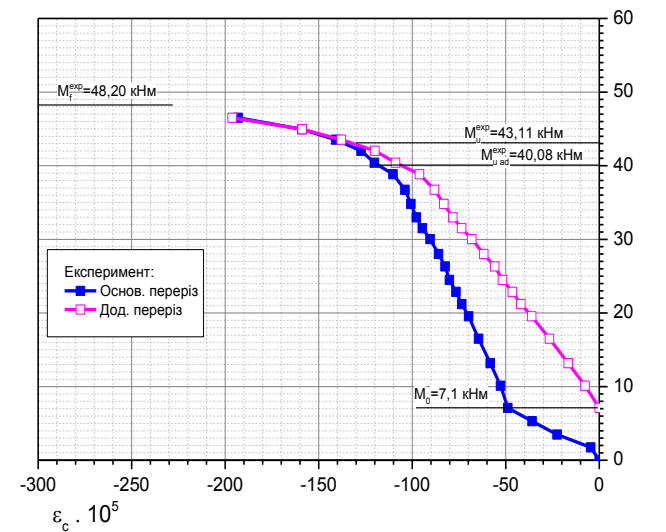
в) деформації стисненої грані бетону



г) деформації арматури

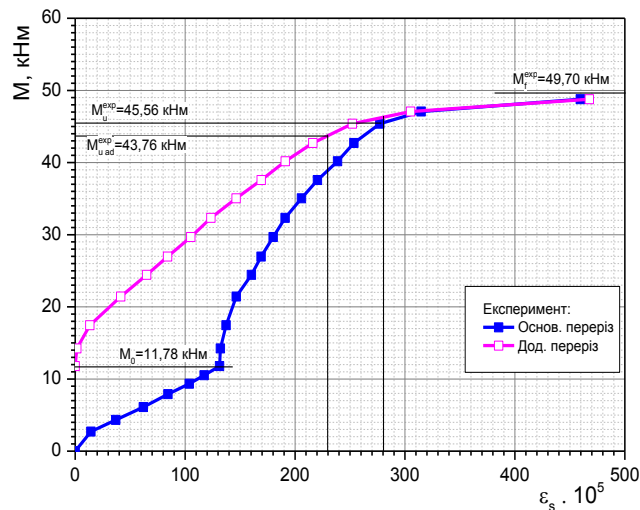


д) прогини

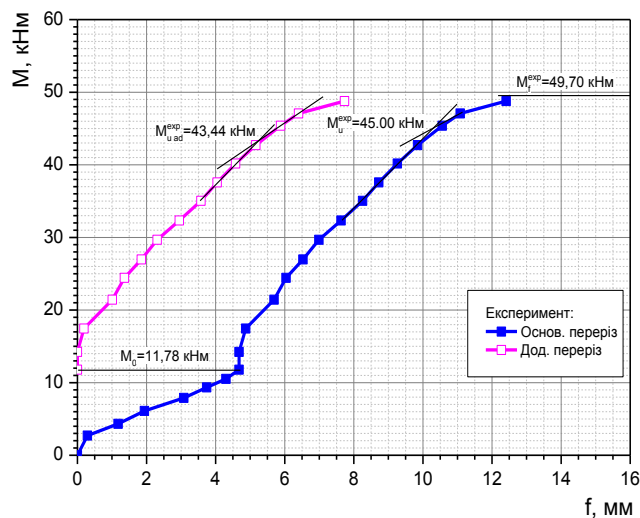


ж) деформації стисненої грані бетону

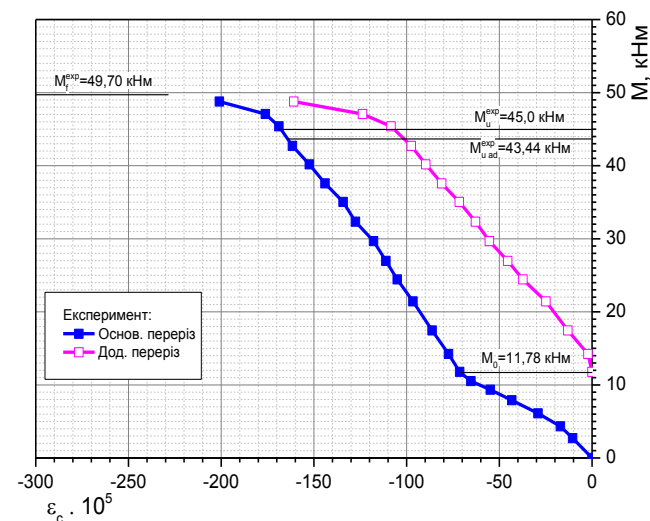
Рис. Г3.3. Деформативність балок Бп 3.1-0,3 (а, б, в) і Бп 3.2-0,3 (г, д, ж)



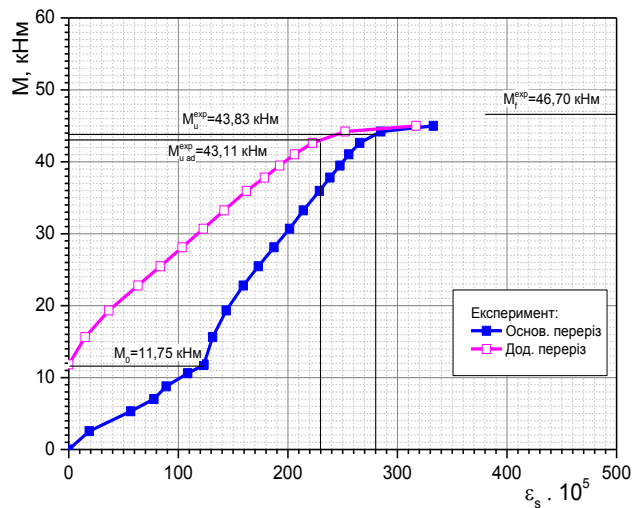
а) деформації арматури



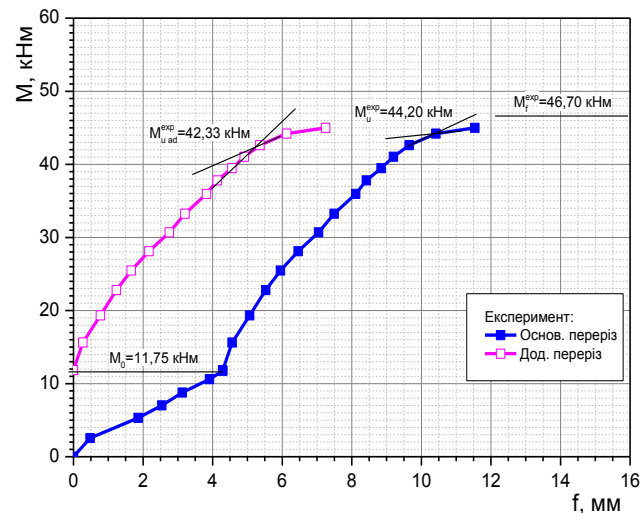
б) прогини



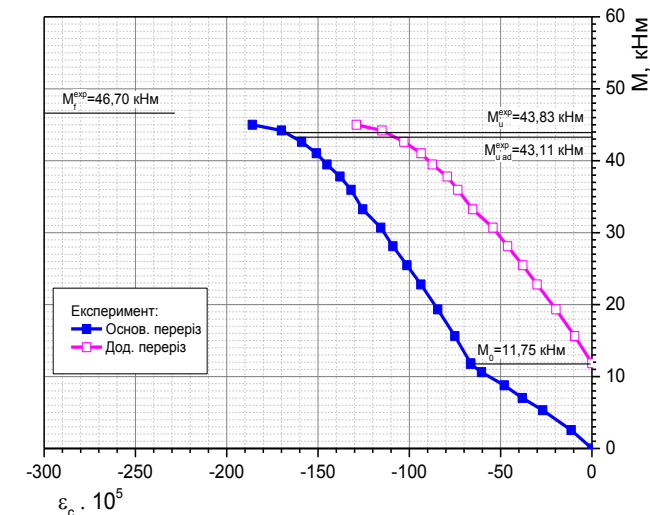
в) деформації стисненої грані бетону



г) деформації арматури

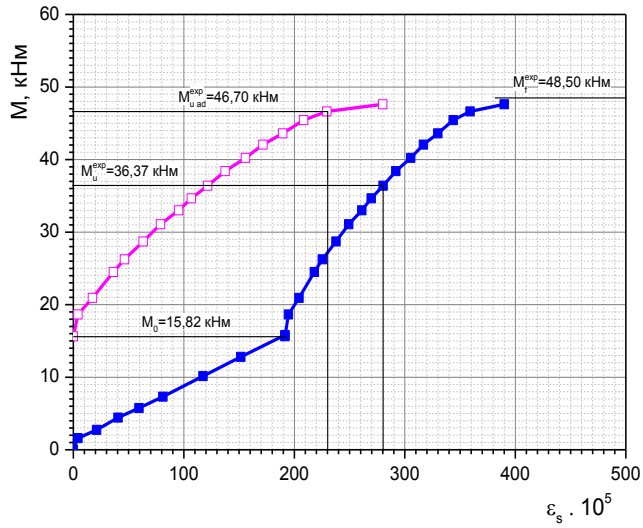


д) прогини

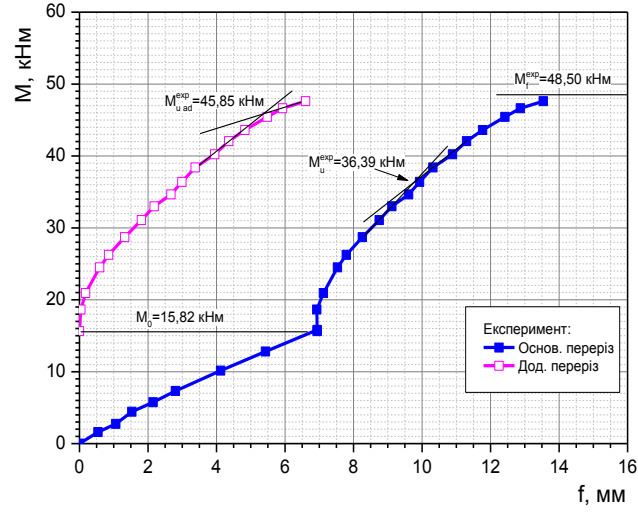


ж) деформації стисненої грані бетону

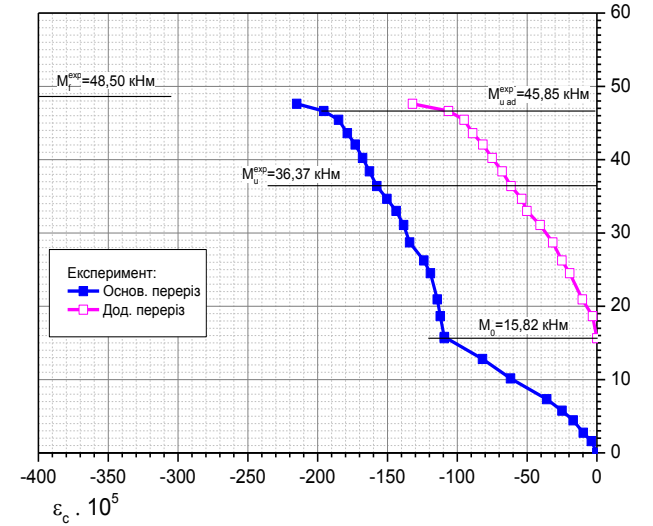
Рис. Г3.4. Деформативність балок Бп 3.3-0,5 (а, б, в) і Бп 3.4-0,5 (г, д, ж)



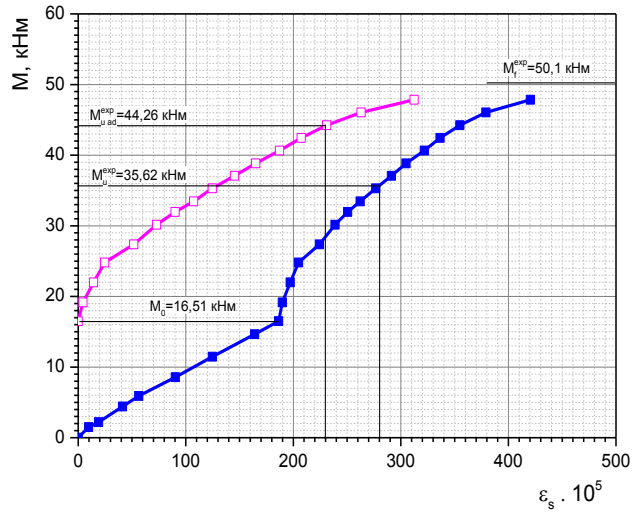
а) деформації арматури



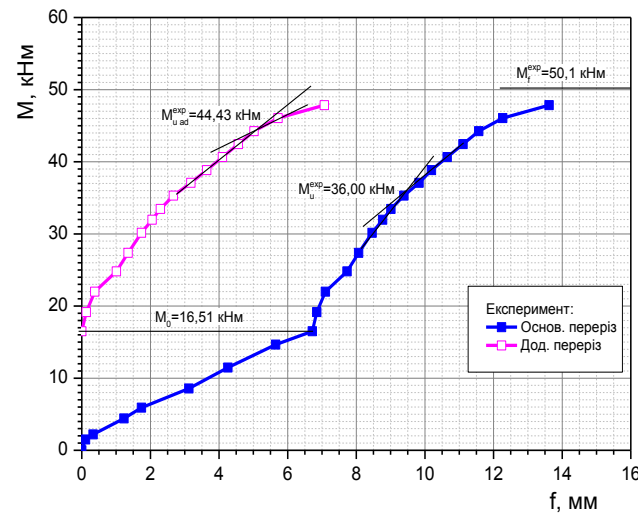
б) прогини



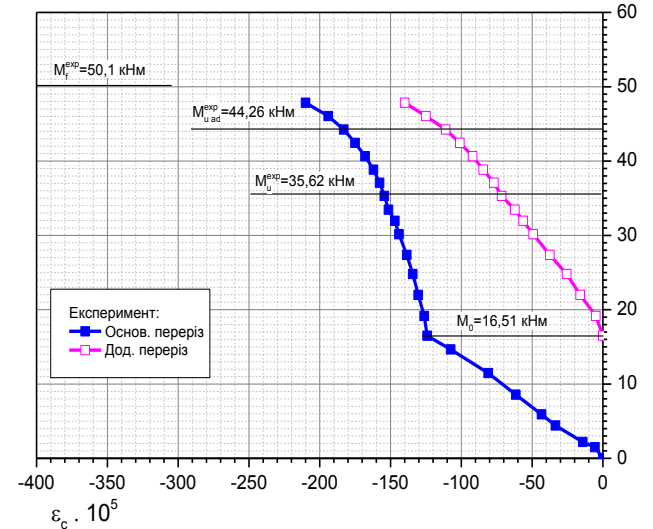
в) деформації стисненої грані бетону



г) деформації арматури

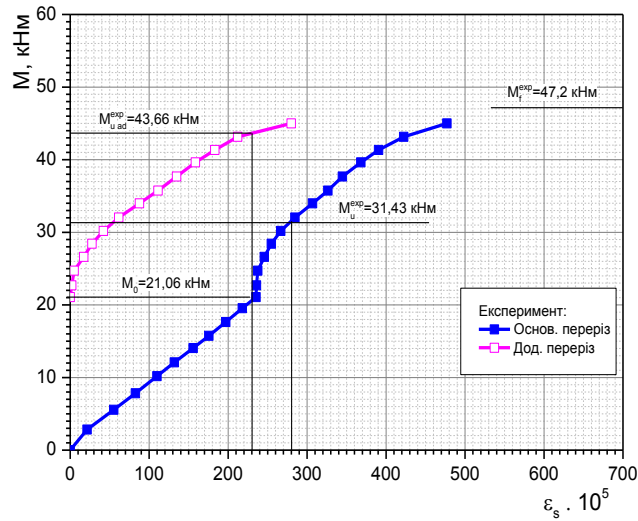


д) прогини

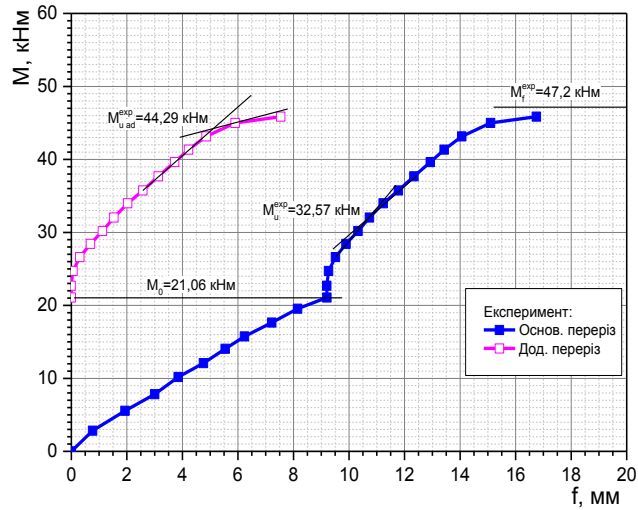


ж) деформації стисненої грані бетону

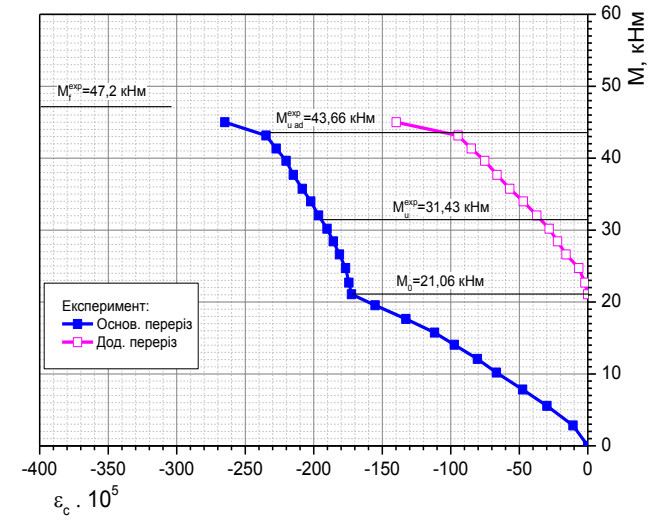
Рис. Г3.5. Деформативність балок Бп 3.5-0,7 (а, б, в) і Бп 3.6-0,7 (г, д, ж)



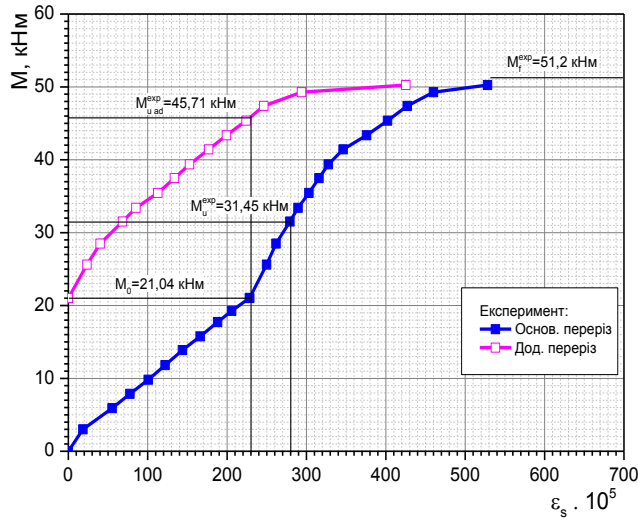
а) деформації арматури



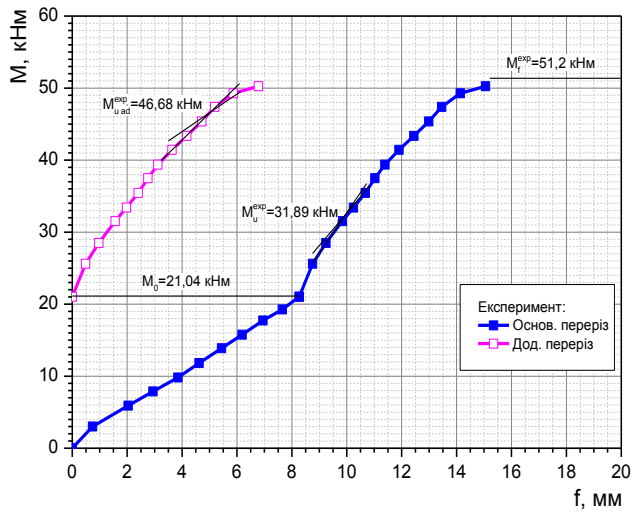
б) прогини



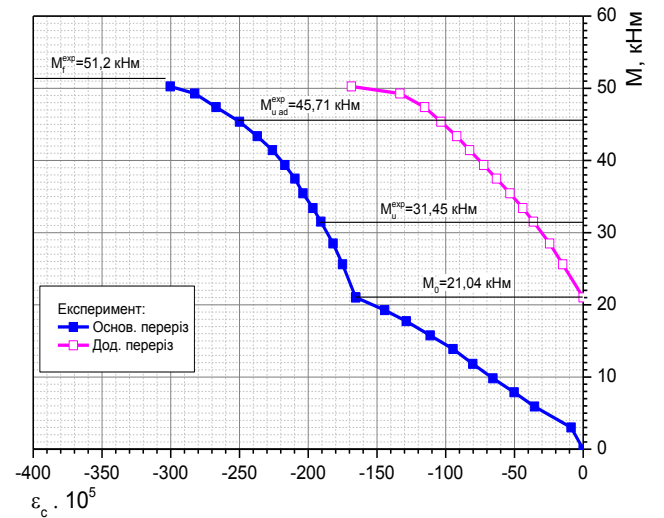
в) деформації стисненої грані бетону



г) деформації арматури

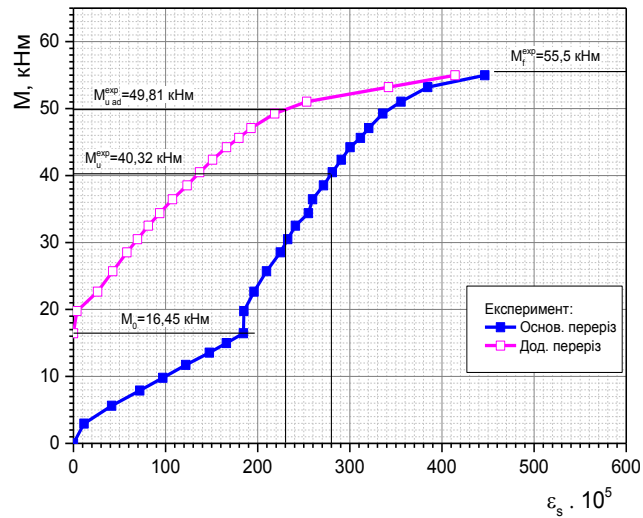


д) прогини

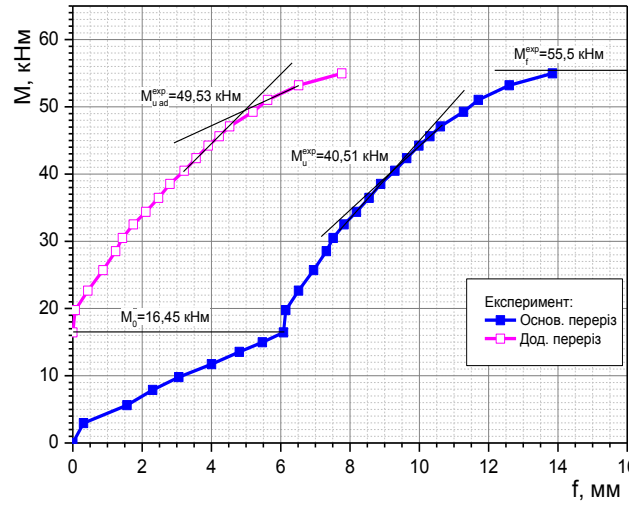


ж) деформації стисненої грані бетону

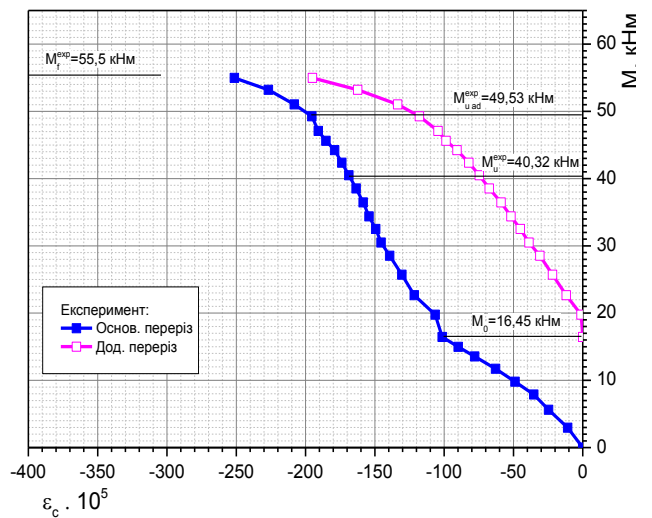
Рис. ГЗ.6. Деформативність балок Бп 3.7-0,9 (а, б, в) і Бп 3.8-0,9 (г, д, ж)



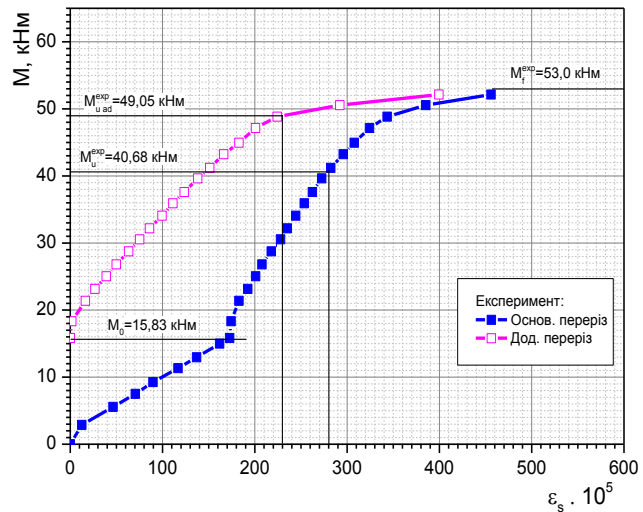
а) деформації арматури



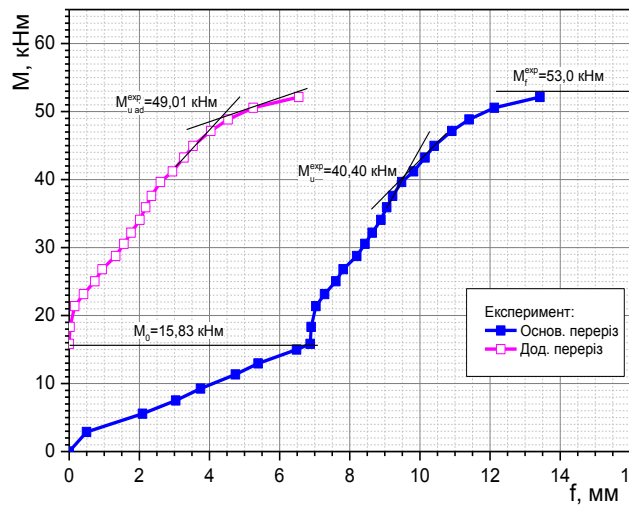
б) прогини



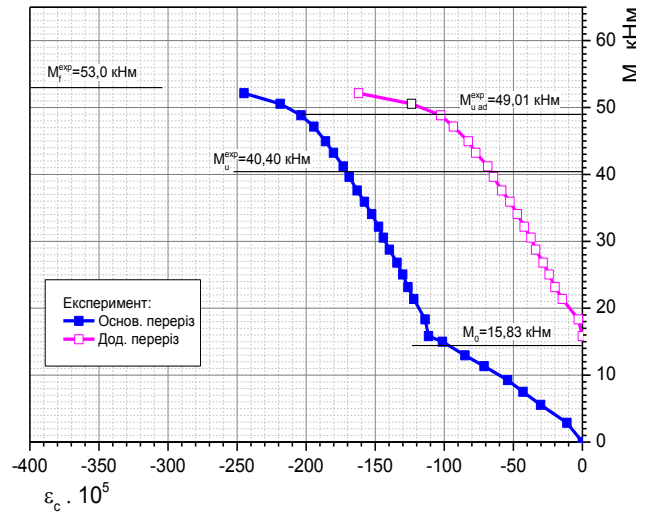
в) деформації стисненої грані бетону



г) деформації арматури

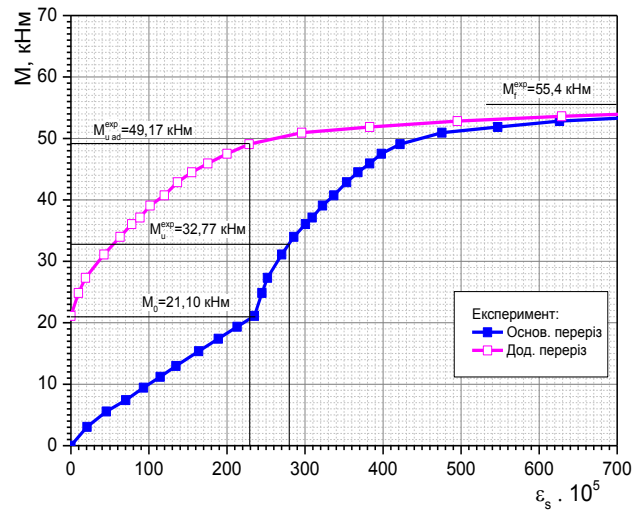


д) прогини

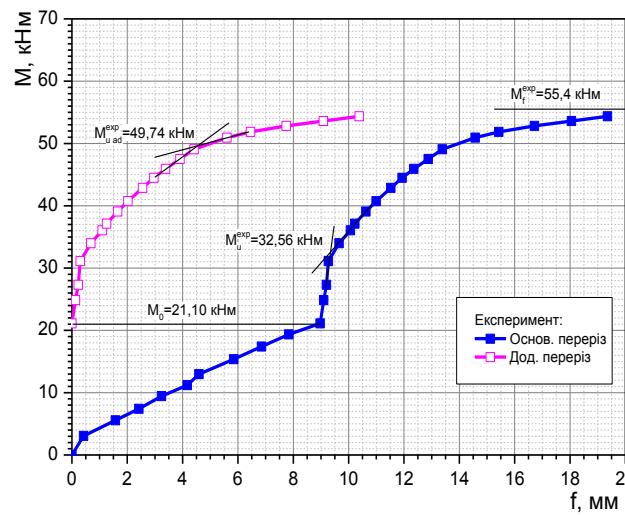


ж) деформації стисненої грані бетону

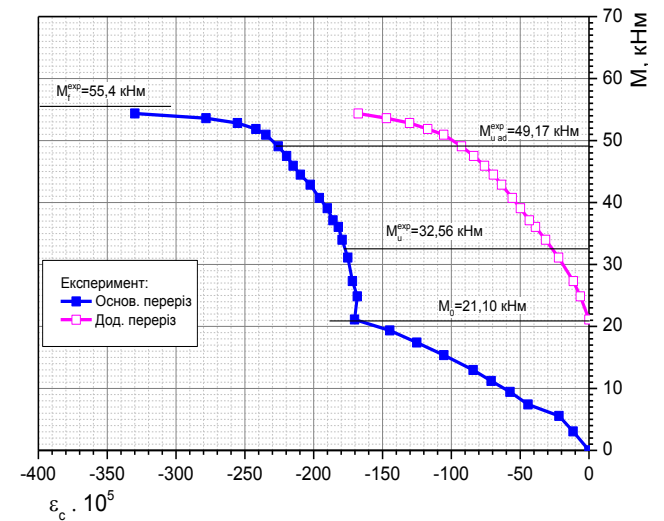
Рис. ГЗ.7. Деформативність балок Бп 4.1-0,7 (а, б, в) і Бп 4.2-0,7 (г, д, ж)



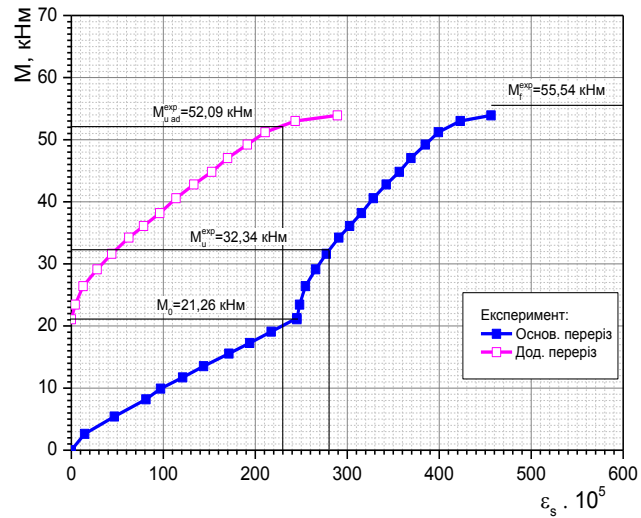
а) деформації арматури



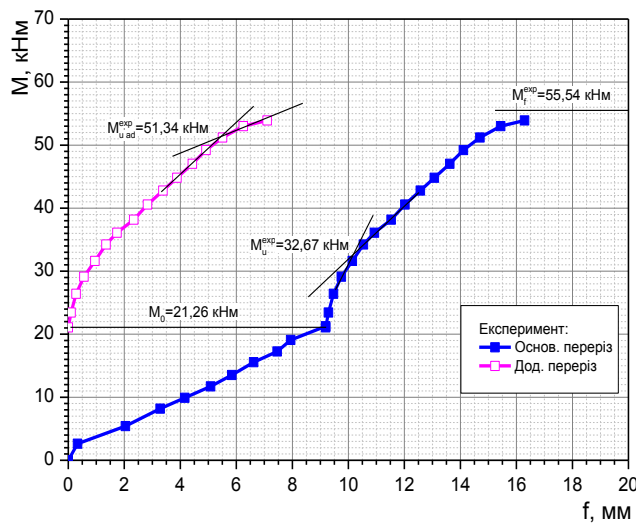
б) прогини



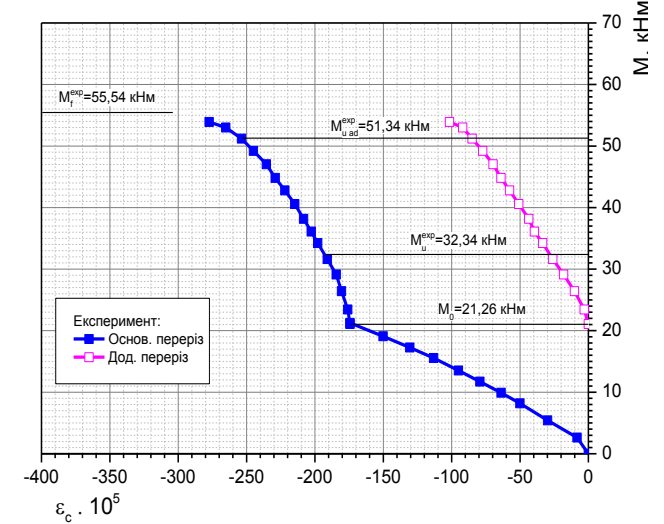
в) деформації стисненої грані бетону



г) деформації арматури



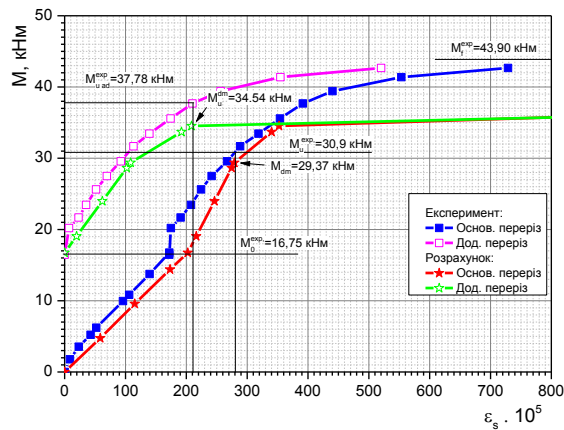
д) прогини



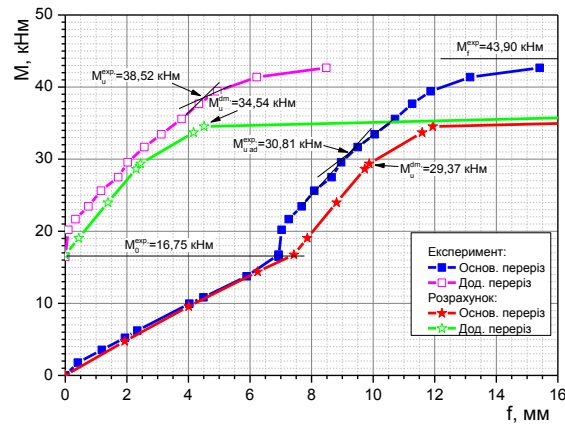
ж) деформації стисненої грані бетону

Рис. Г3.8 Деформативність балок Бп 4.3-0,9 (а, б, в) і Бп 4.4-0,9 (г, д, ж)

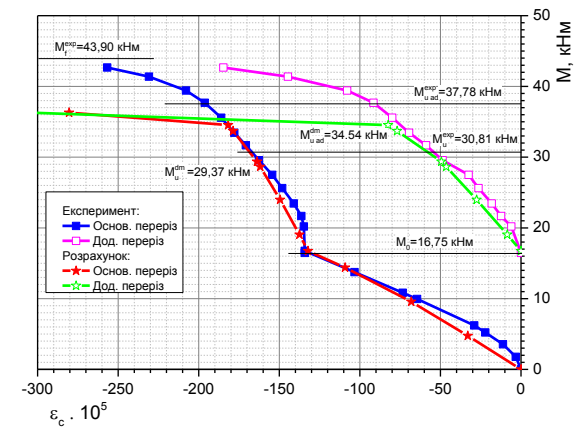
Результати розрахунку міцності і деформативності балок підсиленних залізобетонною обіймою (до п.4.3)



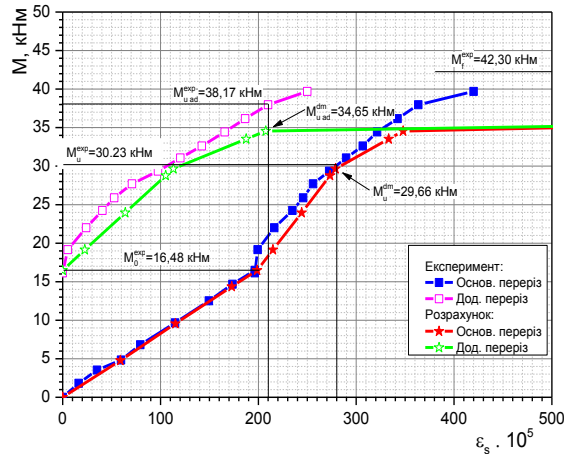
а) деформації арматури



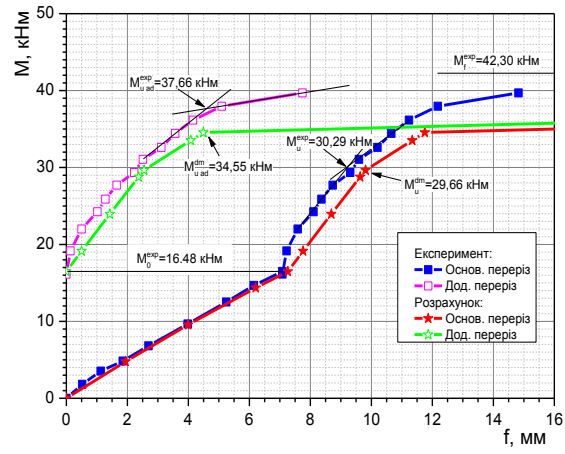
б) прогини



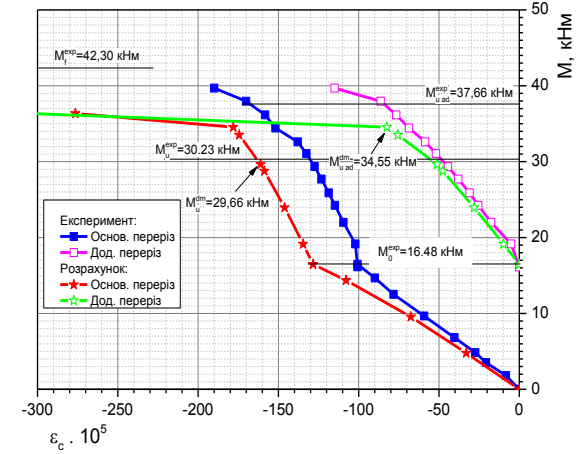
в) деформації стисненої грані бетону



г) деформації арматури

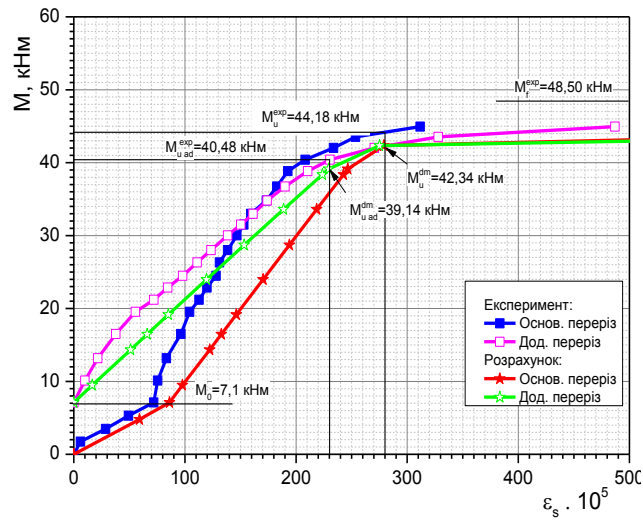


д) прогини

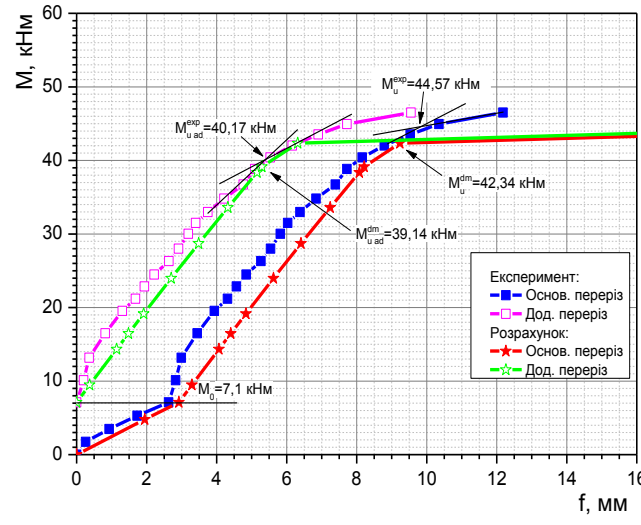


ж) деформації стисненої грані бетону

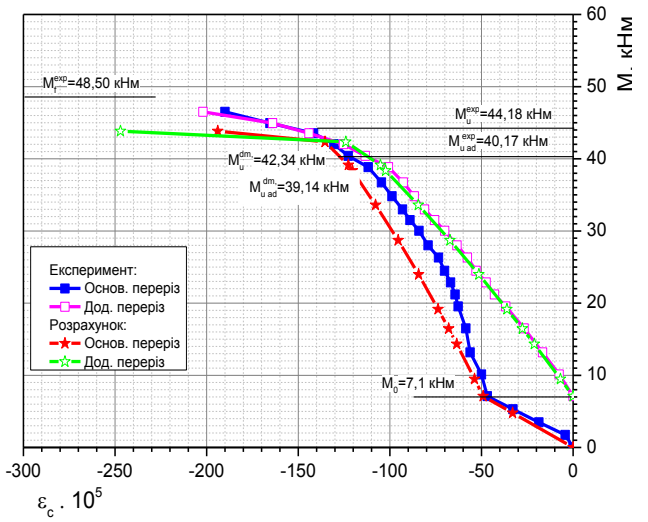
Рис. Г3.9. Балки Бп 2.1-0,7 (а, б, в) і Бп 2.2-0,7 (г, д, ж)



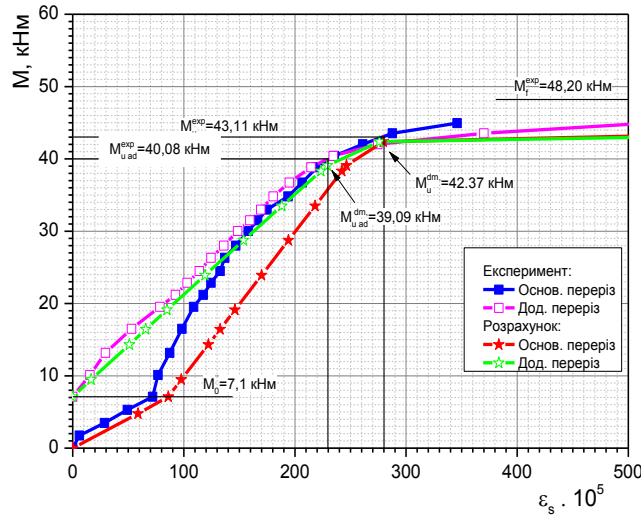
а) деформації арматури



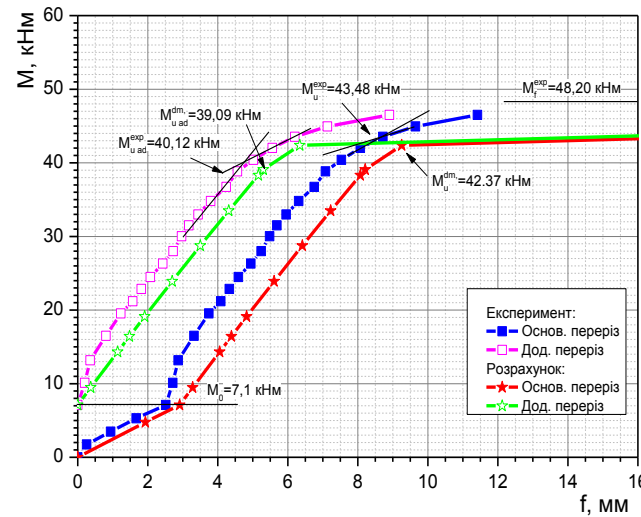
б) прогини



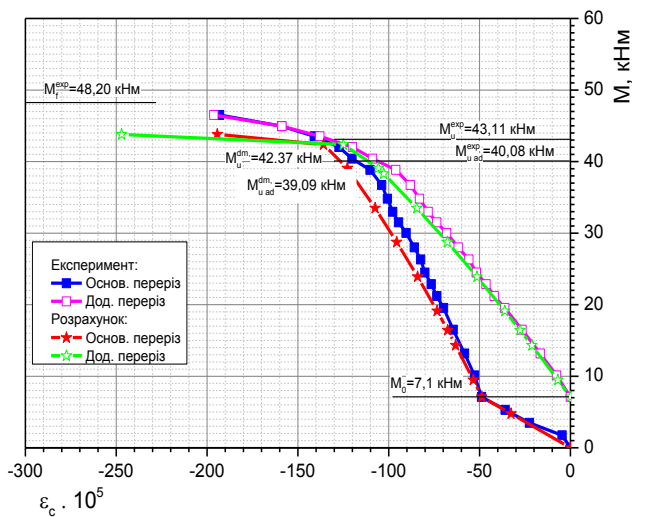
в) деформації стисненої грані бетону



г) деформації арматури

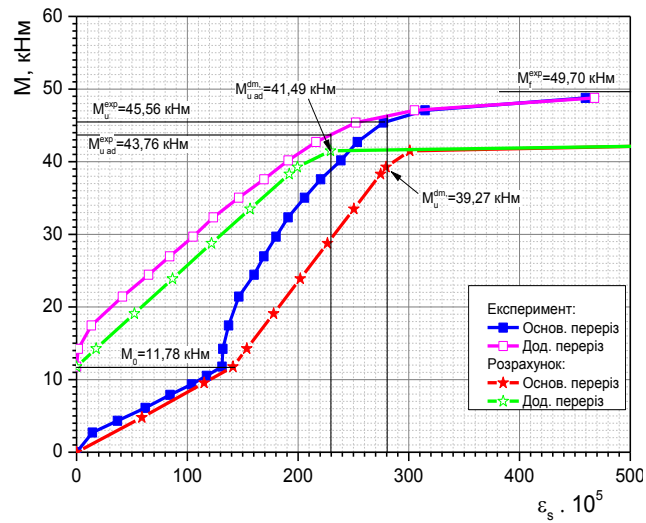


д) прогини

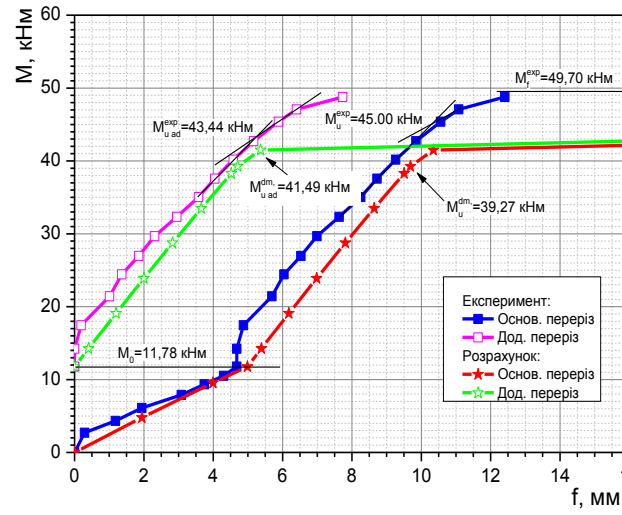


ж) деформації стисненої грані бетону

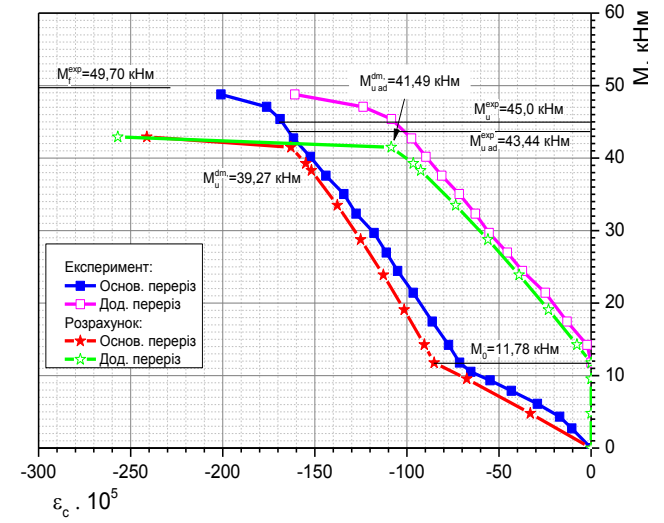
Рис. Г3.10. Балки Бп 3.1-0,3 (а, б, в) і Бп 3.2-0,3 (г, д, ж)



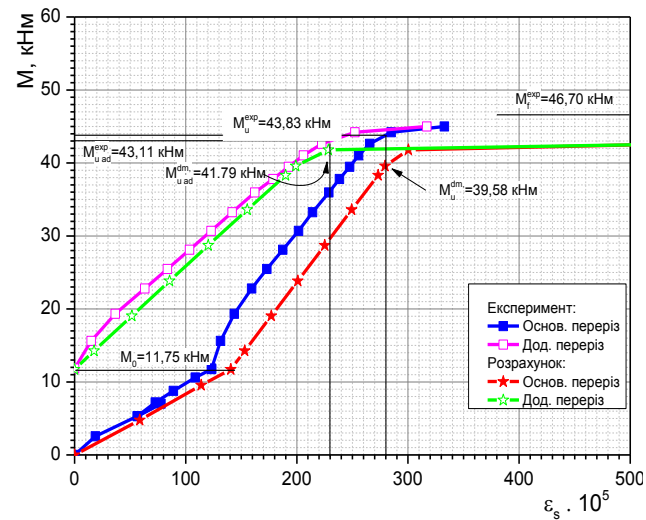
а) деформації арматури



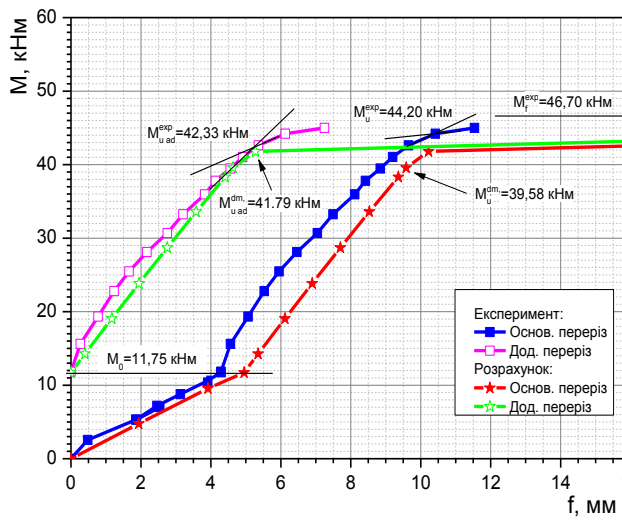
б) прогини



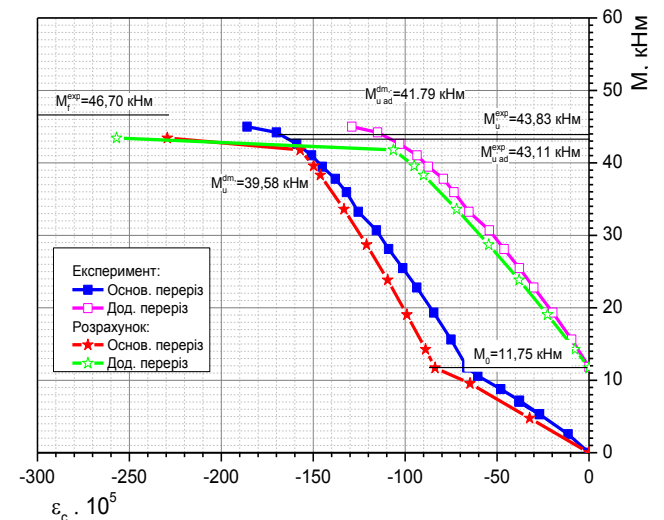
в) деформації стисненої грані бетону



г) деформації арматури

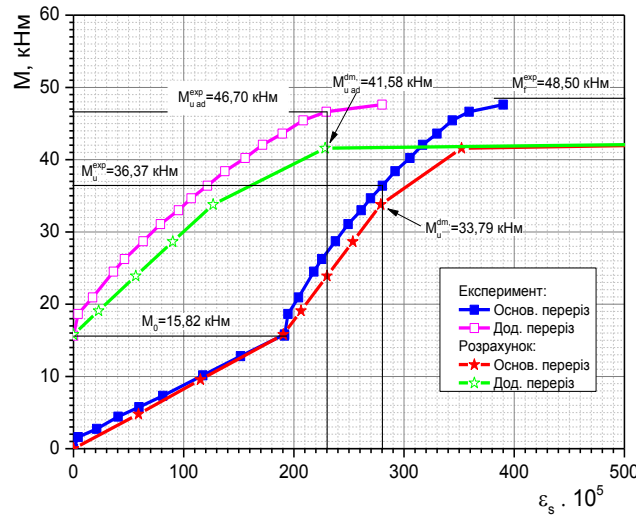


д) прогини

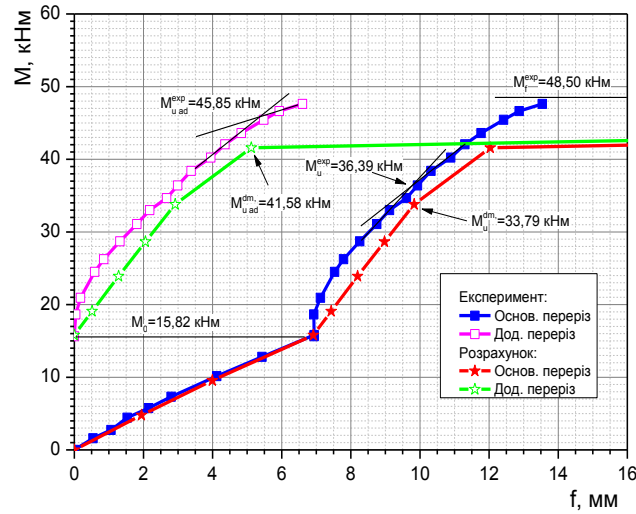


ж) деформації стисненої грані бетону

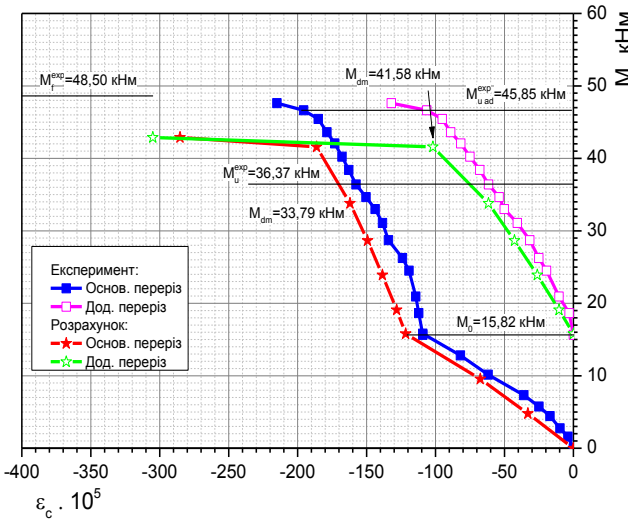
Рис. Г3.11. Балки Бп 3.3-0,5 (а, б, в) і Бп 3.4-0,5 (г, д, ж)



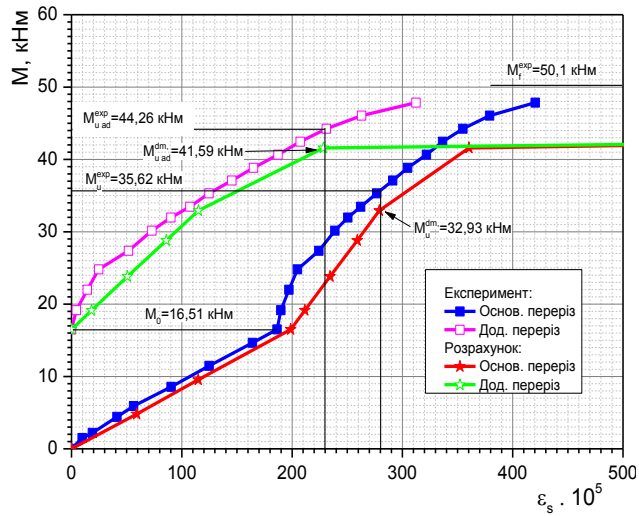
а) деформації арматури



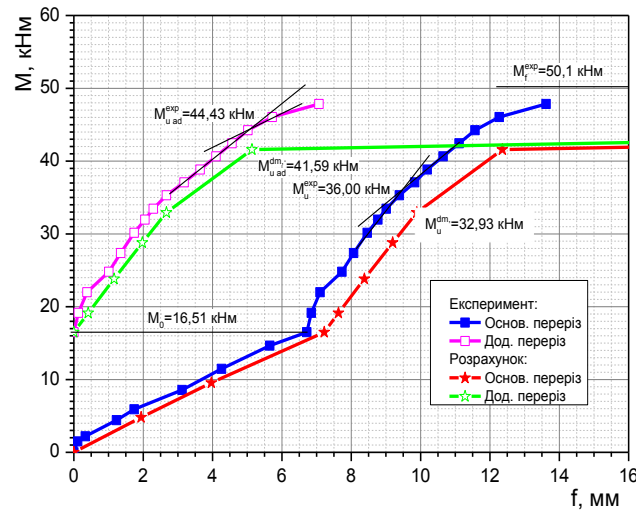
б) прогини



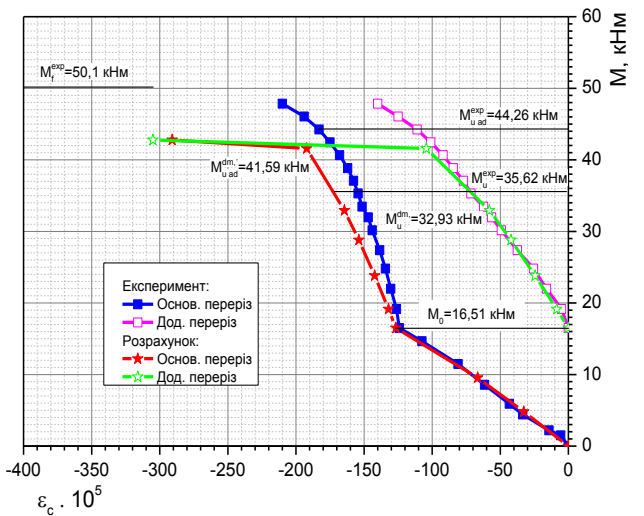
в) деформації стисненої грані бетону



г) деформації арматури

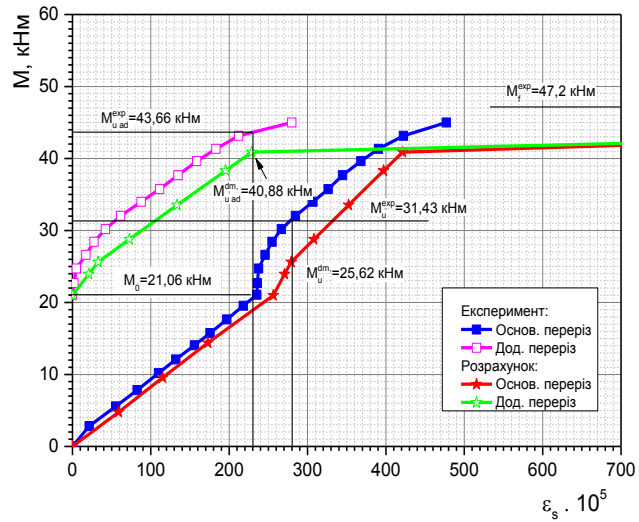


д) прогини

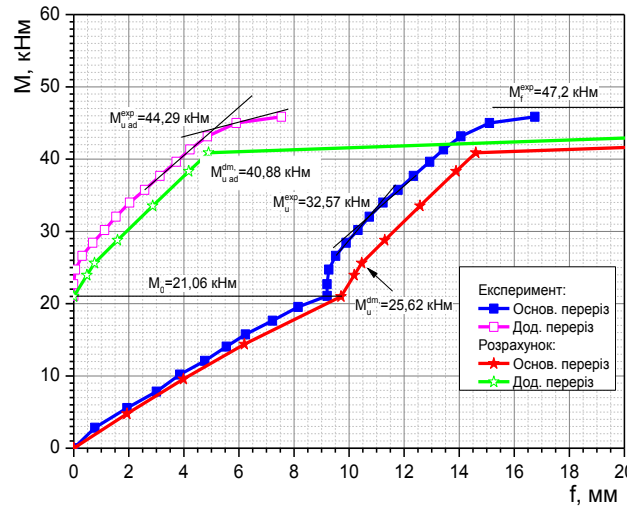


ж) деформації стисненої грані бетону

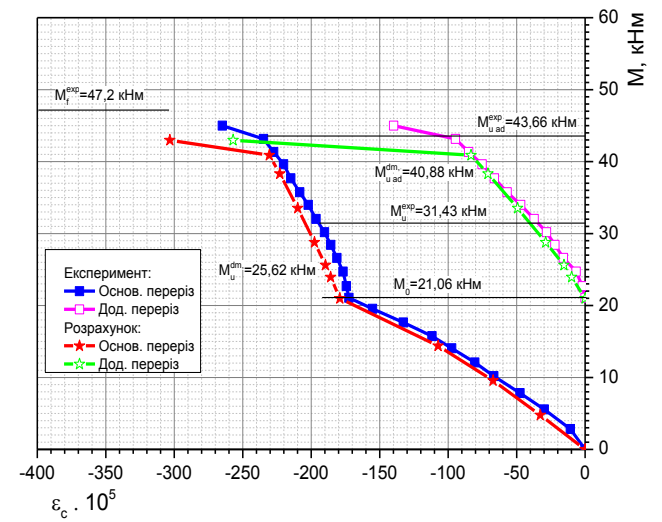
Рис. Г3.12. Балки Бп 3.5-0,7 (а, б, в) і Бп 3.6-0,7 (г, д, ж)



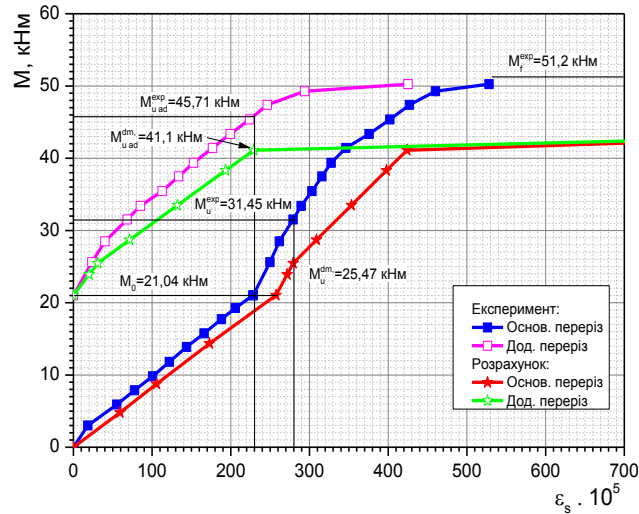
а) деформації арматури



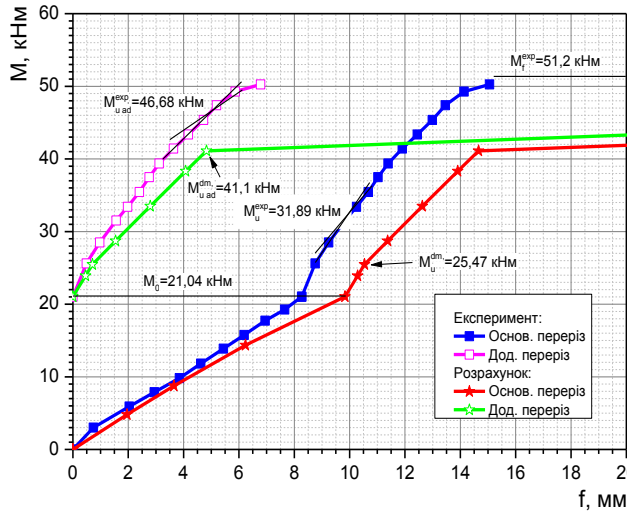
б) прогини



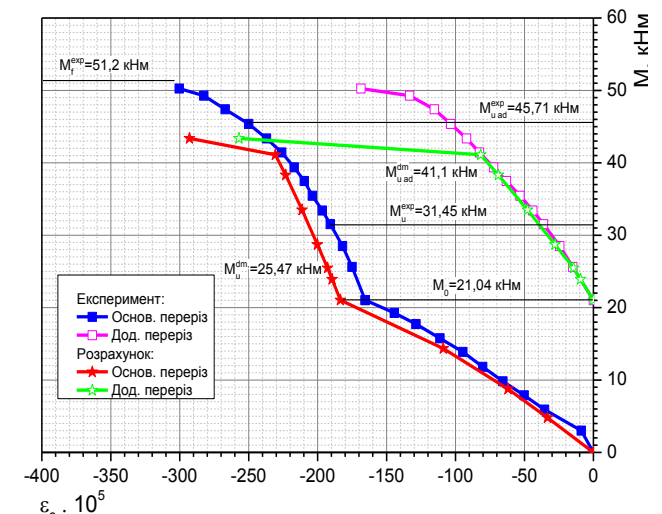
в) деформації стисненої грані бетону



г) деформації арматури

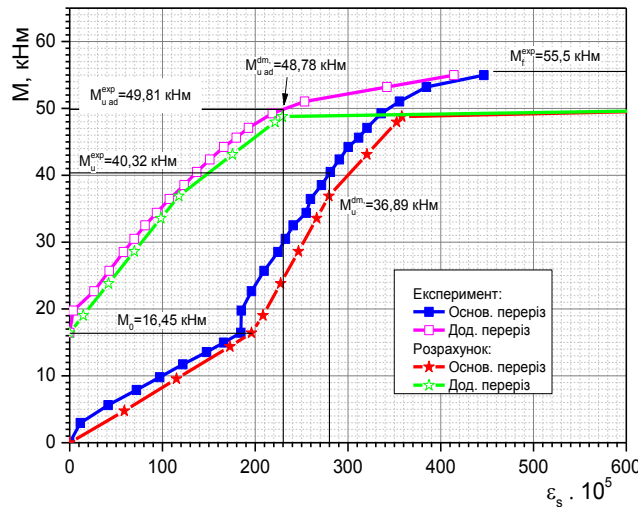


д) прогини

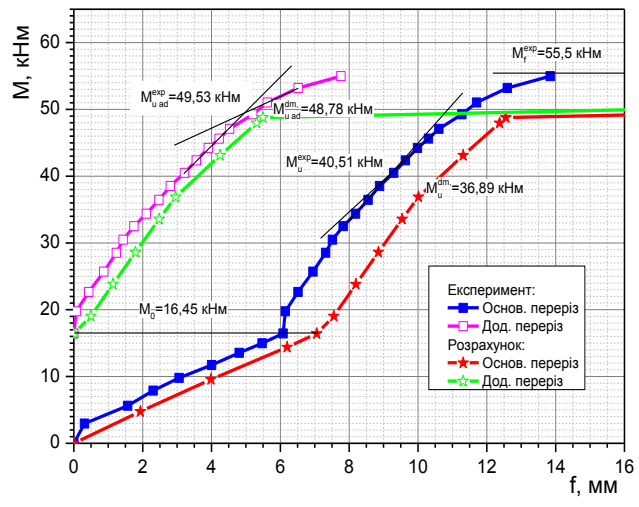


ж) деформації стисненої грані бетону

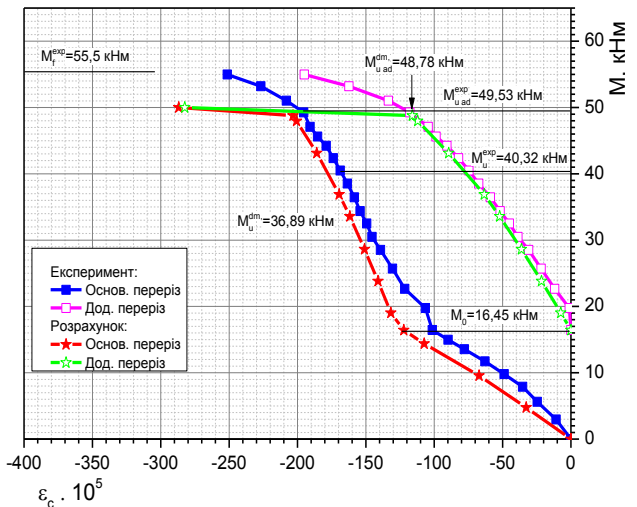
Рис. Г3.13. Балки Бп 3.7-0,9 (а, б, в) і Бп 3.8-0,9 (г, д, ж)



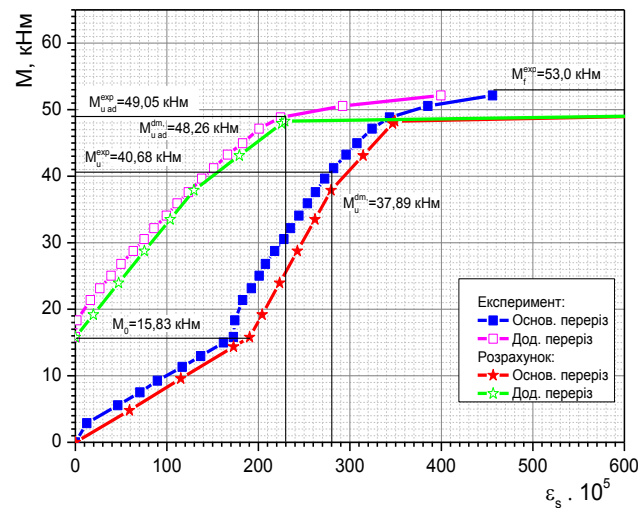
а) деформації арматури



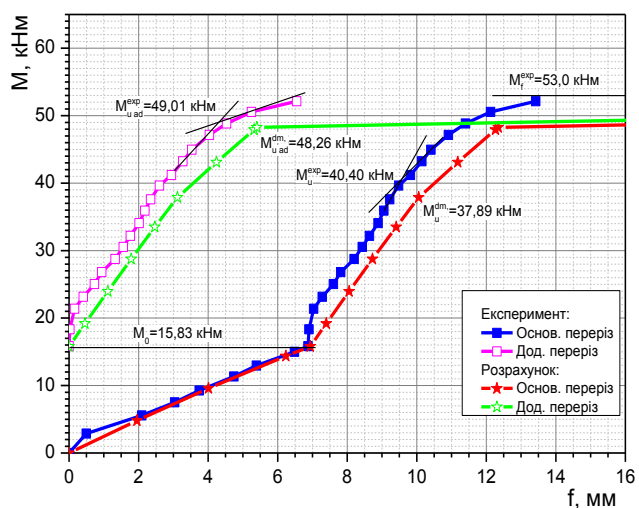
б) прогини



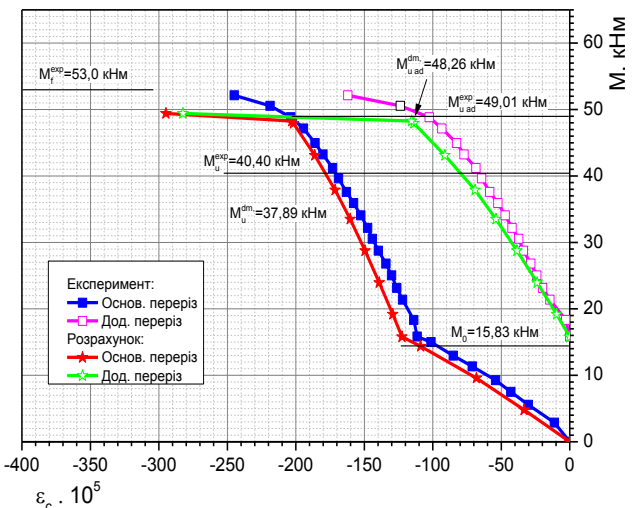
в) деформації стисненої грані бетону



г) деформації арматури

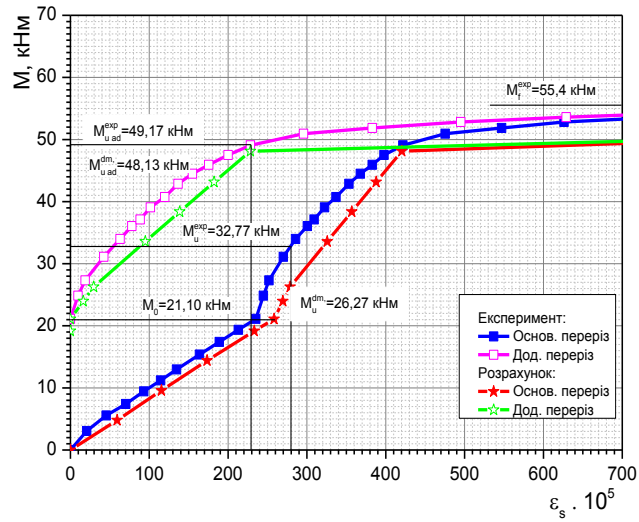


д) прогини

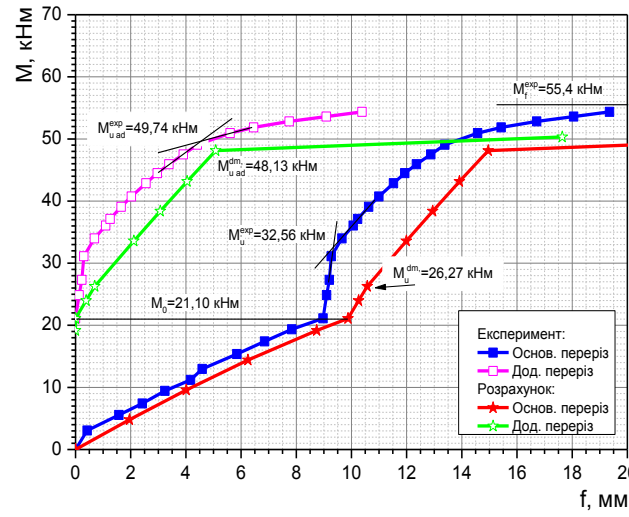


ж) деформації стисненої грані бетону

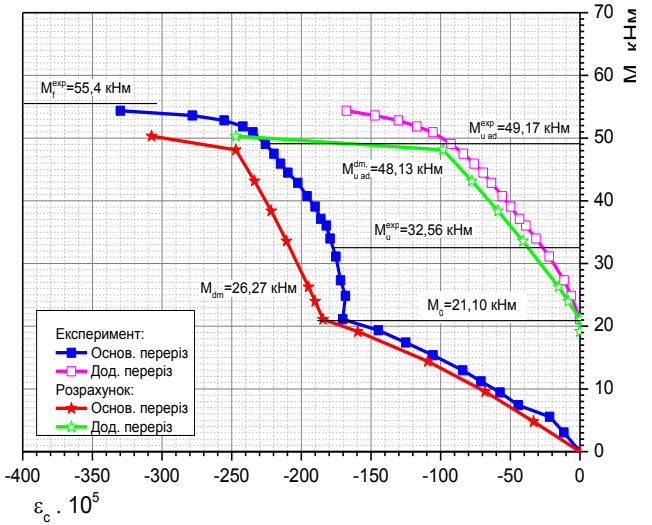
Рис. Г3.14. Балки Бп 4.1-0,7 (а, б, в) і Бп 4.2-0,7 (г, д, ж)



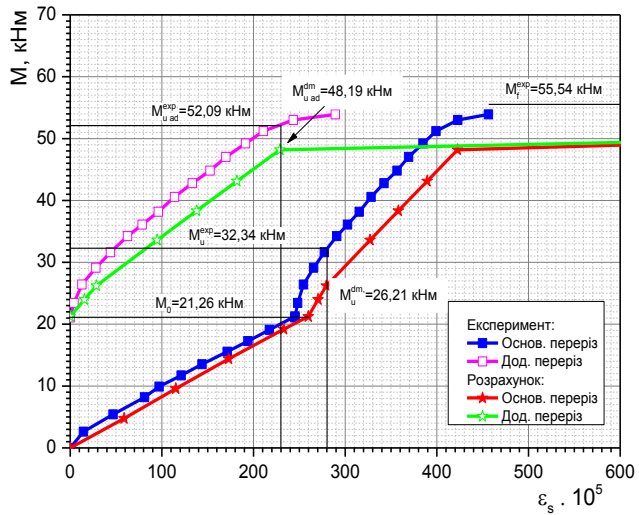
а) деформації арматури



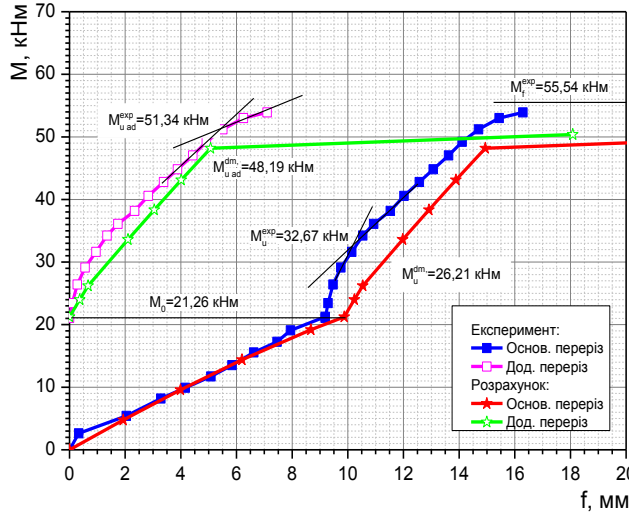
б) прогини



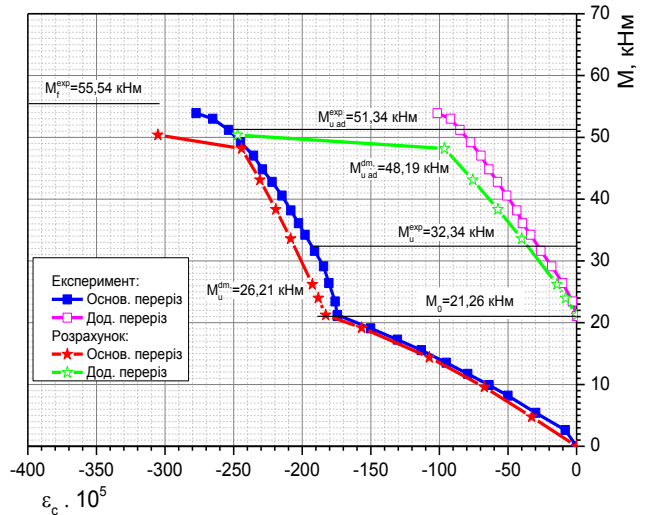
в) деформації стисненої грані бетону



г) деформації арматури



д) прогини



ж) деформації стисненої грані бетону

Рис. Г3.15. Балки Бп 4.3-0,9 (а, б, в) і Бп 4.4-0,9 (г, д, ж)

Г.4 Результати досліджень залізобетонних колон, підсилених нарощуванням армування (до п.3.5 та п.4.4)

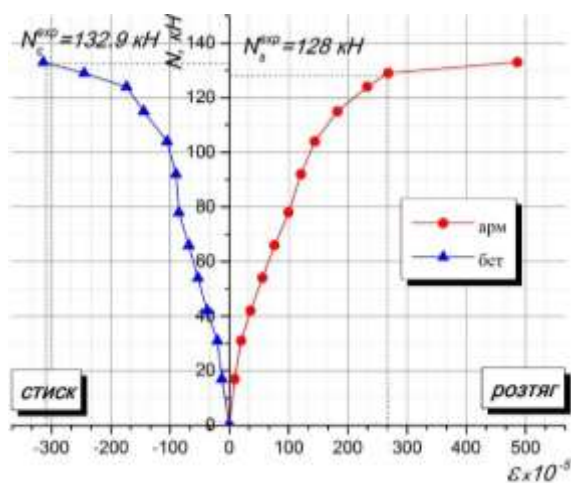


Рис. Г4.1. Графіки усереднених деформацій розтягнутої арматури та стиснутого бетону непідсилених колон 0-ї серії КЗ-0.1 та КЗ-0.2.

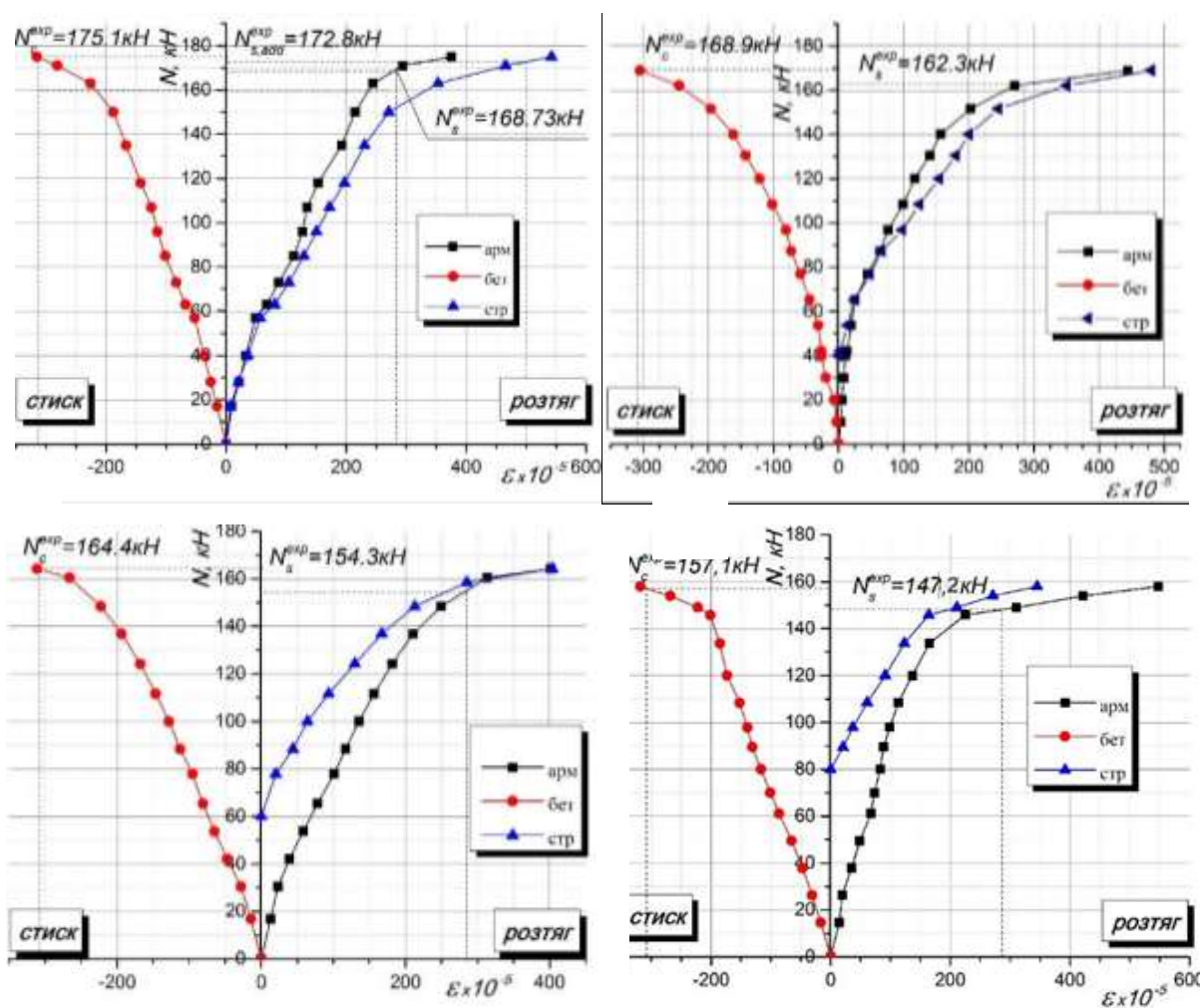


Рис. . Г4.2. Графіки усереднених деформацій арматури основної (арм), додаткової (стр) та стиснутого бетону (бет) підсилених колон 1-ї серії КПС-1.3 та КПС-1.4 (а), КПС-1.5-0.3 та КПС-1.6-0.3 (б), КПС-1.7-0.5 та КПС-1.8-0.5 (в), КПС-1.9-0.7 та КПС-1.10-0.7 (г)

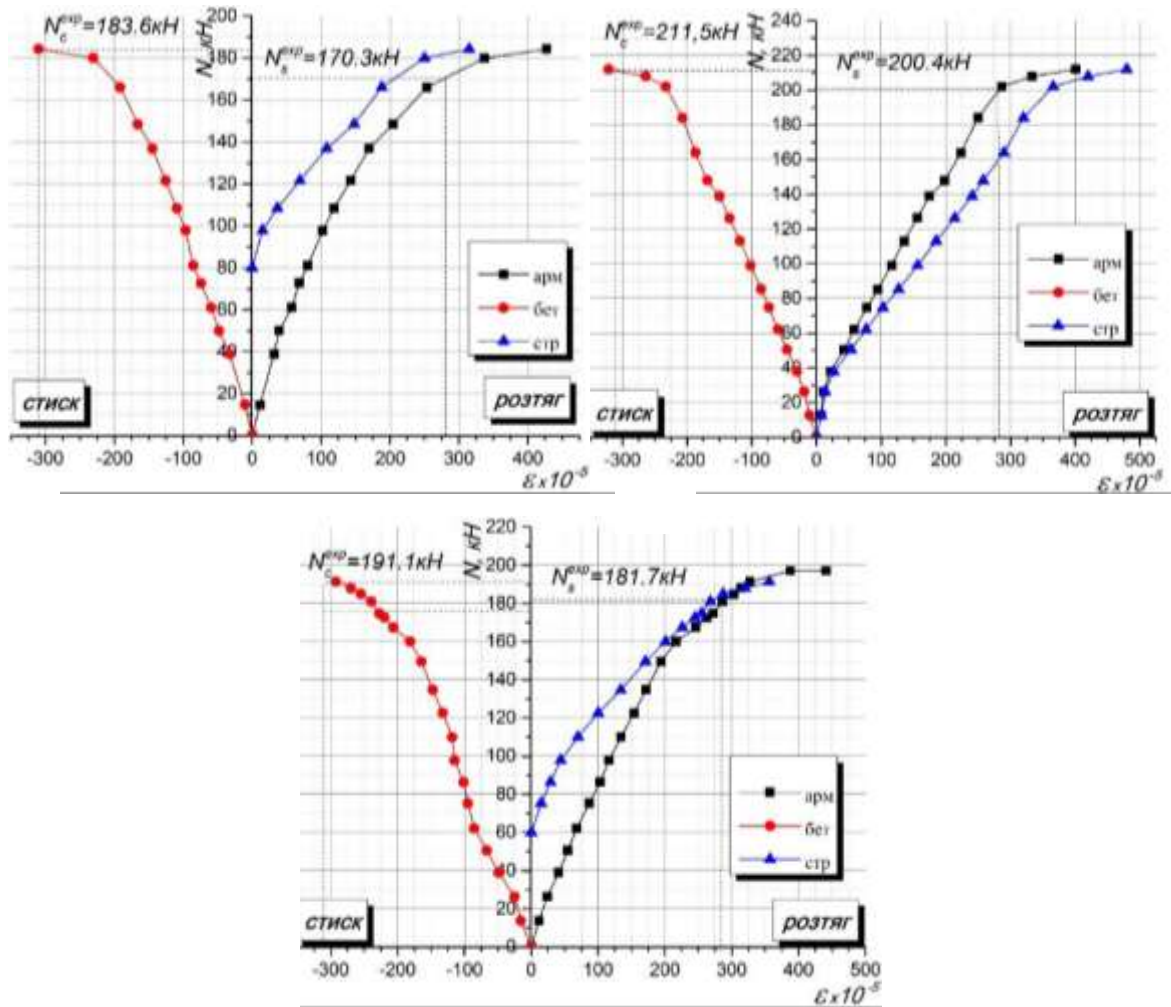


Рис. Г4.3. Графіки усереднених деформацій арматури основної (арм), додаткової (стр) та стиснутого бетону (бет) підсиленних колон 2-ї серії: КПС-2.11 та КПС-2.12 (а), КПС-2.13-0.5 та КПС-2.14-0.5 (б), КПС-2.15-0.7 та КПС-2.16-0.7 (в)

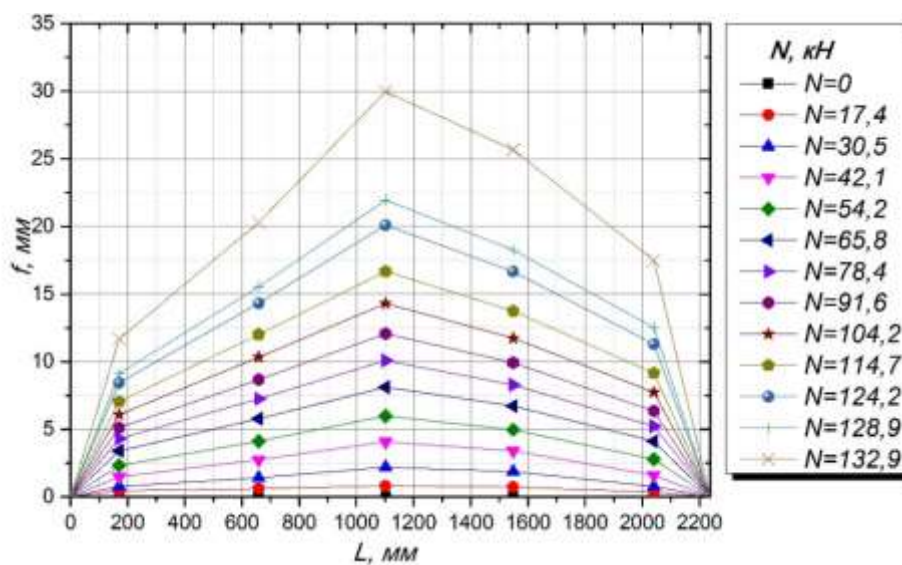


Рис. Г4.4(а) Графіки усередненого вигину колон КЗ-0.1 та КЗ-0.2 в залежності від навантаження

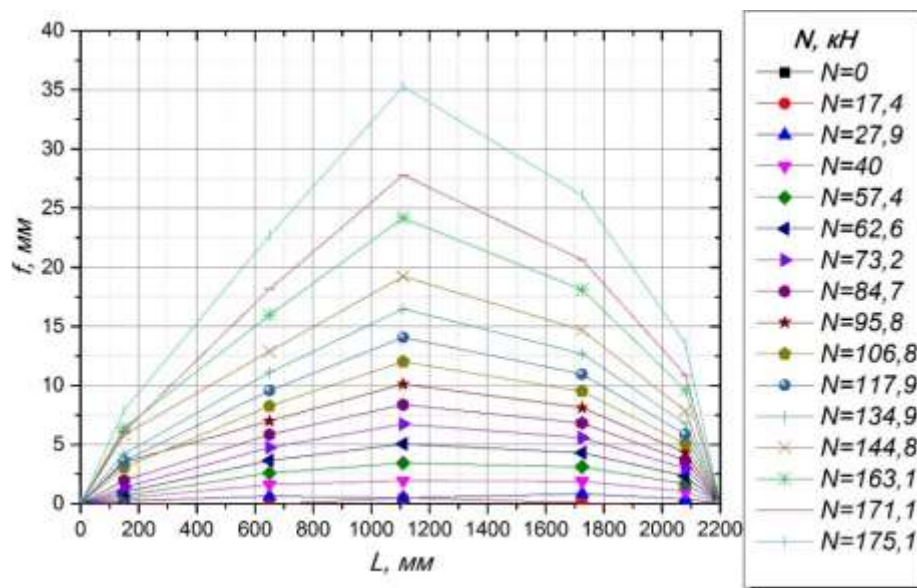


Рис. Г4.4(б) Графіки усередненого вигину колон КПС-1.3 та КПС-1.4 в залежності від навантаження

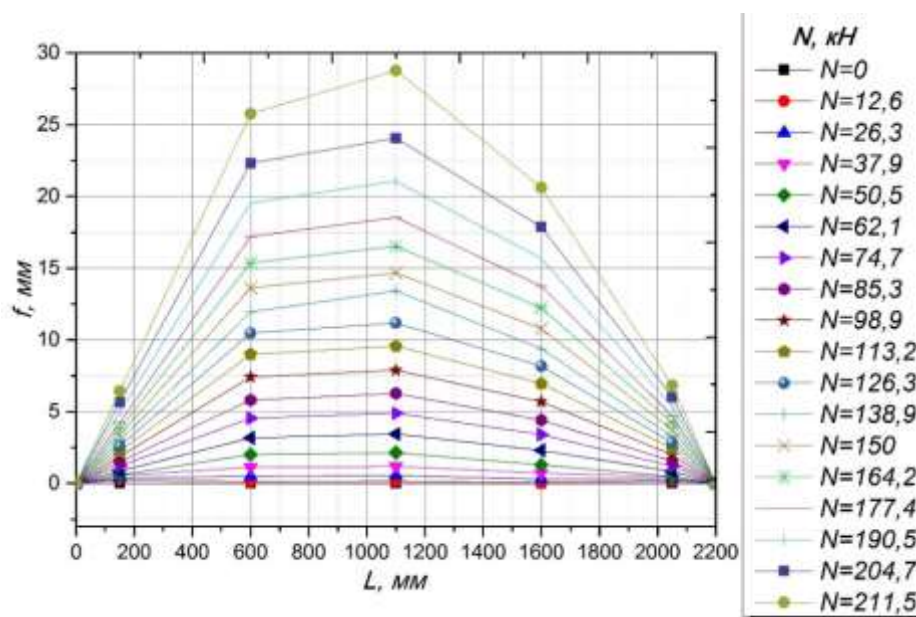


Рис. Г4.4(в) Графіки усередненого вигину колон КПС-2.11 та КПС-2.12 в залежності від навантаження

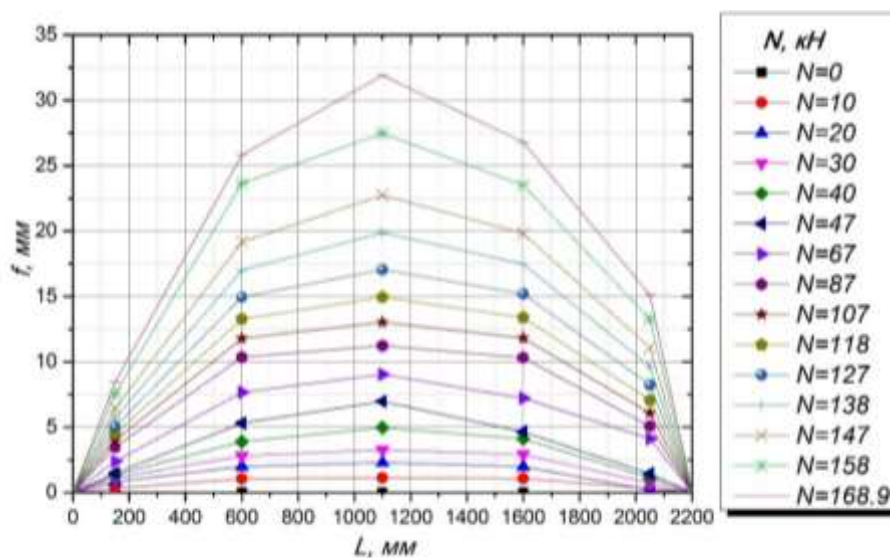


Рис. Г4.5 Графіки усередненого вигину колон КПС-1.5-0.3 та КПС-1.6-0.3

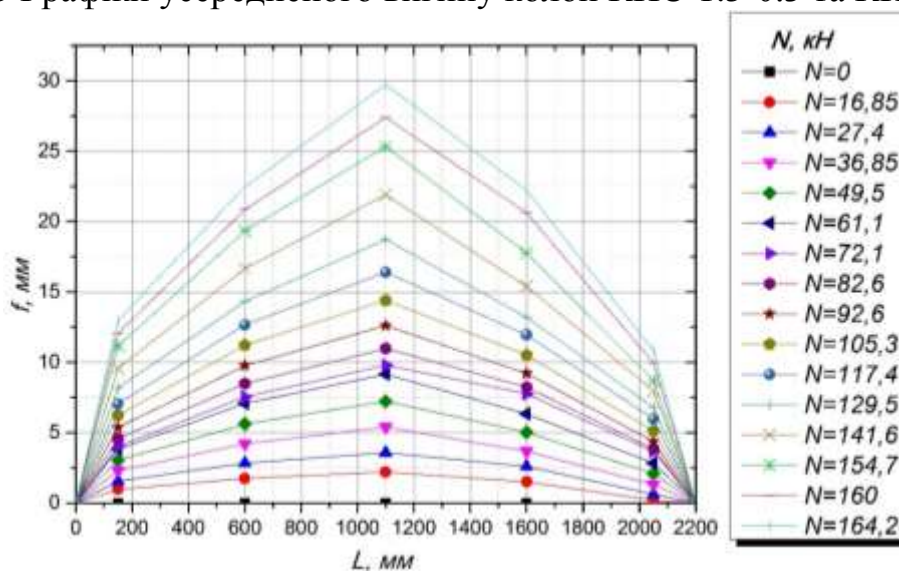


Рис. Г4.6 Графіки усередненого вигину колон КПС-1.7-0.5 та КПС-1.8-0.5

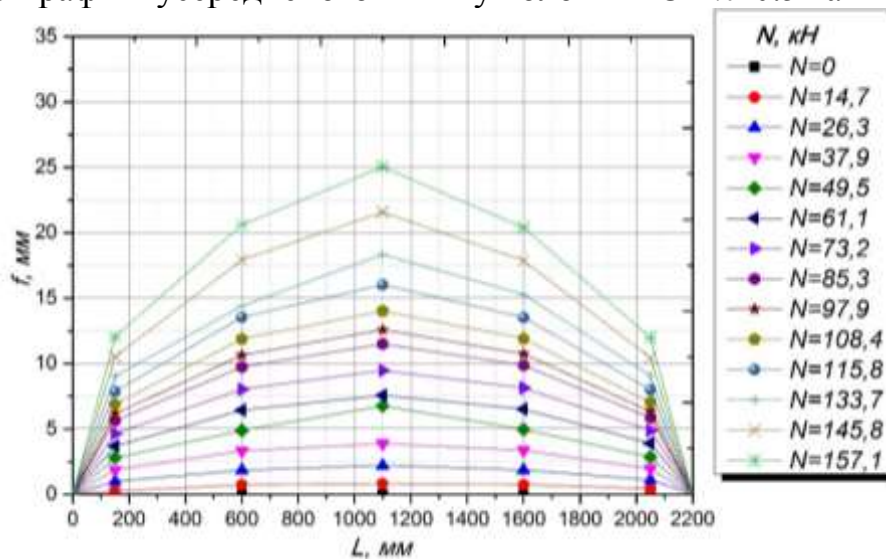


Рис. Г4.7 Графіки усередненого вигину колон КПС-1.9-0.7 та КПС-1.10-0.7

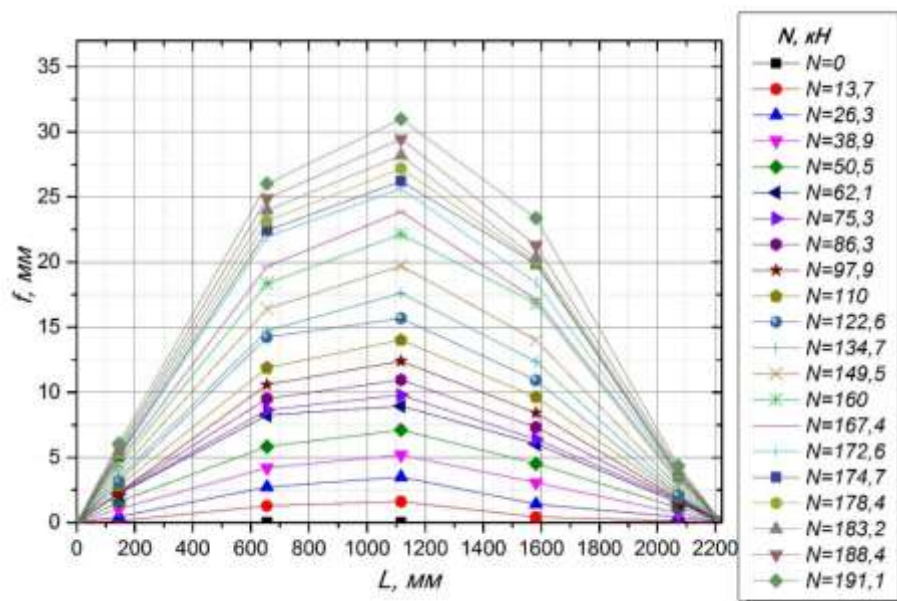


Рис. Г4.8 Графіки усередненого вигину колон КПС-2-13-0.5 та КПС-2.14-0.5.

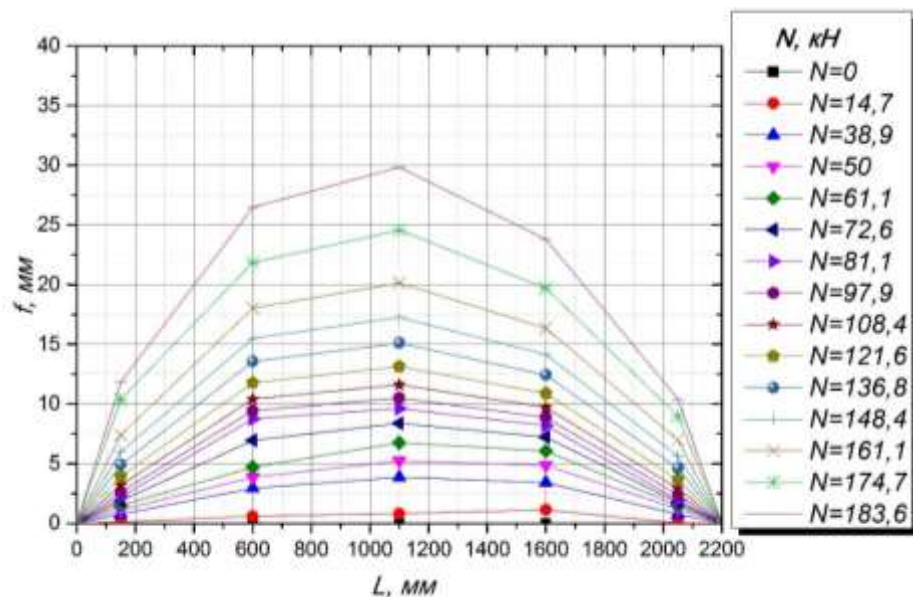


Рис. Г4.9 Графіки усередненого вигину колон КПС-2.15-0.7 та КПС-2.16-0.7

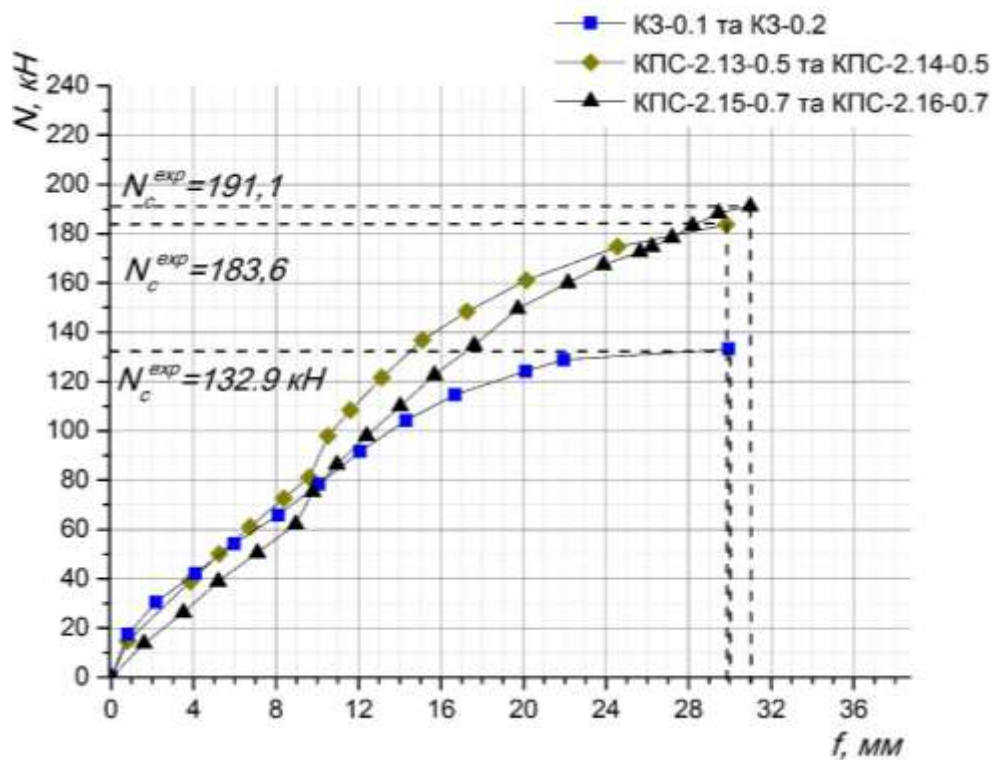
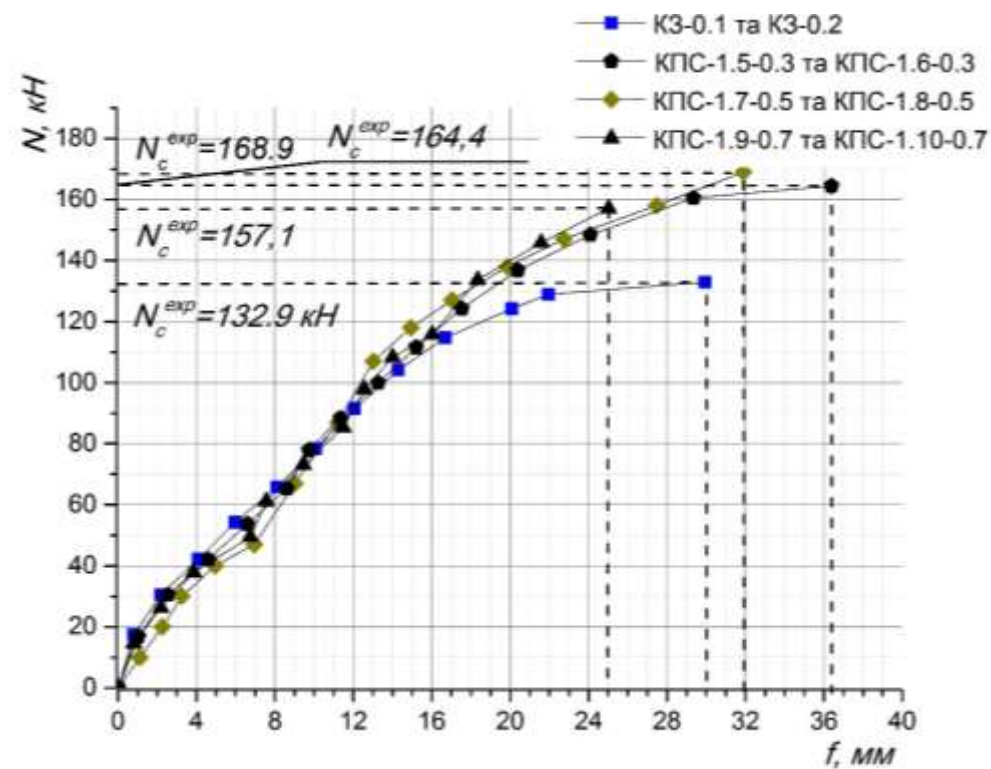


Рис. Г4.10 Графіки усередненого максимального вигину колон КЗ-0, КПС-1-0.3, КПС-1-0.5, КПС-1-0.7 (а) та КЗ-0, КПС-2-0.5, КПС-2-0.7 (б)

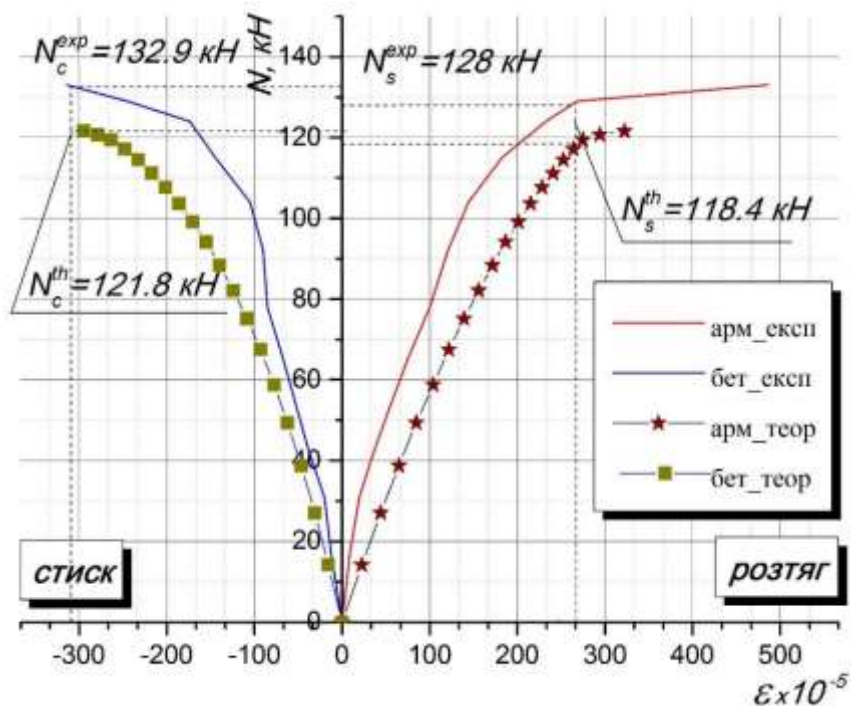


Рис. Г4.11 Графіки усереднених експериментально-теоретичних деформацій арматури основної (арм_експ, арм_теор) та стиснутого бетону (бет_експ, бет_теор) колон КЗ-0.1 та КЗ-0.2

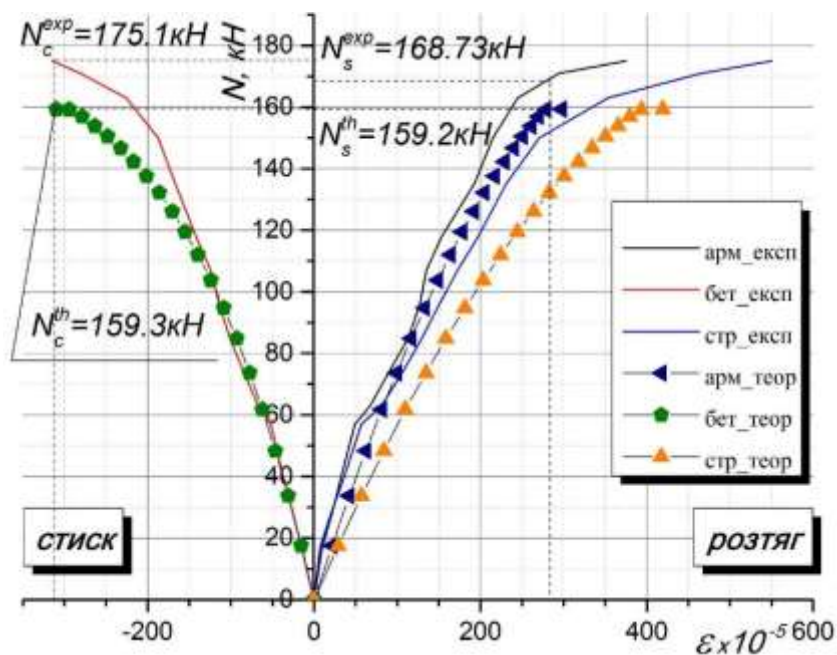


Рис. Г4.12 Графіки усереднених експериментально-теоретичних деформацій арматури основної (арм_експ, арм_теор), додаткової (стр_експ, стр_теор) та стиснутого бетону (бет_експ, бет_теор) колон КПС-1.3 та КПС-1.4

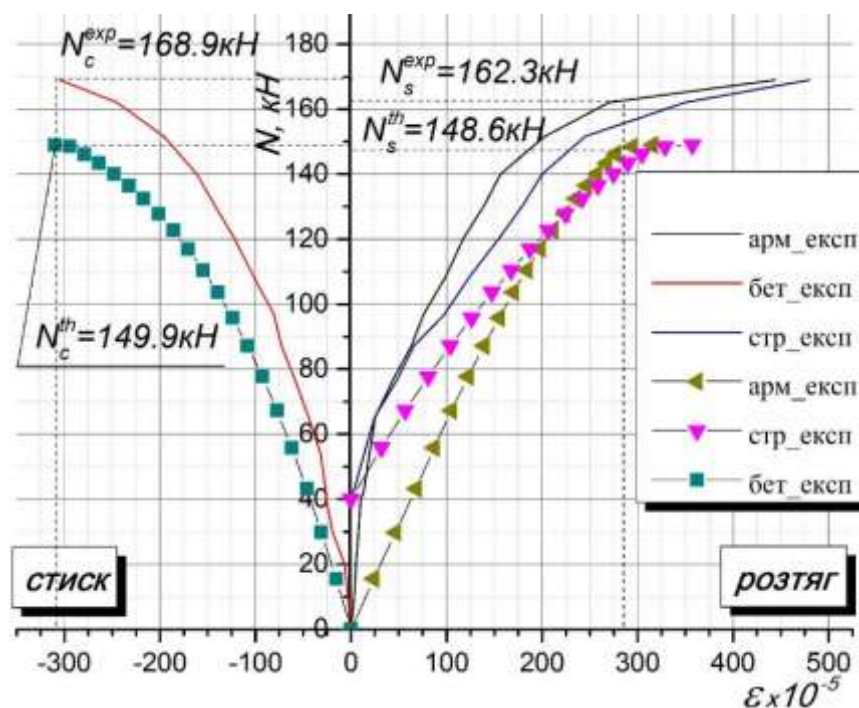


Рис. Г4.13 Графіки усереднених експериментально-теоретичних деформацій арматури основної (арм_експ, арм_теор), додаткової (стр_експ, стр_теор) та стиснутого бетону (бет_експ, бет_теор) колон КПС-1.5-0.3 та КПС-1.6-0.3

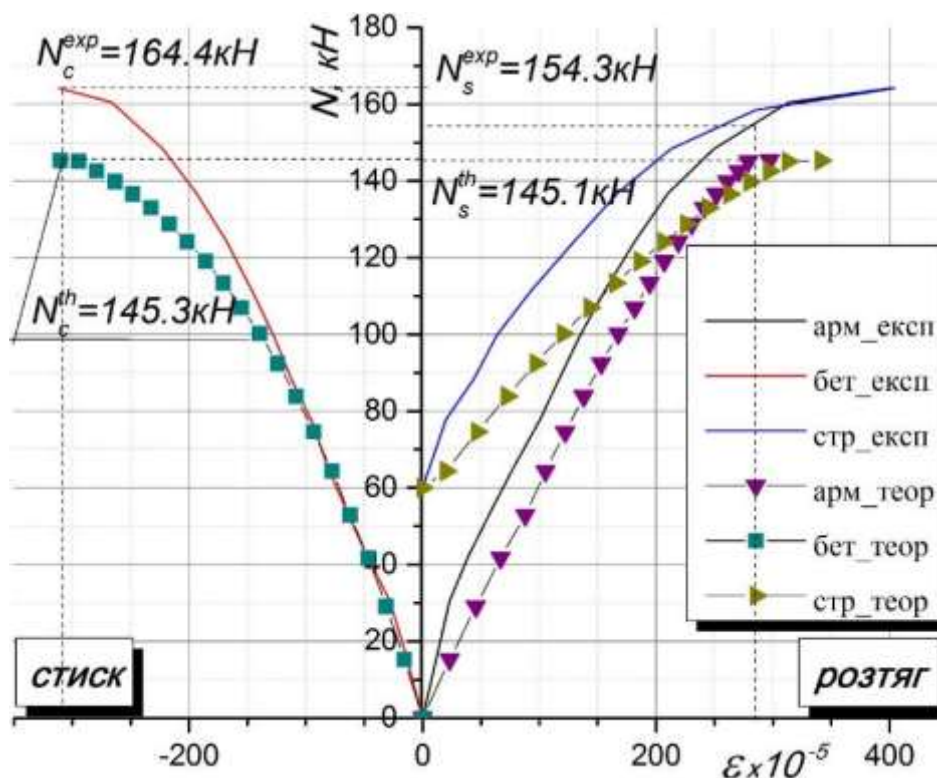


Рис. Г4.14 Графіки усереднених експериментально-теоретичних деформацій арматури основної (арм_експ, арм_теор), додаткової (стр_експ, стр_теор) та стиснутого бетону (бет_експ, бет_теор) колон КПС-1.7-0.5 та КПС-1.8-0.5

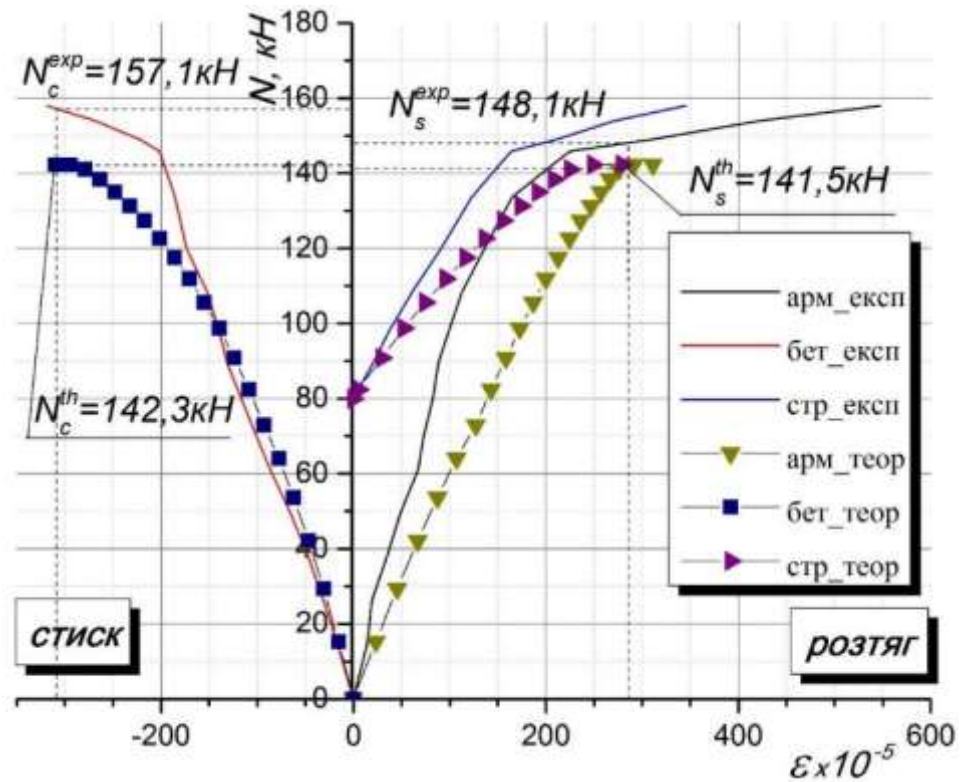


Рис. Г4.15 Графіки усереднених експериментально-теоретичних деформацій арматури основної (арм_експ, арм_теор), додаткової (стр_експ, стр_теор) та стиснутого бетону (бет_експ, бет_теор) колон КПС-1.9-0.7 та КПС-1.10-0.7

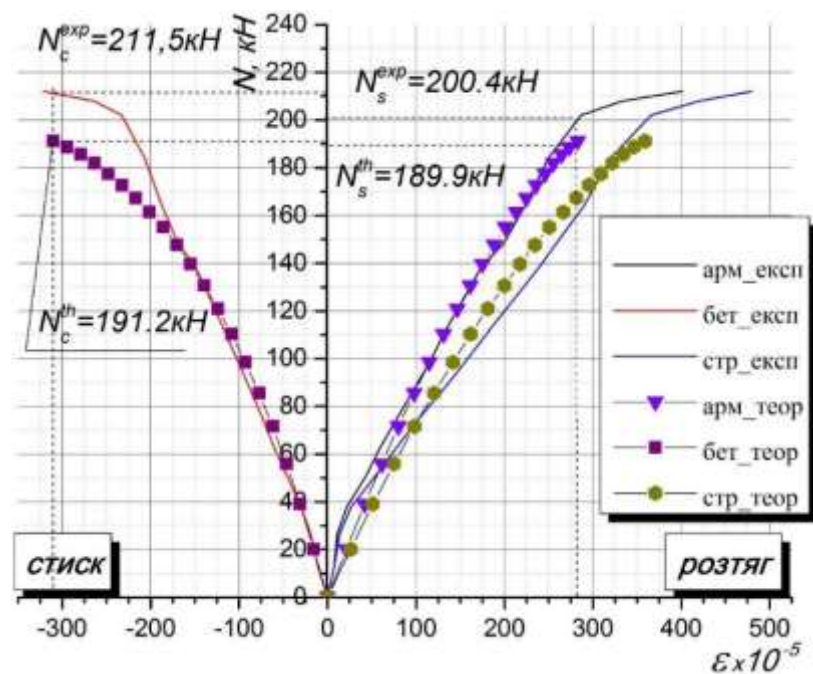


Рис. Г4.16 Графіки усереднених експериментально-теоретичних деформацій арматури основної (арм_експ, арм_теор), додаткової (стр_експ, стр_теор) та стиснутого бетону (бет_експ, бет_теор) колон КПС-2.11 та КПС-2.12

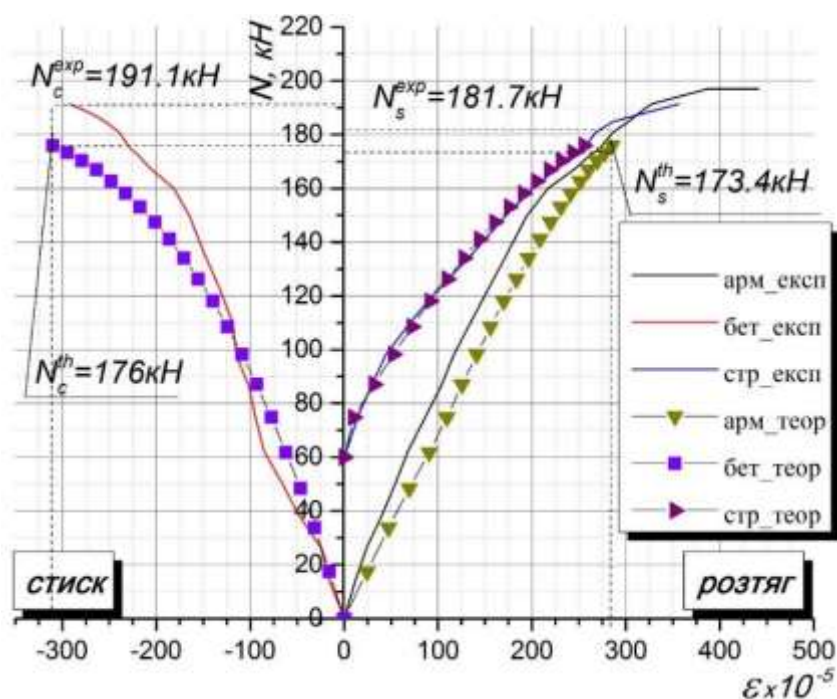


Рис. Г4.17 Графіки усереднених експериментально-теоретичних деформацій арматури основної (арм_експ, арм_теор), додаткової (стр_експ, стр_теор) та стиснутого бетону (бет_експ, бет_теор) колон КПС-2.13-0.5 та КПС-2.14-0.5

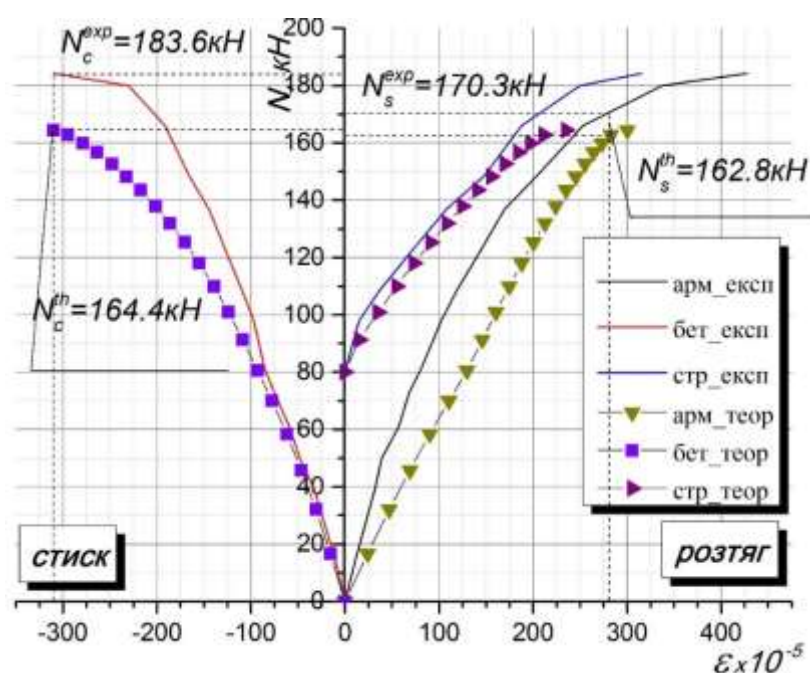


Рис. Г4.18 Графіки усереднених експериментально-теоретичних деформацій арматури основної (арм_експ, арм_теор), додаткової (стр_експ, стр_теор) та стиснутого бетону (бет_експ, бет_теор) колон КПС-2.15-0.7 та КПС-2.16-0.7

Г.5 Результати досліджень залізобетонних колон, підсилених залізобетонною обоймою (до п.3.6 та п4.4)

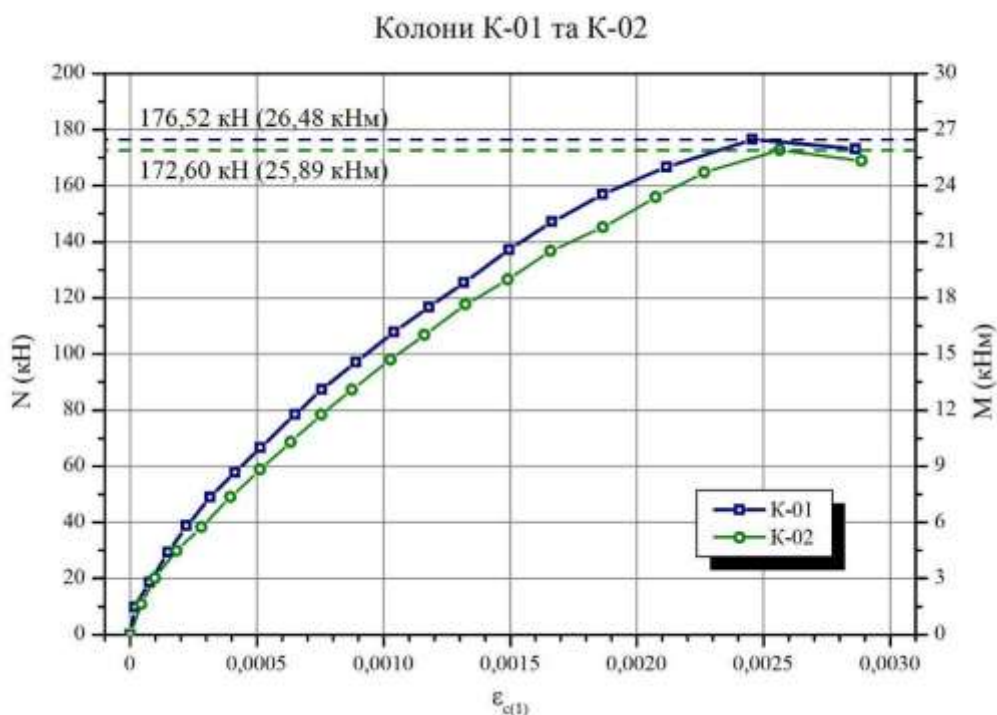


Рис. Г.5.1 Графіки експериментальних залежностей деформацій стиснутого бетону $N(M) - \epsilon_{c(l)}$ дослідних колон К-01 та К-02.

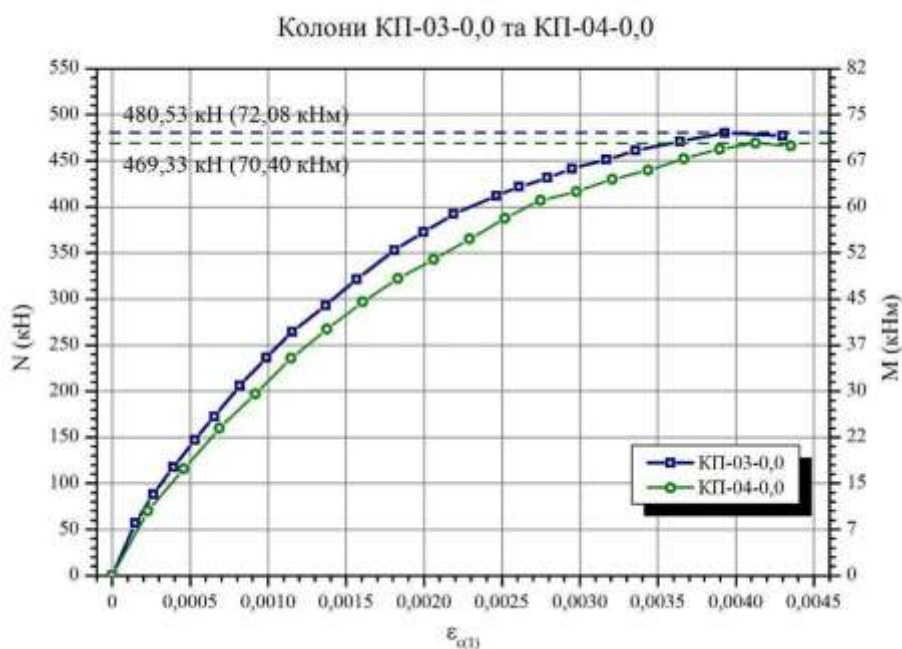


Рис. Г.5.2 Графіки експериментальних залежностей деформацій стиснутого бетону обійми $N(M) - \epsilon_{c(l)}$ дослідних колон КП-03-0,0 та КП-04-0,0.

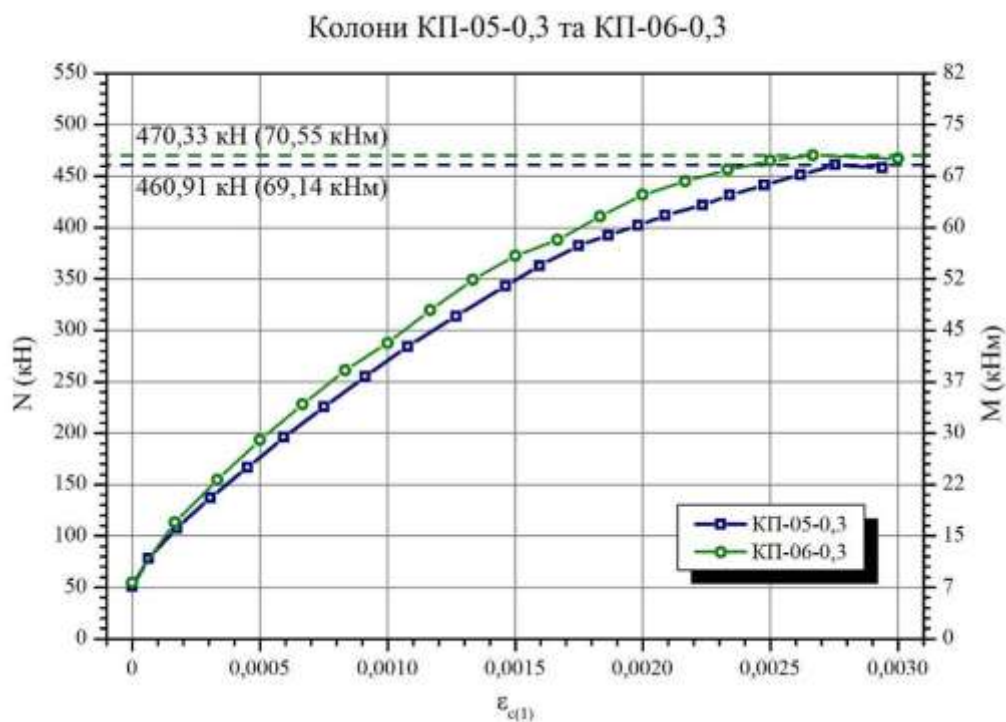


Рис. Г5.3 Графіки експериментальних залежностей деформацій стиснутого бетону об'ємом $N(M) - \varepsilon_{c(l)}$ дослідних колон зразків КП-05-0,3 та КП-06-0,3.

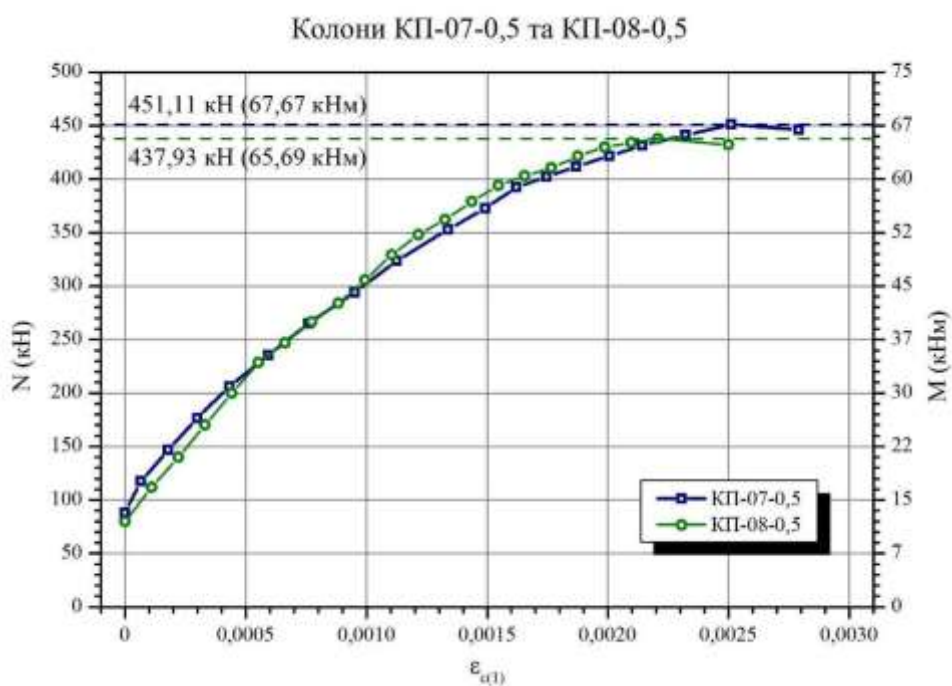


Рис. Г5.4 Графіки експериментальних залежностей деформацій стиснутого бетону об'ємом $N(M) - \varepsilon_{c(l)}$ дослідних колон КП-07-0,5 та КП-08-0,5.

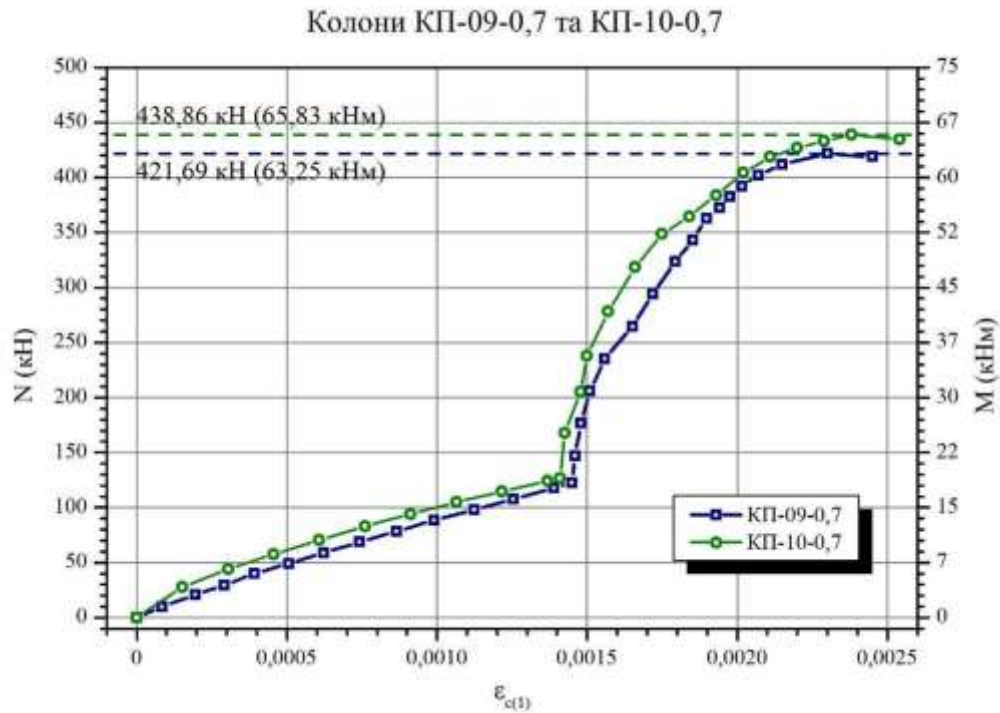


Рис. Г5.5 Графіки експериментальних залежностей деформацій стиснутого бетону обойми $N(M) - \varepsilon_{c(t)}$ дослідних колон КП-09-0,7 та КП-10-0,7.

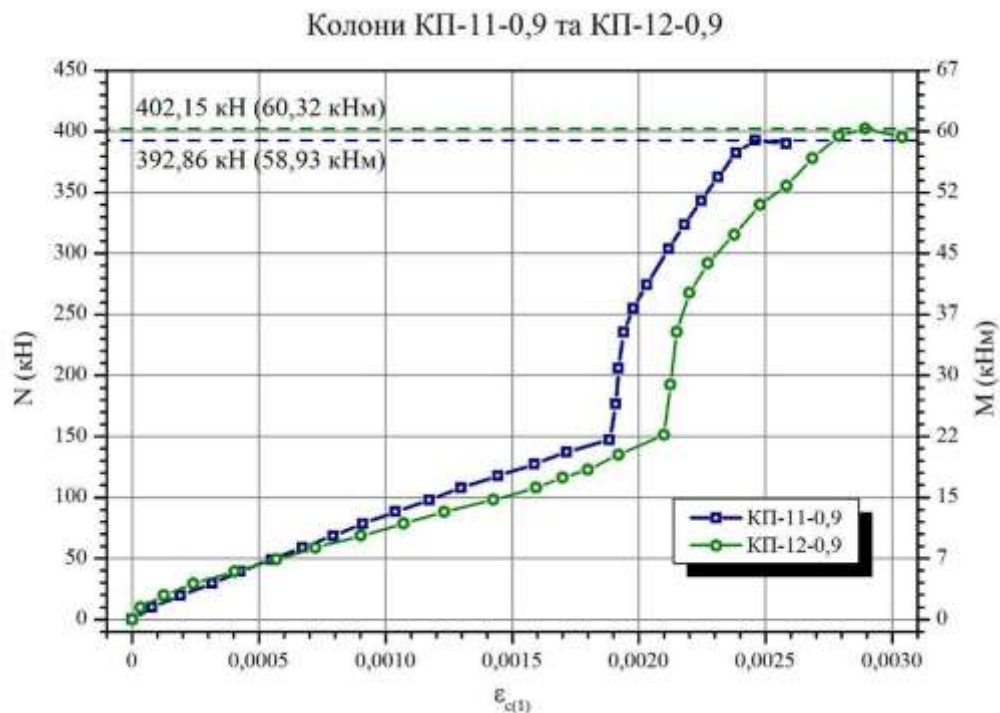


Рис. Г5.6 Графіки експериментальних залежностей деформацій стиснутого бетону обойми $N(M) - \varepsilon_{c(t)}$ дослідних колон КП-11-0,9 та КП-12-0,9.

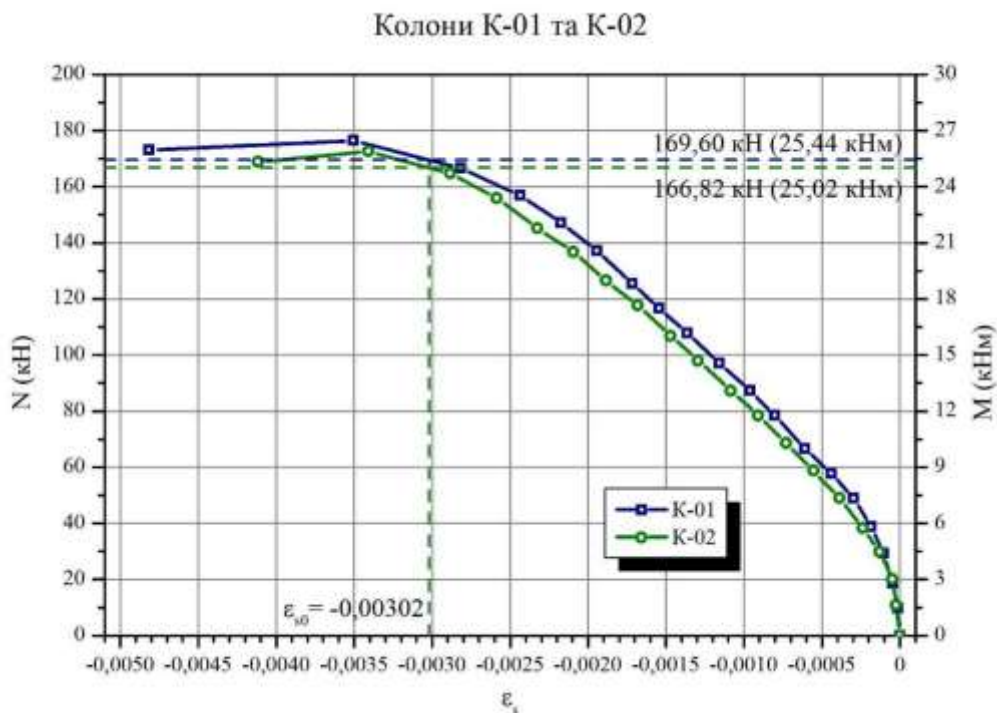


Рис. Г5.7 Графіки експериментальних залежностей $N(M) - \varepsilon_s$ деформацій армування непідсиленних колон

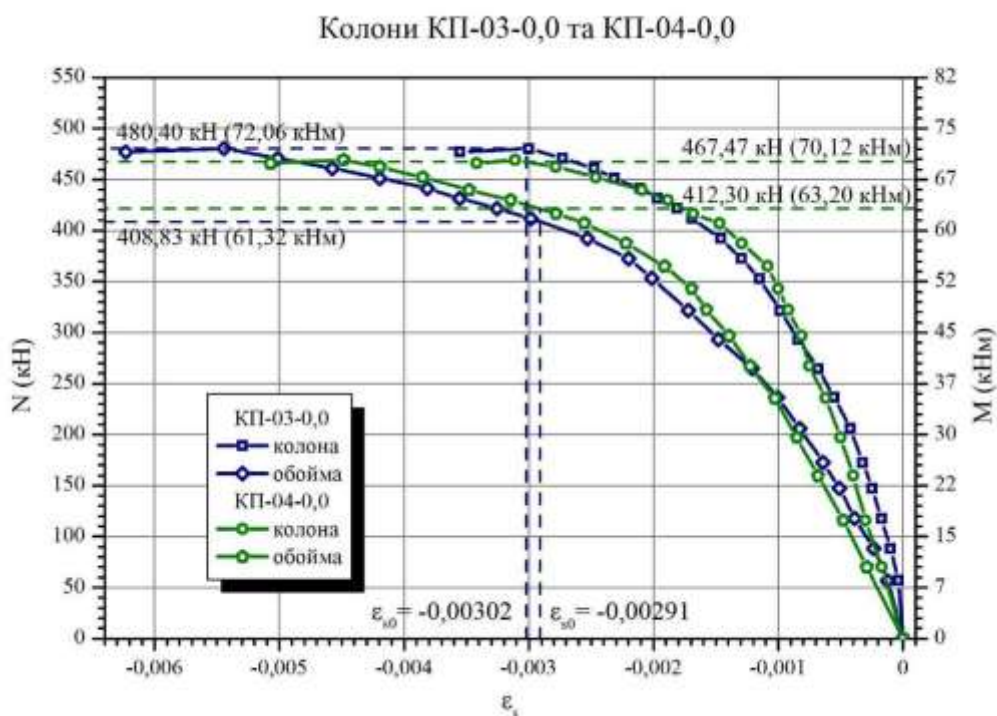
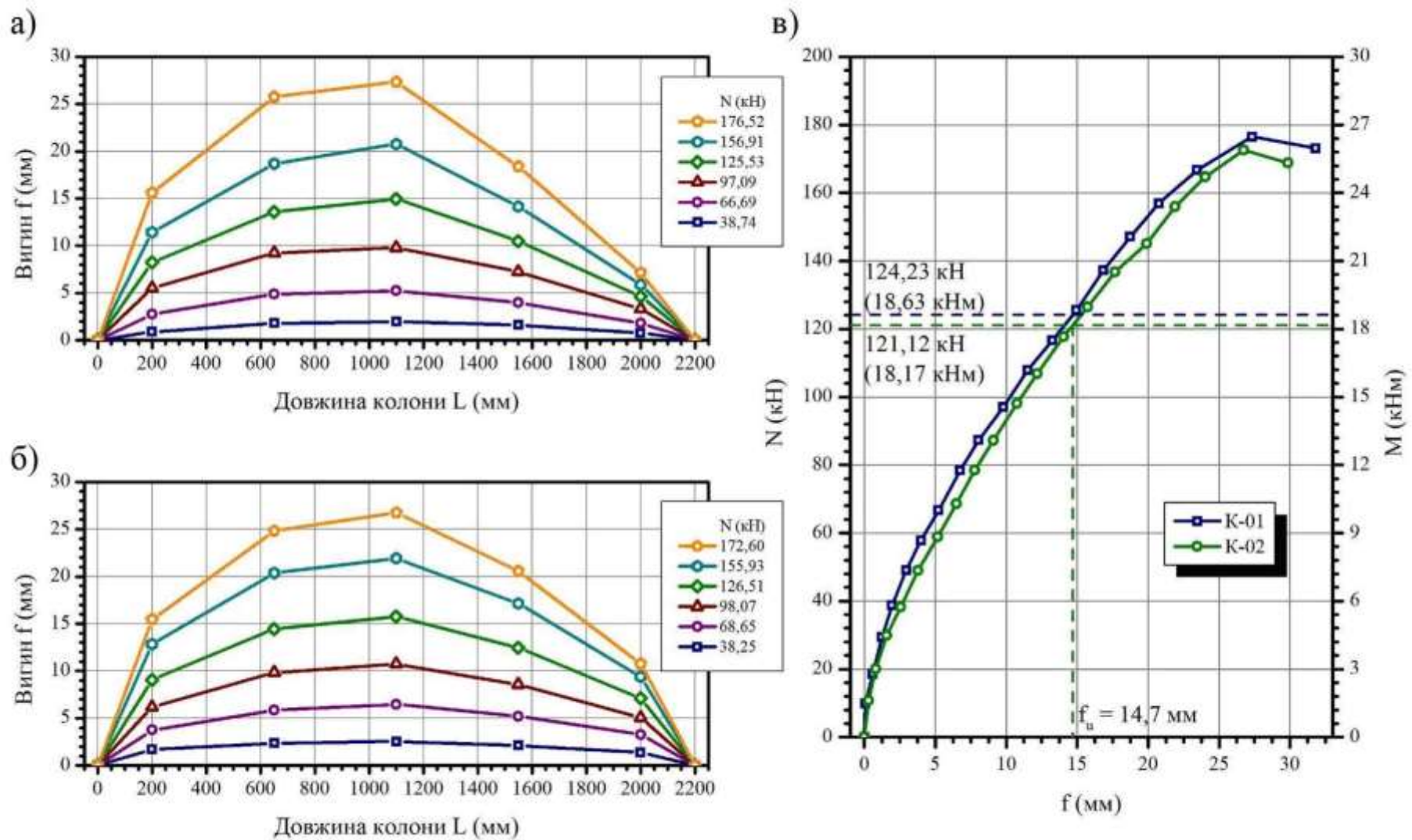


Рис. Г5.8 Графіки експериментальних залежностей $N(M) - \varepsilon_s$ деформацій армування колони та об'єми колон, підсиленних без дії навантаження



. Рис. Г5.9. Графіки вигину непідсилених колон: а) по довжині зразка К-01; б) по довжині зразка К-02
в) максимального вигину непідсилених колон К-01 та К-02

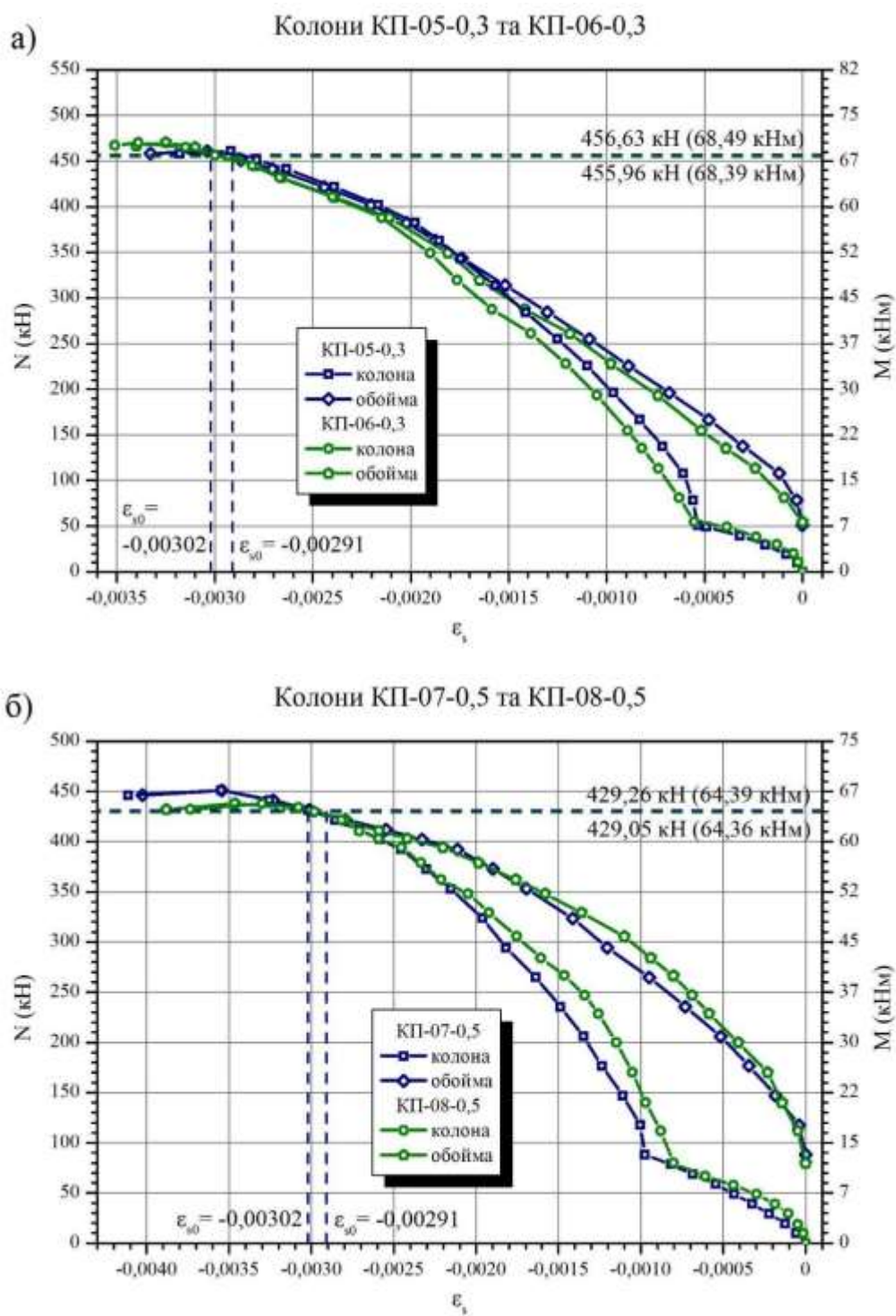


Рис. Г5.10 Графіки експериментальних залежностей $N(M) - \varepsilon_s$ деформацій армування колони та обойми колон, підсилених за дії навантаження рівня 0,3 (а) та рівня 0,5 (б)

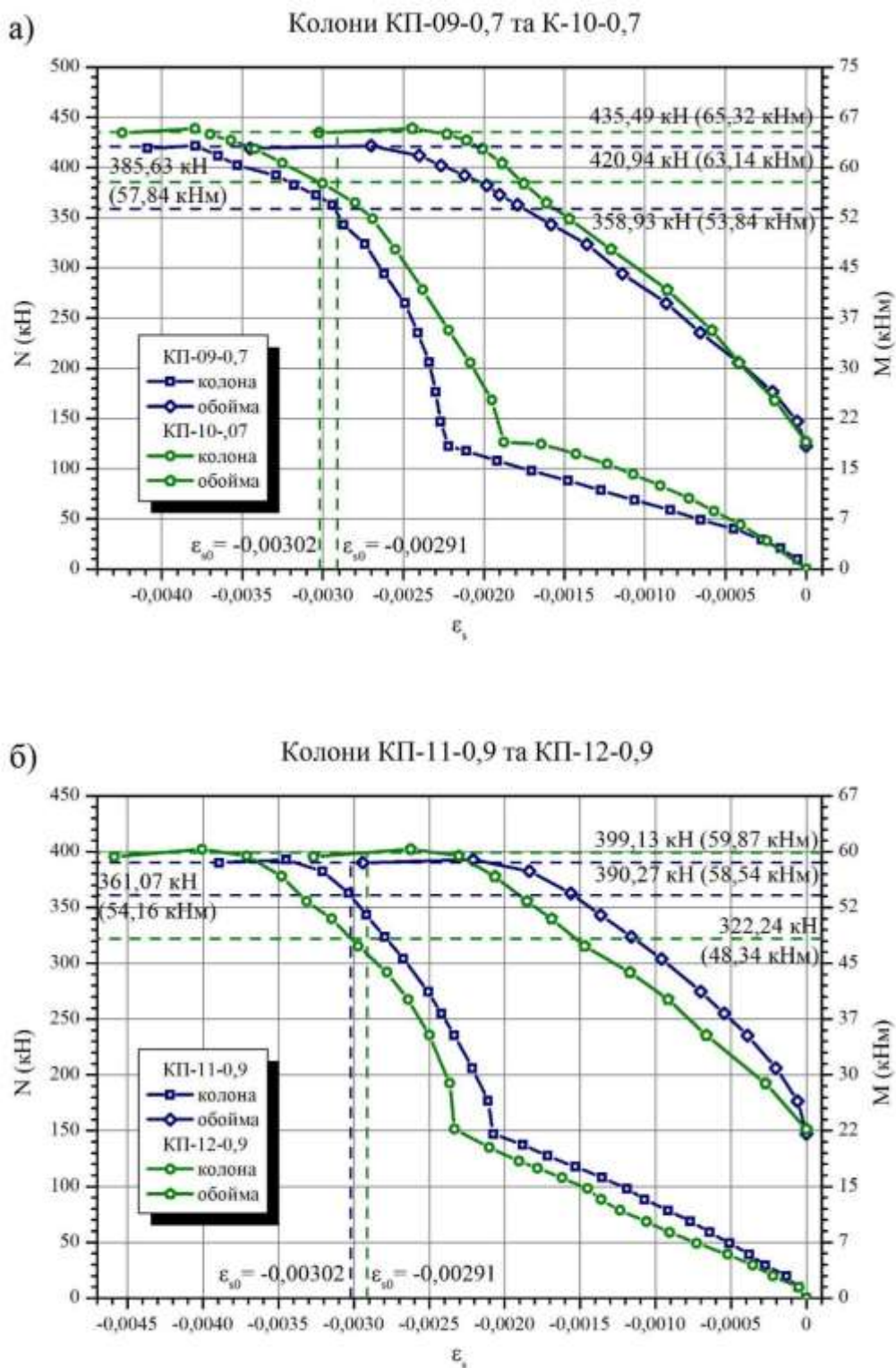


Рис. Г5.11 Графіки експериментальних залежностей "N(M) – ϵ_s " деформацій армування колони та обойми колон, підсилених за дії навантаження рівня 0,7 (а) та рівня 0,9 (б)

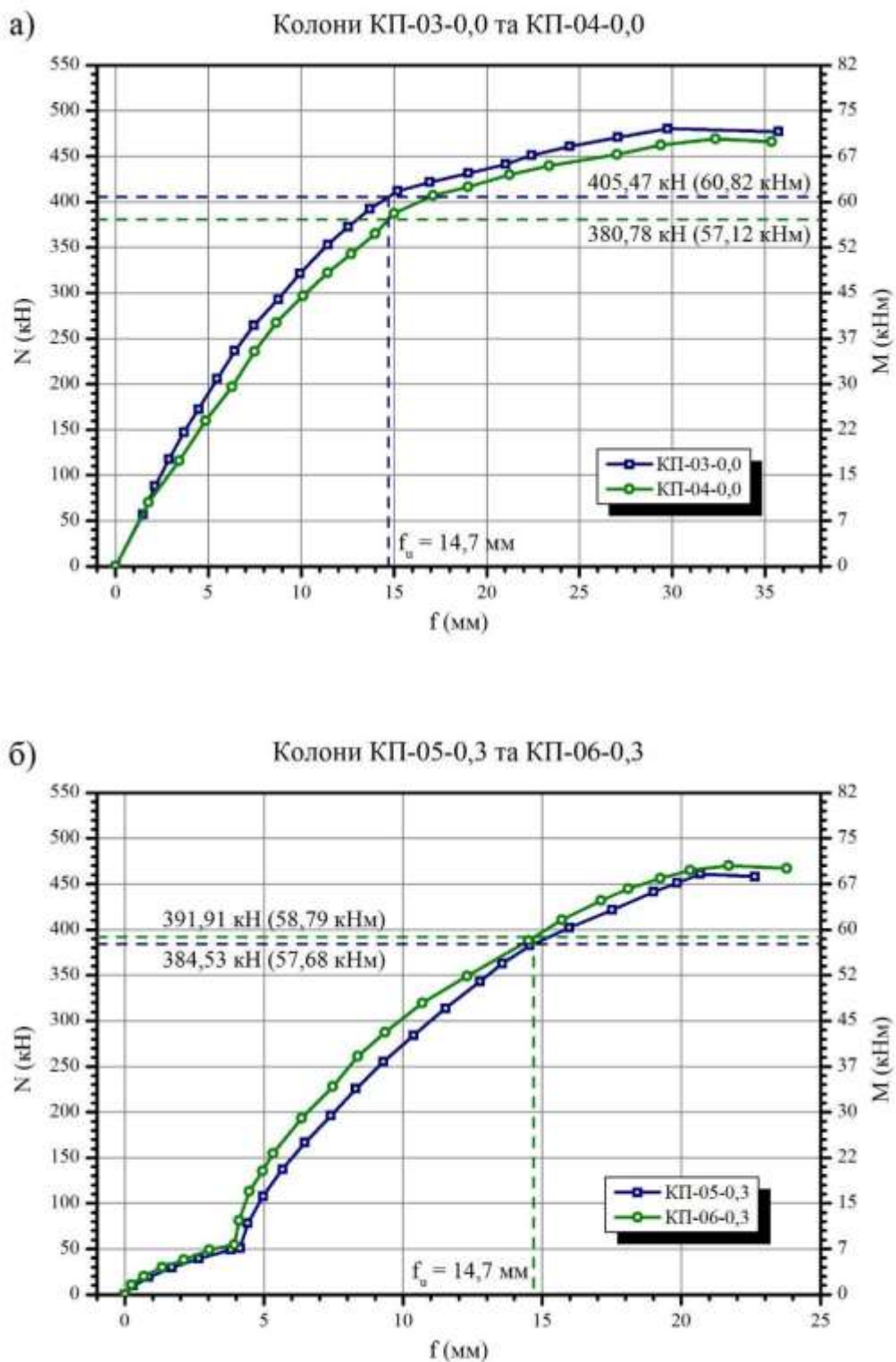


Рис. Г5.12 Графіки експериментальних залежностей $N(M) - f$ максимального вигину колон, підсилених без дії навантаження (а) та за дії навантаження рівня 0,3 (б)

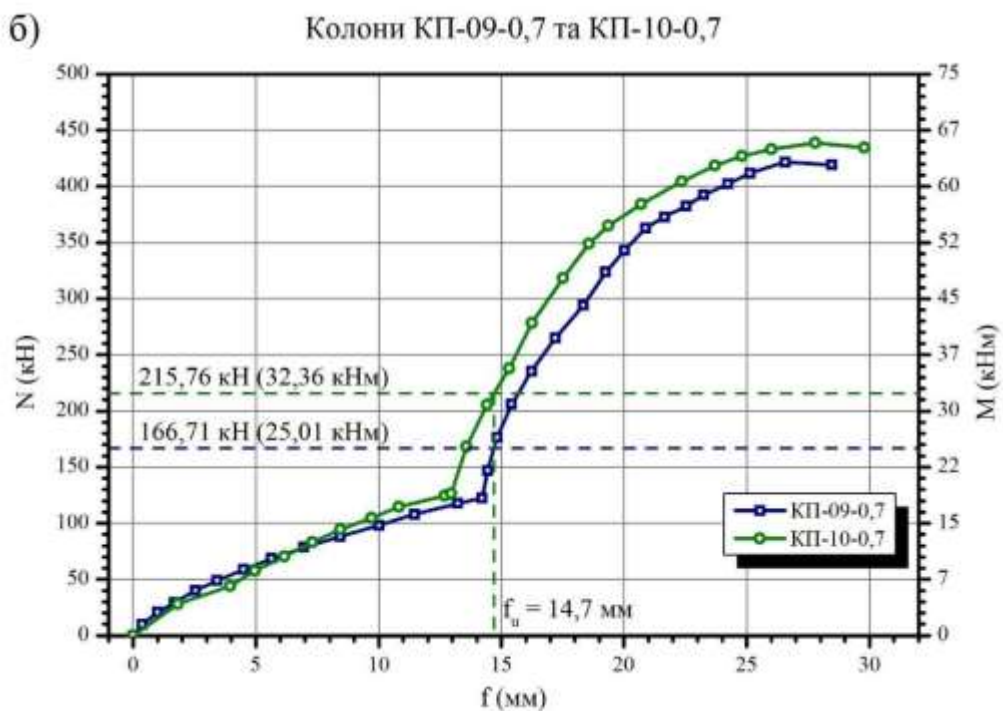
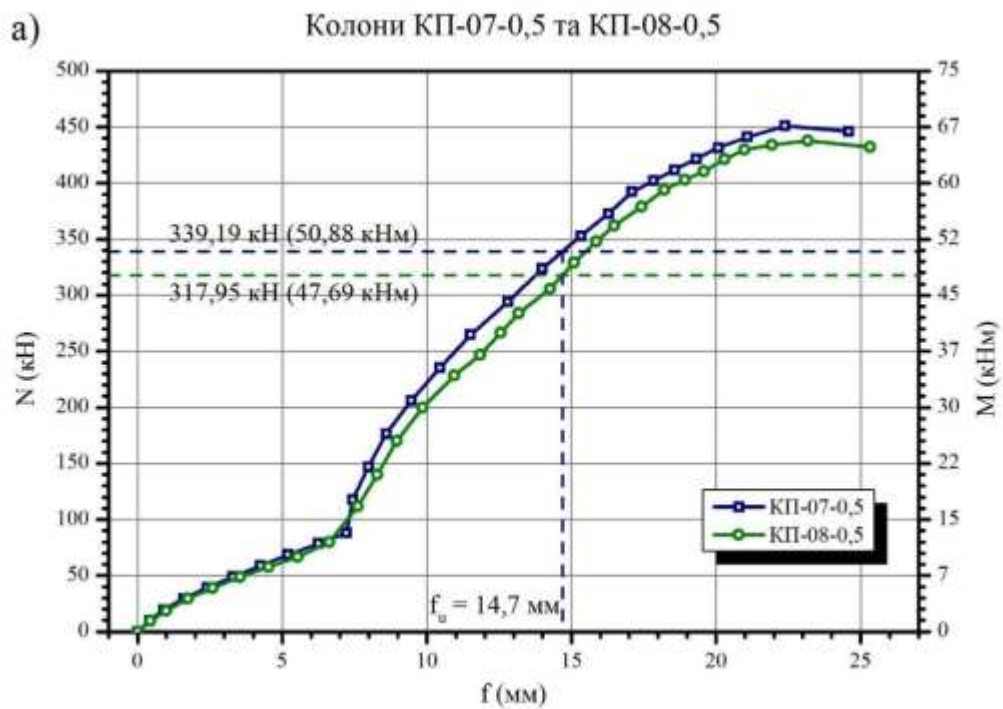


Рис. Г5.13 Графіки експериментальних залежностей " $N(M) - f$ " максимального вигину колон, підсилених за дії навантаження рівня 0,5 (а) та рівня 0,7 (б)

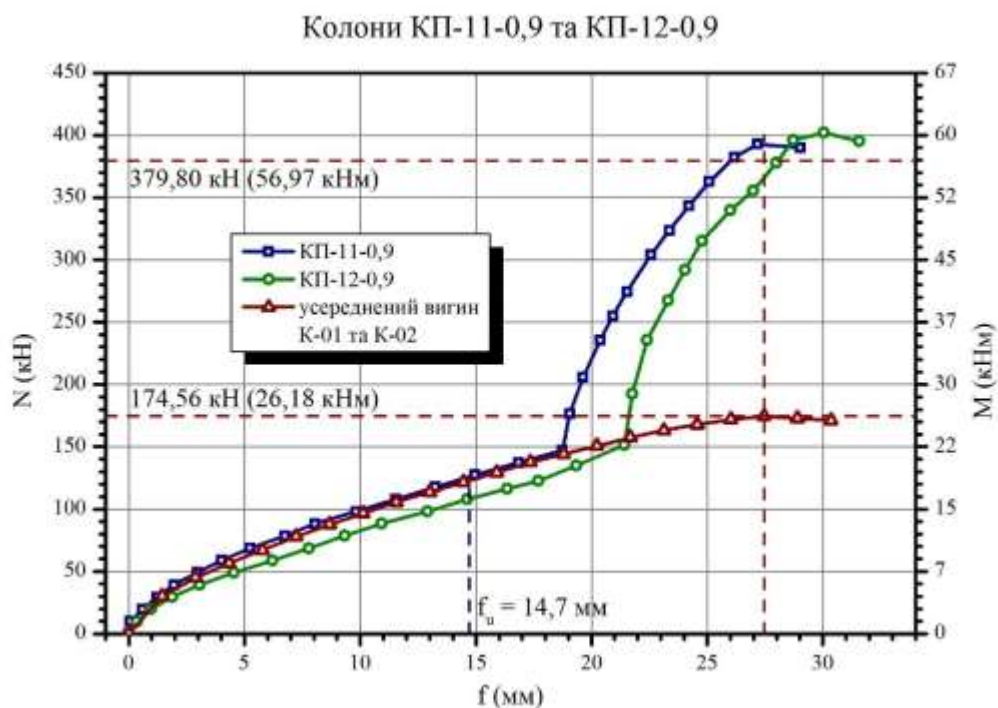


Рис. Г5.14 Графіки експериментальних залежностей " $N(M) - f$ " максимального вигину колон, підсиленних за дії навантаження рівня 0,9

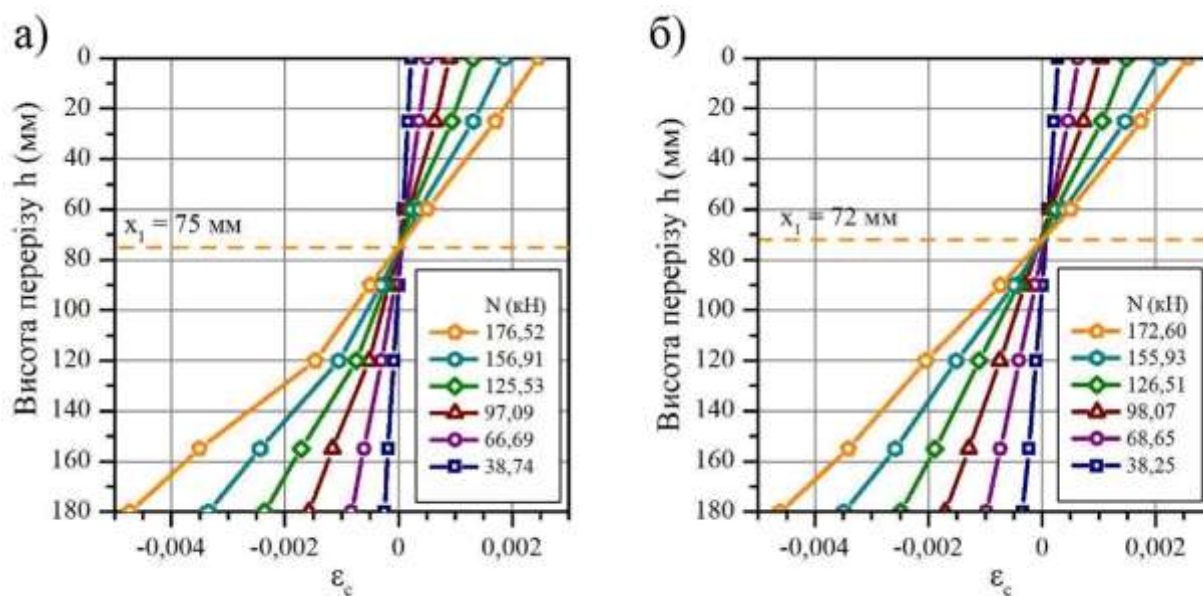


Рис. Г5.14. Деформації бетону по висоті перерізу невідсиленних колон:
а) зразка К-01; б) зразка К-02

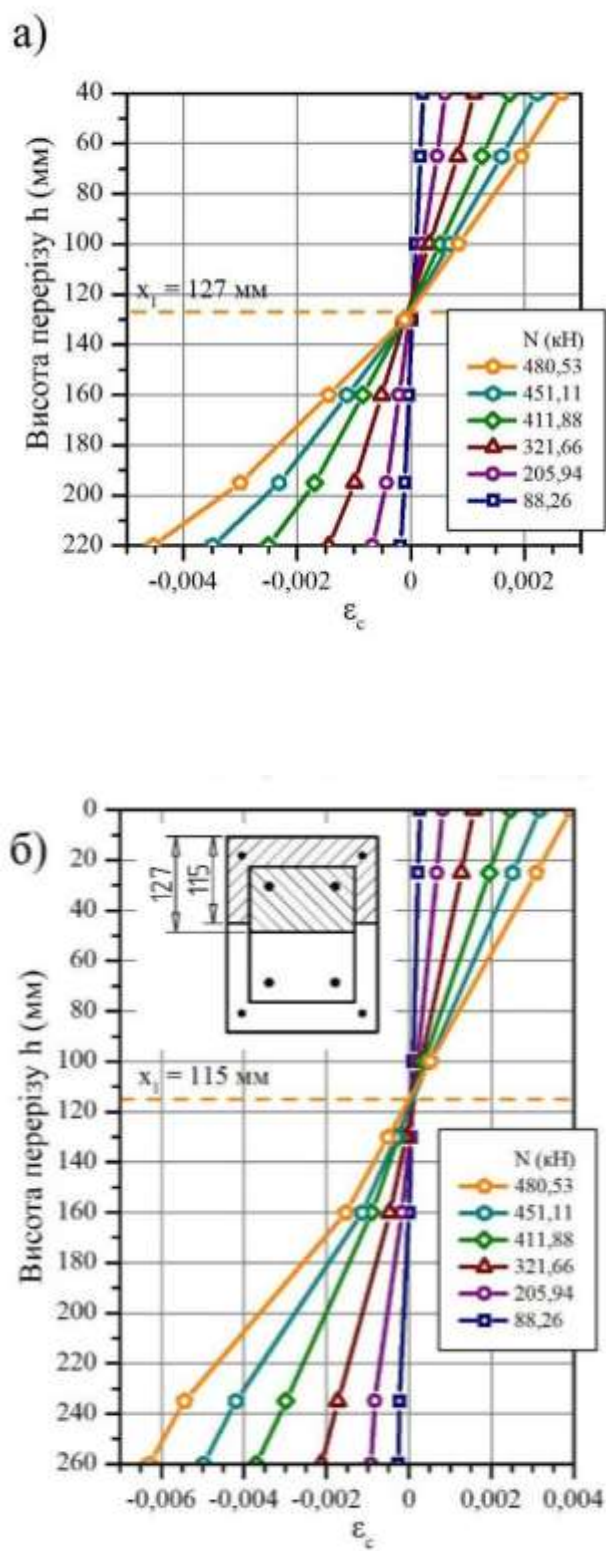


Рис. Г5.16. Розподіл деформацій бетону по висоті перерізу колони КП-03-0,0
а) основного; б) додаткового

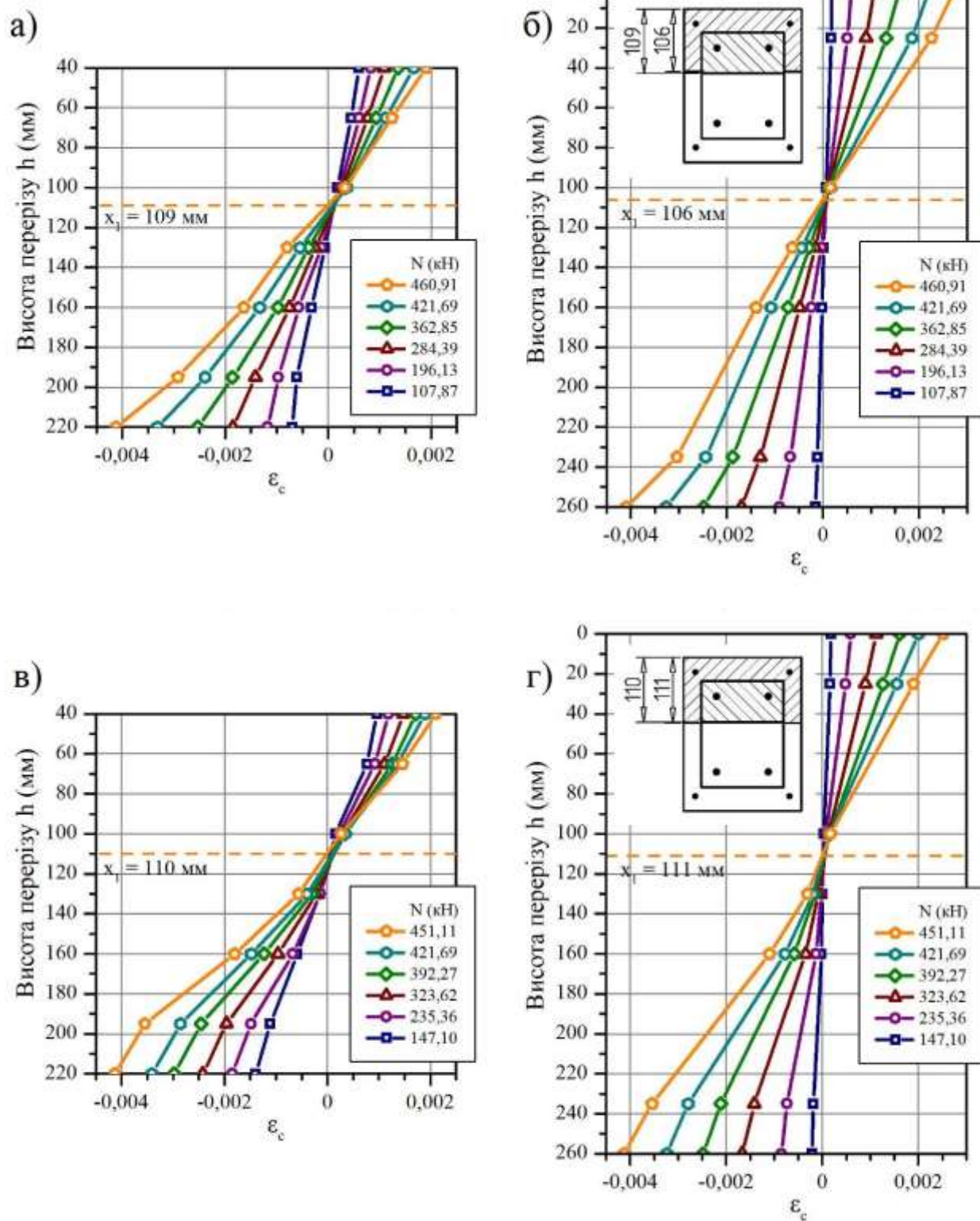


Рис. Г5.17. Розподіл деформацій бетону по висоті перерізу колон
а) КП-05-0,3 – основний переріз; б) КП-05-0,3 – додатковий переріз;
в) КП-07-0,5 – основний переріз; г) КП-07-0,5 – додатковий переріз

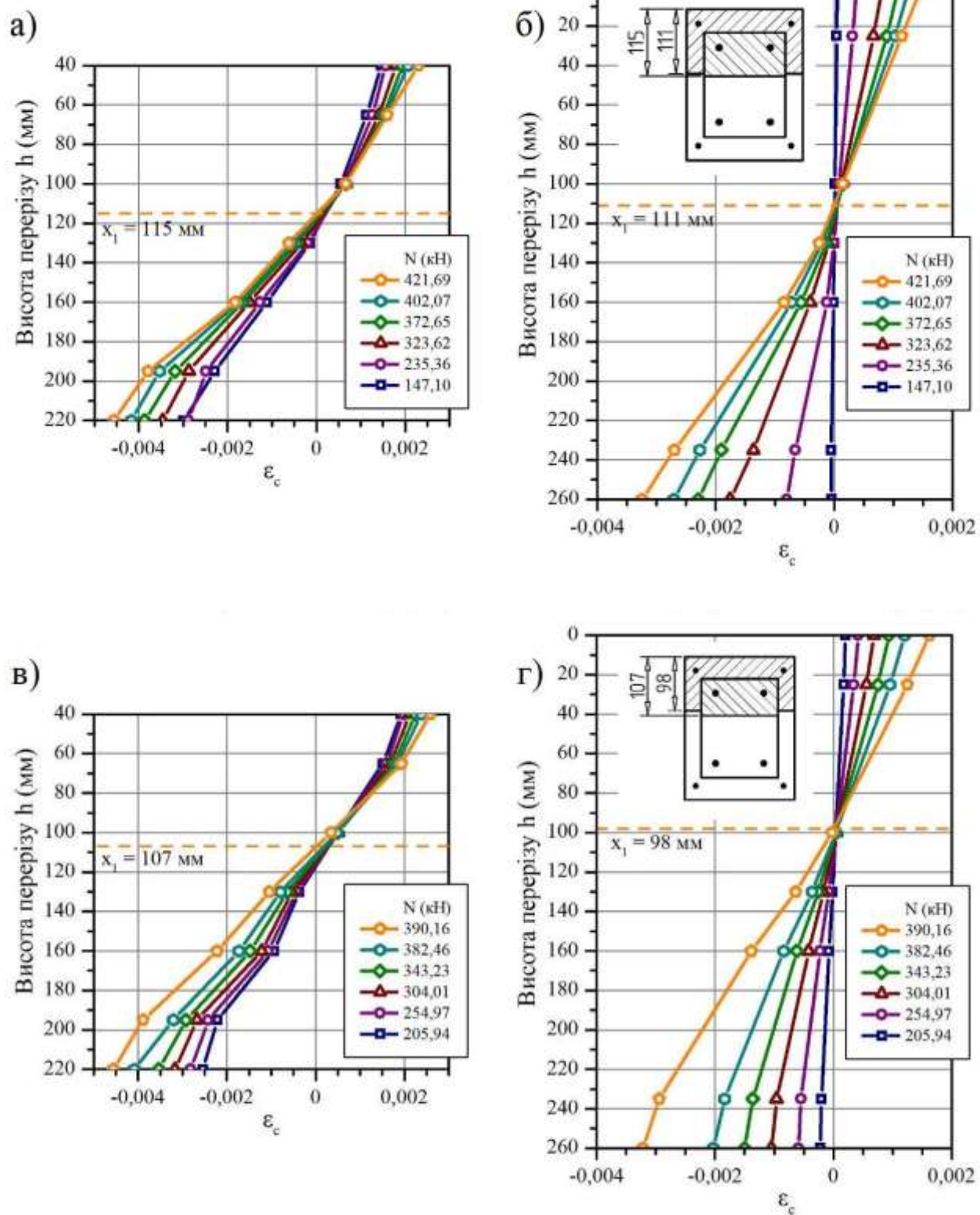


Рис. Г5.18. Розподіл деформацій бетону по висоті перерізу колон
 а) КП-09-0,7 – основний переріз; б) КП-09-0,7 – додатковий переріз;
 в) КП-11-0,9 – основний переріз; г) КП-11-0,9 – додатковий переріз

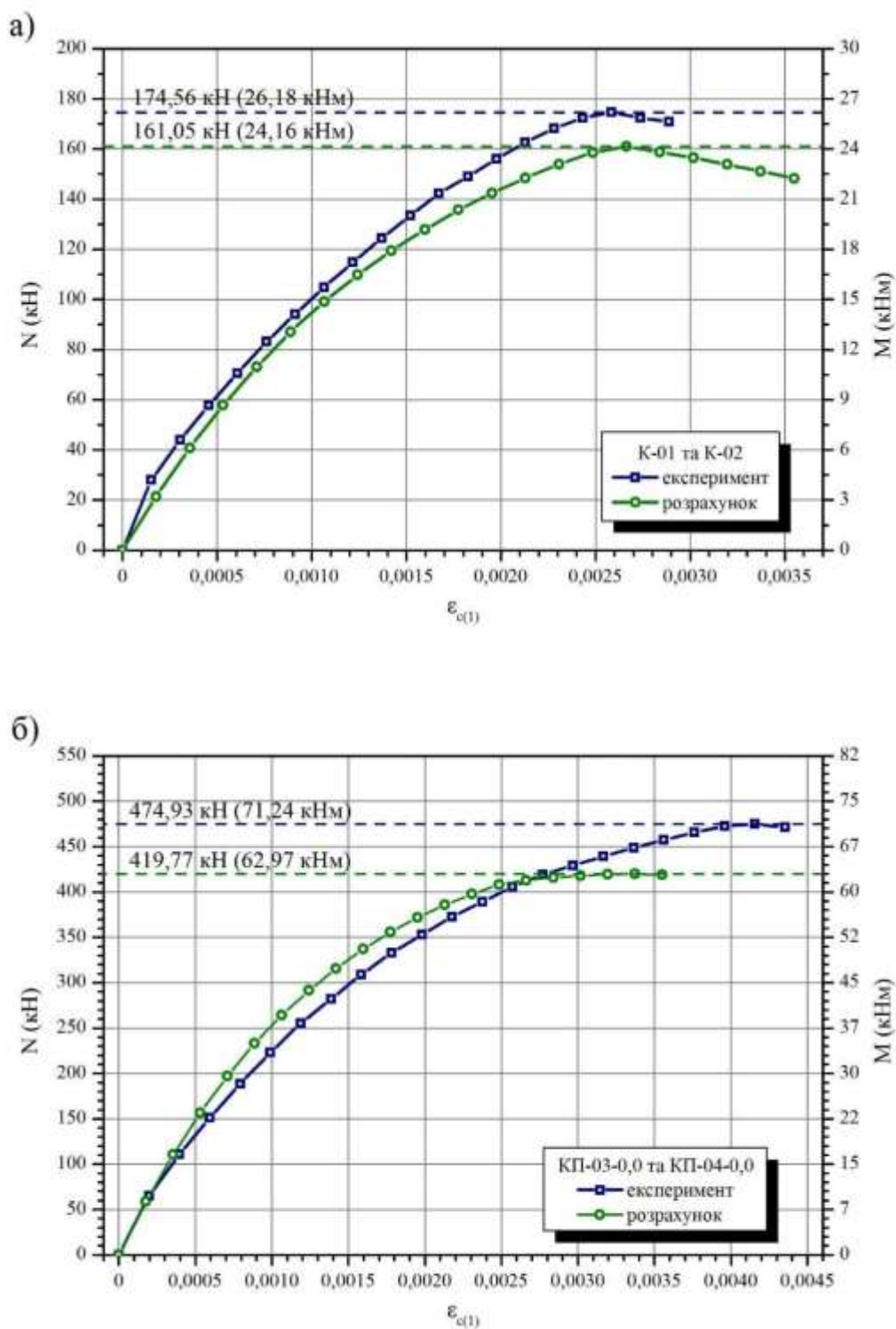


Рис. Г5.19 Графіки експериментально-теоретичних залежностей $N(M) - \varepsilon_{c(1)}$ деформацій стиснутого бетону колон: а) невідсилених; б) підсилених без дії навантаження

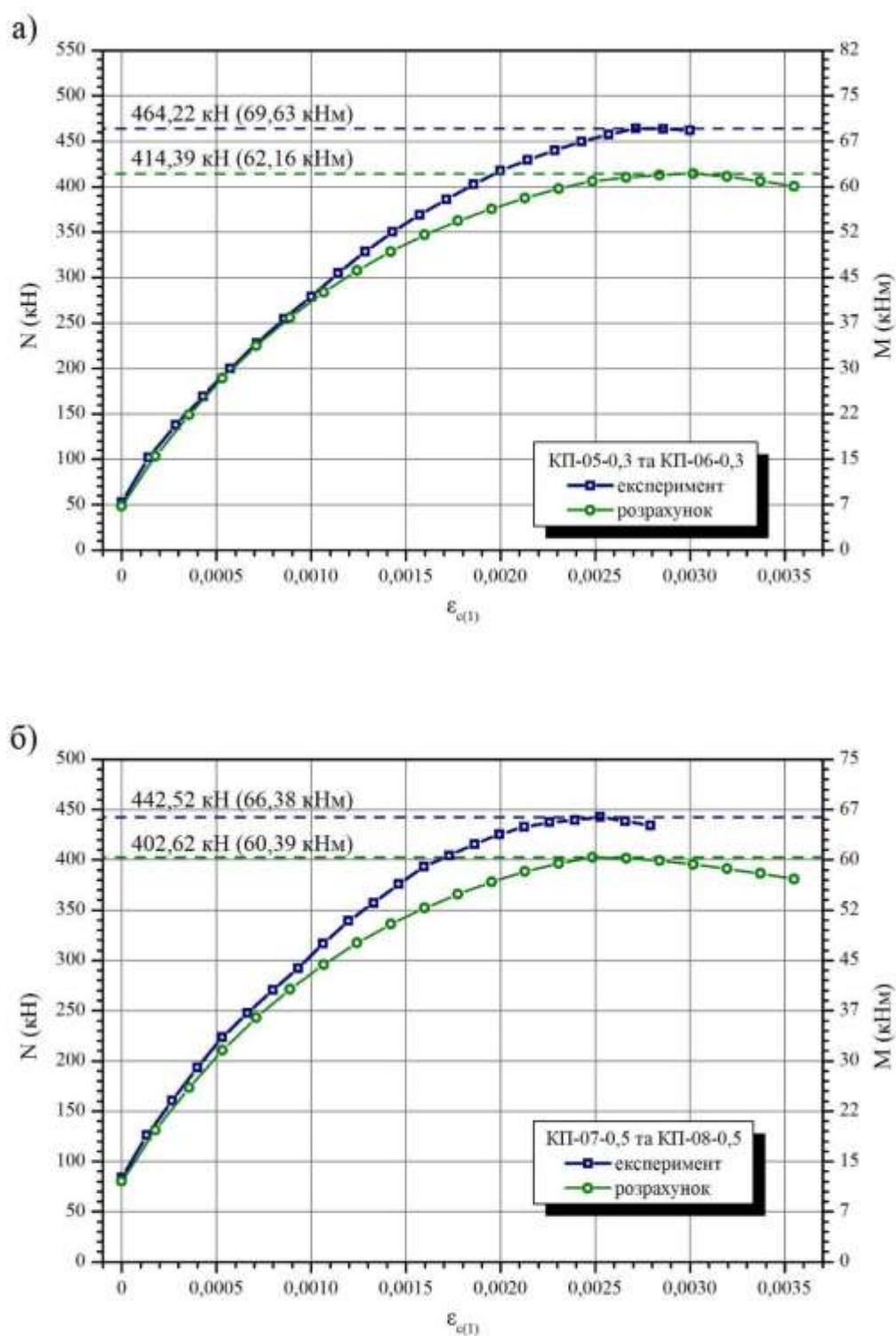


Рис. Г5.20 Графіки експериментально-теоретичних залежностей $N(M) - \varepsilon_{c(1)}$ деформацій стиснутого бетону колон, підсилених за дії навантаження:
а) рівня 0,3; б) рівня 0,5

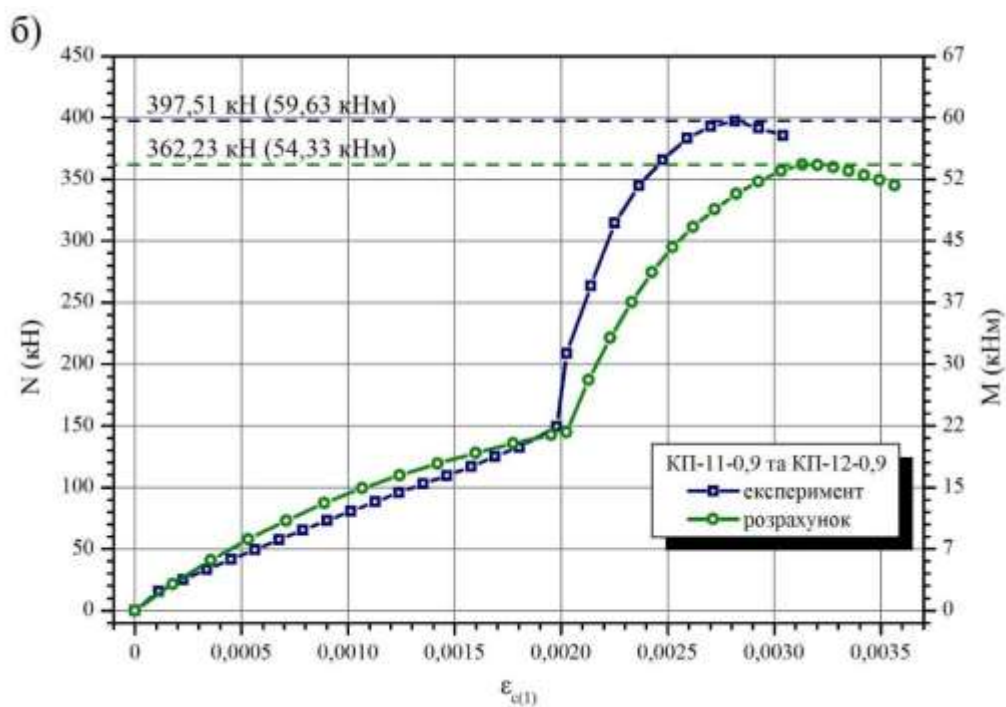
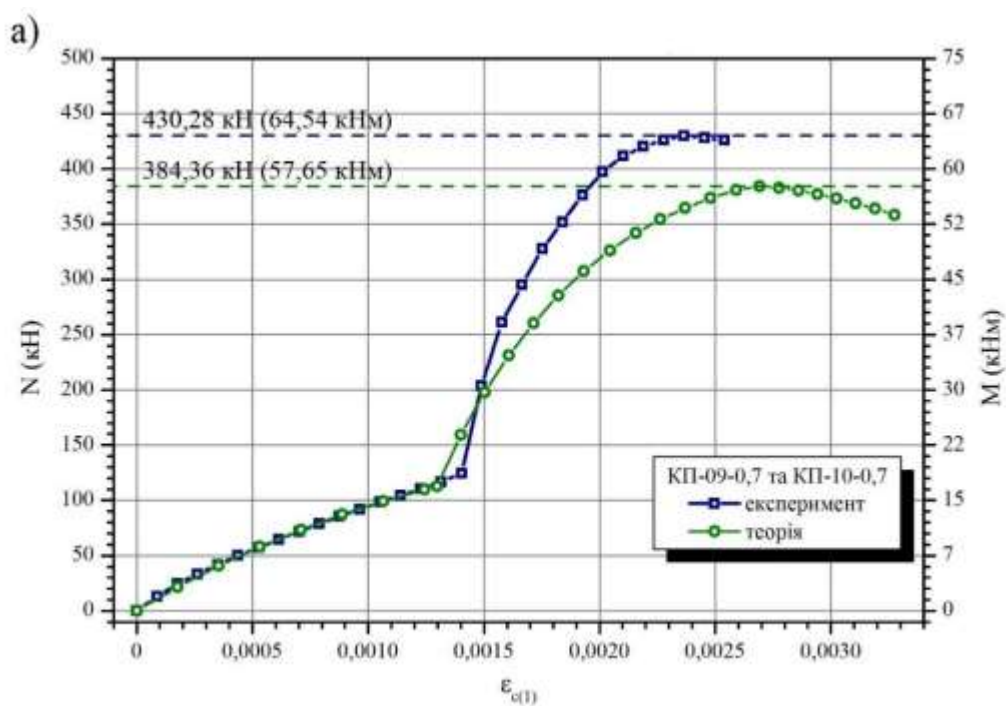


Рис. Г5.21 Графіки експериментально-теоретичних залежностей $N(M) - \epsilon_{c(1)}$ деформацій стиснутого бетону колон, підсилених за дії навантаження:

а) рівня 0,7; б) рівня 0,9

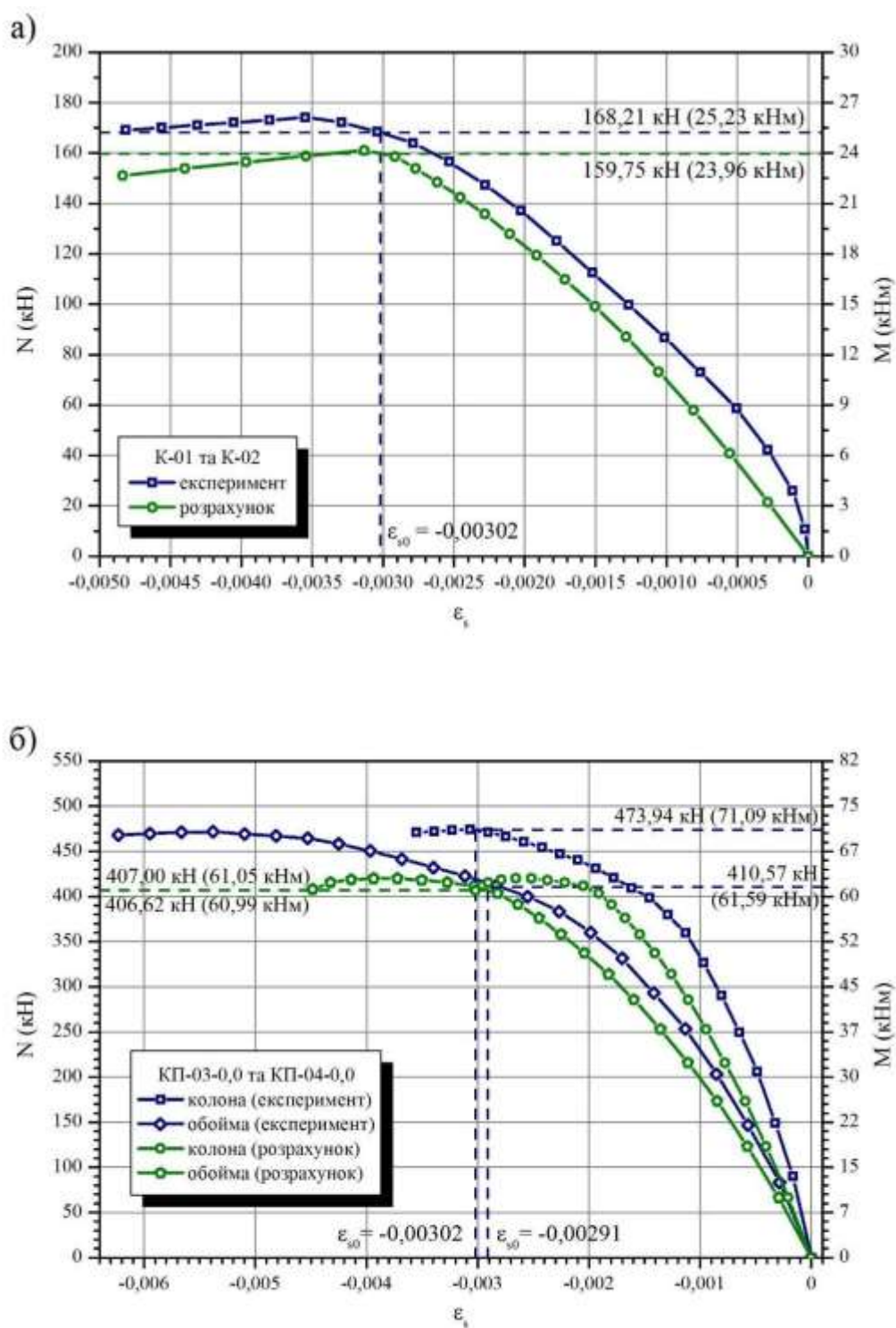


Рис. Г5.22 Графіки експериментально-теоретичних залежностей $N(M) - \varepsilon_s$ деформацій армування колони та обойми колони: а) непідсилених; б) підсилених без дії навантаження

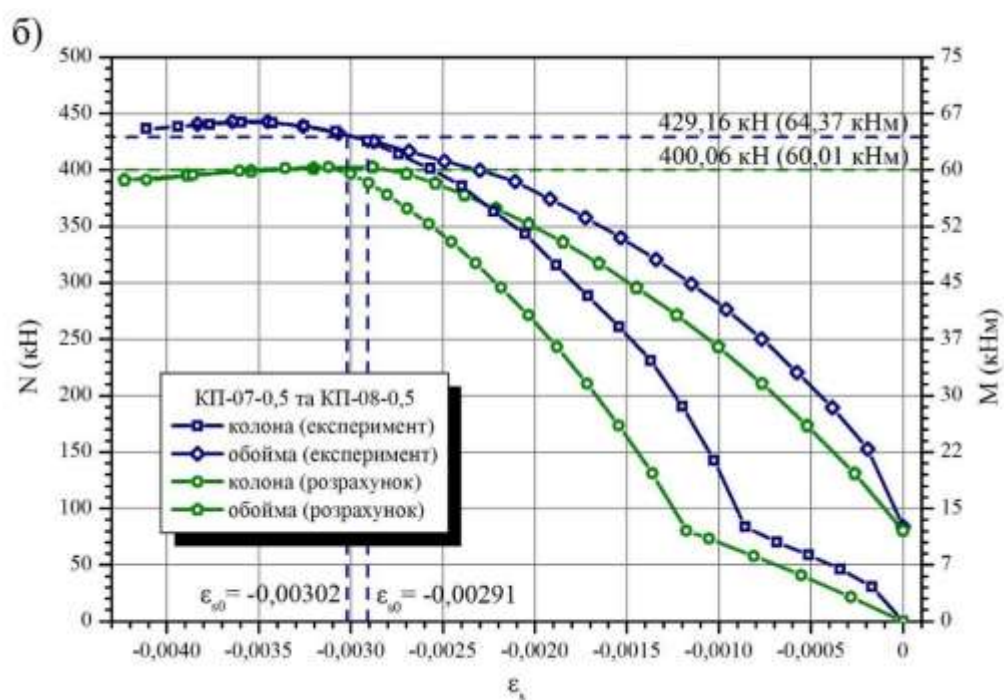
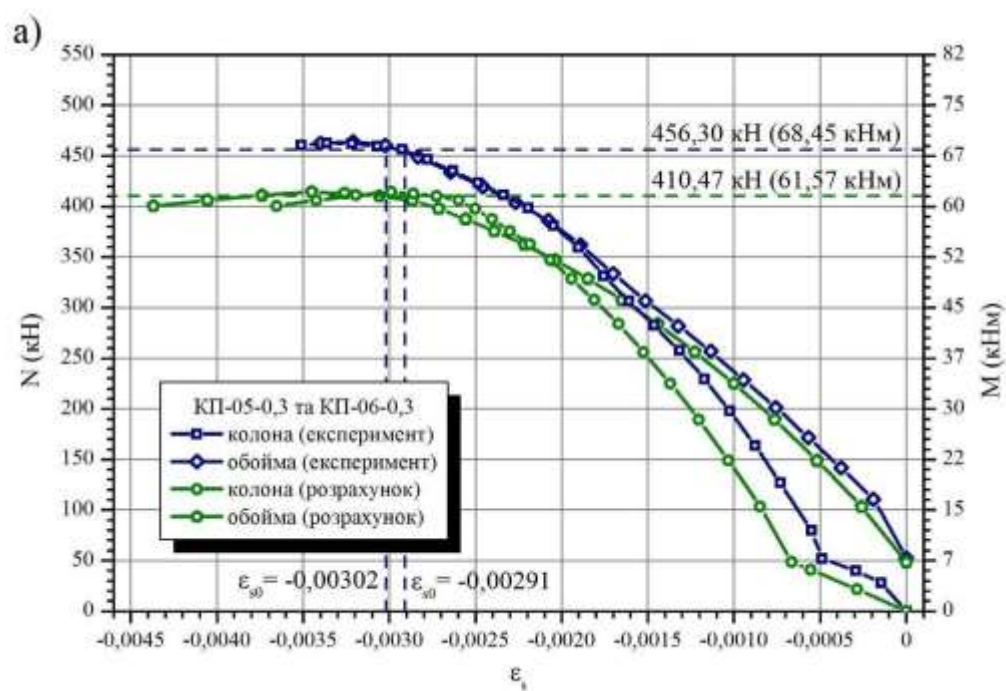


Рис. Г5.23 Графіки експериментально-теоретичних залежностей " $N(M) - \varepsilon_s$ " деформацій армування колони та обійми колони підсилених за дії навантаження:

а) рівня 0,3; б) рівня 0,5

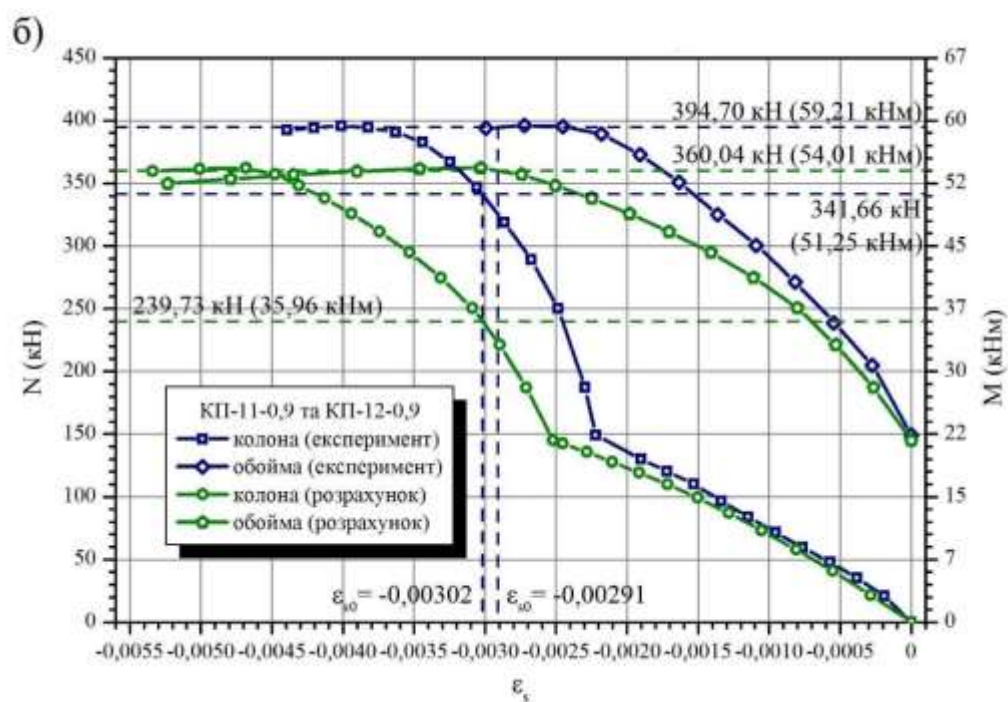
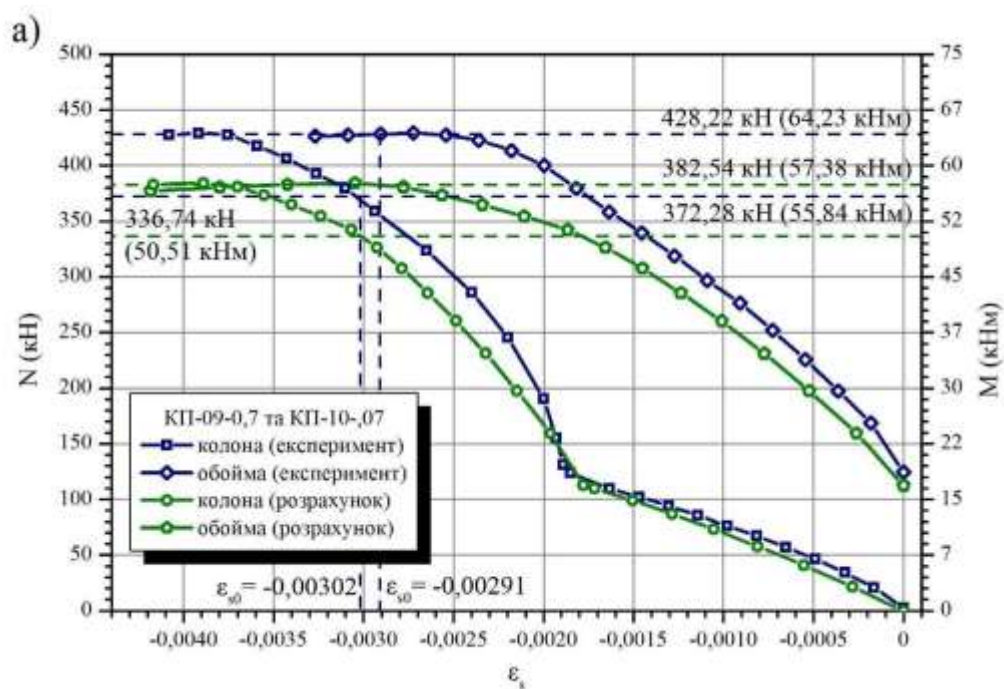


Рис. Г5.24 Графіки експериментально-теоретичних залежностей " $N(M) - \varepsilon_s$ " деформацій армування колони та обойми колони підсилених за дії навантаження:

а) рівня 0,7; б) рівня 0,9

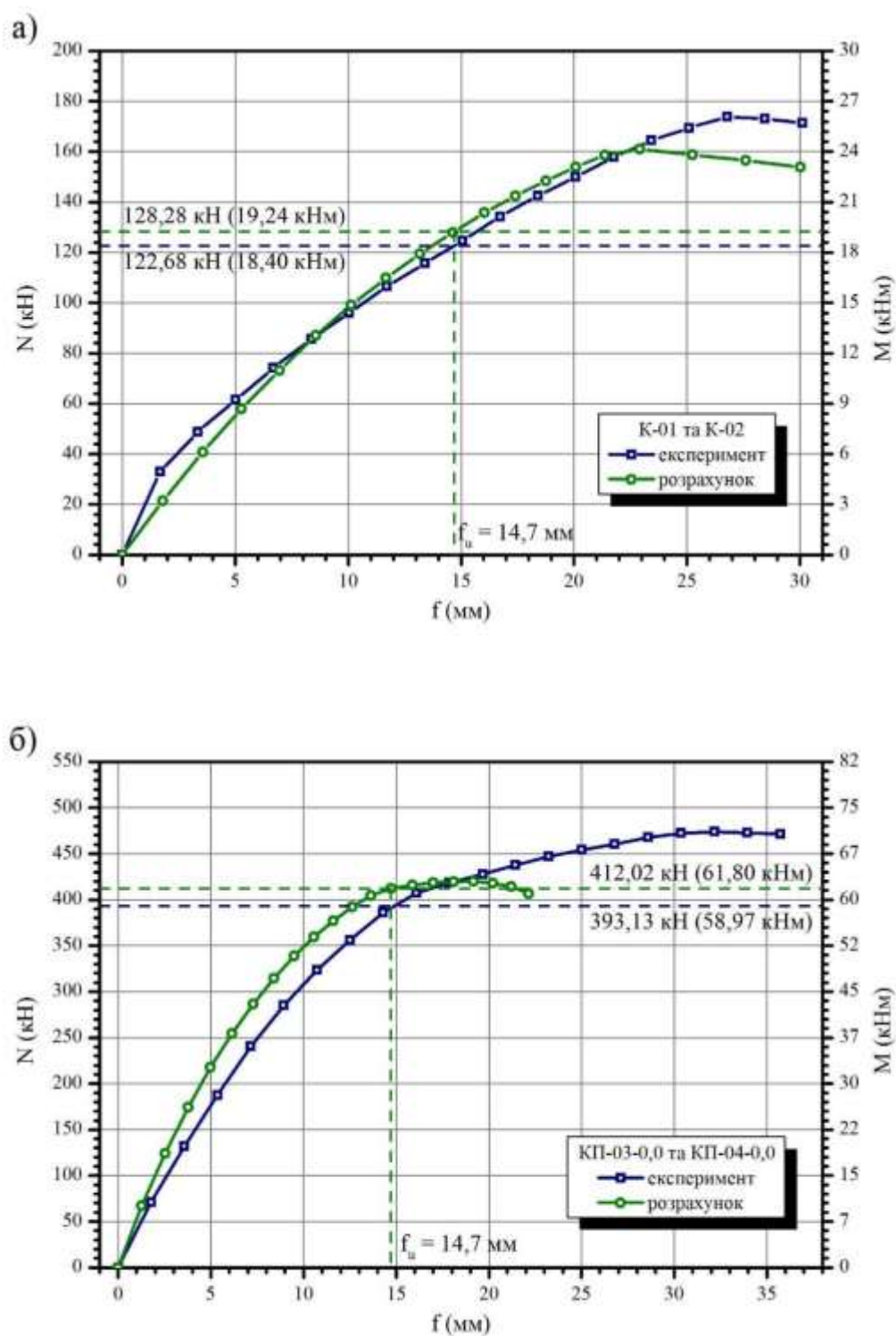


Рис. Г5.25. Графіки експериментально-теоретичних залежностей $N(M) - f$ колон: а) непідсилених; б) підсилених без дії навантаження (рівень 0,0)

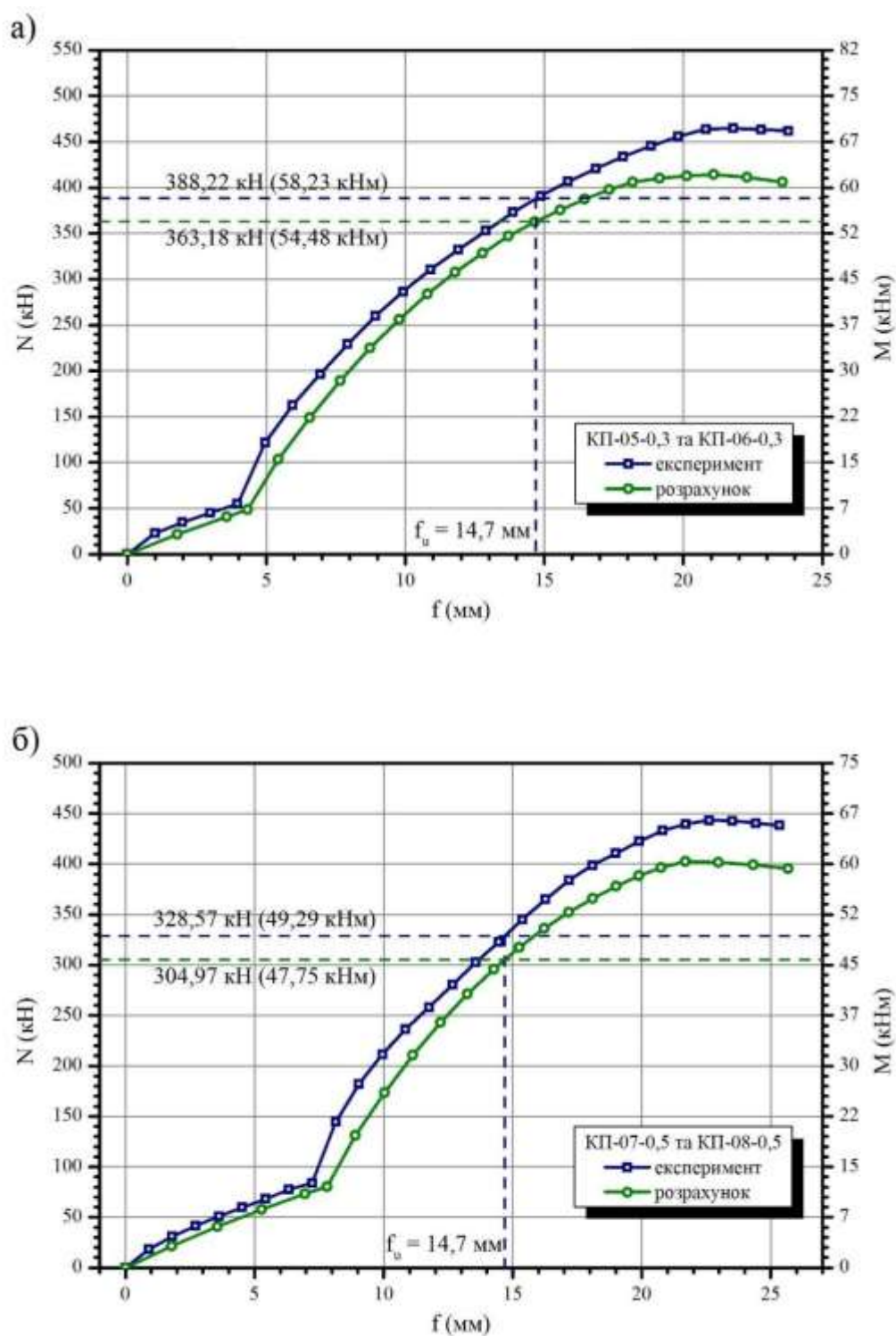


Рис. Г5.26. Графіки експериментально-теоретичних залежностей "N(M) – f" підсиленних колон за дії навантаження: а) рівня 0,3; б) рівня 0,5

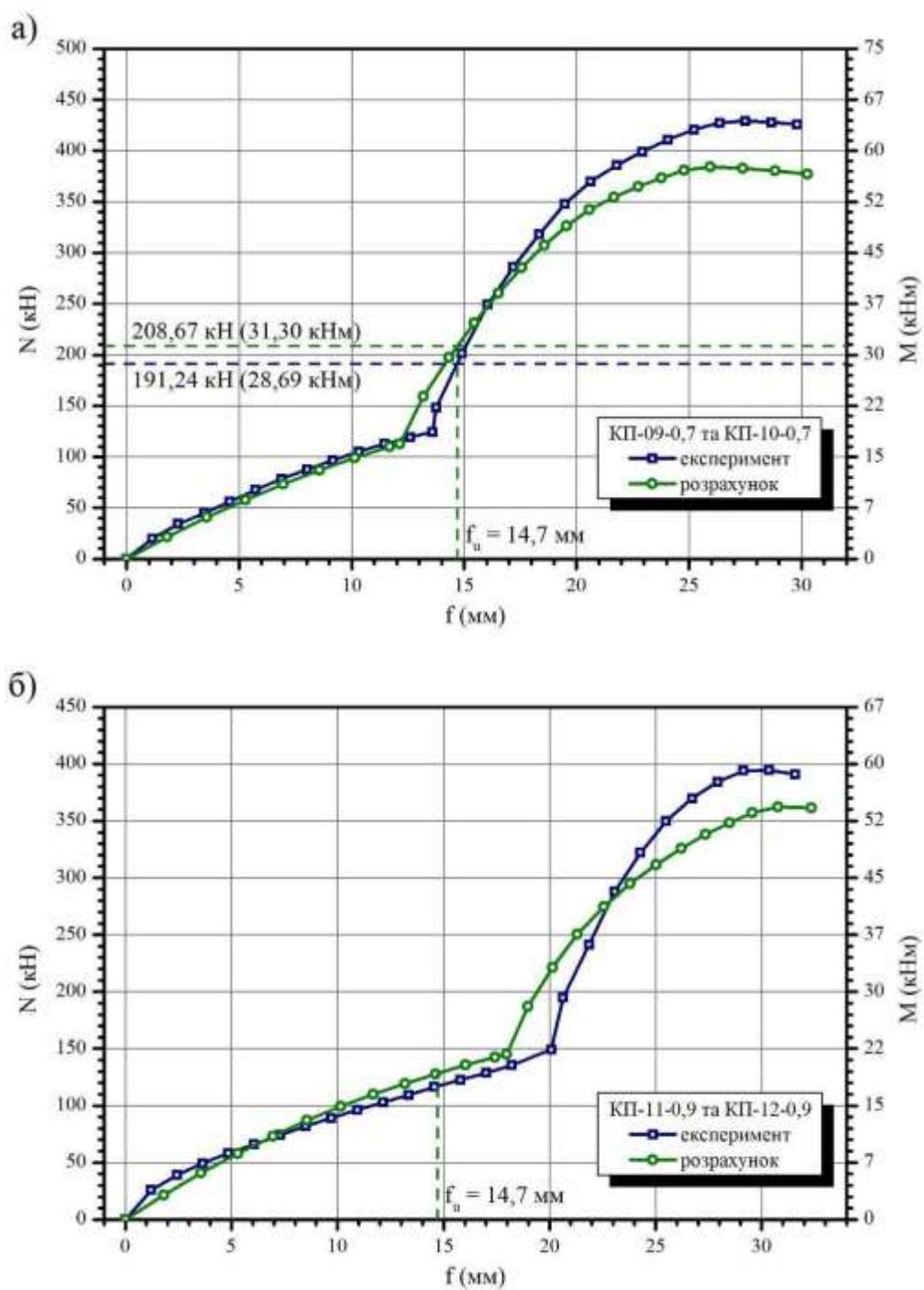


Рис. Г5.27. Графіки експериментально-теоретичних залежностей $N(M) - f$ підсиленних колон за дії навантаження: а) рівня 0,7; б) рівня 0,9