

Міністерство освіти і науки України  
Національний авіаційний університет

Міністерство освіти і науки України  
Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

Кваліфікаційна наукова  
робота на правах рукопису

Яковенко Ігор Анатолійович

УДК 624.012.45:539.42(043.5)

**МОДЕЛІ ДЕФОРМУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОНУ  
НА ЗАСАДАХ МЕХАНІКИ РУЙНУВАННЯ**

05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди

19 – архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук

Дисертація містить результати власних досліджень.

Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело \_\_\_\_\_ І. А. Яковенко

Науковий консультант – Колчунов Володимир Іванович,  
доктор технічних наук, професор

Київ – 2017

## АНОТАЦІЯ

*Яковенко І.А.* Моделі деформування залізобетону на засадах механіки руйнування. – Кваліфікаційна наукова робота на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук за спеціальністю 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» (19 – Архітектура та будівництво). – Національний авіаційний університет, Київ 2017.

У **вступі** обґрунтовано актуальність проблеми, що вирішується, сформульовано проблему, мету та задачі дослідження, наукову новизну й практичну цінність результатів роботи, а також наведено її загальну характеристику.

У **першому і другому розділі** дисертації виконано критичний огляд-аналіз існуючих розрахункових пропозицій і результатів експериментальних досліджень тріщиностійкості і жорсткості стрижневих і плосконапружених залізобетонних конструкцій, у тому числі з використанням механіки руйнування, розроблено структурно-логічну схему.

Неоднорідність, анізотропія, істотна нелінійність, яка полягає у відсутності пропорційної зв'язку між напруженнями і деформаціями, утворення тріщин, перерозподіл внутрішніх зусиль між ділянками конструкції при структурних змінах матеріалів та інші специфічні властивості залізобетону проявляються вже на ранніх стадіях деформування. В останні роки, при активному використанні автоматизованих розрахунків, розроблені і набули поширення деформаційні розрахункові моделі перерізів (головним інструментом яких є діаграми стану бетону та арматури) із застосуванням різних аналітичних залежностей, які є основою сучасних вітчизняних і Європейських норм.

З'ясовано, що процес утворення тріщин і визначення дійсного напружено-деформованого стану залізобетонних складених конструкцій досить складні, для їхнього опису потрібне залучення ряду гіпотез про спільну роботу двох матеріалів із різними характеристиками міцності і деформативності. Як

показали дослідження, проведені в останні роки, урахування ефекту порушення суцільності дозволяє пояснити фізичний зміст багатьох явищ, помічених при проведенні експериментальних досліджень.

На основі результатів виконаного огляду-аналізу, розроблено структурно-логічну схему проведення дійсних дисертаційних досліджень, із яких, в першу чергу, впливає необхідність розвитку функціоналу механіки руйнування стосовно до залізобетону шляхом розробки серії нових двоконсольних елементів при різних видах опору залізобетонних конструкцій.

На основі виконаного аналізу науково-технічних джерел літератури сформульовано основні задачі дослідження.

Аналізу, розвитку і підтвердженню основних гіпотез і напрямків розвитку теорії залізобетону, а також побудові робочих гіпотез на сучасному рівні її еволюції присвячений **третій розділ** дисертації.

Підтверджено ефект порушення суцільності залізобетонних конструкцій і сформульовано нову гіпотезу зосередженого зсуву у шві між бетонами (між бетоном та арматурою), яка дозволила знизити на порядок диференціальні рівняння складених стрижнів А.Р. Ржаніцина; модернізована гіпотеза відносних взаємних зміщень бетону та арматури, з урахуванням побудованих двоконсольних елементів, які уточнюють значення постійної інтегрування при вирішенні задачі опору розтягнутого бетону між тріщинами і дозволяють істотно уточнити відстані між тріщинами та ширину їхнього розкриття.

Узагальнена класифікація тріщин при побудові розрахункових моделей деформування залізобетонних конструкцій за наявності дискретних тріщин.

Набула подальшого розвитку розрахункова модель деформування залізобетонних стрижневих і плосконапружених конструкцій (у тому числі складених) за наявністю похилих тріщин, в основу якої покладена **геометрична, силова** (деформаційна) і **міжсередовищна** концентрація напружено-деформованого стану, а також отримана система дискретних і суміжних з ними тріщин, яка накладається на вже відому схему регулярних тріщин (запропоновану, свого часу, М.І. Карпенком).

Встановлено, що процес утворення тріщин триває аж до руйнування. Виділяється не один, як це прийнято у ряді відомих методик, а декілька рівнів тріщиноутворення:

Ступінь реалізації тріщин (перетнуть ці тріщини поперечну арматуру, або її буде перетинати тільки небезпечна похила тріщина) визначається з розгляду напружено-деформованого стану вздовж хомутів на підставі розрахункової схеми наступного рівня. Вона «замикається» на багатоітераційний процес, що виконується аналітично за допомогою майстра електронних таблиць Excel або автоматизовано за допомогою ПК «Ліра-САПР».

**Четвертий розділ** дисертації присвячений розвитку функціоналу механіки руйнування стосовно залізобетону шляхом розробки серії нових двоконсольних елементів при наявності різних тріщин у залізобетонних конструкціях.

Розвинені гіпотези механіки руйнування стосовно врахування ефекту порушення суцільності залізобетонних конструкцій при різних силових впливах зі спрощенням її енергетичного функціонала.

Розглянуто специфіку побудови двоконсольного елементу у зонах, безпосередньо прилеглих до тріщин. Отримано нову аналітичну залежність, яка пов'язує дотичне зусилля, яке виникає в безпосередній близькості від тріщини з довжиною її розвитку через питомою енергією утворення нових поверхонь тріщини.

У зонах бетону, прилеглих до тріщин, виникає концентрація деформацій, яка перенасичує потреби системи (що складається з бетонних блоків і арматури при заданій статичній схемі) в деформаціях. Після утворення тріщин, суцільність бетону порушується і його деформування вже не підкоряється законам суцільного тіла – у тріщинах виникає додатковий деформаційний вплив, який необхідно враховувати у розрахунку залізобетонних конструкцій.

Виявлений зв'язок складових напружено-деформованого стану у зоні обурення з питомою енергією утворення нових поверхонь тріщини, що звільняється в зоні передруйнування. У результаті отримано нове рішення



задачі про напружено-деформований стан залізобетонного елемента в зоні, що безпосередньо прилягає до тріщини.

Розроблена серія двоконсольних елементів механіки руйнування: за наявності різних тріщин (у тому числі похилих) для ЗБК, у тому числі складених і плосконапружених для різних видів опору (згин, центральний розтяг (стиск), позацентровий стиск); з багатоярусною арматурою, а також із вільною орієнтацією арматурних стрижнів, в тому числі і новий універсальний двоконсольний елемент у зоні просторових тріщин для використання при складному опорі залізобетонних конструкцій.

Побудовані двоконсольні елементи є сполучною ланкою та виступають в якості трансформаційних елементів між залежностями механіки руйнування і рівняннями теорії залізобетону. Рішення поставленої у роботі проблеми дозволяє, навіть залишаючись у рамках традиційної моделі опору залізобетону, помітно уточнити його диференціальні параметри, вимірювані в дослідках за допомогою мікроскопа, і пояснити багато, помічених в експериментах явищ, які спостерігаються і відбуваються при опорі залізобетону силовим і деформаційним впливам.

Розробці розрахункових моделей деформування залізобетонних конструкцій на засадах механіки руйнування присвячений **п'ятий розділ** дисертації.

Розроблено новий розрахунковий апарат для граничних станів другої групи стрижневих і плосконапружених залізобетонних конструкцій (у тому числі складених) для:

- визначення координат утворення тріщин, опору розтягнутого бетону між тріщинами у залізобетонних конструкцій;
- визначення відстані між тріщинами та ширини їхнього розкриття у залізобетонних конструкціях (у тому числі складених із урахуванням зосередженого зсуву між шарами різних бетонів і арматури, що базується на основних положеннях механіки руйнування, адаптованих стосовно до залізобетону);

- визначення жорсткості залізобетонних конструкцій на різних ділянках довільно орієнтованих тріщин.

Запропоновані моделі дозволяють враховувати наявність тріщин, які перетинаються і не перетинаються, фізичну нелінійність бетону та арматури, податливість зв'язків зсуву і поперечних зв'язків у швах (тріщинах) при їхньому нелінійному опорі. Важливо, що при цьому рішення складних диференціальних рівнянь (які не мають аналітичного рішення при нелінійній постановці задачі) складеного стрижня замінюється використанням фізичних багаторівневих розрахункових схем. Таким чином, забезпечується не тільки висока точність запропонованих моделей, але і їхня інженерна видимість.

Методика проведення та результати експериментальних досліджень наведені у **шостому розділі** дисертації.

Для перевірки запропонованих деформаційних моделей були проведені серії експериментальних досліджень стрижневих і плосконапружених залізобетонних конструкцій (у тому числі серії складених). Вони надали змогу підтвердити багаторівний процес утворення тріщин, визначити опір розтягнутого бетону між тріщинами, відстані між ними та ширину їхнього розкриття і переконатися в адекватності робочих гіпотез при варіюванні діаметра і кроку хомутів, повздовжнього армування, класу основного і додаткового бетонів, які у значній мірі доповняють наявний фактичний матеріал.

Підтверджено, що арматура стримує розкриття тріщини, протидіючи розкриттю її берегів. Реакції, які виникають при цьому, викликають місцевий стиск у бетоні в околиці тріщини – ефект порушення суцільності, який і призводить до зміни профілю тріщини від трикутного до складного. У залізобетонних складених конструкціях, у місці шва між бетонами відбуваються збурення деформацій, які можливо замінити умовним зосередженим зсувом при екстраполяції гіпотези плоских деформацій кожного шару складеного стрижня у місцевих зонах, прилеглих до шва.

Отримані нові експериментальні дані залізобетонних конструкцій (в тому числі складених) для наступних параметрів: моменту утворення нормальних і

похилих тріщин, ширини розкриття тріщин на рівні вісі повздожньої розтягнутої арматури і уздовж всього профілю тріщини; зміни відстані між тріщинами і довжини тріщин за мірою збільшення навантаження, деформацій робочої арматури і бетону вздовж вісі робочої арматури між тріщинами, які в значній мірі доповнюють накопичений експериментальний матеріал та надають можливість перевірки запропонованих моделей деформування залізобетону.

Чисельному аналізу і порівняльній оцінці розроблених моделей деформування з існуючими методами розрахунку і нормативними документами присвячений **сьомий розділ** дисертації.

Побудовані алгоритми запропонованих моделей деформування залізобетону, які показують переваги інженерного розрахунку зі збереженням фізичного змісту етапів розрахунку.

Проаналізовані графіки залежностей коефіцієнта врахування роботи розтягнутого бетону, відстані між тріщинами та ширини їхнього розкриття від армування, параметрів зчеплення арматури з бетоном, та параметрів, які враховують ефект порушення суцільності бетону.

Чисельний аналіз графіків деформації дослідних і теоретичних значень деформацій у поперечних перерізах експериментальних зразків між тріщинами, який дозволяє з упевненістю стверджувати про доцільність використання гіпотези плоских перерізів у межах кожного зі складених стрижнів для середніх деформацій основного і додаткового бетонів, арматури на всьому діапазоні навантаження.

Виконаний аналіз статистичних даних оцінку опору розтягнутого бетону між тріщинами через параметр  $\psi_s$ ; відносин опорних реакцій  $V_{sup,crc}/V_{sup,crc,exp}$  і координат утворення різних тріщин та ширини їхнього розкриття. При цьому коефіцієнт варіації при визначенні параметра  $\psi_s$  склав  $C_V=10,22\%$  для запропонованої моделі та  $C_V=29,02\%$  за нормативною методикою; при співставленні дослідних значень опорних реакцій і координат утворення першої похилої тріщини  $V_{sup,crc}/V_{sup,crc,exp}$  коефіцієнт варіації для запропонованої моделі  $C_V=12,55\%$ , а за нормативною методикою –  $C_V = 27,56\%$ . Що ж стосується

координат утворення першої похилої тріщини, то запропонована модель утворення тріщин дає наступні результати: по осі ординат від 3 до 13,14%, а відхилення по осі абсцис складає від 3,7% до 13%. Результати співставлення дослідної та розрахункової ширини розкриття тріщин ( $w_{k,calc}/w_{k,exp}$ ) показують, що для запропонованої моделі розрахунку ширини розкриття тріщин коефіцієнт варіації склав  $C_V = 13,46\%$ , а для нормативної методики –  $C_V = 31,74\%$ .

Виконаний чисельний аналіз експериментальних досліджень залізобетонної рами без стінового заповнення при статичних знакозмінних навантаженнях, який показує що фізично нелінійний розрахунок за схемою 1D, виконаний за запропонованою методикою має розбіжність не більше 10%.

При чисельному аналізі експериментальних досліджень монолітної безкаркасної будівлі при випробуванні на сейсноплатформі з аналізом картини тріщиноутворення і переміщення будівлі, показує, що досить близький збіг із експериментом до 18% (у запас) дає запропонована методика з нелінійного динамічного розрахунку.

Основним результатом дисертації є вирішення важливої **науково-технічної проблеми** тріщиностійкості та жорсткості залізобетону, яка пов'язана з визначенням дійсної ширини розкриття та розвитку різних типів і рівнів тріщин на засадах тонкого інструментарію механіки руйнування, та суттєвим зміненням жорсткості, викликаним тріщиноутворенням.

Розв'язання цієї проблеми, спираючись на проведені оригінальні дослідження, з побудовою нових моделей деформування, що створені на засадах механіки руйнування та отримані наукові результати світового рівня, які мають загальнонаціональне значення та опубліковані у наукових виданнях і можуть розглядатися як нове досягнення при ефективному проектуванні конструкцій, будівель та споруд із залізобетону.

**Ключові слова:** моделі деформування залізобетону, залізобетонні конструкції, залізобетонні складені конструкції, механіка руйнування, функціонал, двоконсольний елемент, розрахункова схема, тріщиностійкість, ширина розкриття тріщин, відстань між тріщинами, жорсткість.

## ABSTRACT

**Iakovenko I.A. The deformation models of reinforced concrete constructions on the basis of fracture mechanics.** – Qualification scientific work as a manuscript.

Thesis for the scientific degree of the Doctor of Technical Sciences by the specialty 05.23.01 "Building Constructions, Buildings and Facilities" (19 – Architecture and Construction). – National Aviation University, Kyiv, 2017.

The **introduction** substantiates the relevance of the problem being solved, formulates the problem, the purpose and tasks of the research, the scientific novelty and the practical value of the work results, as well as its general characteristics.

The critical review-analysis of existing calculation proposals and the results of experimental studies of crack resistance and rigidity of rod and flat-stressed reinforced concrete structures was performed in the **first** and **second chapters** of the thesis, including using fracture mechanics. It has developed a structural-logical scheme of the thesis.

Inhomogeneity, anisotropy, significant nonlinearity, which consists in the absence of a proportional relationship between stresses and deformations, the formation of cracks, redistribution of internal forces between the sections of the structures with structural changes in materials and other specific properties of reinforced concrete appear already in the early stages of deformation. In recent years, with the active use of automated calculations, deformation calculation models of sections (the main instrument of which are the diagrams of the state of concrete and reinforcement) have been developed and become widely used, with using various analytical dependencies, which are the main contemporary domestic and European norms.

It is revealed that the process of cracks formation and determination of the actual stress-strain state of reinforced concrete structures is rather complicated. It is necessary to involve a number of hypotheses about the joint work of two materials with different characteristics of strength and deformability for their description. According to studies conducted in recent years, taking into account the effect of

continuity violations can explain the physical content of many phenomena observed during experimental studies.

The structural-logical scheme of carrying out of actual thesis researches is developed on the basis of the results of the performed review-analysis. From that analysis, first of all, the necessity of development of the functional of the destruction mechanics in relation to the reinforced concrete follows the development of a series of new two-console elements at different types of resistance of reinforced concrete structures.

The main tasks of the research are formulated on the basis of the performed analysis of scientific and technical sources of literature.

The **third chapter** of the thesis is devoted to the analysis, development and confirmation of the basic hypotheses and directions of the reinforced concrete theory development, as well as the construction of working hypotheses at the modern level of its evolution.

The effect of violation continuity of reinforced concrete structures has been confirmed and the new hypothesis of the concentrated shear in the joint between the concrete (between concrete and reinforcement) has been formulated, which allowed to reduce the order of the differential equations of the A.R. Rzhnitsin's composite rods; it was modernized hypothesis of relative mutual displacement of concrete and reinforcement, taking into account the constructed two-console elements, which specify the value of constant integration in solving the problem of stretched concrete resistance between cracks and allow to significantly clarify the distances between cracks and the width of their disclosure.

It is generalized the classification of cracks in the construction of calculation models of reinforced concrete structures deformation in the presence of discrete cracks.

The deformation model of reinforced concrete rod and flat-stressed structures (including composites) has been developed further in the presence of inclined cracks, based on geometrical, force (deformation) and intermediate concentration of the stress-strain state, as well as a system of discrete and adjacent cracks, which is superimposed on the already known scheme of regular cracks (proposed in his time by M. Karpenko).

It is established that the process of cracks formation continues until destruction. There is not one, as it is accepted in a number of known techniques, and several levels of cracking.

The degree of implementation of cracks (crossing these cracks in the cross-reinforcement, or it will only cross the dangerous inclined crack) is determined from the consideration of the stress-strain state along the clamps based on the calculation scheme of the next level. It "closes" to a multi-threaded process performed analytically using the MS Excel spreadsheet wizard or automated with the PC "Lira-CAD".

The **fourth chapter** of the thesis is devoted to the development of the functional of fracture mechanics in relation to reinforced concrete by developing a series of new two-console elements in the presence of various cracks in reinforced concrete structures.

The hypotheses of the destruction mechanics are developed in order to take into account the effect of violation continuity of reinforced concrete structures with different force influences with the simplification of its energy functional.

The specificity of construction of a two-console element in zones adjacent to cracks is considered. A new analytical dependence is obtained, which binds the tangential effort that arises in the immediate proximity of the crack with the length of its development due to the specific energy of the formation new surfaces of cracks.

There is a concentration of deformations that overcomes the needs of the system (consisting of concrete blocks and reinforcement with a given static scheme) in deformations at areas of concrete adjacent to cracks. After the formation of cracks, the concrete is broken and its deformation no longer complies with the laws of a solid body – in the cracks there is an additional deformation effect, which must be taken into account in the calculation of reinforced concrete structures.

The connection of the components of the stress-strain state is revealed in the zone of perturbation with the specific energy of the formation of new surfaces of the crack released in the zone of destroying. As a result, a new solution was obtained for the stress-strain state of the reinforced concrete element in the area adjacent to the crack.

It has been developed the series of two-console elements of fracture mechanics: in the presence of various cracks (including inclined ones) for RCC, including composite and flat-stressed for different types of resistance (bending, central tensioning (compression), non eccentric compression); with multi-tier reinforcement, as well as with a free orientation of reinforcing bars, including a new universal two-console element in the zone of spatial cracks for use in the complex resistance of reinforced concrete structures.

The constructed two-console elements are the connecting link and act as transformational elements between the dependences of fracture mechanics and the equations of the reinforced concrete theory. The solution of the problem posed in the work allows, even remaining within the framework of the traditional model of reinforced concrete resistance, to significantly clarify its differential parameters, measured in experiments using a microscope, and to explain a lot of phenomena observed in experiments that are occur and observed during supporting the reinforced concrete by force and deformation influences.

The **fifth chapter** of the thesis is devoted to the development of design deformation models of reinforced concrete structures on the basis of the fracture mechanics.

It is developed a new calculation apparatus for the limiting states of the second group of rod and flat-stressed structures reinforced concrete structures (including composites) for:

- determining the coordinates of cracks formation, resistance of stretched concrete between cracks in reinforced concrete structures;
- determination of the distance between cracks and the width of their opening in reinforced concrete structures (including those made taking into account the concentrated shear between layers of various concrete and reinforcement, based on the basic provisions of the destruction mechanics, adapted to the reinforced concrete);
- determination of the rigidity of reinforced concrete structures in various sections of arbitrarily oriented cracks.



The proposed models allow taking into account the presence of cracks that intersect and do not intersect, the physical nonlinearity of concrete and reinforcement, the flexibility of the shear bonding and transverse bonds in the joints (cracks) with their nonlinear support. It is important that the solution of complex differential equations (which do not have an analytical solution in the nonlinear formulation of the problem) of a composite rod is replaced by the use of physical multilevel calculation schemes. Thus, not only the high accuracy of the proposed models is provided, but also their engineering visibility.

The method of conducting and the results of experimental studies are given in the **sixth chapter** of the thesis.

The series of experimental studies of rod and flat-stressed reinforced concrete structures (including series of composite) were conducted for testing of the proposed deformation models. They made it possible to confirm the multi-layered cracking process, to determine the resistance of the stretched concrete between the cracks, the distance between them and the width of their opening, and to verify the adequacy of the working hypotheses in varying the diameter and step of the reinforced rods, longitudinal reinforcement, the class of the main and additional concrete, which would greatly complement available factual material.

It is confirmed that the reinforcement restrains the opening of the crack, opposing the opening of its shores. The reactions that arise at the same time, cause local compression in the concrete in the vicinity of the crack – the effect of violation continuity, which leads to a change in the profile of the crack from the triangular to the complex. In reinforced concrete structures, the deformation perturbation occurs at the site of the seam between the concrete, which may be replaced by the conditional concentrated shear in the extrapolation of the flat-deformation hypothesis of each layer of the composite rod in the local zones adjacent to the seam.

The new experimental data of reinforced concrete structures (including composites) were obtained for the following parameters: the moment of normal and inclined cracks formation, the width of crack opening at the level of the axis of longitudinal tension reinforcement and along the whole profile of the crack; changes

in the distance between the cracks and the length of the cracks as the load increases, deformations of the working reinforcement and concrete along the axis of the working reinforcement between the cracks, which largely complement the accumulated experimental material and provide an opportunity to check the proposed deformation models of reinforced concrete.

The **seventh chapter** of the thesis is devoted to numerical analysis and comparative evaluation of developed deformation models with existing calculation methods and normative documents.

The algorithms of the proposed deformation models of reinforced concrete are constructed. They show the advantages of engineering calculation with the preservation of the physical content of the calculation stages.

The graphs of the dependences were analyzed of the coefficient work's of the tensioned concrete, the distance between the cracks and the width of their opening from the reinforcement, the parameters of bond reinforcement with the concrete, and parameters that take into account the effect of violation continuity of concrete.

Numerical analysis of deformation graphs of experimental and theoretical values of deformations in transverse sections of experimental samples between cracks, which allows us to assert with certainty the feasibility of using the hypothesis of plane cross sections within each of the composite rods for mean deformations of the main and additional concrete, reinforcement throughout the load range.

The analysis of statistical data is carried out to estimate the resistance of the tensioned concrete between the cracks through the parameter  $\psi_s$ ; relations of reference reactions  $V_{sup,crc}/V_{sup,crc,exp}$  and the coordinates of various cracks formation and the width of their disclosure. In this case, the coefficient  $\psi_s$  of variation in determining the parameter was  $C_V=10.22\%$  for the proposed model and  $C_V=29.02\%$  according to the normative method; when comparing the experimental values of the reference reactions  $V_{sup,crc}/V_{sup,crc,exp}$  and the coordinates of the first inclined crack formation, the coefficient of variation for the proposed model  $C_V=12.55\%$ , and according to the normative method –  $C_V = 27.56\%$ .

As for the coordinates of the first inclined cracks formation, the proposed model for the formation of cracks gives the following results: along the axis of the ordinate from 3 to 13.14%, and the deviation of the abscissa axis is from 3.7% to 13%. The results of the comparison of the experimental and estimated width of the crack opening ( $w_{k,calc}/w_{k,exp}$ ) reveal that for the proposed model for calculating the width of the crack opening, the coefficient of variation was  $C_V = 13.46\%$  and for the normative method –  $C_V = 31.74\%$ .

Numerical analysis of experimental researches of a reinforced concrete frame without wall filling at static exchange-load loads has been performed, which shows that physically non-linear calculation according to the 1D scheme, performed according to the proposed method has a difference of no more than 10%.

In the numerical analysis of experimental studies of a monolithic frameless building when tested on a seismic platform with an analysis of the pattern of cracking and moving the building, it shows that a fairly close coincidence with the experiment up to 18% (in stock) gives the proposed method of nonlinear dynamic calculation.

The main result of the thesis is solving an important **scientific and technical problem** of crack resistance and rigidity of reinforced concrete structures, which is related to the definition of the actual width of the opening and development of different types and levels of cracks based on the principles of fine tools of fracture mechanics, and a significant change in the rigidity caused by cracks formation.

The solution of this problem, based on the original research conducted, with the construction of new deformation models, created on the basis of fracture mechanics and obtained and the world-class scientific achievements, which are nationally important and published in scientific publications and can be considered as a new achievement in the effective design of constructions, buildings and facilities of reinforced concrete.

**Keywords:** deformation models of reinforced concrete, reinforced concrete constructions, reinforced concrete composite constructions, fracture mechanics, functional, two-console element, calculation scheme, crack resistance, width of crack opening, distance between cracks, rigidity.

## **Список публікацій здобувача:**

### **– в яких опубліковані основні наукові результати:**

1. Колчунов В. И. Разработка двухконсольного элемента механики разрушения для расчета ширины раскрытия трещин железобетонных конструкций / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Вестник гражданских инженеров. – Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 2009. – №4(21). – С. 160–163.

2. Яковенко И. А. Методика экспериментальных исследований растянутого бетона между трещинами составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций / И. А. Яковенко, Г. К. Биджосян // Будівництво України. – 2011. – Вип. 5. – С. 33–37.

3. Колчунов В. И. Об использовании гипотезы плоских сечений в железобетоне / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Строительство и реконструкция. – Орел : ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК», 2011. – №6(38). – С. 16–23.

4. Яковенко И. А. Основные результаты численных исследований сопротивления растянутого бетона между трещинами составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций / И. А. Яковенко, Г. К. Биджосян // Будівництво України. – 2011. – Вип. 6. – С. 33–37.

5. Колчунов Вл. И. Сопротивление растянутого бетона между трещинами составных железобетонных конструкций с учетом новых эффектов / Вл. И. Колчунов, Х.З. Баширов, И. А. Яковенко, Г. К. Биджосян // Строительство и реконструкция. – Орел : ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК», 2011. – №6(38). – С. 3–11.

6. Яковенко И. А. Новые зависимости для оценки сопротивления растянутого бетона между трещинами составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций / И. А. Яковенко, Г. К. Биджосян // Проблеми розвитку міського середовища. – 2012. – Вип. 8. – С. 332–341.

7. К определению деформаций растянутого бетона для расчета трещиностойкости железобетонных конструкций по наклонным сечениям /

[Баширов Х. З., Дородных А. А., Колчунов Вл. И. и др.] // Строительная механика и расчет сооружений. – 2012. – № 6(245). – С. 2 – 7.

8. Усенко Н. В. Образование наклонных трещин третьего типа в железобетонных составных конструкциях / Н. В. Усенко, И. А. Яковенко, В. И. Колчунов // Будівництво України. – 2013. – Вип. 2. – С. 24–28.

9. Колчунов В. И. Методика экспериментальных исследований железобетонных составных конструкций по наклонным сечениям / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Усенко, А. А. Приймак // Будівельні конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво). – К., ДП НДІБК, 2013. – Вип. 78: В 2-х кн.. : Книга 1. – С. 422–433.

10. Баширов Х.З. Напряженно-деформированное состояние железобетонных составных конструкций в зоне нормальных трещин / Х. З. Баширов, И. С. Горностаев, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Строительство и реконструкция. – Орел : ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК», 2013. – № 2(46). – С. 11–19.

11. Колчунов В. И. К образованию наклонных трещин последующих уровней в железобетонных составных конструкциях / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Усенко // Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава : ПолтНТУ, 2013. – Вып. 4(39). – Т. 1. – С. 140–149.

12. Колчунов В. И. Метод физических моделей сопротивления железобетона / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Ключева // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – №12. – С. 51–55.

13. Яковенко И.А. Реализация метода физических моделей сопротивления применительно к расчету реконструируемых зданий из железобетона / И. А. Яковенко // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2014. – №1. – С. 17–21.

14. Яковенко И.А. К образованию наклонных трещин в составных железобетонных конструкциях / И. А. Яковенко // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник. – К. : КНУБА, 2013. – Вип. 50. – С. 781– 792.

15. Яковенко І. А. Експериментальні дослідження міцності і тріщиностійкості у залізобетонних складених конструкціях / І. А. Яковенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2014. – Вип. 28. – С. 319–328.

16. Колчунов В. И. Основные результаты экспериментальных исследований трещиностойкости наклонных сечений в составных железобетонных конструкциях при деформационном воздействии / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Усенко, А. О. Приймак // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2014. – Вип. 28. – С. 219–228.

17. Ключева Н. В. К расчету ширины раскрытия наклонных трещин третьего типа в составных железобетонных конструкциях / Н. В. Ключева, И. А. Яковенко, Н. В. Усенко // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – №1. – С. 37–40.

18. Колчунов Вл. И. К построению расчетной модели ширины раскрытия наклонных трещин в составных железобетонных конструкциях / Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Ключева // Строительная механика и расчет сооружений. – 2014. – №1(252). – С. 13–17.

**19. Голышев А. Б. Теория и расчет железобетонных сборно-монолитных конструкций с учетом длительных процессов : монография / А. Б. Голышев, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко ; под ред. д-ра техн. наук А. Б. Голышева. – К. : «Талком», 2013. – 337 с.**

20. Горностаев И.С. Деформативность железобетонных составных конструкций с наклонными трещинами / И. С. Горностаев, Н. В. Ключева, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Строительная механика и расчет сооружений. – 2014. – № 5(256). – С. 60–66.

21. Ключева Н. В. Проблемные задачи развития гипотез механики разрушения применительно к расчету железобетонных конструкций / Н. В. Ключева, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2014. – №3(29). – С. 41–45.

22. Колчунов В. И. Методика расчета жесткости плосконапряженных железобетонных конструкций с привлечением программного комплекса «Лира-Pro» / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Т. В. Тугай // Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава : ПолтНТУ, 2014. – Вип. 3(42). – Т. 2. – С. 55–66.

23. Колчунов В. И. Методика экспериментальных исследований жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Т. В. Тугай // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник – К. : КНУБА, 2014. – Вип. 52. – С. 178–185.

24. Ключева Н. В. Методика расчета деформативности стержневых железобетонных составных конструкций с использованием программного комплекса «Мираж-2014» / Н. В. Ключева, И. С. Горностаев, Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – №10. – С. 21–26.

25. Ключева Н. В. Прочность железобетонных составных конструкций и новые критерии разрушения в зоне наклонных трещин / Н. В. Ключева, К. М. Чернов, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – №11. – С. 36–40.

26. Колчунов В. И. Расчет жесткости плосконапряженных стен с привлечением ПК «Лира-Про» по методике новых норм / В. И. Колчунов, Т. В. Тугай, И. А. Яковенко, Н. Г. Марьенков, // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник – К. : КНУБА, 2014. – Вип. 53. – С. 209–221.

27. Salnikov A., Kolchunov Vl., Yakovenko I. The computational model of spatial formation of cracks in reinforced concrete constructions in torsion with bending // Applied Mechanics and Materials. Vols. 725–726 (2015), pp 784–789.

28. Колчунов В. И. Анализ схем трещин в железобетонных конструкциях / Анализ схем трещин в железобетонных конструкциях сейсмостойких зданий и их учет по нормам Украины и Еврокода 8 / В.И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. Г. Марьенков // Будівельні конструкції. – 2015. – Вип. 82. – С. 540-549.

**29. Голышев А. Б. Сопротивление железобетонных конструкций, зданий и сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях: монография / А. Б. Голышев, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко. – К. : «Талком», 2015. – 371 с.**

30. Колчунов В. И. Сопротивление плосконапряженных стен перекоосу при наличии диагональной трещины с привлечением программного комплекса «Лира-Pro» / В. И. Колчунов, Н. Г. Марьенков, Т. В. Тугай, И. А. Яковенко // Зб. наук. праць (галузеve машинобудування, будівництво). – Полтава : ПолтНТУ, 2015. – Вип. 1(43). – Т. 1. – С. 178–190.

31. Колчунов Вл. И. Жесткость железобетонных составных конструкций при наличии различных трещин / Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Я. В. Лымарь // Строительство и реконструкция. – 2015. – №5 (61). – С. 17– 24.

32. Kolchunov V. I. The analytical core model formation of the nonlinear problem bond armature with concrete / V. I. Kolchunov, I. A. Yakovenko, E. A. Dmitrenko // Збірник наукових праць. Серія галузеve машинобудування, будівництво. – Полтава : ПолтНТУ, 2016. – Вып. 2(47). – С. 125–132.

33. Колчунов В. И. Аналитическая модель сцепления и нелинейная податливость арматурных связей при раскрытии дискретных трещин в железобетонных конструкциях / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. А. Дмитренко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2016. – Вип. 32. – С. 183 – 196.

34. Колчунов В. И. Конечно-элементные плоские модели нелинейной задачи сцепления арматуры с бетоном, их сравнение и анализ / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. А. Дмитренко // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. – Харків : УкрДУЗТ, 2016. – Вип. 165. – С. 240–259.

35. Колчунов В. И. Методика экспериментальных исследований сцепления арматуры с бетоном при выдергивании (сжатии) арматурного стержня из бетона (в бетон) с учетом ниспадающей ветви деформирования / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. А. Дмитренко // Ресурсоекономні матеріали,



конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2016. – Вип. 33. – С. 162 – 173.

36. Колчунов В. И. Основные результаты экспериментальных исследований сцепления арматуры с бетоном при выдергивании и вдавливания деформационным воздействием с учетом ниспадающей ветви деформирования / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. А. Дмитренко // Вісник Кременчуцького національного університету імені Михайла Остроградського. – 2016. – Вип. 5(100). – С. 115–124.

37. Колчунов В. И. Расчетная модель статико-динамического деформирования железобетонные изгибаемых конструкций в момент разрушения бетонной растянутой матрицы / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Вісник Кременчуцького національного університету імені Михайла Остроградського. – 2016. – Вип. 3(98). – Ч. 1. – С. 56–62.

38. Emelyanov, S., Nemchinov, Y., Kolchunov, V., & Yakovenko, I. (2016). Details of large-panel buildings seismic analysis. Enfoque UTE, 7(2), pp. 120 – 134.

39. Колчунов Вл. И. Об учете эффекта нарушения сплошности в железобетоне при проектировании реконструкции предприятий текстильной промышленности // Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Известия ВУЗов. Технология текстильной промышленности. – 2016. – №3 (363). – С. 258–263.

**40. Баширов Х. З. Железобетонные составные конструкции зданий и сооружений : монография / Х.З. Баширов, Вл. И. Колчунов, В.С. Федоров, И.А. Яковенко. – М. : Издательство АСВ, 2017. – 248 с.**

41. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН 2.6.В–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну / [Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін.]. – К. : Толока, 2017. – 485 с.

42. Iakovenko I., Kolchunov V., Lymar I. (2017). Rigidity of reinforced concrete structures in the presence of different cracks. MATEC Web of Conferences. 6<sup>th</sup> International Scientific Conference «Reliability and Durability of Railway

Transport Engineering Structures and Buildings». Transbud-2017. Kharkiv, Ukraine, April 19–21, 2017. Vol. 0216, 12 p.

43. Iakovenko I., Kolchunov V.I. (2017). The development of fracture mechanics hypotheses applicable to the calculation of reinforced concrete structures for the second group of limit states. Journal of Applied Engineering Science, vol. 15(2017)3, article 455, pp. 366–375, doi:10.5937/jaes15-14662

**– які підтверджують апробацію матеріалів дисертації:**

44. Колчунов В. И. Экспериментальные исследования ширины раскрытия трещин внецентренно сжатых железобетонных конструкций / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е.В. Шавыкина // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения : мат. межд. академ. чтений 9–10 апреля 2009г. – Курск, 2009. – С. 99–103.

45. К расчету прогибов обычных и составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций / Х.З. Баширов, И.А. Яковенко, И.С. Горностаев [и др.] // Железобетонные конструкции: исследования, проектирование, методика преподавания : межд. науч.-метод. конф., посвященной 100-летию со дня рождения В. Н. Байкова, 4–5 апреля 2012г. – М. : МГСУ, 2012. – С. 46–55.

46. Усенко Н. В. К определению деформаций растяжения бетона для расчета трещиностойкости железобетонных конструкций / Н. В. Усенко, И. А. Яковенко, В. И. Колчунов // Мат. XI Міжнародної наук.-техн. конференції «ABIA–2013» (м. Київ 21–23 травня 2013р.). – К. : НАУ, 2013. – Т. 4. – С. 25.76–25.78.

47. Колчунов В. И. Компьютерная реализация метода физических моделей сопротивления железобетона / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Ключева // Перспективы развития программных комплексов для расчета несущих систем зданий и сооружений : сб. научн. трудов Междун. научн. семинара 19–20 сентября 2013 г. – Курск, 2013. – С. 37–51.

48. Колчунов В.И. Использование метода физических моделей сопротивления применительно к расчету усиливаемых железобетонных конструкций при реконструкции зданий и сооружений аэропортов / В. И.

Колчунов, И. А. Яковенко, М.О. Гарба // Міське середовище – ХХІ сторіччя. Архітектура. Будівництво. Дизайн : тези доповідей І міжнар. наук.-практич. конгресу (10–14 лютого 2014 року). – К. : НАУ, 2014. – С. 153–154.

49. Aznakayeva D. E., Yakovenko I. A., Aznakayev E. G. "Passive acoustic graphene nanosensor modeling", Radar Methods and Systems Workshop (RMSW) IEEE, pp. 91-94, 2016.

50. Aznakayeva D. E., Yakovenko I. A., Aznakayev E. G. "Numerical calculation of passive acoustic graphene nanosensor parameters", Radar Methods and Systems Workshop (RMSW) IEEE, pp. 95-98, 2016.

51. Яковенко І. А. Розвиток гіпотез механіки руйнування стосовно розрахунку залізобетонних конструкцій / І.А. Яковенко // Мат. ХVІ міжн. наук.-практ. конф. молодих учених і студентів "Політ. Сучасні проблеми науки" 6–8 квітня 2016 р. / Проблеми розвитку сучасного аеропортів : зб. тез конференції. – К. : НАУ, 2016. – С. 38.

52. Колчунов В. И. Классификация дискретных трещин плосконапряженных железобетонных конструкций / В.И. Колчунов, И. А. Яковенко, Я. В. Лымарь // Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті : тези доповідей VI міжнародної науково-технічної конференції, 19–21 квітня 2017р. / Український державний університет залізничного транспорту. – Харків, 2017. – С. 129–131.

**– які додатково відображають наукові результати дисертації:**

53. Численный анализ экспериментальных исследований фрагмента железобетонного каркасного здания при сейсмическом воздействии / [Марьенков Н.Г., Недзведская О.Г., Колчунов В.И., Яковенко И.А. и др.] // Будівельні конструкції : будівництво в сейсмічних районах : зб. наук. праць.– К.: НДІБК, 2008. – Вип. 69. – С. 712–723.

54. Численный анализ экспериментальных исследований железобетонной рамы со стеновым заполнением при знакопеременных нагрузках / [Колчунов В.И., Шупик Т.В., Яковенко И.А. и др.] // Будівництво України.– К.: 2008. – Вип. 7. – С. 38–43.

55. Численный анализ экспериментальных исследований фрагмента монолитного бескаркасного здания при динамических воздействиях вибромашины / [Марьенков Н. Г., Бабик К. Н., Колчунов В. И. и др.] // Будівельні конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво). – К., ДП НДІБК, 2009. – Вип. 72. – С. 561–571.

56. Жилые и общественные здания : краткий справочник инженера-конструктора. Под. ред. Ю. А. Дыховичного и В. И. Колчунова /Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко / Раздел 14. Общие указания по проектированию усиления железобетонных конструкций. – М., Издательский дом АСВ, 2011. – Т. III. – С. 311–428.

57. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).

58. Пат. 70866 Україна, МПК (2012.01) E04G23/00. Спосіб збільшення висоти поверхів (поверху) існуючої будівлі / Колчунов В. І., Яковенко І. А. ; заявл. 19.12.11 ; опубл. 25.06.12, Бюл. № 12.

59. Пат. 70867 Україна, МПК (2012.01) E04G23/00. Спосіб реконструкції багатоповерхових будівель / Колчунов В. І., Яковенко І. А. ; заявл. 19.12.11 ; опубл. 25.06.12, Бюл. № 12.

60. Численный анализ экспериментальных исследований железобетонной рамы со стеновым заполнением при сейсмических нагрузках / [Марьенков Н. Г., Гончар В. В., Недзведская О.Г. и др.] // Будівельні конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво). – К., ДП НДІБК, 2012. – Вип. 76. – С. 529–539.

61. Особенности расчета сейсмостойкости крупнопанельных зданий / [С. Г. Емельянов, Ю. И. Немчинов, Н. Г. Марьенков, Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко] // Промышленное и гражданское стр-во. – 2013. – №12. – С. 64–70.

62. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12-2014. – [Чинний з 2014-10-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2014. – 110 с. – (Національний стандарт України).

## ЗМІСТ

|                                                                    |     |
|--------------------------------------------------------------------|-----|
| АНОТАЦІЯ.....                                                      | 2   |
| ЗМІСТ.....                                                         | 25  |
| ВСТУП.....                                                         | 29  |
| РОЗДІЛ 1. СТАН ПРОБЛЕМИ. РОЗРАХУНКОВІ ПРОПОЗИЦІЇ.                  |     |
| АНАЛІЗ НАКОПИЧЕНОГО ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО                             |     |
| МАТЕРІАЛУ.....                                                     | 39  |
| 1.1. Огляд-аналіз існуючих розрахункових моделей залізобетону..... | 40  |
| 1.2. Огляд існуючих розрахункових моделей залізобетонних           |     |
| складених конструкцій.....                                         | 55  |
| 1.3. Аналіз існуючого дослідів та результатів експериментальних    |     |
| досліджень залізобетонних звичайних та складених конструкцій.....  | 63  |
| 1.4. Висновки та постановка завдань досліджень.....                | 78  |
| РОЗДІЛ 2. АНАЛІЗ СУЧАСНОГО РІВНЯ РОЗВИТКУ МЕХАНІКИ                 |     |
| РУЙНУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОНУ ТА МОЖЛИВОСТІ                              |     |
| ЙОГО ВДОСКОНАЛЕННЯ І ВИКОРИСТАННЯ                                  |     |
| У ПОБУДОВІ МОДЕЛЕЙ ДЕФОРМУВАННЯ                                    |     |
| ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ.....                            | 81  |
| 2.1. Огляд моделей механіки руйнування .....                       | 81  |
| 2.2. Критичний аналіз спроб побудови розрахункового апарату        |     |
| залізобетону на засадах механіки руйнування.....                   | 92  |
| 2.3. Робочі передумови розвитку механіки руйнування                |     |
| залізобетону стосовно залізобетонних складених                     |     |
| конструкцій.....                                                   | 100 |
| 2.4. Висновки за розділом 2.....                                   | 110 |
| РОЗДІЛ 3. АНАЛІЗ ОСНОВНИХ НАПРЯМІВ РОЗВИТКУ                        |     |
| ТЕОРІЇ ЗАЛІЗОБЕТОНУ І ПОБУДОВА РОБОЧИХ ГІПОТЕЗ                     |     |
| НА СУЧАСНОМУ РІВНІ ЇЇ ЕВОЛЮЦІЇ .....                               | 113 |

|                                                                                                                                                                                |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 3.1. Аналіз сучасного стану розвитку теорії залізобетону та її еволюції.....                                                                                                   | 113 |
| 3.2. Нові ефекти опору залізобетону і модернізація існуючих гіпотез з побудовою класифікації дискретних тріщин.....                                                            | 122 |
| 3.2.1. Ефект порушення суцільності у залізобетоні .....                                                                                                                        | 122 |
| 3.2.2. Гіпотеза плоских перерізів із урахуванням зосередженого зсуву між бетонами та на поверхні контакту арматури з бетоном.....                                              | 128 |
| 3.2.3. Гіпотеза зосередженого зсуву у шві між бетонами.....                                                                                                                    | 138 |
| 3.3. Класифікація дискретних тріщин у залізобетонних конструкціях .....                                                                                                        | 146 |
| 3.4. Висновки за розділом 3.....                                                                                                                                               | 157 |
| РОЗДІЛ 4. РОЗРОБКА ТРАНСФОРМАЦІЙНОГО ЕЛЕМЕНТА, ЩО ПОВ'ЯЗУЄ ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ І ЗАЛЕЖНОСТІ МЕХАНІКИ РУЙНУВАННЯ ІЗ ЗАЛЕЖНОСТЯМИ ТЕОРІЇ ЗАЛІЗОБЕТОНУ .....                        |     |
| 4.1. Адаптація функціоналу механіки руйнування, стосовно до залізобетону.....                                                                                                  | 160 |
| 4.2. Розробка нових двоконсольних елементів для залізобетонних конструкцій, які виконують роль трансформаційного елемента між механікою руйнування і теорією залізобетону..... | 178 |
| 4.3. Висновки за розділом 4.....                                                                                                                                               | 193 |
| РОЗДІЛ 5. ПОБУДОВА МОДЕЛЕЙ ДЕФОРМУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОНУ НА ЗАСАДАХ МЕХАНІКИ РУЙНУВАННЯ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ.....                                                    |     |
| 5.1. Модель утворення тріщин різних рівнів і типів .....                                                                                                                       | 195 |
| 5.2. Моделі відстані та опору розтягнутого бетону між тріщинами.....                                                                                                           | 206 |
| 5.3. Модель ширини розкриття тріщин різних типів і рівнів.....                                                                                                                 | 217 |
| 5.4. Нові підходи до визначення жорсткості                                                                                                                                     |     |

|                                                                     |     |
|---------------------------------------------------------------------|-----|
| залізобетонних конструкцій (у тому числі складених).....            | 225 |
| 5.5. Висновки за розділом 5.....                                    | 238 |
| РОЗДІЛ 6. РОЗРОБКА МЕТОДИКИ ТА ПРОВЕДЕННЯ                           |     |
| ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ДЛЯ ПЕРЕВІРКИ                          |     |
| ЗАПРОПОНОВАНИХ ДЕФОРМАЦІЙНИХ МОДЕЛЕЙ                                |     |
| ОПОРУ ЗАЛІЗОБЕТОНУ.....                                             | 241 |
| 6.1. Мета і завдання проведення експериментальних досліджень.....   | 241 |
| 6.2. Конструкції дослідних зразків .....                            | 243 |
| 6.3. Методика проведення експериментальних досліджень.....          | 250 |
| 6.4. Експериментальна перевірка нових ефектів деформування          |     |
| залізобетону.....                                                   | 259 |
| 6.5. Експериментальні дослідження системи «залізобетонна            |     |
| конструкція – деформована основа».....                              | 266 |
| 6.6. Аналіз експериментальних досліджень для перевірки              |     |
| запропонованих моделей деформування.....                            | 269 |
| 6.7. Висновки за розділом 6 .....                                   | 279 |
| РОЗДІЛ 7. ЧИСЕЛЬНИЙ АНАЛІЗ І ПОРІВНЯЛЬНА ОЦІНКА                     |     |
| РОЗРОБЛЕНИХ МОДЕЛЕЙ ДЕФОРМУВАННЯ З                                  |     |
| ІСНУЮЧИМИ МЕТОДАМИ РОЗРАХУНКУ ТА                                    |     |
| НОРМАТИВНИМИ ДОКУМЕНТАМИ .....                                      | 282 |
| 7.1. Розрахункові алгоритми утворення, тріщин , відстаней між ними, |     |
| оцінки опору розтягнутого бетону та ширини розкриття тріщин ....    | 282 |
| 7.2. Чисельний аналіз параметрів запропонованих моделей             |     |
| деформування залізобетону .....                                     | 292 |
| 7.3. Порівняльний аналіз теоретичних і дослідних значень            |     |
| параметрів тріщиноутворення залізобетонних конструкцій              |     |
| (у тому числі складених).....                                       | 298 |
| 7.4. Порівняльний аналіз теоретичних і дослідних значень            |     |
| параметрів опору розтягнутого бетону між тріщинами                  |     |
| залізобетонних конструкцій (у тому числі складених) .....           | 311 |

|                                                                                                                                                                  |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 7.5. Реалізація запропонованої методики розрахунку жорсткості<br>на прикладі опору плосконапружених стін із залученням<br>програмного комплексу «Ліра-САПР»..... | 320 |
| 7.6. Ефективність розрахункової методики залізобетонних<br>конструкцій (у тому числі складених) за граничними станами<br>другої групи.....                       | 323 |
| 7.7. Впровадження запропонованих розрахункових моделей<br>деформування залізобетону у практику проектування.....                                                 | 328 |
| 7.8. Висновки за розділом 7.....                                                                                                                                 | 341 |
| ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....                                                                                                                                           | 348 |
| СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ.....                                                                                                                              | 352 |
| ДОДАТОК А. Довідки про впровадження .....                                                                                                                        | 397 |
| ДОДАТОК Б. Список публікацій за темою дисертації та відомості про<br>апробацію результатів дисертації .....                                                      | 401 |



## ВСТУП

**Актуальність теми.** В останні роки вдосконалення розрахункового апарату залізобетонних конструкцій (ЗБК) пов'язано з будівництвом і реконструкцією нових, все більш виразних і неординарних будівель та споруд.

Характерною особливістю несучих залізобетонних конструкцій є наявність тріщин при його опорі силовим і деформаційним впливам.

Залучення більш тонкого розрахункового апарату, пов'язаного з механікою руйнування (МР), яка вже давно увійшла у різні галузі техніки, літакобудування, суднобудування і т.п. при дослідженні різних процесів деформування і пошкодження модельного середовища, має помітні переваги. За допомогою інструментарію МР з'являється можливість більш детального та точного вивчення напружено-деформованого стану (НДС) у зонах, прилеглих до тріщин. На жаль, спроби застосування основних положень МР для розрахунку залізобетонних конструкцій ще не знайшли належного відображення у теорії залізобетону. Стосовно до такого диференціального параметру як ширина розкриття тріщин – відмінності між дослідними і теоретичними значеннями можуть досягати більше 200%. До теперішнього часу практично відсутні розробки, що встановлюють залежність традиційних параметрів залізобетону  $\psi_s$ ,  $s_r$ ,  $w_k$  з новими елементами МР. При цьому слід зазначити, що складності, які виникають тут, є основною причиною (поряд з уявною необхідністю використання комплексних чисел), за якою детально розроблений інструментарій МР ще не знайшов належного застосування у теорії залізобетону.

Суперечливою є думка про роботу розтягнутого бетону між тріщинами і над тріщиною. Багато пов'язаних із цим явищем ефектів потребують з'ясування їхньої фізичної суті. Виникає нагальна потреба у приведенні до відповідності дослідних даних, отриманих за допомогою мікроскопу, а в останні роки, у зв'язку з бурхливим розвитком науково-технічного прогресу, – цифрових відеокамер, які забезпечують фотографування розвитку і розкриття тріщин у

частках мілісекунди з точністю до 0,001 мм, та їхніх теоретичних значень, обчислених за теорією існуючого розрахункового апарату залізобетону. Тут доречно привести аналогію з тим, як нібито годинниковий механізм розпочали б регулювати за допомогою звичайного молотка та викрутки.

Детального аналізу та опрацювання потребують питання, пов'язані з розробкою трансформаційного елемента між залежностями теорії залізобетону і механіки руйнування.

Практично відсутня класифікація різних тріщин, які відображають все їх різноманіття при деформаційних впливах у стрижневих та плосконапружених ЗБК, не розроблено математичну модель для визначення координат і проєкцій різних похилих тріщин, екстремальних значень узагальненого навантаження утворення різних тріщин і ширини їхнього розкриття як екстремумів функції багатьох змінних, яке призводить до суттєвого змінення жорсткості, викликаного тріщиноутворенням, що є вельми необхідним при проектуванні та розрахунках конструкцій, будівель та споруд із залізобетону.

Все це не дозволяє уникнути безперервного трудомісткого експериментування і є серйозною перешкодою для підвищення надійності та достовірності розрахунків відповідальних несучих конструкцій, у тому числі і орієнтованих на використання сучасних обчислювальних комплексів.

Звідси випливає нагальна **проблема** тріщиностійкості та жорсткості залізобетону, яка пов'язана з визначенням дійсної ширини розкриття та розвитку різних типів і рівнів тріщин на засадах тонкого інструментарію механіки руйнування, та суттєвим змінням жорсткості, викликаним тріщиноутворенням, що є вельми необхідними при ефективному проектуванні та розрахунках конструкцій, будівель та споруд із залізобетону.

**Зв'язок з науковими програмами, темами.** Тема дисертації і отримані результати відповідають актуальним напрямкам науково-технічної політики України відповідно до Постанови Кабінету Міністрів України №409 від 05.05.1997 р «Про забезпечення надійності і безпечної експлуатації будівель споруд і мереж», від 23.05.2011 №547 «Про затвердження Порядку

застосування будівельних норм, розроблених на основі національних технологічних традицій, та будівельних норм, гармонізованих з нормативними документами Європейського Союзу».

Дисертаційна робота виконана на кафедрі комп'ютерних технологій будівництва Національного авіаційного університету у рамках наукових досліджень кафедри за держбюджетною темою № 6/10.01.02 «Новітні технології проектування залізобетонних конструкцій, що зводяться та експлуатуються в складних інженерно-геологічних умовах», № 6/10.01.02 «Комп'ютерне моделювання процесів життєвого циклу об'єктів цивільного та транспортного будівництва» та № 36/10.01.02 «Побудова теорії опору складених залізобетонних конструкцій на основі механіки руйнування залізобетону та її комп'ютерне моделювання».

**Мета роботи:** розвиток теорії тріщиностійкості, жорсткості стрижневих і плосконапружених залізобетонних конструкцій та побудова їх моделей деформування шляхом розробки трансформаційних двоконсольних елементів залізобетону, на основі синтезу гіпотез механіки твердого деформівного тіла та тонкого інструментарію механіки руйнування, які найбільш повно відображають реальний процес утворення, розвитку та розкриття тріщин при силових і деформаційних впливах та надають можливість ефективного проектування будівель та споруд із залізобетону.

Поставленій меті відповідають **завдання досліджень**, які приведені у висновках першого розділу дисертації.

**Об'єкт дослідження** – опір залізобетонних конструкцій промислових і цивільних будівель та споруд.

**Предмет дослідження** – тріщиностійкість та жорсткість залізобетонних конструкцій на засадах механіки руйнування.

**Методологія і методи досліджень.** Експериментально-теоретичний метод; методи механіки твердого деформівного тіла, теорії складених стрижнів, механіки руйнування та теорії залізобетону.

**Наукову новизну роботи складають:**

1. Вивчені нові ефекти опору залізобетону та модернізовані робочі розрахункові гіпотези, а саме:

- ефект порушення суцільності;
- сформульована нова гіпотеза зосередженого зсуву у шві між бетонами, яка дозволила знизити на порядок диференційні рівняння складених стрижнів А.Р. Ржаніцина.

- гіпотеза плоских перерізів із урахуванням зосередженого зсуву у місці контакту бетону з арматурою.

2. Запропоновано нову класифікацію дискретних тріщин у стрижневих і плосконапружених ЗБК, яка включає геометричну, силову і міжсередовищну концентрацію НДС, а також систему дискретних суміжних тріщин, яка накладається на вже відому схему регулярних тріщин (запропоновану свого часу М.І. Карпенком); при цьому проекції дискретних суміжних тріщин відшукуються з умови екстремуму функції багатьох змінних із використанням множників Лагранжа.

3. Запропоновані нові розрахункові схеми другого рівня для визначення утворення тріщин, ширини їхнього розкриття і багаторівневих відстаней між тріщинами.

4. Отримав подальшого розвитку функціонал механіки руйнування стосовно до залізобетонних конструкцій, у тому числі складеним та плосконапруженим.

5. Вперше створено серію нових двоконсольних елементів (ДКЕ) при наявності різних тріщин у залізобетонних конструкціях, у тому числі складених і плосконапружених для різних видів опору: центральний розтяг (стиск); згин; позацентровий стиск; за наявністю багатоярусної арматури; з вільною орієнтацією арматурних стрижнів; у зоні похилих тріщин та універсальний ДКЕ, стосовно до складного опору, яка виконує роль трансформаційних елементів між адаптованими, стосовно до залізобетону, залежностями МР і

залежностями теорії залізобетону, що дозволяють розробити нові моделі тріщиностійкості і жорсткості залізобетону.

6. Запропоновані нові розрахункові моделі залізобетонних конструкцій для визначення утворення тріщин, опору розтягнутого бетону між тріщинами у ЗБК (у тому числі складених), відстані між тріщинами і ширини розкриття тріщин, які базуються на більш тонкому інструментарії та основних положеннях МР, адаптованих стосовно до залізобетону для граничних станів другої групи із приведенням у відповідність розрахункових і експериментальних параметрів, які визначаються в тому числі за допомогою мікроскопа.

7. Запропонована методика визначення жорсткості залізобетонних конструкцій на різних ділянках довільно орієнтованих (у тому числі, які перетинаються) дискретних тріщин відповідно до запропонованої класифікації, яка базується як на використанні одиничних «смужок», для виконання аналітичного розрахунку, так і на підключенні до розрахунку ПК «Ліра -САПР». У першому варіанті розглядається уявна тріщина і пари плоских скінченних елементів (СЕ), що прилягають до неї (без «розшивання» та з їх «розшиванням»), а в другому варіанті – «розшивання» плоских СЕ здійснюється відразу за всією траєкторією реальної тріщини; при цьому в обох варіантах арматурні стрижні не «розшиваються».

8. Розроблено методику та проведені власні експериментальні дослідження (а також проаналізовано накопичений «банк» дослідів інших авторів) про характер і ефекти деформування, утворення, розвитку і розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях, у тому числі складених на основі досліджень плоского НДС бетону, повздовжньої і поперечної арматури при різних схемах навантаження, характері армування, класах бетону, рівнях попереднього напруження, які надають можливість виконати перевірку і підтвердити ефективність запропонованих розрахункових моделей.

**Практична значимість отриманих результатів** полягає в тому, що запропоновані моделі деформування залізобетону на засадах МР за рахунок

найбільш повного врахування параметрів і особливостей деформування арматури і бетону дозволяють отримати більш достовірні рішення і виявити резерви для ефективного використання матеріалів.

**Достовірність отриманих результатів** забезпечується рішенням поставленої проблеми з використанням:

- побудованих моделей тріщиностійкості і жорсткості залізобетону на основі закономірностей механіки твердого деформівного тіла, теорії складених стрижнів, теорії залізобетону і реальних умов деформування, отриманих на основі експериментальних досліджень;

- виконаним порівняльним аналізом, який підтверджує ефективність запропонованих моделей деформування і впровадженням у нормативні документи та практику проектування.

- апробацією результатів роботи на міжнародних, всеукраїнських науково-технічних конференціях, симпозіумах, конгресах.

**Апробація результатів дисертації.** Основні положення дисертації доповідалися на міжнародних науково-технічних конференціях: «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» (м. Полтава, ПолНТУ ім. Ю. Кондратюка, 18–20 жовтня 2017 г.); VI-й Міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті» (м. Харків, 19–21 квітня 2017 року); XII Міжнародній науково-технічній конференції «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація» (м. Полтава, ПолНТУ ім. Ю. Кондратюка, 17–21 жовтня 2016 р.); II Міжнародній науково-практичній виставці-конференції молодих вчених і студентів „Інновації у будівництві” (м. Луцьк, 20-22 жовтня 2016 р.); The Seventh World Congress “Aviation in the XXI-st Century”. Safety in Aviation And Space Technologies / Symposium 10. Problems of development of the modern airport. (Kyiv, National Aviation University, September 19-21, 2016); XVI і XII Міжнародній науково-практичній конференції молодих вчених і студентів "Політ. Сучасні проблеми науки" (м. Київ, НАУ, 6–8 квітня 2016 р., 4–5 квітня 2012 р.); X ювілейній Всеукраїнській науково-

технічній конференції “Будівництво у сейсмічних районах України” (м. Одеса, 14–18 вересня 2015р.); Міжнародному конгресі «Архітектура. Будівництво. Дизайн » (м. Київ, НАУ, 14–16 лютого 2014р.); 42-й Міжнародній науково-практичній конференції «Тиждень науки в Інженерно-будівельному інституті Санкт-Петербурзького державного політехнічного університету - Цивільне будівництво» (м. Санкт-Петербург, СПбГПУ, 3–4 грудня 2014 р.); I Міжнародному науково-практичному конгресі «Міське середовище – XXI сторіччя: Архітектура. Будівництво. Дизайн» (м. Київ, НАУ, 10–14 лютого 2014 р.); Міжнародній науково-практичній конференції «Сучасні проблеми в будівництві» (м. Полтава, ПолНТУ ім. Ю. Кондратюка, 12–15 листопада 2013 р.); Міжнародному науковому семінарі «Перспективи розвитку програмних комплексів для розрахунку несучих систем будівель і споруд» (м. Курск, ЮЗГУ, 19–20 вересня 2013 р.); XI Міжнародній науково-технічній конференції «ABIA–2013» (м. Київ, НАУ, 21–23 мая 2013 р.); VII Всеукраїнської науково-технічної конференції “Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону” (м. Рівне, 27–31 травня 2013р.); Міжнародній науково-методичній конференції, присвяченій 100-річчю від дня народження В. М. Байкова «Залізобетонні конструкції: дослідження, проектування, методика викладання» (м. Москва, МДБУ, 4–5 квітня 2012 р.); III Міжнародна науково-практична конференція «Архітектура та екологія. Проблеми міського середовища» (м. Київ, НАУ, 15–16 листопада 2011 р.); VI Всеукраїнській науково-технічній конференції «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» (м. Одеса, 24–27 травня 2011 р.); Міжнародній науковій конференції «Механіка руйнування бетону, залізобетону та інших будівельних матеріалів» (м. Санкт-Петербург, СПбДАБА, 1–3 жовтня 2009р.); Міжнародних академічних читаннях «Безпека будівельного фонду Росії. Проблеми і рішення» (м. Курск, РААСН, ЮЗГУ, 9–10 квітня 2009 р.).

Дисертація в цілому розглядалася на розширеному міжкафедральному спеціалізованому науковому семінарі Інституту будівництва та інженерії довкілля Національного університету «Львівська політехніка» (м. Львів, 27 листопада 2017 року); розширеному науковому семінарі відділу надійності

конструкцій будівель і споруд ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (м Київ, 3 листопада 2017 року); розширеному засіданні науково-технічного семінару кафедри «Залізобетонних і кам'яних конструкцій» Придніпровської державної академії будівництва та архітектури (м Дніпро, 2 листопада 2017 року); засіданні міжкафедрального спеціалізованого наукового семінару «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» Одеської державної академії будівництва та архітектури (м Одеса, 27 жовтня 2017 року); розширеному семінарі кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка (м. Полтава, 11 вересня 2017 року); семінарі кафедри комп'ютерних технологій будівництва Навчально-наукового інституту Аеропортів Національного авіаційного університету (м. Київ, 30 травня 2017 року).

**Впровадження результатів роботи.** Результати дисертаційної роботи використані:

- при розробці Державних будівельних норм ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України», ДСТУ Б.В.2.6-156: 2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування»;

- при проектуванні залізобетонних конструкцій за тріщиностійкістю та деформативністю (жорсткістю) у проекті «Нове будівництво фізкультурно-оздоровчого центру на просп. Перемоги, 7-а у м. Луцьку», що призвело до зниження кількості робочої арматури на 3–7% на 1 м<sup>3</sup> залізобетону;

- при проектуванні і розрахунку залізобетонних конструкцій будівлі головного корпусу Центру для тимчасового утримання нелегальних мігрантів, який знаходиться в межах Прибужанської сільської ради Вознесенського району Миколаївської області, дозволило знизити кількість робочої арматурної сталі від 3 до 6% на 1 м<sup>3</sup> залізобетону у порівнянні з нормативною методикою, а також знизити витрати, пов'язані з антикорозійним захистом залізобетону;

- впроваджені в навчальний процес Національного авіаційного університету при вивченні дисциплін «Будівельні конструкції», «Залізобетонні



і кам'яні конструкції», «Реконструкція будівель і споруд аеропортів» та ін., а також при виконанні дипломних проектів та магістерських робіт за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія».

**Особистий внесок здобувача.** Дисертація являє собою самостійну наукову роботу автора і містить отримані результати теоретичних і експериментальних досліджень, які дозволили вирішити проблему тріщиностійкості та жорсткості залізобетону, що пов'язана з визначенням дійсної ширини розкриття та розвитку різних типів і рівнів тріщин на засадах тонкого інструментарію МР, та суттєвим змінням жорсткості, викликаним тріщиноутворенням, що є вельми необхідними при ефективному проектуванні та розрахунках конструкцій, будівель та споруд із залізобетону.

В опублікованих у співавторстві роботах особистий внесок здобувача зводиться до наступного: у роботах [62, 116, 138, 141, 321, 346] – розробка двоконсольних елементів механіки руйнування, стосовно до залізобетонних конструкцій; [26, 63, 62, 137, 138, 144, 146, 274, 313] – отримання нових ефектів опору залізобетону; [134, 135, 148, 310, 312] – розробка методики проведення експериментальних досліджень ЗБК (у тому числі складених); [26, 62, 117, 139, 140, 148, 310] – отримання результатів проведених експериментальних досліджень залізобетонних конструкцій; [26, 28, 114, 127, 345] – розробка розрахункової моделі ширини розкриття тріщин; [94, 120, 125, 128, 276, 311, 345, 363] – розробка розрахункових моделей і схем утворення тріщин у ЗБК (у тому числі складених); [26, 62, 94, 146, 274, 313] – розробка розрахункової моделі опору розтягнутого бетону між тріщинами; [64, 115, 123, 143, 338, 345] – розробка методики розрахунку жорсткості залізобетонних конструкцій; [122, 131] – моделювання зчеплення арматури з бетоном; [95, 129, 147, 205, 293–296, 315] – проведення чисельних досліджень запропонованого розрахункового апарату і виконання порівняльного аналізу [26, 36, 50, 91, 124, 129, 132, 211, 212, 205, 320, 327] – застосування запропонованих моделей деформування ЗБК у практиці проектування, реконструкції будівель і споруд та у навчальному процесі.

У дисертації не використовувалися матеріали кандидатської дисертації.

**Публікації.** Основні положення дисертаційної роботи опубліковані у 60 наукових працях, у тому числі в 3 монографіях у співавторстві, 24 наукових статтях у фахових професійних виданнях, внесених до переліку ДАК України, 18 наукових статтях в іноземних спеціалізованих фахових виданнях (із них 14 наукових робіт, що входять до наукометричних баз даних, у тому числі 5 Scopus та 2 у Web of Science), 9 наукових працях за матеріалами міжнародних науково-практичних конференцій, 1 практичного посібника із розрахунку ЗБК, 2 нормативних документах України і 2 патентах України на корисну модель.

**Структура та обсяг роботи.** Дисертація складається з анотації, вступу, 7 розділів, загальних висновків, списку використаних джерел із 376 найменувань, 2 додатків. Повний обсяг роботи становить 409 сторінок, у тому числі 304 сторінок основного тексту, який ілюструється 106 рисунками, містить 13 таблиць, 47 повних сторінок з рисунками і таблицями, 45 сторінок списку використаних джерел та 13 сторінок додатків.

## **РОЗДІЛ 1.**

### **СТАН ПРОБЛЕМИ. РОЗРАХУНКОВІ ПРОПОЗИЦІЇ.**

### **АНАЛІЗ НАКОПИЧЕНОГО ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО МАТЕРІАЛУ**

В останні роки при активному використанні автоматизованих розрахунків [15, 23, 24, 65, 66, 214, 301 та ін.] розроблені і набули великого поширення деформаційні розрахункові моделі перерізів ЗБК (головним інструментом яких є діаграми стану бетону та арматури) [11, 20–22, 179, 180, 206, 207, 303] із застосуванням різних аналітичних залежностей, яка є основною сучасних вітчизняних [35, 36] та Європейських норм [335, 337], норм США і Великобританії [324, 321].

О.Б. Голишевим [60–63] запропонована модель квазіоднорідного суцільного тіла (модель реалізується введенням деякого усередненого розрахункового перерізу на ділянці блоку між тріщинами з лінійним законом розподілу середніх деформацій за його висотою), згідно з якою бетон до і після утворення тріщин розглядається з єдиних фізичних позицій як суцільне тіло, що дозволяє усунути розривність функції жорсткості при утворення тріщин.

В.М. Бондаренко [42–46] вводить поняття узагальненої характеристики деформативності залізобетонного стрижня в перерізі, тобто інтегрального модуля деформації. Цей підхід дозволяє звести складну фізично нелінійну задачу до розрахунку стрижня змінної за довжиною жорсткості за допомогою звичайних методів будівельної механіки.

Що ж стосується складених залізобетонних конструкцій (СЗБК), то вони характеризуються загальним опором двох або декількох бетонів з різними властивостями міцності і деформативності. Цим визначається ряд специфічних параметрів розрахунку і конструювання конструкцій даного класу, що приводить до перерозподілу внутрішніх зусиль між «старим» і «новим» бетонами. Звідси впливає необхідність розвитку методів розрахунку такого класу конструкцій на основі розрахункової моделі складених стрижнів [232].

Теоретичні та експериментальні дослідження, присвячені вирішенню такого завдання, на сьогоднішній день проведені у незначній кількості [26–32, 95, 96, 117, 123, 125, 127, 133, 136, 139, 142, 146, 175, 251, 283, 299, 306, 310, 333, 339, 343 та ін. ]. Що ж стосується питань вивчення тріщиностійкості і жорсткості СЗБК у зонах нормальних і похилих тріщин, то вони практично залишилися невивченими. У той же час складені залізобетонні конструкції займають значну частину в загальному обсязі ЗБК.

Це конструкції перекриттів, конструкції спеціальних підземних споруд, опори мостів, конструкції атомних і гідроелектростанцій, колони промислових будівель із навантаженнями кранів, стійки і ригеля каркасів багатоповерхових будівель. Крім того, за характером роботи і методами розрахунку до подібних конструкцій можна віднести багатошарові стінові панелі безкаркасних будівель.

При розрахунку великої групи ЗБК як за граничними станами як першої, так і другої груп, необхідно вміти визначати їхні переміщення і деформації на всіх стадіях роботи, аж до самого руйнування. Для посиленних конструкцій вирішення цього завдання ускладнюється тим, що відмінність у деформативних властивостях «старого» і «нового» бетонів істотно впливає на напружено–деформований стан (НДС) даних конструкцій. Причому цей вплив значно посилюється в разі прояву фізичної нелінійності бетонів.

На сьогоднішній день відсутні фактичні дані про взаємні зсуви «старого» і «нового» бетонів у зонах, прилеглих до шва; не досліджене це питання у тих випадках, коли шов розташований у стиснутій або розтягнутій зонах перерізу; не виявлений НДС у зонах бетону, прилеглих до шва; не вивчені ефекти, які виникають при цьому, пов'язані з порушенням суцільності залізобетону.

### **1.1. Огляд-аналіз існуючих розрахункових моделей залізобетону**

#### ***Основні підходи за розрахунковими моделями опору залізобетону***

Як уже зазначалося, одним із найважливіших питань, що визначають тріщиностійкість ЗБК, є врахування властивостей залізобетону.

Залізобетон як конструкційний матеріал відрізняється низкою характерних особливостей, які залежать від виду НДС і створюють певні труднощі при розробці механіко–математичних моделей і алгоритмів для їхньої реалізації. Неоднорідність, анізотропія, істотна нелінійність, яка полягає у відсутності пропорційного зв'язку між напруженнями і деформаціями, утворення тріщин та інші специфічні властивості залізобетону проявляються вже на ранніх стадіях деформування. З ростом рівня навантаження зменшується інтегральна жорсткість перерізів, збільшуються переміщення і відбувається перерозподіл внутрішніх зусиль між ділянками конструкції при структурних змінах матеріалів. Вперше якісна сторона цих явищ була докладно розглянута О.Я. Бергом у роботі [34], а потім отримала свій розвиток в монографіях М.І. Карпенка [101] и М.М. Холмянського [288], де показана залежність цих явищ не тільки від наявності тріщин, а й від їхньої орієнтації щодо напрямків армування, взаємного розташування, характеру розвитку за висотою, схеми армування та від інших факторів.

Одним із досить численних в останні роки досліджень [1, 8, 11, 20–22, 58, 83–86, 100–102, 179, 180, 206, 207, 290, 303] є дослідження пов'язаних із розробкою та вдосконаленням деформаційних розрахункових моделей перерізів, головним інструментом яких є діаграми стану бетону та арматури, які визначають роботу матеріалів як в області пружного, так і непружного деформування аж до їхнього руйнування.

Засновником макроструктурних деформаційних моделей є В.І. Мурашов [193]. Його модель дає можливість інтегрально усереднити значення деформацій бетону і арматури на деякій характерній ділянці балки за допомогою коефіцієнта  $\psi_s$ , який обчислюється за емпіричними формулами і враховує такі фактори, як роботу розтягнутого бетону між тріщинами, перерозподіл напружень між бетоном і арматурою, нерівномірність напружень у бетоні і змінність висоти стиснутої зони ЗБ перерізу. Можна відзначити, що саме ця модель отримала найбільш широке поширення в дослідженнях та практиці проектування ЗБК. Вона з невеликими змінами і доповненнями включена в свій час у норми [37].

Розвиток цієї моделі й узагальнення поняття про коефіцієнт  $\psi_s$  у різний час було запропоновано в роботах Г.К. Біджосяна [146, 309, 312 та ін.], В.М. Байкова [19], В.М. Бондаренка [42–45], О.Б. Голишева [60, 61], В.Я. Бачинського [20, 179], Ю.П. Гушті [70], Л.Л. Лемиша [70], О.С. Залесова [83–86], Є.А. Чистякова [83–85], І.Ю. Ларичевої, О.Ф. Ільїна, М.І. Карпенка [101], Р.Л. Маїляна, В.М. Мітасова, В.П. Чайки [290] та багатьма іншими.

Значний внесок у вдосконалення моделі В.І. Мурашова стосовно до розрахунку прогинів балок і плит вніс Я.М. Немирівський [198]. При визначенні коефіцієнта  $\psi_s$ , ним запропоновано замість умовного розрахункового значення  $\psi_s$  приймати дійсну деформацію арматури. Цю заміну автор пояснив урахуванням роботи розтягнутого бетону над тріщиною. Я.М. Немирівський на основі аналізу дослідних даних виявив принципову схему зміни коефіцієнта  $\psi_s$  у залізобетонних стрижневих елементах при різних впливах.

У монографії В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко [42] на основі аналізу цілого ряду досліджень запропоновано узагальнене вираження для визначення коефіцієнта  $\psi_s$ , який з метою методичної єдності розрахунків використовується на всьому можливому діапазоні зміни згинальних моментів, у тому числі і до утворення тріщин. У цій роботі [42] розвивається в цілому загальна теорія розрахунку ЗБК з урахуванням спільного впливу різних факторів. Автори вводять поняття узагальненої характеристики деформативності залізобетонного стрижня в перерізі, тобто інтегрального модуля деформації. Цей підхід дозволяє звести складну фізично нелінійну задачу до розрахунку стрижня змінної за довжиною жорсткістю за допомогою звичайних методів будівельної механіки. Інтегральний модуль деформації визначається з урахуванням рівня, режиму і тривалості завантаження, міцності і деформаційних характеристик бетону та арматури, а також форми поперечного перерізу елемента. Для досягнення необхідної точності розрахунку використовується мінімізація середньоквадратичного відхилення значень нелінійних характеристик деформування матеріалу за висотою перерізу.

Значний інтерес із точки зору практичного використання являє модель квазіоднорідного суцільного тіла, запропонована О.Б. Голишевим та В.Я. Бачинським [179], згідно з якою бетон до і після утворення тріщин розглядається з єдиних фізичних позицій як суцільне тіло, що дозволяє усунути розривність функції жорсткості при утворенні тріщин. Модель реалізується введенням деякого усередненого розрахункового перерізу на ділянці блоку між тріщинами з лінійним законом розподілу деформацій за його висотою. При цьому розвиток тріщин, порушення спільності роботи арматури і бетону моделюється зменшенням напружень у бетоні розтягнутої зони за допомогою коефіцієнта  $\psi_R$ . Функціональний зв'язок між  $\psi_R$  і співставленням зусилля тріщиноутворення до його поточного значення може бути отримано у результаті аналізу НДС блоку в цілому. Аналогічний підхід використовується також у роботах [20 та ін.].

Серед величезного числа інших робіт цього ж напрямку слід виділити ті, які пов'язані із застосуванням різних аналітичних залежностей для опису діаграм деформування бетону при стиску і розтягуванні, а також з методикою отримання характерних точок і основних параметрів нелінійності відповідних кривих. Історично склалося так, що відсутність достатньої кількості експериментальних даних про характер залежності “ $\sigma-\epsilon$ ” для різних видів бетонів і режимів навантаження призвело до використання закону деформування бетону у тому чи іншому ідеалізованому вигляді [20, 179, 180, 215, 290, 303]. Для використання в розрахунках діаграм із нисхідною гілкою застосовуються залежності у вигляді статичних поліномів різного ступеня, врахування нелінійної роботи бетону здійснювалося у розрахункових моделях Є.М. Баби́ча [11], А.М. Бамбури [20–22, 203], В.Я. Бачинського, А. Є. Жданова [20], Ю.П. Гуцці, Л.Л. Лемиша [70], В.С. Дорофєєва [77], Павлікова А. М. [206, 207], Шмуклера В. С. [66, 226, 303] та ін.

У Європейських нормах [337] також прийняті діаграми “ $\sigma_c-\epsilon_c$ ” із спадаючою гілкою: криволінійна і два варіанти простіших нелінійних діаграм, які не мають спадаючих ділянок, а мають обмежені ділянки плинності (трилінійна і білінійна – у вигляді діаграми Прандтля).

У СП 52–101–03 [38], прийнятим у 2003 році, аналогічні діаграми “ $\sigma_c \sim \varepsilon_c$ ” рекомендовані до застосування у розрахунках. При цьому значення величин  $\varepsilon_{c0}$ ,  $\varepsilon_{c1}$ ,  $\varepsilon_{c2}$ ,  $\varepsilon_{c1,req}$  відповідають при короткочасному навантаженні величинам, прийнятим в Єврокод–2 [337].

Стосовно роботи ЗБК при позацентровому стиску заслуговує на увагу підхід, запропонований В.П. Чайкою [290]. Автор також розрізняє діаграми центрального і неоднорідного стиску. Перша з них використовується для отримання базових характеристик матеріалу у вигляді координат опорних точок (напружень і відносних деформацій), а також початкового модуля пружності бетону. Діаграма неоднорідного стиску бетону входить складовою частиною в методику розрахунку згинальних та позацентрово стиснутих залізобетонних елементів за міцністю і деформативністю. Трансформування вихідної діаграми здійснюється за допомогою емпіричного виразу, наведеного в роботі [290]. При цьому відбувається збільшення максимальних напружень у вершині діаграми на 10–50%, а граничних деформацій бетону – на 10 – 35%. Початковий модуль деформацій залишається незмінним. До основних недоліків розглянутої фізичної моделі слід віднести необґрунтоване підвищення межі міцності бетону при неоднорідному стиску і застосування емпіричної залежності для переходу від діаграми центрального стиску до неоднорідного стиску.

Підхід до трансформування еталонних діаграм деформування бетону розвивається і узагальнюється в роботах академіка М.І. Карпенка [100–102, 104].

Все більша уваги останнім часом приділяється дослідженням, які розвивають методи механіки руйнування (МР) твердих тіл стосовно до ЗБК [10, 14, 81, 82, 141, 167, 219, 234, 325, 330, 331, 373, 374] та ін.

Розвитку загальних методів МР, в тому числі і методик визначення критеріїв лінійної і нелінійної МР присвячені відомі роботи В.В. Панасюка [182], Г.П. Черепанова [292], В.З. Партона та Є.М. Морозова [191, 192], Г. Либовіца [227] та багатьох інших авторів. Питанню застосування методів МР до такого матеріалу як бетон і залізобетон, присвячені роботи Є.М. Бабича [10,



14], Ю.В. Зайцева [81, 82], Й.Й. Лучка [167], В. І. Колчунова [141], К.А. Пірадова [219], В.І. Римшина [234], А. Хіллерборга [341], Е.М. Пересипкина, Л.Г. Трапезникова, П.І. Васільєва и А.С. Кулябіна, А.А. Ашрабова, Bažant Z.P. [325, 330, 331], Xu S & Zhang X [373], Yehia N.A.B. [374] та ін.

Стосовно до бетонних і залізобетонних елементів, які працюють на згин, і позацентровий стиск цей підхід був розвинений в роботах Ю.В. Зайцева [81, 82], Є.Н. Пересипкина [217], К.А. Пірадова [219] та інших. Найбільш ефективним є застосування цих моделей у слабо армованих залізобетонних елементах, а також в елементах із одиничними тріщинами. При цьому завдання визначення напружень і деформацій розглядається як контактна для суміжних блоків із задоволенням граничних умов за довжиною блоку, що враховує зчеплення арматури з бетоном, і по лінії контакту між блоками, які включають особливість поля напружень у вершині тріщини.

### ***Методи розрахунку плоско напружених залізобетонних конструкцій***

У зарубіжних роботах Каррілло Джуліана і Алкокера Сержіо (Колумбія, Мексика), Хансена Е., Вільяма К., Карола І., Підлісся К., тругь А., Малай К., Самари Ч., Сусенджута С., Сабера Е.А., Хабібоу М. (Париж, Франція), Мішеля А., Гейкера М., Станге Х., Павелка І.В., Павелка В. П. (Рига, Латвія), Хейродіна А., Надерпура Х. (Іран), Петерсена Дж. (Норвегія), Роська П., Бека А. (Відень, Австрія) та ін., для розрахунку плоско напружених ЗБК, в основному розвивається спрощена концепція шарнірно–стрижневої аналогії (фермової аналогії) і дискретизації.

Питаннями нелінійного опору залізобетону з тріщинами займалися Є.М. Бабич [10–14], В.А. Баженов [15], А.М. Бамбура [20–22], М.С. Барабаш [24], Х.З. Баширов [26–32], В.М. Бондаренко [42–45], Г.Л. Ватуля [53], П.Ф. Вахненко [51, 52], О.О. Гвоздєв [59], О.Б. Голишев [60–63], О.С. Городецький [65, 66], В.С. Дорофєєв [76, 77], О.С. Залєсов [83–86], М.І. Карпенко [100–102, 104], В.М. Карпюк [105], Є.В. Клименко [108–111], Н.В. Ключєва [114–117], В.І. Колчунов [54, 60–63, 119–148], Д.В. Кочкарєв [152], М.Г. Мар'єнков [205, 293–296], В.П. Мітрофанов [183, 184], В.І. Мурашов

[193], Я. М. Немирівський [198], Ю.І. Немчинов [199, 200], А.М. Павліков [206–208], М.С. Торяник [227], В.М. Ромашко [235], М.В. Савицький [237], О.В. Семко [243–245], Г.О. Смоляго [250–251], Л. І. Стороженко [261–263], В.В. Стоянов [264], В.В. Тур [270], Л. Н. Фоміца [284], В.С. Шмуклер [65, 300–303, 367, 368], а також автори далекого зарубіжжя [332, 348, 365, 375, 376] та ін.

У розвитку методів розрахунку статично невизначених залізобетонних конструкцій визначилися два головні напрямки.

Першим напрямком у розрахунку залізобетонних плит і оболонок та інших статично невизначених конструкцій з урахуванням нелінійної роботи матеріалу були дослідження, засновані на методі граничної рівноваги. До числа перших робіт, які відносяться до даних досліджень слід віднести роботу О.О. Гвоздєва [59]. Метод граничної рівноваги, основні напрямки якого були викладені у цій роботі, знайшов досить широке застосування при розрахунку нерозрізних рам, балок, плит та інших конструкцій і ґрунтується на таких передумовах [59]:

- деформації конструкції до вичерпання її несучої здатності повинні бути достатньо малі для того, щоб можна було знехтувати змінами геометричних величин, які входять в умови рівноваги;

- зусилля в елементах конструкцій повинні бути обмежені граничними умовами, з досягненням яких деформації цих елементів можуть досить сильно зростати.

Однак метод граничної рівноваги розглядає конструкцію тільки з точки зору оцінки її несучої здатності. Робота конструкції, яка передувала вичерпання несучої здатності, при розрахунку за цим методом залишається неясною для конструктора. Крім того, розрахунок за методом граничної рівноваги, згідно з основними його передумовами непридатний у випадку, коли в елементах ЗБК можливо крихке руйнування внаслідок недостатньої міцності стиснутої зони або застосування арматури з недостатніми пластичними властивостями і т.п.

У капітальній роботі М. Ф. Нільсена [356] детально реалізована ідея Ф.Г. Ходка з побудови розривних рівноважних частково-однорідних полів напружень в плоско напружених системах. М. Ф. Нільсен розглянув кілька однопрогонових

і консольних балок-стінок та привів їхні схеми розбиття на трикутні зони. При цьому він частково використовував схеми розбивки Ф.Г. Ходжа і К. Леда, а також дав кілька нових схем розбивки без аналізу і пояснення її принципу. Нільсеном запропонований також оригінальний спосіб наочного зображення кусково-однорідного поля напружень за допомогою системи кіл Мора. Цей спосіб використовується для графічного знаходження граничного навантаження, а також для доказу рівноваги стикування зон із однорідними полями напружень.

Т.І. Баранова, Конг, Робінс, П. Кумар [25, 351] вперше запропонували найпростіші схеми рівноважних зусиль у вигляді стиснутих похилих і розтягнутих горизонтальних смуг. Вони також показали значне розходження між експериментальними і розрахунковими граничними навантаженнями, які відповідають європейським і американським нормам [324].

Якісний стрибок у розвитку емпіричних методів розрахунку був зроблений О. С. Залесовим [83–86] і Т. І. Барановою [25]. О. С. Залесову [83–86] вдалося вирішити проблему розрахунку залізобетонних балок на дію поперечних сил, побудувавши новий метод розрахунку міцності ЗБК за похилими перерізами. Потім спільно з Т.І.Барановою він ввів концепцію руйнування коротких елементів і балок-стінок за похилими стисненими смугами. На її основі Т.І. Баранова [25] розробила інженерно-експериментальний метод розрахунку коротких елементів, провівши унікальну за обсягом серію власних експериментів. Вона спрощено вважала, що смуги відносно стиснуті та їх ширина визначена розміром вантажних майданчиків. Але так вирішуються лише часткові завдання.

Ідея про руйнування даних елементів за стиснутими похилими смугами або розтягнутого поясу в тій чи іншій формі прямо або побічно застосовувалася також Ф.Конгом, Т. Робинсом, П. Кумаром та ін. [351 та ін.] при отриманні ними емпіричних формул. Вона ж побічно врахована у формулах, рекомендованих у сучасних нормативних документах Англії, США, ФРН, Італії, Європейського комітету з бетону (ЕКБ), інституту CUR в Голландії. До речі, у працях Залесова–

Баранової цій спрощеній концепції надано чіткий фізичний зміст, і вона зроблена інструментом розрахунку за міцністю.

Слід зазначити, що величини руйнівних навантажень за умовними стисненими похилими смугами, знайдені за формулами нормативних документів Англії, США, ФРН, Італії, ЕКБ і ССР [35, 37, 324, 337 та ін.] сильно відрізняються один від одного (розбіжності часто досягають 200–250%). Причина цього криється у відсутності чіткої і єдиної фізичної основи цих формул. У той же час, при руйнуванні за розтягнутими поясами, де форма руйнування є простою і одноманітною, а принцип її опису однаковий, зазначені розбіжності не перевищують 25%.

О.С. Залесов [83–86] першим чітко вказав на те, що руйнуються похилі смуги не тільки стиснуті в поздовжньому напрямку, але ще і розтягнуті в поперечному напрямку, хоча і раніше багато експериментаторів прямо або побічно отримували цей же результат.

Ця проблема потім спеціально досліджувалася А.В. Старчевським [86] на основі методу фотопружності, а також Т.І. Барановою [25], Б.С. Соколовим [86] та ін.] (під керівництвом Залесова і Гвоздєва) і Г.Н. Гладишева на основі прямих експериментів і чисельного розрахунку. При цьому було виявлено наявність майже однорідних поперечних напружень, що розтягують, які на порядок нижче поздовжніх стискаючих напружень.

Ці результати були покладені Б.С.Соколовим і А.В. Старчевським [86] в основу створення розрахункових моделей, побудованих ними за участю О.С.Залесова [83–86].

Питання міцності балок-стінок і товстих елементів при місцевому зім'ятті досліджував І.А.Рохлін [236]. Він виявив і описав ефект розклинення при розколюванні співвісно стислих зразків, а також досліджував ефект обойми при місцевому зім'ятті. Надалі ефект розклинення вивчався також, Л.Н. Зайцевим, А.В. Старчевським, К.В. Шлежевїчусом, Б.С.Соколовим та ін.

Б.С. Соколов [86 та ін.] (під керівництвом Залесова і Гвоздєва), розвиваючи концепцію І.А. Рохлаїна [236], спробував описати руйнування за

стиснуто-розтягнутими похилими смугами у балках-стінках на основі їхньої аналогії з руйнуванням еталонних зон у відносно стиснутих пластинах, для яких їм було запропоновано модель руйнування при одночасному розтязі, зсуві і стисненні небезпечної зони.

Ідея Рохліна–Соколова про розколювання смуги; розклинення стиснутими зонами, була розвинена А.В. Старчевським [86]. Він запропонував дещо інший варіант комплексної схеми руйнування стиснуто-розтягнутої смуги і відображення з її допомогою реальних небезпечних зон при використанні методу фотопружності.

Другим напрямком розвитку методів розрахунку ЗБК з'явилися експериментальні і теоретичні дослідження, які враховують появу і розкриття тріщин [42, 59, 185, 193]. Першою капітальною роботою в цьому напрямку можна вважати роботу В.І. Мурашова [193], в якій автор вперше розробив метод розрахунку ЗБК аж до руйнування шляхом введення коефіцієнтів, що враховують роботу арматури і бетону в елементах, пронизаних тріщинами.

Схеми тріщиноутворення враховуються і в роботі І. Е. Мілейковського [185]. Після появи тріщин в оболонці автор пропонує розраховувати жорсткість елемента з урахуванням коефіцієнта В.І. Мурашова.

А.В. Яшин [322 та ін.] намагався створити універсальні формули для оцінки міцності похилих перерізів як для балок, так і для балок–стінок, уточнюючи балкове рішення шляхом урахування вертикальних напружень.

В.М. Бондаренко [42–46] пропонує використовувати в інженерних розрахунках бетонних і залізобетонних конструкцій метод інтегральних оцінок нелінійних властивостей деформування матеріалу конструкції. Модуль деформації матеріалів враховується інтегрально для кожного перерізу і перетворює нелінійні деформації в зміну характеристик жорсткості перерізу. При цьому використовується гіпотеза плоских перерізів і вводиться припущення, що вісь нульових напружень і вісь нульових деформацій суміщені на єдиній нейтральній вісі.

Таким чином, використовуючи інтегральний модуль деформації, можна визначити жорсткість залізобетонних перерізів, яка відображає нелінійність деформування залізобетону і залежить від рівня навантаження, тривалості дії навантаження та інших факторів

У науковій школі О.Б. Голишева [61–63, 120–141, 143–148 та ін.] теорія залізобетону отримала значного розвитку. Особливе місце займає тут розрахункові методики залізобетонних збірно–монолітних конструкцій, визначаються не тільки руйнуючі навантаження зім'яття і зсувів швів, а й величини граничних деформацій [63 та ін.].

Істотним внеском у розвиток методів розрахунку ЗБК із урахуванням реальних властивостей матеріалів стала розроблена Г. О. Генієвим теорія пластичності бетону та залізобетону [67 та ін.]. Переходячи до фізичних співвідношень для бетонного середовища, які ґрунтуються на залежності між інваріантами напруженого і деформованого стану бетону при короткочасній дії навантаження, прикладеної в умовах простого навантаження, були закладені наступні основні передумови:

1. Фізична нелінійність діаграм роботи матеріалу і можливість її безпосереднього переходу до умови міцності бетону.
2. Вплив першого інваріанта тензора напружень на залежність між другими інваріантами девіатором напружень і деформацій.
3. Залежність граничної деформації бетону від виду напруженого стану.
5. Стиснутість бетону і ефект дилатації в області руйнування бетону.

Ці передумови були наслідком великої кількості досліджень Г.О. Генієва, В. Н. Кисюка, Г. А. Тюпіна [67 та ін.], Н. В. Ключової [31, 64, 114–117, 129 та ін.] і є мінімальними вимогами, яким повинна задовольняти деформаційна теорія пластичності бетону.

Вирішення питань поведінки складеної залізобетонної конструкції з урахуванням змін, які відбуваються в процесі навантаження, стало можливим із швидким розвитком засобів обчислювальної техніки.

***Моделі розрахунку жорсткості залізобетонних конструкцій***

Жорсткість залізобетонних конструкцій нерозривно пов'язана з роботами В. І. Мурашова і з розглянутим в п. 1.4 [55] коефіцієнтом  $\psi_s$ , який враховує роботу розтягнутого бетону між тріщинами.

Коротко основні передумови методу В. І. Мурашова [193] зводяться до наступного: 1) залізобетонні елементи, які працюють на згин, при експлуатаційних навантаженнях працюють із тріщинами в розтягнутій зоні; 2) бетон розглядається як пружно-пластичний матеріал; 3) враховується робота бетону в розтягнутій зоні між тріщинами; 4) для середніх деформацій бетону і арматури приймається гіпотеза плоских перерізів.

Було б неправильно стверджувати, що всі ці положення в той час були новими. Дійсно, вже в 1930 р І. С. Подільський запропонував визначати кривизни елементів, які згинаються, що працюють із тріщинами в розтягнутій зоні, за деформаціями розтягнутої арматури. Однак він не брав до уваги роботу бетону розтягнутої зони, а висоту стиснутої зони бетону брав постійною. Р. Залігер запропонував при визначенні прогинів користуватися змінним модулем пружності бетону, значення якого залежало від напружень у бетоні і відсотка армування. Всі ці пропозиції базувалися на «класичній» теорії і мали на меті пристосувати її апарат для оцінки переміщень залізобетонних елементів, що працюють із тріщинами в розтягнутій зоні. Однак пластичні деформації в стиснутій зоні бетону і робота розтягнутого бетону між тріщинами не враховувалися, що призводило до значних розбіжностей між дослідними і теоретичними прогинами.

Заслуга ж В. І. Мурашова полягає не тільки в тому, що він запропонував враховувати ці дві важливі особливості залізобетону при визначенні переміщень, а й в тому, що він виявив істотний вплив утворення тріщин на жорсткість елемента, вперше пов'язав ці два питання воедино і створив загальну теорію жорсткості і тріщиностійкості залізобетону. Ґрунтуючись на наведених вище передумовах і прийнявши деформації залізобетонних елементів за схемою, наведеною на рис. 1.9 роботи [55], В. І. Мурашов записав вираз для

визначення середньої кривизни осі згинального елемента при чистому згині у вигляді:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_{sm}}{d - x_m} = \frac{\varepsilon_{cm}}{x_m} = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{cm}}{d}, \quad (1.1)$$

де  $\varepsilon_{sm}$  і  $\varepsilon_{cm}$  – відповідно середні відносні деформації розтягнутої арматури і крайнього волокна стиснутої зони бетону;  $x_m$  – середня висота стиснутої зони бетону;  $d$  – робоча висота перерізу.

У вираз (1.1) входять середні значення деформацій розтягнутої арматури і стиснутого бетону, а також середня висота стиснутої зони бетону. Справа в тому, що у залізобетонному елементі, який працює на згин, наявність тріщин у розтягнутій зоні призводить до місцевих нерівномірно повздовжніх деформацій розтягнутої арматури і стиснутого бетону. Тому, наприклад, очевидно, що в перерізах 1–1 і 2–2 (рис. 1.9 роботи [55]) деформації арматури і бетону, а також висота стиснутої зони будуть неоднаковими. У той же час загальний деформований стан елемента буде визначатися саме середніми відносними деформаціями арматури і бетону, тому аналітичне рішення задачі має зводитися до пошуку цих величин.

Для вирішення поставленого завдання В. І. Мурашов, виходячи з прийнятих передумов вводить поняття про повний загальний середній умовний модуль пружності арматури у бетоні  $E_{sm}$ , рівному:

$$E_{sm} = \frac{E_s}{\psi_s}, \quad (1.2)$$

і модулі упругопластичності стисненого бетону  $E_{bm}$ , рівному

$$E_{cm} = \nu_c E_c, \quad (1.3)$$

де  $\nu_c$  – коефіцієнт, що характеризує пружні властивості бетону і що є відношенням пружних деформацій бетону до його повних деформацій.

Після відповідних перетворень рівняння (1.1), отриманий вираз для визначення жорсткості (за розтягнутою зоною) згинального залізобетонного елемента у вигляді:



$$B = \frac{E_s}{\psi_s} A_s (d - x_m)(d - 0,5x_m). \quad (1.4)$$

У процесі подальших досліджень за деякими положеннями методу В. І. Мурашова [193] були висловлені критичні зауваження. Найбільшу критику викликало прийняте ним допущення про один рівень тріщиноутворення, яке в цілому ряді експериментів не знаходить відповідного підтвердження [10, 13, 21, 26, 44, 55, 58, 61, 62, 128, 134, 139, 145, 148, 152, 204, 207, 269, 277, 278, 306, 310, 338, 345, 368 та ін.].

Друге положення методу, яке стало піддаватися відомій критиці і подальшій розробці, – це неврахування роботи розтягнутого бетону над тріщиною. Опрацьовуючи це питання, Я. М. Немирівський [198] спочатку теоретично, а потім і експериментально показав, що у початковій стадії утворення тріщин розтягнутий бетон над тріщиною сприймає значну частину розтягуючого зусилля і що врахування цього чинника дозволяє більш правильно (з точки зору фізичного процесу явища) оцінити і математично описати процес утворення і розкриття тріщин. Слід зауважити, що у фізиці явища, яке тут відбувається залишається багато неясного.

Надалі О. О. Гвоздєв [59], зберігши основні положення методу В.І. Мурашова, отримав єдину формулу для визначення кривизн будь-яких залізобетонних елементів. При цьому до параметрів  $\psi_s$  і  $\xi$  додаються  $\psi_s$  і  $\nu$ . Доречно підкреслити, що роль і значення параметра  $\psi_s$  в формулах В.І. Мурашова [193] і О.О. Гвоздєва не зовсім однакові – у першого  $\psi_s$  безпосередньо впливає на жорсткість залізобетонного елемента, і помилка при його визначенні призводить до такої ж похибки в оцінці жорсткості; у другого – параметр  $\psi_s$  впливає тільки на середні деформації розтягнутої арматури. Зріс і вплив коефіцієнта  $\nu_b$ , від значення якого істотно залежить значення  $\varepsilon_{bm}$ .

Інший підхід до визначення жорсткості залізобетонних елементів, орієнтований на використання ЕОМ, запропонований у роботі В.С. Здоренка [87].

Тут для поперечного перерізу залізобетонного стержня будується епюра відносних подовжень після  $(m-1)$  етапу розрахунку шляхом підсумовування

аналогічних епюр, одержаних після кожного ступеня навантаження. Потім переріз розбивається за висотою на кінцеве число ділянок, для кожного з якої приймається постійна величина відносного подовження. Маючи в своєму розпорядженні залежностями  $\sigma$ – $\epsilon$  для бетону та арматури, можна побудувати ступінчасту епюру дотичних модулів деформацій для цих матеріалів. На підставі таких епюр визначається положення центра ваги перерізу і величини жорсткостей для  $m$  етапу навантаження. Врахування роботи розтягнутого бетону між тріщинами виконується шляхом осереднення розрахунків із різними діаграмами  $\sigma$ – $\epsilon$  для розтягнутого бетону, одна з яких має нисхідну гілку деформування.

Заслуговує на інтерес метод, запропонований у роботі О.О. Чотчаєва, де зміна жорсткості залізобетонних елементів по довжині описується у вигляді тригонометричних функцій. Методика базується на інтегральних принципах В. М. Бондаренка [42, 43]. Однак, незважаючи на те, що тут враховуються диференціальні зміни деформування арматури по довжині відстаней між тріщинами ( $s_r$ ), формули не враховують вплив відносних деформацій взаємного зміщення арматури та бетону. Це ж зауваження повною мірою відноситься і до роботи [87].

На ділянках похилих тріщин для оцінки жорсткості залізобетонних елементів виникає необхідність врахування деформацій зсуву. У результаті аналізу дослідних даних було встановлено, що при наявності тільки нормальних тріщин або одночасно нормальних і похилих тріщин зростання кутових деформацій у результаті утворення цих тріщин пропорційне зростанню їхньої кривизни. Тоді деформація зсуву визначається за формулою:

$$\gamma_x = \frac{\tau_x \cdot \varphi_{c2}}{G} \varphi_{cr}, \quad (1.5)$$

де  $\varphi_{cr} = 4,8$  у випадку наявності тільки похилих до повздовжньої осі елемента

тріщин;  $\varphi_{cr} = \frac{3}{\rho} \cdot \frac{x \cdot E_c \cdot I_{red}}{M_x \cdot \varphi_{c2}}$  – у випадку наявності тільки нормальних або

нормальних і похилих до повздовжньої осі елемента тріщин:

$$\tau_x = \frac{V \cdot S_{red}}{b \cdot I_{red}}, \quad (1.6)$$

$\varphi_{c2}$  – коефіцієнт, який враховує вплив тривалої повзучості.

Таким чином, величина  $\gamma_x$  на ділянці з тріщинами визначається наближено, із залученням ряду емпіричних коефіцієнтів.

Завершуючи цей огляд-аналіз, необхідно відзначити, що істотні для оцінки жорсткості явища роздвоєння нейтральних осей деформації і нульових осей напружень, виявлені В. М. Бондаренком [42–46], а також перенесенням початку відліку до центру тяжіння наведених перерізів ще чекає детального опрацювання.

## **1.2. Огляд існуючих розрахункових моделей залізобетонних складених конструкцій**

Однією з особливостей збірно-монолітних конструкцій є спільна робота двох або декількох бетонів із різними характеристиками міцності і деформативними властивостями. Цим визначається ряд специфічних питань розрахунку і конструювання конструкцій даного класу, а саме: забезпечення міцності контакту бетонів; врахування відмінності деформації повзучості і усадки "збірного" і "монолітного" бетонів і їхніх механічних характеристик; вплив попереднього завантаження збірного елемента на деформативність і тріщиностійкість всієї конструкції; перерозподіл внутрішніх зусиль між "збірним" і "монолітним" бетонами, між бетонами і арматурою.

У роботах [225, 305] поставлені питання міцності контакту між "збірним" і "монолітним" бетонами; питання міцності нормальних і похилих перерізів розглянуті в [225 та ін.], тріщиностійкості – в [63, 153 та ін.]. Роботи [26, 27, 63, 153, 225, 266] присвячені вивченню впливу тривалих процесів на НДС збірно-монолітних конструкцій.

У значній частини цих робіт наведено результати дослідження елементів ЗБК, які працюють на згін. На сьогоднішній день проведено порівняно невелика

кількість теоретичних і експериментальних досліджень, присвячених вирішенню перерахованих вище питань для залізобетонних складених конструкцій при дії різних силових впливів.

Численні дослідження, виконані в останні роки [14, 15, 22, 26, 40, 44, 54, 61, 64, 65, 67, 77, 84, 94, 101, 105, 111, 112, 118, 152, 179, 184, 195, 207, 226, 235, 245, 262, 263, 300, 303 та ін.], пов'язані з розробкою і вдосконаленням деформаційних розрахункових моделей перерізів, головним інструментом яких є діаграми стану бетону та арматури, що визначають роботу матеріалів як в області пружного, так і непружного деформування аж до їхнього руйнування.

Історично склалося так, що розвиток цих досліджень відбувався за двома основними напрямками.

До першого напрямку відносяться моделі, в яких розглядається НДС у точці для бетону і сталі на основі використання їхніх дійсних діаграм стану. Побудова фізичних рівнянь для перерізу або характерного елемента в цьому випадку проводиться виходячи зі спільності деформування композиту, що включає бетон і сталь. Розрахунок на основі такої моделі передбачає пружно-пластичне деформування залізобетону.

До другого напрямку відносяться так звані, макро-структурні деформаційні моделі. Засновником цього напрямку в розвитку теорії залізобетону є В.І. Мурашов [193]. Його модель дає можливість інтегрально усереднити значення деформацій бетону і арматури на деякому характерному ділянці балки за допомогою коефіцієнта  $\psi_s$ , що обчислюється за емпіричними формулами і враховує такі фактори, як роботу розтягнутого бетону між тріщинами, перерозподіл напружень між бетоном і арматурою, нерівномірність напружень в бетоні і змінність висоти стиснутої зони.

Можна відзначити, що саме ця модель отримала найбільш широке поширення в дослідженнях і практиці проектування залізобетонних конструкцій. Вона з невеликими змінами і доповненнями включена до минулого [37] і чинного у даний час нормативного документу [38].

Більшість відомих методів розрахунку складених конструкцій базуються на загальних положеннях і підходах механіки деформівного суцільного тіла і основні закономірності роботи складених конструкцій [8, 185, 287]. Для залізобетонних складених конструкцій в якості основних найбільш часто застосовується теорія складених стрижнів у формі методу сил проф. А.Р. Ржаніцина [232] або у формі методу переміщень проф. Й.Є. Мілейковського [185].

Практично всі відомі методи з оцінки НДС не враховують ефекти, які виникають у залізобетонному елементі після порушення його суцільності. Як показали дослідження, проведені в останні роки [44, 54, 61, 96, 138, 274, 277, 282], врахування ефекту порушення суцільності дозволяє не тільки досягти помітного уточнення розрахунку ЗБК, але і пояснити фізичний зміст багатьох явищ, помічених при проведенні експериментальних досліджень [26, 134, 135, 140, 145, 148, 277, 306, 310, 312, 315]. В унікальній роботі В. М. Бондаренко і В. І. Колчунова [44] звернуто увагу на дуже серйозні ефекти НДС, які відбуваються у залізобетоні в результаті порушення його суцільності.

Із урахуванням розглянутих вище робіт, можна зробити висновок, що різноманіття складених конструкцій, які використовуються під час проведення реконструкції будівель та споруд складає вельми значний обсяг усього об'єму залізобетону [8, 9, 13, 26, 33, 43, 46, 60, 63, 83, 91, 95, 98, 109–111, 115, 123, 126, 133, 139, 142, 149, 174, 177, 181, 185, 202, 209–212, 222, 224, 225, 229, 230, 236, 238, 242, 245, 252, 262, 266, 277, 280, 283, 287, 299, 304, 310, 323, 332, 336, 342, 348, 352–355, 365, 376 та ін.]. При цьому їхнє конструктивне рішення багато в чому визначає розрахункову схему і специфіку конкретного розрахунку. У зв'язку з цим, створення будь-якого універсального методу розрахунку, який врахував би всі конструктивні особливості, навіть у лінійно–пружній постановці і при розгляді конструкцій тільки з одного або близьких за своїми властивостями матеріалів, пов'язано зі значними труднощами. Специфіка деформування залізобетону з тріщинами ще більше ускладнюють цю задачу.

В останні роки роботи з посилення конструкцій шляхом встановлення додаткової арматури з подальшим її напруженням; додатковими попереднього

напруження металевими балками; встановлення додаткового попереднього напруження арматури з подальшим торкретуванням або добетонуванням конструкції виконувалися у цілій низці країн ЄС та світу: Франції, Англії, Німеччини, США, Японії, Чехословаччини, Румунії [342, 343, 348, 349, 352–355, 365, 366, 374, 376 и др.]. Проте, опубліковані статті у технічних фахових виданнях і монографіях і журналах відображають лише окремі випадки виконаних досліджень складених залізобетонних конструкцій.

У численних «Методичних вказівках ...» [180 та ін.] і «Рекомендаціях ...» [230] вказується на бажаність проводити такі дослідження без розвантаження або з частковим (неповним) розвантаженням залізобетонних складених конструкцій. Однак виконання цих рекомендацій натикається на питання неопрацьованості єдиної достовірної методики їхнього розрахунку.

Аналіз відомої літератури з дослідної проблеми показує, що всі існуючі пропозиції по розрахунку залізобетонних складених конструкцій можна умовно розділити на наступні **три групи** [91]:

- факт посилення під навантаженням і вплив роботи конструкції до посилення на властивості посиленої конструкції повністю ігнорується;
- відповідних СНиП 2.03.01–84 \* «Бетонні і залізобетонні конструкції» [37], у яких врахування посилення під навантаженням проводиться за допомогою експериментальних коефіцієнтів умов роботи при посиленні;
- враховують історію завантаження і нелінійність деформування посилених конструкцій.

Питання розрахунку залізобетонних складених конструкцій висвітлюється у літературі вкрай мало. Там же, де це питання зачіпається, зазвичай робляться посилання на норми, або наводяться «перефразовані» формули СНиП, пристосовані для конкретного часткового завдання. Практично, тільки у роботах Н. М. Онуфрієва, С. Т. Захарова, Д.О. Астаф'єва [8], у «Рекомендаціях» [230], розроблених спільно НДІБК, Харківським промбудпроект, Ворошиловградським філією НДІБВа і ДальНДІСом, які узагальнили праці Е. Р. Хіло [287] та інших співробітників перерахованих

організацій і відповідних нормами [37], викладаються оригінальні (тобто, спеціально розроблені для розрахунку реконструйованих будівель) положення щодо розрахунку посиленних ЗБК.

Інтерес викликають роботи Р. С. Санжаровського [47, 238], Д.О. Астаф'єва [8], а також А. І. Попеска [224], в яких розрахунок посиленних конструкцій проводиться з урахуванням минулої експлуатації ЗБК історії.

У своїх роботах Н. М. Онуфрієв запропонував посилювати залізобетонні елементи (колони, балки і ін.) попередньо-напруженими металевими розпірками. Величина попереднього напруження повинна бути, за даними Н. М. Онуфрієва, 6–8 кН/см<sup>2</sup>. Розрахунок розпірок ведеться за наступним алгоритмом: визначається повна розрахункове навантаження  $N_{np}$ ; визначається несуча здатність існуючої колони  $N_{np}$ ; визначається величина перевантаження  $N_0$ , яку повинні сприймати елементи розпірок (абойми) посилення  $N_0 = N_n - N_{np}$ ; обчислюється необхідна площа перерізу гілки розпірки; після цього підбираються профілі елементів посилення, призначаються і перевіряються, відповідно до діючих нормативних документів «Сталеві конструкції», з'єднувальні планки. Одна із перших пропозицій по розрахунку посиленних залізобетонних колон під дією навантаження було зроблено С. Т. Захаровим. Згідно з цими пропозиціями, несуча здатність посиленої колони повинна визначатися за формулами норм [37]. Початкові напруження, наявні в колоні до посилення, враховуються шляхом поправочних коефіцієнтів експериментально характеризують роботу конструкції посилення. Ці коефіцієнти запропоновані незалежними від того, як здійснювалося посилення – під навантаженням або з попередніми розвантаженням колони. Практично цю пропозицію, як і інші, що з'явилися у ці роки з розрахунку посиленних конструкцій, були простим додатком норм [37] до розрахунку посиленних конструкцій.

У «Рекомендаціях» [230] досить умовним є положення, що рекомендує проводити розрахунок ЗБК за деформованою схемою. Це блага побажання на жаль є лише правильною фразою, так як залишається відкритим питання – як це здійснити практично. При реальних розрахунках проектувальники змушені

застосовувати методи лінійної будівельної механіки (при розкритті статичної невизначеності) і теорії залізобетону – для визначення наведених характеристик жорсткості елементів конструкції. Однак, з огляду на нерозробленість теорії розрахунку залізобетонних конструкцій з урахуванням їхньої фізичної нелінійності, застосовується вказаний суперечливий підхід.

Можна відзначити, що помилка при визначенні деформацій залізобетонних конструкцій з використанням лінійних методів будівельної механіки досягає більше 200%, а при визначенні внутрішніх зусиль – до 50% і більше. Цей висновок можна зробити на основі аналізу експериментальних даних, а також численних експериментів у порівнянні результатів розрахунку за нормативною методикою і методикою, що враховує фізичну нелінійність задачі [70].

Таким чином, можна стверджувати, що практично всі відомі пропозиції щодо розрахунку посиленних конструкцій, та їх елементів зводяться до використання методу граничної рівноваги. При цьому зазвичай розглядається не конструкція в цілому, а лише посилений елемент.

У нормах минулих років [37], наприклад, викликає сумнів покладена в основу розрахунку передумова, що посилена конструкція працює як єдине ціле. Як відомо, навантаження на конструкцію посилення (в разі влаштування обійм) передається від елемента, що посилюється за допомогою сил зчеплення «старого» і «нового» бетонів, тому ефективність роботи конструкції посилення буде залежати від ступеня готовності поверхні елемента, який посилюється та від інших факторів. Викликає також сумнів, що повздовжня арматура посилення, особливо, якщо вона не приварена до існуючої, може досягти в граничному стані розрахункового опору.

На початку 90-х років ХХ ст. з'явилося декілька робіт [8, 47, 142, 238, 251 та ін.], присвячених розрахунку посиленних конструкцій з урахуванням зазначених вище чинників (нелінійності, властивості матеріалів, історія завантаження і т.п.). Ці роботи умовно віднесені автором до третьої групи.

У роботі А.В. Харченка для оцінки міцності нормальних перерізів збірно-монолітних залізобетонних конструкцій рекомендовано



використовувати діаграмний метод розрахунку. При цьому для бетону прийнята діаграма Прандтля з обмеженою гілкою, а відповідні опорні точки цієї діаграми приймаються з урахуванням деформативної міцності "збірних" і "монолітних" бетонів. У розрахунку використовується гіпотеза плоских перерізів по відношенню до середніх деформацій "наведеного" бетону і арматури. Більш того, автор обмежився розглядом тільки лише зонами нормальних тріщин.

У роботах Астаф'єва Д.О. [8, 238] дано рішення задачі визначення НДС, несучої здатності і аналізу стійкості позacentрово стиснутих залізобетонних конструкцій, які підсилюються під навантаженням методом збільшення поперечного перерізу (обойма, нарощування і т.п.). При вирішенні був використаний загальний метод Р. С. Санжаровського [238], розроблений для позacentрово стиснутих і стиснуто-зігнутих елементів; розглядаються всі етапи роботи конструкції – від моменту завантаження незміцненого системи до вичерпання несучої здатності посиленою під навантаженням конструкції; враховується зміна деформованої схеми елемента у процесі навантаження; фізична нелінійність бетону; показана залежність деформативності і несучої здатності конструкції, яка посилюється від передісторії роботи непідсиленого елемента до моменту посилення; дані практичні рекомендації щодо розрахунку осилених елементів. Проте в роботі відсутня розрахункова модель, яка дозволяє описати різноманітні випадки руйнування і утворення тріщин залізобетонних складених конструкцій за похилими перерізами.

У роботі Р.С. Санжаровського і С.В. Бондаренка [47] виконаний глибокий аналіз способів розрахунку посилених залізобетонних конструкцій. Основну увагу приділено стійкості позacentрово стиснутих елементів і посиленню конструкцій шляхом зміни граничних умов. Наводяться теорія і алгоритми, які враховують передісторію навантаження, нелінійний характер деформування. Практичну цінність представляють критичні залежності для бетонних і залізобетонних стрижнів.

А. В. Сконніков [238] запропонував за аналогією з іншими роботами ітераційну методику розрахунку залізобетонних статично невизначених рам, посиленних за допомогою додаткових опор і попередньо-напружених елементів. Завдання вирішується в геометрично лінійній постановці (розрахунок за недеформованою схемою) з ітераційним уточненням жорсткостей елементів, які визначаються для обраних розрахункових перерізів. При розкритті внутрішньої статичної невизначеності залізобетонного перерізу враховуються нелінійні діаграми роботи матеріалу; розглядається короткочасне навантаження, де передісторія завантаження практично не враховується; для визначення НДС конструкції для кожного рівня завантаження будується ітераційний процес, заснований на вирішенні систем нелінійних рівнянь, – для розкриття статичної невизначеності перерізів і визначення після цього їхніх жорсткостей.

Розглядаючи складну завантаженість, автори ігнорують історію роботи конструкції до посилення. Однією з останніх відомих теоретичних робіт є дослідження Сняtkова Н.М. Розглядається залізобетонна рамна конструкція, яка посилюється наросуванням і працює в умовах короткочасного завантаження. При складанні розрахункових залежностей для посилення перерізів використовується підхід, розроблений в [8] Д. О. Астаф'євим. Для переходу від перерізів до елементів конструкції використовується залежність пружно-зігнутої осі позацентрово стиснутого стрижня з ідеальними граничними умовами (шарнір або абсолютно жорстке щеплення); розкриття статичної невизначеності проводиться за стандартною методикою при розрахунку за недеформованою схемою; на кожному етапі розрахунку використовується ітераційно-уточнені значення еквівалентних модулів деформацій виділених розрахункових елементів; зміна НДС у розрахункових перерізах визначається із вирішення систем диференціальних рівнянь. Однак втрата стійкості виділених розрахункових елементів, як правило (володіючи меншою гнучкістю), не може відбутися раніше всього елемента, частиною якого вони є.

Таким чином, відомо лише кілька робіт, в яких теоретично вирішується проблема визначення НДС та несучої здатності посилених конструкцій. При цьому автори одних при повному теоретично обґрунтованому врахуванні всіх факторів, які впливають на роботу конструкції, обмежуються розглядом лише окремо взятого елемента, в інших – розглядається стрижнева конструкція в цілому.

Всі відомі роботи, присвячені даній проблемі, володіючи зазначеними вище перевагами і недоліками, не створюють єдиної теорії розрахунку, не дозволяють обґрунтовано теоретично і експериментально оцінити утворення, розвиток, несучу здатність і визначити дійсний НДС статично невизначених залізобетонних складених конструкцій, що знаходяться в реальних умовах завантажених.

### **1.3. Аналіз існуючого досвіду та результатів експериментальних досліджень залізобетонних звичайних і складених конструкцій**

#### ***Аналіз експериментальних досліджень залізобетонних конструкцій (в тому числі складених) на утворення тріщин***

Аналіз робіт, присвячених експериментальним дослідженням утворення тріщин залізобетонних конструкцій, показав, що всі їх можна умовно розділити на дві групи. До першої з них відносяться численні роботи [174–177 та ін.], Де об'єктом дослідів були згинальні плити і балки складеного перерізу з абсолютно жорстким швом сполучення між елементами. Експериментальні роботи другої групи [142, 157, 158, 249–252 та ін.] Почали проводитися лише в останні два десятиліття, і присвячені вивченню різних аспектів НДС залізобетонних складених конструкцій (СЗБК) з податливими швами зсуву.

До другої групи експериментальних досліджень залізобетонних конструкцій (в тому числі складених) відносяться роботи [225, 229, 266 і ін.].

Прольоти залізобетонних балок в промисловому і цивільному будівництві, як правило, не перевищують 18 м. При великих прольотах застосування

балкових конструкцій вважається економічно не вигідним. У той же час застосування попередньо напружених балок ефективних перерізів із тонкою стінкою дозволяє значно зменшити витрату матеріалів і власну вагу конструкцій, більш ефективно використовувати високоміцні матеріали, розширити сферу застосування балкових конструкцій.

В останні роки у науці в ряді західних країн (Франція, Бельгія, Австрія) побудовані експериментальні будівлі з несучими балками покриття з товщиною стінки 5–6 см ( $b/h = 1/24 \dots 1/36$ ) і прольотами до, 36,5 м [170]. Техніко-економічні показники таких покриттів свідчать про їхню високу ефективність.

Утворення тріщин у похилих перерізах попередньо напружених тонкостінних балок має свої особливості. Так, розкриття похилих тріщин та їх розвиток за висотою перерізу відбувається, як правило, більш інтенсивно, ніж тріщин, нормальних до осі елемента [70, 87, 97, 142, 159, 197, 202, 221, 223, 271, 275–277 та ін.]. Тому дослідження тріщиноутворення залізобетонних попередньо напружених елементів у зоні спільної дії згинальних моментів і поперечних сил становить значний науковий і практичний інтерес.

Найбільш правильна оцінка граничних станів такого елемента може бути отримана на основі аналізу напруженого стану, що виникає в похилому перерізі.

За нормативними документами [37, 38], розрахунок попередньо напружених залізобетонних конструкцій на утворення тріщин у нормальних перерізах проводиться з урахуванням непружних деформацій розтягнутого та стиснутого бетону. Розрахунок же похилих перерізів на утворення тріщин у нормах [37, 38] не враховує дійсного напруженого стану в похилому перерізі перед появою тріщин і тому є умовним і не завжди результати узгоджуються з даними експериментів. Досліди з балках, які працюють на згин зі звичайного і попередньо напруженого залізобетону свідчать про те, що у багатьох випадках похилі тріщини утворюються при величині головних напружень розтягу, меншою, ніж міцність бетону на розтяг [56, 78, 156, 271, 297].

Граничні значення міцності бетону на розтяг при перевірці головних розтягуючих напружень встановлюються у залежності від величини головних

стискаючих напружень у даній точці. Це дозволяє при розрахунку отримати теоретичні значення тріщиностійкості похилих перерізів згинальних елементів, ближчі до дослідних, проте по суті метод розрахунку не змінився і йому властиві ті ж недоліки. Тому подальше вдосконалення методу розрахунку похилих перерізів на утворення тріщин із урахуванням дійсного напружено-деформованого стану, що виникає у похилому перерізі в граничному стані перед появою тріщин є важливим і необхідним.

Аналіз випробувань різних типів балок з  $V = 2d$  і  $3d$  ( $d$  – робоча висота перерізу) дозволив простежити за появою похилих тріщин, їхнім розташуванням і кутом нахилу. Ділянки утворення тріщин першого виду у ненапружених балках обмежуються, в принципі, ділянками балок у опор.

Дослідження А.С. Зорича [89] показали, що дотримання умова  $\tau = V/(bz) \leq f_{ct}$  не завжди забезпечує тріщиностійкість похилих перерізів. Автор підкреслює, що з усього різноманіття факторів, які істотно впливають на момент появи перших похилих тріщин при поперечному згині залізобетонного елемента, крім геометричних розмірів перерізу, міцності і деформаційних властивостей бетону, значно впливає схема завантаження, тобто співвідношення між моментом  $M$  і поперечною силою  $V$ . Від цих же факторів залежить значною мірою також величина відносної зони зрізу [44, 55, 61, 274–277, 311 та ін.].

Зорич О. С. [89], вважаючи, що до моменту появи перших похилих тріщин зазвичай вже існують нормальні тріщини і співвідношення напружень у залізобетонному елементі суттєво змінюється в залежності від розташування нормальних тріщин, робить висновок, що теоретичне визначення зусилля утворення похилих тріщин є досить проблемним. Тому він пропонує обмежитися емпіричними залежностями, які б враховували наступні чинники: міцність бетону, геометричні характеристики поперечного перерізу та величину відносної зони зрізу  $M/V_h$ . З метою врахування непружних деформацій бетону автор [89] для зв'язку напружень і деформацій вводить поняття тимчасового модуля деформацій. Рішення побудоване в такий спосіб: спочатку визначаються напруження на ділянці, нормальної до осі криволінійної арматури, потім за

загальновідомими залежностями теорії пружності знаходяться напруження  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  і  $\tau_{xy}$ , і у перерізах, нормальних до повздовжньої осі балки. Однак автором не враховано зниження напружень в арматурі у зоні її анкерування, зміна характеру епюр напружень у бетоні через його непружні властивості, вплив двоосного напруженого стану на міцність бетону при розтягу, роботу повздовжньої арматури.

Так, наприклад, за Ф. Леонгардтом і Л. В. Кузнецовим [156] критичним становищем зосередженого навантаження слід вважати  $V \approx 2d$ , а за Л. О. Дорошкевичем –  $V \approx 2,5d$ , за В.Г. Шостаком –  $V \approx 3d$ .

За результатами численних випробувань попередньо напружених зігнутих елементів із прольотами зрізу  $a \div d = 1,6 \div 3,0$ , перші похилі тріщини з'являються у середній частині стінки залізобетонних балок.

Уже в момент появи вони мають значний розвиток за висотою стінки [78, 287]. Зі збільшенням навантаження тріщини розвиваються як вгору так і вниз. При наявності поперечного обтиснення напруженими хомутами характер тріщиноутворення такий же, однак тріщини розташовуються під більш крутим кутом до повздовжньої осі.

Кут нахилу перших тріщин майже не змінюється з ростом навантаження і їхнім розвитком. Автори відзначають, що нові тріщини, які з'являються ближче до опори, найчастіше мають такий же нахил до осі балки [55, 61, 78, 287], у всякому разі, не встановлено залежність нахилу тріщин від відстані до їхньої опори. Кут нахилу тріщин, за дослідними даними, близький до розрахункових значень, отриманих за формулою  $\operatorname{tg} 2\alpha = 2\tau_{xy} / \sigma_x$  для пружних матеріалів.

Дослідження Н.О. Тітова під керівництвом О.С. Залєсова [83–86] залізобетонних балок із застосуванням оптично-чутливих покриттів дослідним шляхом досить точно встановило і підтвердило розподіл як нормальних деформацій, так і деформацій зсуву у перерізах елемента за наявності нормальних тріщин. Це підтверджено також і у роботах В.М. Байкова і Л. В. Байковій [19]. Кут нахилу розрахункового перерізу для ненапружених балок не

перевищує  $45^\circ$ , що підтверджується дослідженнями багатьох інших авторів [55, 61, 78, 287].

У коротких і досить високих балках, а також у балках таврового і двотаврового перерізів із тонкою стінкою утворення похилих тріщин, які починаються в середній частині висоти балки, може відбуватися значно раніше появи нормальних і похилих тріщин, що починаються у розтягнутого краю перерізу.

В експериментальних дослідженнях О. Липського [78, 287] поперечна арматура встановлювалася під кутом  $\beta=45^\circ$  до горизонтальної осі балки. Випробування показали, що тріщини у балках з тонкими стінками з'являлися при навантаженнях, які становлять 60% експлуатаційного, а у контрольних балках – при 46% експлуатаційного. Ширина розкриття тріщин при експлуатаційному навантаженні відповідно становила 0,05-0,3 мм.

При аналізі тріщиностійкості похилих перерізів зазначалося, що при відстані від опори до точки прикладання вантажу менше  $2h$  спостерігається більш пізнє утворення тріщин, ніж при більшій відстані від опори до вантажу. Це може пояснити впливом вертикальних стискаючих напружень  $\sigma_y$ , які виникають поблизу опор та у місцях прикладання зосереджених сил.

Найбільш повною роботою, яка висвітлює розрахунок при складних деформаціях є робота М.С. Торяника, П.Ф. Вахненка, Л.В. Фалєєва [51, 52, 228 та ін.]. У даній роботі на основі моделі граничної рівноваги, висвітлені питання розрахунку міцності звичайних і попередньо-напружених залізобетонних елементів за нормальними і похилими перерізами, а також тріщиностійкість косоізігнутих елементів. Розглянуто всі види перерізів, які на практиці зустрічаються: двотавровий, Г-подібний і прямокутний. Двотавровий переріз розглянутий як вихідний, з якого всі інші види перерізів можуть бути отримані як окремі випадки. У рамках даної роботи було виконано великий обсяг експериментальних досліджень, їхні результати наведені у відповідних розділах роботи [228]: геометричні характеристики зразків, показники міцності арматури і бетону, несуча здатність зразків і такі ін.

На основі експериментальних даних були розроблені практичні методи розрахунку, що підтверджуються дослідами. Побудовані номограми і таблиці, які дозволяють проводити розрахунки так само просто, як і при звичайних видах деформацій.

Особливий інтерес представляють роботи М.М. Холмянского [288, 289], де розглянуто багатостадійний процес позацентрового стиснення коротких бетонних елементів із одиночної поперечної тріщиною або розрізом. При аналітичному описі процесу виникають завдання визначення опорів стиснутої і розтягнутої зон поперечних перерізів, а також закономірностей у появі та розвитку тріщини. При вирішенні цих завдань зроблено спробу максимально доступно врахувати головні особливості бетону – його неоднорідність і несучільність, використовуючи поняття про псевдозернисте середовище, і. відповідно, принцип локальності опору бетону.

### ***Експериментальні дослідження опору плосконапружених залізобетонних конструкцій***

Систематичні і багатосторонні дослідження питань несучої здатності балок-стінок було розпочато англійськими вченими: Ф. Конгом, Т. Робінсом, Д. Кірбі, Д.Ф. Колом та ін. під керівництвом Ф. Конга і Т. Робіаса [351 і ін.] . Ними була проведена унікальна за обсягом і всебічності серія експериментів по руйнуванню балок-стінок різних пропорцій із важкого і легкого бетону при різних схемах армування. На цій основі вони запропонували вельми складні емпіричні формули для граничного навантаження, згідно з якими в опорі руйнуванню стиснуто-розтягнутих зон бере участь лише та арматура, яка перетинає похилу тріщину. Ця серія експериментів разом із експериментами Paiva H.A.R., Siess C.P., Ramakrishnan V. and Anathanarayanan визнана класичною.

Надалі подібними дослідженнями займалися Carrillo Julian and Alcocer Sergio (Колумбія, Мексика), Delgado C., Fargueta F., Fernandes–Prada M., Hyo-Gyoung Kwak and Ffilip C. Filippou. (США, штат Каліфорнія), Kheyroddin A. and Nnaderpour H. (Іран), Malay Quila, Samar Ch. Mondal, Susenjit Sarkar, Ostachowicz



W.M. and Krawczuk M. (Польща), Pavelko I. V., Pavelko V. P. (Рига, Латвія), Pettersen Jonas Stene (Норвегія), Peter Rosko and Adrian Bekö (Відень, Австрія), Prathamesh M. Jagdale, Dr. M. A. Chakrabarti (Мумбаї, Махараштра, Індія), Ruotolo R., Surace C., Crespo P., Storer D. [359], Saber El Arem and Habibou Maitournam (Париж, Франція), Stavridis, Andreas (США, Каліфорнія), Yoshihito Yamamoto, Hikaru Nakamura, Ichiro Kuroda and Nobuaki Furuya (Японія) [375] та ін.

Особлива роль в експериментальному дослідженні стінових панелей належить С.В. Полякову і підготовленої ним школою (В.І. Коноводченко, В.О. Камейко, Р. О. Кулієву, М. В. Морозова, Попова Т. О. та ін.) [222 та ін.]

У лабораторії кам'яних конструкцій ЦНППС (сьогодні – Центральний науково-дослідний і проектний інститут будівельних металоконструкцій ім. Н.П. Мельникова) С.В. Поляковим [222 та ін.] були поставлені дослідження для визначення допустимого перекосу для каркасних будинків заповнення з пустотілих керамічних каменів. Користуючись даними цієї роботи, проф. С.В. Поляков вказав на можливість, при розрахунку каркаса на вітрове навантаження, враховувати несучу здатність заповнення, розглядаючи його як стисненого розкошу каркасної стіни.

Школою С.В. Полякова [222 та ін.] були також проведені дослідження віброцегляних панелей із звичайної та косою кладки на перекус.

Ці дослідження показали, що армування панелей сітками, розташованими в зовнішніх розчинних швах, є ефективним способом підвищення опору кладки перекошу. Так, при відсотках армування  $\mu = 0,18; 0,36; 0,72$  було отримано підвищення несучої здатності панелей при перекоші відповідно на 18, 32 і 65% у порівнянні з неармованими панелями.

В.А. Камейко були проведені дослідження при перекоші панелей із силікатної щільного бетону. Всього було випробувано 6 зразків панелей, із них 5 армовані подвійними сітками зі сталі діаметром 4 мм з розміром осередків  $250 \times 250$  мм і  $200 \times 200$  мм і дві панелі, неармовані.

Перші тріщини по діагоналі, у панелей без арматури, з'являлися, як правило, у момент руйнування. Руйнівне зусилля для панелей армованих сітками

коливалося від 700 до 800 кН і в середньому становила 760 кН, а для неармованих панелей воно дорівнювало 450 і 500 кН (в середньому 470 кН). Таким чином, армовані панелі руйнувалися при навантаженнях у 1,6 рази більшими, чим не армовані.

Р.О. Кулієвим були проведені дослідження міцності і деформацій 44 бетонних і легкобетонних панелей розмірами 1250×1250×100 мм, армованих каркасами і сітками з розміром осередку 100×100 мм і 200×200 мм. У проведених експериментах досліджувався різне конструктивне рішення армування; також з'ясовано, що при близькому розташуванні торців арматури і панелей навантаження передається на відповідні торці стрижнів, викликаючи розпирний ефект.

Випробування двоповерхової стіни із панелей натуральної величини, виконаних з легкого бетону були проведені Н.В. Морозовим та В.О. Камейком. За даними цих дослідів були зроблені наступні висновки:

- на перемичку передаються зусилля, викликані вертикальними навантаженнями, що діють на простінки;
- у кутах прорізів необхідно передбачати армування для попередження появи тріщин, які виникають тут у результаті високих місцевих напружень;
- несуча здатність використовується у практиці проектування стінових панелей, які з прорізами при вертикальних навантаженнях визначається несучою здатністю простінків панелей; при дії на будівлю горизонтальних і вертикальних сил, панелі стін піддаються перекосу у своїй площині.

Дослідження міцності стінових панелей при перекосі почалося в зв'язку з проектуванням і будівництвом висотних будівель, а згодом, у зв'язку з переходом до великопанельного житлового будівництва, спочатку у звичайних, а потім і в особливих умовах будівництва.

Численні експериментальні дослідження НДС стінових панелей були виконані в НДІБК (м. Київ), відомою школою І.А. Рохліна [236 і ін.]. Аналізуючи внесок НДІБК в експериментальні дослідження стін і цілих фрагментів будівель не можна не відзначити і величезний внесок школи, створеної під керівництвом

Ю.І. Немчинова [199, 200 і ін.]. З огляду на те, що результати досліджень цих шкіл (зокрема експерименти, виконані в школі І.А. Рохліна [236] і експерименти, виконані в школі Ю.І. Немчинова, Л.Ф. Крещенко [199, 200], були використані, у статичній обробці поряд зі експериментальними дослідженнями Тугай Т.В. [269] для аналізу у даній роботі розрахункових моделей деформування ЗБК.

І.М. Кедіч вперше провів серію експериментів по руйнуванню балок-стінок з низькими відсотками армування і малими вантажними площами, отримавши механізми руйнування за розтягнутою зоною і механізми, що зім'яло. На цій основі він запропонував емпіричні формули для визначення граничного навантаження.

Руйнівні навантаження, які відповідають розчавленню похилих смуг у балках-стінках при різних схемах їхнього армування і навантаження, на базі численних експериментів отримали Ramakrishnan V. and Anathanarayanan J., а також Paiva H.A.R., Siess C.P. Ними запропоновані свої варіанти емпіричних розрахункових формул для визначення проекції похилій тріщини  $C_0$ .

У нових експериментах отримали аналогічні схеми руйнування також Hyo-Gyoung Kwak and Ffilip C. Filippou; Nahvi H., Jabbari M.; Ostachowicz W.M. and Krawczuk M.; Ruotolo R., Surace C., Crespo P., Storer D. [359], Saavedra P. N., Cuitino L. A. [360]; Yoshihito Yamamoto, Hikaru Nakamura, Ichiro Kuroda and Nobuaki Furuuya [375] та ін. Короткі балки детально випробовувалися в інституті CUR в Голландії, в роботах [351 і ін.]. Короткі товсті балки експериментально досліджували Т. І. Баранова [25 та ін.]; О. В. Лаврова; В. Отсмаа (м. Таллінн, Естонія); Б.С. Соколов [86 та ін.] та ін.

Експериментальні дослідження по руйнуванню вельми поширених і важко навантажених коротких елементів, що входять до складу двогілкової колони у вигляді перемичок під проходами, підкранових ригелів та консолей, а також консольних підрізувань опорних зон ригелів, вперше досліджені у великій серії експериментів, проведених Т.І. Барановою [25 та ін.], а також О. В. Лавровою.

Єдиними реальними плоскодеформованими елементами, для яких отримані експериментальні граничні навантаження, є фундаментний ростверк,

досліджений Т.І. Барановою [25 та ін.]. Проблеми міцності різних коротких елементів і балок-стінок досліджували також Г.С. Алієв, Г.Н. Ашкинадзе, П.І. Васильєв, Г.Н. Гладишев, О.С. Городецький [66], Л.К.Лукша, В.П. Мітрофанов [183, 184], А.Я. Розенблюм, О.А. Рочняк, Г.М. Спригін, І.А.Тітов та ін.

***Натурні експериментальні дослідження великопанельних будинків на підроблюваних територіях.*** Непересічне значення в умовах осідань (які мають місце майже на 75% території України) набувають експериментальні дослідження про впливу перекосу у поєднанні зі згином і позацентровим стиском. Особливе місце серед них мають натурні експерименти.

Слід зазначити, що будівлі з повздовжніми несучими стінами (серії 1-480) щодо простоти і економічності пристосовуються до будівництва над гірничими виробками, що зводиться, в основному, до розрезке будівлі осадовими швами на замкнуті відсіки і до підвищення несучої здатності стін шляхом влаштування у них залізобетонних поясів.

Пристосування будівель із поперечними несучими (серії 1-464). до можливостей будівництва на підроблюваних територіях вирішується шляхом розрізання будівлі на короткі відсіки, заміни маломіцних легких панелей міцнішими, здатними сприймати зусилля зсуву, посиленням зовнішніх стін безперервними поясами додатковим армуванням панелей, пристроєм шва ковзання між фундаментом і надземною частиною, тобто відходу від первісної ідеї несучих поперечних стін і переході до змішаної схеми, зі спиранням перекриттів у двох напрямках.

На реконструйовані у даний час будівлі цієї серії, в т.ч. серії 1-464-20І підвищеної поверховості, які мають змішану схему зі спиранням перекриттів у двох напрямках.

Будинки, вирішені із застосуванням гнучкої схеми, в даний час у районах гірничих виробок не використовуються. При обстеженні [62] будівель, побудованих за цією схемою в м. Херсоні, було виявлено багато недоліків у зовнішніх стінових панелях (тріщини у підвіконній частини панелей, у кутах прорізів), вказують, що шарнірного сполучення панелей-розпірок з вежами-

пілонами досягти не вдалося і панелі сприймають досить значну частину навантаження. Досвід цього будівництва не дозволяє поки рекомендувати гнучкі схеми будівель для широкого застосування в особливих умовах будівництва.

Зведений ряд експериментальних 16 поверхових будинків із монолітного бетону у ковзній опалубці (жорстка конструктивна схема), які в даний час задовільно перенесли підробку територій [62].

Перше випробування великопанельного будинку (серії 1-480-1Г), зведеного в селищі шахти Бутовська-Глибока, було проведено за участю НДІБК [199, 200, 236] та ін. організацій.

Ці випробування проводилися методом нерівномірного піддомкочування, що дозволило імітувати кривизну угнутості, крену, опуклості основи, а також консолювання частини будівлі в межах 1-2 стовпців панелей і отримати в короткі терміни деяке уявлення про надійність великопанельних конструкцій. У наступні роки в Дніпропетровську, Херсоні [199, 200, 236 та ін.] були продовжені і вдосконалювати експериментальні дослідження, присвячені вивченню роботи будівель, побудованих у складних ґрунтових умовах, які здійснювалися як шляхом їхнього піддомкочування, так і натурального підробітку і штучного замулювання основи.

Вимірювання деформацій будівлі проводилися за допомогою високоточного нівелювання, фотограмметрії, тензометрії, механічних приладів і фотопружних датчиків, які є різновидом методу фотопружних покриттів (фотопружних датчиками визначалися деформації матеріалу стінових панелей і швів між ними).

При розробці схеми розстановки приладів враховувалося, що впливом на конструкції будівлі є нерівномірні вертикальні і горизонтальні зміщення ґрунту основи в результаті його підробки і зміни його фізико-механічних характеристик; при піддомкочуванні поетапно імітувалися кривизни вигнутості та опуклості різних радіусів, крен будівлі, консолірування однієї його частини.

У процесі спостережень за будівлями, крім знімання інструментальних показників, проводилися фіксація, замальовки і вимірювання виникнення тріщин

у тому числі у панелях (рис.1.1), при цьому використовувалися мікроскопи, телескопічні вишки та інші пристосування.

У роботах [62, 199, 200, 236 і ін.] наведено зведені дані цих досліджень для 19 великопанельних будинків висотою до 5 поверхів і 9-ти поверхових будинків у Запоріжжі. Аналіз цих досліджень, виконані за участю ряду НДІ дали кількісні характеристики впливу деформацій земної поверхні па великопанельні будівлі.

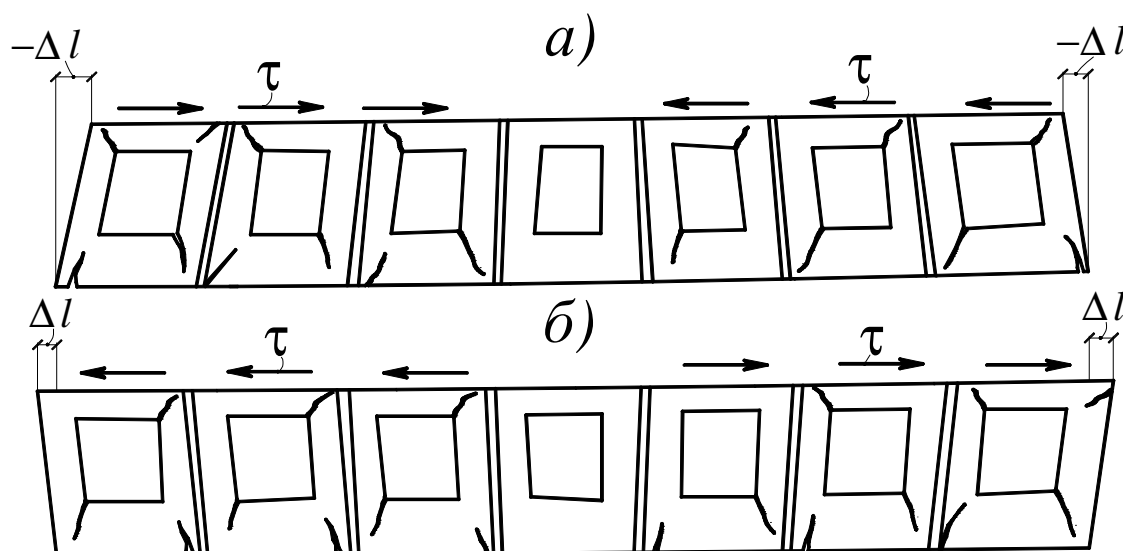


Рис. 1.1. Схеми деформацій панельного будинку: а – при підробці на кривизні угнутості (зона стиску) при від'ємних температурах, при усадці матеріалу; б – при підробці на кривизні опуклості (зона розтягу)

Були зроблені також наступні висновки про роботу зовнішніх огорожень:

- стінові панелі, маючи достатню міцність при вертикальному навантаженні, є дуже чутливими до перекосу;

- перекіс панелей можливий при вигині будівлі як вертикальної консолі під дією горизонтальних (сейсмічних, вітрових та ін. навантажень, при температурних деформаціях будівлі, нерівномірних опадах його заснування, нерівномірному обтиску матеріалу, а також в результаті неточностей, які допускаються при монтажі конструкцій.

- так як панель пов'язана з сусідніми панелями арматурою або спеціальними зварними з'єднаннями закладних деталей, деформування панелі не є вільним; у цих умовах до її граней можуть бути прикладені стискаючі і зусилля розтягу, а також дотичні напруження.

Для полегшення аналізу дійсних умов роботи панелей у будівлі (рис. 1.1), необхідна розробка класифікації тріщин, які виникають у них при позитивних температурах тріщин, фіксування моменту їхньої появи, виявлення груп силових, монтажних і технологічних тріщин. Тобто виникла негайна потреба у проведенні досліджень роботи панелей на всіх її стадіях з моменту виготовлення і до роботи в системі будівлі при підробці, а також проведення лабораторних випробувань.

### ***Експериментальні дослідження залізобетонних складених конструкцій***

У НДІЗБК (м. Москва) досліджувалася міцність збірно-монолітних балкових конструкцій, вплив попереднього завантаження збірного елемента на деформації його стиснутої зони, коли остання частково або повністю входить у стиснуту зону перерізу збірно-монолітної конструкції [118]. В основному всі балки мали вертикальні площині сполучення збірного елемента з монолітним бетоном. Перед замонолічуванням збірні елементи витримувалися під навантаженням. Випробування зразків показали, що завантаженість збірних елементів до замонолічування не змінює міцності збірно-монолітної конструкції. Це пояснюється тим, що у процесі навантаження відбувається збільшення напруження в монолітному бетоні і зменшення в збірному, коли останній досягає межі міцності. Досліди показали, що розрахункова міцність бетону збірного елемента, який входить у стиснуту зону повного перерізу, повинна бути не вище класу C32/40.

Характерними представниками експериментальних досліджень першої і другої групи є роботи А. Є. Кузьмичова та А. В. Харченко, які випробовували двохарові двотаврові балки з метою визначення міцності на зсув шва сполучення між звичайними монолітними і попередньо напруженими збірними елементами. Зокрема встановлено, що зміна класу бетону збірного елемента мало позначається на величині міцності шва сполучення. У той же час, навіть мінімальна кількість поперечної арматури, що проходить через шов, значно підвищує його міцність на зсув. У висновках рекомендується при проектуванні

таких конструкцій виконувати перевірку міцності шва на зсув по запропонованим у роботі емпіричним формулам.

В.В. Михайловим досліджувалася спільна робота попередньо напружених елементів із монолітного бетону. Випробувані великі збірно-монолітні моделі, армовані з різними за розміром перерізами таврових попередньо напружених елементів. Отримано, що при достатньому зчепленні між арматурою і бетоном міцність ЗБК, які працюють на згин, залежить від збереження монолітної зв'язку з контактом.

У багатьох дослідженнях відзначається збільшення граничних деформацій бетонів при роботі їх в пов'язаних умовах.

Деформації монолітного бетону збірно-монолітних балок комплексного перерізу, виміряні Я. Г. Сунгатуліним [266], в момент утворення тріщин виявилися у 6 разів більше граничного розтягу бетону, що підтверджує збільшення розтягу бетону в пов'язаних умовах. У момент утворення тріщин розвивалися пластичні деформації в стиснутій зоні, які виявлені при розвантаженні, хоча зсув нейтральної осі, незважаючи на великі деформації, не спостерігалось. Дослідні значення моментів утворення тріщин у збірно-монолітних елементах перевищують теоретичні за нормами без урахування роботи монолітного бетону на 19 ... 24, а з урахуванням його роботи на 11%. Гранична розтяжність монолітного керамзитобетону при його двосторонньому зв'язку зі збірними елементами склала  $36....39 \times 10^{-5}$ .

У багатьох роботах В. Г. Савченко-Більського досліджувалися причини руйнування попередньо напружених збірно-монолітних конструкцій від зсуву по контакту і способи їхнього усунення. В якості розрахункової схеми міцності балки, виходячи з картини тріщиноутворення, прийнята арка із затяжною у вигляді збірного елемента. Деформації бетону замонолічування у розтягнутій зоні на рівні поверхні в момент утворення тріщин дорівнювали  $25....35 \times 10^{-5}$ , що значно вище граничних. Встановлено, що розрахунок за тріщиностійкістю потрібно вести з урахуванням монолітного бетону розтягнутої зони, так як тріщини у ньому утворюються тільки після їхньої появи у збірному елементі.



В експериментальних дослідженнях Котлова тріщини в попередньо напружених елементах виникли при навантаженнях, які перевищують нормативні на 5–85%. Вони з'явилися спочатку на продовженні лінії поперечних контактів, а потім поширилися по довжині елементів з кроком у 4 – 10см. Тому рекомендується [230] міцність монолітного бетону за контактом приймати (за даними О. О. Гвоздева) із знижуючим коефіцієнтом  $K = 0,4 \dots 1$ , у залежності від способу обробки контактів. Відзначається, що теоретична величина навантаження, при якій утворюються тріщини, відрізнялася від дослідної у межах від -35,7 до + 42,9% у монолітному бетоні і від 2,4 до 33,7% у напружених елементах.

Особливе місце займають експериментальні дослідження тривалих процесів залізобетонних складених конструкцій УралНДІбудпроекту під керівництвом О.Б. Голишева [229]. Виявлено, що усадка бетону істотно впливає на роботу збірно-монолітних конструкцій в процесі експлуатації. Тріщиностійкість конструкцій, армованих попередньо напруженими дошками і брусами, внаслідок усадки бетону підвищилася на 20 ... 25%. Тріщиностійкість конструкцій зі збірними елементами, які складають значну частину перерізу, під впливом усадки бетонів знизилася на 20% і є більшою у порівнянні з розрахунковою. При цьому рекомендується виконувати розрахунок і з урахуванням дійсних граничних стискаючих напружень у бетоні збірного елемента  $\sigma_{би(t)}$ .

На оригінальність претендують експериментальні дослідження, виконані А.Є. Ждановим [90], де наведені результати випробувань нерозрізних двох прогонових збірно-монолітних залізобетонних балок на силові і деформаційні впливи. Силове навантаження забезпечувалося двома рівними зосередженими навантаженнями в прольотах балки, а в якості деформаційного впливу використовувалася вертикальна осадка на задану величину крайньої опори. В процесі випробувань отримані значення руйнівних навантажень і дослідні діаграми "момент кривизна" для розрахункових перерізів складених балок.

Визначалося також вплив осадок крайньої опори балки на перерозподіл зусиль у її прольотах і на середній опорі.

#### **1.4. Висновки та постановка завдань досліджень**

1. Неоднорідність, анізотропія, істотна нелінійність, яка полягає у відсутності пропорційної зв'язку між напруженнями і деформаціями, утворення тріщин, перерозподіл внутрішніх зусиль між ділянками конструкції при структурних змінах матеріалів та інші специфічні властивості залізобетону проявляються вже на ранніх стадіях деформування. Якісна сторона цих явищ була вперше докладно розглянута О.Я. Бергом, а потім отримала свій розвиток у монографіях В.М. Бондаренко, Н.І. Карпенко і М.М. Холмянського, де показана залежність цих явищ від наявності тріщин, їхнього взаємного розташування, характеру розвитку за висотою, схем армування та від інших багатьох факторів.

2. В останні роки, при активному використанні автоматизованих розрахунків, розроблені і набули великого поширення деформаційні розрахункові моделі перерізів (головним інструментом яких є діаграми стану бетону та арматури) із застосуванням різних аналітичних залежностей, яка є основною сучасних вітчизняних і Європейських норм.

О.Б. Голишев запропонував модель квазіоднородного суцільного тіла (модель реалізується введенням деякого усередненого розрахункового перерізу на ділянці блоку між тріщинами з лінійним законом розподілу середніх деформацій за його висотою), згідно з якою бетон до і після утворення тріщин розглядається з єдиних фізичних позицій як суцільне тіло, що дозволяє усунути розривність функції жорсткості при утворення тріщин.

В.М. Бондаренко вводить поняття узагальненої характеристики деформативності залізобетонного стрижня в перерізі, тобто інтегрального модуля деформації. Цей підхід дозволяє звести складну фізично нелінійну задачу до розрахунку стрижня змінної за довжиною жорсткості за допомогою звичайних методів будівельної механіки.

3. З'ясовано, що процес утворення тріщин і визначення дійсного НДС залізобетонних складених конструкцій є досить складними, для їхнього обґрунтування потрібне залучення ряду гіпотез про спільну роботу двох матеріалів із різними характеристиками міцності і деформативними властивостями та забезпеченням міцності їхнього контакту.

Всі існуючі пропозиції по розрахунку тріщиностійкості залізобетонних складених конструкцій можна умовно розділити на три наступні групи:

- коли факт посилення під навантаженням і впливу роботи конструкції до посилення на властивості посиленої конструкції ігнорується повністю;
- відповідно до норм, у яких врахування посилення під навантаженням проводиться за допомогою експериментальних коефіцієнтів умов роботи при посиленні;
- враховується історія завантаження, нелінійність деформування посилених конструкцій і податливість шва між «старим» і «новим» бетонами.

Формули норм СНіП 2.03.01-84\* [37] з коригуючими емпіричними коефіцієнтами і залежностями, вимагають уточнення, теоретичного і експериментального обґрунтування. Викликає сумнів покладена в основу розрахунку передумова, що посилена конструкція працює як єдине ціле.

4. Практично всі відомі методи з розрахунку прогинів не враховують ефекти, які виникають у залізобетонному елементі після порушення його суцільності. Як показали дослідження, проведені в останні роки, врахування ефекту порушення суцільності дозволяє не тільки досягти помітного уточнення розрахунку ЗБК, але і пояснити фізичний зміст багатьох явищ, помічених при проведенні експериментальних досліджень. В унікальній роботі В. М. Бондаренко і В. І. Колчунова звернуто увагу на дуже серйозні ефекти НДС, які відбуваються у залізобетоні в результаті порушення його суцільності.

Таким чином, розрахунки ЗБК з використанням особливостей механіки руйнування в ряді випадків доведені, до практичного використання, хоча ще далекі від досконалості.

На основі вище викладеного у дисертаційній роботі ставляться наступні **завдання**:

- вивчити нові ефекти опору залізобетону і модернізувати робочі гіпотези стосовно до його тріщиностійкості та жорсткості, спираючись на засади механіки руйнування;

- розробити нову класифікацію дискретних тріщин у залізобетонних конструкціях, викликаних геометричною, силовою і міжсередовищною концентрацією;

- розробити серію нових двоконсольних елементів при наявності різних тріщин у залізобетонних конструкціях, у тому числі складених і плосконапружених для різних видів опору: центральний розтяг (стиск); згин; позацентровий стиск; за наявністю багатоярусної арматури; з вільною орієнтацією арматурних стрижнів; у зоні похилих тріщин та універсальний ДКЕ, стосовно до складного опору;

- розробити нові моделі деформування залізобетону для визначення утворення тріщин, опору розтягнутого бетону між тріщинами, відстані між тріщинами і ширини їхнього розкриття; жорсткості залізобетонних конструкцій, які базуються на основних положеннях механіки руйнування, адаптованих стосовно до залізобетону;

- розробити методику та провести власні експериментальні дослідження для перевірки запропонованих розрахункових моделей деформування залізобетону, ефекту порушення суцільності, нових особливостей тріщиностійкості та жорсткості залізобетонних конструкцій при різних схемах навантаження, характері армування, класах бетону;

- провести чисельні дослідження та виконати порівняльну оцінку запропонованих розрахункових моделей деформування залізобетону із подальшим впровадженням у нормативні документи та практику проектування.

## РОЗДІЛ 2.

### АНАЛІЗ СУЧАСНОГО РІВНЯ РОЗВИТКУ МЕХАНІКИ РУЙНУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОНУ ТА МОЖЛИВОСТІ ЙОГО ВДОСКОНАЛЕННЯ І ВИКОРИСТАННЯ У ПОБУДОВІ МОДЕЛЕЙ ДЕФОРМУВАННЯ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ

#### 2.1. Огляд моделей механіки руйнування

За останні два-три десятиліття сформувалася нова галузь науки – механіка руйнування (МР), основне завдання якої полягає у вивченні поведінки конструкційних матеріалів із тріщиною при різних умовах навантаження. З позицій МР механічну міцність матеріалів (складову лише малу частку міцності їхніх хімічних зв'язків) визначає механізм ослаблення – концентрація напружень поблизу вершин тріщин і дислокацій. Цей підхід базується на тому, що тріщини або тріщиноподібні дефекти різного походження є практично у будь-якому матеріалі.

Розвитку загальних методів механіки руйнування, в тому числі і методик визначення критеріїв лінійної і нелінійної механіки руйнування, в останні два десятиліття присвячені відомі роботи В.В. Астаніна, В.І. Астаф'єва [7], Ю.І. Бабея, Б.І. Блажкевича, С.Ю. Богдан [41], В.В. Божидарника, Д. Броека [49], О.М. Гудзя, Д.С. Дагдейла, В.В. Зозулі, А.А.Камінського, К.Б. Карандєєва, Г.В. Карпенка, Л.М. Качанова, С.Ф. Клованича [113], В.А. Левіна [162], М.Я. Леонова, Г. Либовица [227], Й.Й. Лучка [167], Г.Г. Максимовича, Ю. Г. Матвієнка [171], Л.Я. Мізюка, В.М. Мітасова, В.М. Михайловського, Є.М. Морозова [191, 192], М.Ф. Морозова, З.Т. Назарчука, Д.Ф. Нотта, І.В. Ориняка, В.В.Панасюка [182], В.З. Партона, В.М. Пестрікова [213], Я.С. Підстригача, Г.С. Писаренка, Ю.М. Радаєва, Ю.М. Родічева, О.М. Романіва, Г.М. Савіна, В.Р. Скальського, С.М. Скоробагатова, В.Т. Троценка, В.В. Харченка, Г.П. Черепанова [292],

В.І. Шваб'юка, М.М. Шумиловського, О.Я. Яреми, G.I. Barenblatt [329], M. Dzako, T. Fudzij, A.A. Griffith [340], A. Hillerborg, M. Modeer and P.E. Petersson, [341], G.R. Irwin [347], E. Orowan, Sih G. C., R.J. Rise [369] та багатьох інших авторів.

Питанню застосування методів МР до такого матеріалу як бетон і залізобетон, присвячені роботи А.А. Ашрабова, Є.М. Бабича [10, 14], С.Ю. Богдан [41], Д. Броека [49], П.І. Васил'єва, Ю.В. Зайцева [81, 82], Й.Й. Лучка [167], В.І. Колчунова [54, 141], А.С. Кулябіна, В.В. Панасюка [182], В.О. Пахомова [218], Є.М. Пересипкіна [217], К.О. Пірадова [219], В.І. Рімшина [234], Л.П. Трапезнікова [268], В.І. Морозова, В.М. Чубрикова, І.А. Яковенка [321, 346], Z.P. Bažant [330, 331], U. Diederichs, A. Hillerborg, M. Modeer, W. Lorenz, P.E. Petersson [341], G.C. Sih [369], U. Schneider, F. H. Wittmann, Yehia N.A.B. [374], Xu S & Zhang X. [373], та ін.

У даний час розроблено декілька моделей нелінійної механіки руйнування стосовно до розрахунку бетону і залізобетону. Всі вони тим чи іншим способом враховують псевдопластичні деформації поблизу устя тріщини (розглянутих як системи "другорядних" дрібних тріщин), яка розвивається.

Однією з таких моделей є модель умовної тріщини, зображена на рис. 2.1. На довжині  $a$  берега тріщини не контактують між собою, на ділянці  $l_{pl}$  між стрижнями діють сили ослаблених міжчасткових зв'язків, розподілених за деяким законом. У результаті тріщина представлена сумарною довжиною  $l_{eff}$ , так, що НДС у тілі, яке містить розглянуту тріщину, може бути знайдений методами лінійної механіки руйнування. У такій постановці дана задача стосовно металів та і іншим квазіоднородних матеріалів розглядалася у відомих роботах G.R. Irwin [347], G.I. Barenblatt [329], В.В. Панасюка [182], Д. Даглейла та інших послідовників.

При переході до бетону, в розрахунках Sih G. C. [364, 369] з Північно-західного університету (м. Званстон, США), критичне розкриття тріщини  $\eta_{max}$

і залежність  $\sigma[\eta(x)]$  встановлюється експериментально, базуючись на випробуваннях при дії осьового розтягу.

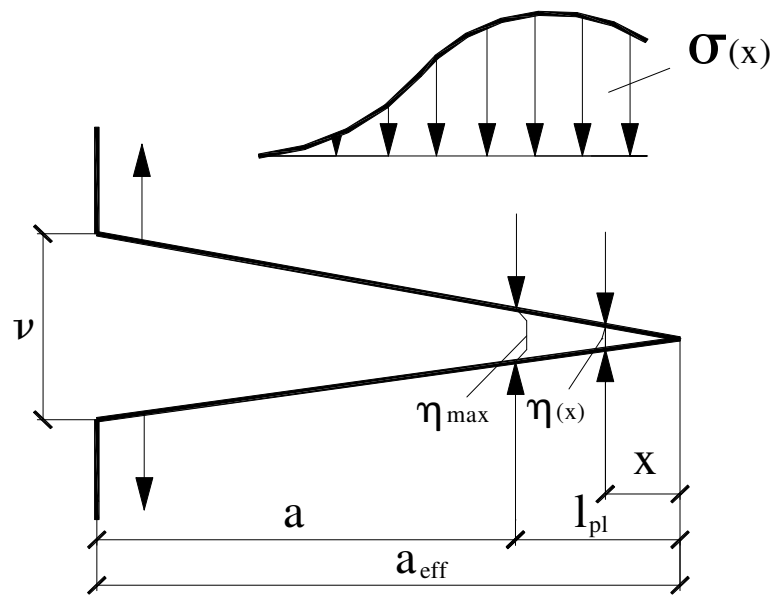


Рис.2.1. Модель умовної тріщини

Алгоритм рішення задачі при цьому наступний:

1. Задаються довжиною зони перед руйнування  $l_p$  і профілем ефективної тріщини.

2. На основі діаграми " $\sigma-\varepsilon$ " для осьового розтягу знаходять  $\sigma[\eta(x)]$ . Таким чином, форма епюри  $\sigma(x)$  залежить від прийнятого профілю тріщин і характеру діаграми " $\sigma - \varepsilon$ ".

3. Знаючи геометрію елемента, величину зовнішнього навантаження і епюру  $\sigma(x)$ , на основі методів теорії пружності обчислюють взаємні переміщення берегів для умовної (ефективної) тріщини даної  $l_{eff}$ .

4. Якщо  $\eta(x)|_{x=l_{pl}}$  дорівнює  $\eta_{max}$ , то прийнята довжина зони передруйнування знайдена коректно. Інакше задаються іншою довжиною зони передруйнування і повторюють рахунок до тих пір, поки не буде досягнута рівність.

5. Потім віднімають  $\vartheta$  на зовнішній поверхні елемента. Якщо це значення не відповідає експериментальним даним, то змінюють заданий

профіль тріщини і розрахунок повторюють. Проведені чисельні дослідження показали, що епюра  $\sigma(x)$  близька до прямокутної з інтенсивністю  $\sigma_u$ , профіль тріщини – до трикутника. Модель чутлива до варіювання  $\eta_{max}$  і мало реагує на зміну значення  $\sigma_u$ . Для практичних цілей автори пропонують приймати  $\eta_{max}$  за результатами випробувань бетонного зразка на осьовий розтяг із записом повної діаграми " $\sigma - \varepsilon$ ". При цьому значення  $\eta_{max}$ , відповідає кінцю нисхідної гілки діаграми при  $\sigma > 0$ .

Інший варіант моделі запропонований А. Hillerborg, М. Modeer, W. Lorenz, Р.Е. Petersson [341], розроблений в університеті м. Луїда (Швеція). Він заснований на феноменологічній картині поведінки бетону при осьовому розтязі.

Приймається, що досягнення напруженнями значення  $f_{ctk}$  супроводжується утворенням зони локальної деформації. Загальне подовження  $\Delta l$  дорівнює сумі подовжень від рівномірного розподілу деформацій  $\varepsilon$  і від додаткової локалізованої деформації  $w$ . Для опису залежності між напруженнями і деформаціями (переміщеннями) використовуються дві діаграми – залежність " $\sigma - \varepsilon$ ", для матеріалу поза зоною передруйнування і залежність " $\sigma - w$ " у самій зоні передруйнування (рис. 2.2). Обидві діаграми вважаються незалежними від форми і розмірів зразка. Дослідження [341] показали, що  $w_u$  для звичайного бетону одно 0,08 мм, для дрібнозернистого бетону 0,04 мм, для сталевібробетона 8 мм.

У роботах Z.P. Bažant зі співавторами [58, 325, 330, 331 та ін.] запропоновано модель поясу тріщин. Модель, виходячи з неоднорідності структури бетону, розглядає деякий "представницький об'єм", лінійний розмір  $\omega$  якого, повинен у 2–4 рази перевищувати максимальний розмір зерен крупного заповнювача. Для спрощення передбачається, що всі мікротріщини, які утворюють "затуплений пояс тріщин", орієнтовані перпендикулярно осі  $Oz$ , тому їхнє утворення не впливає на поперечні деформації  $\varepsilon_x$  і  $\varepsilon_y$  і виявиться тільки на  $\varepsilon_z$ .



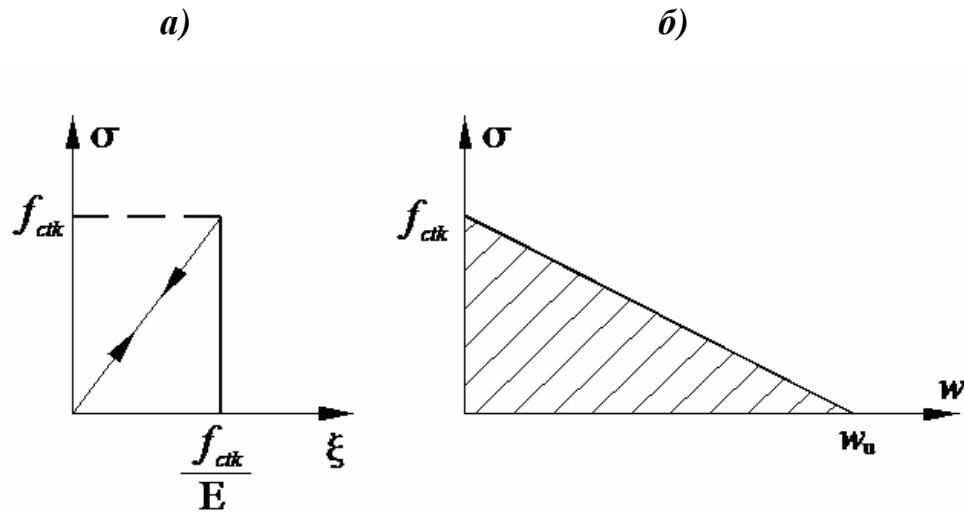


Рис. 2.2. Моделювання поведінки матеріалу поза зоною (а) і у зоні (б) передруйнування

Ця обставина може бути врахована введенням до діагональної матриці жорсткості єдиного параметра  $\mu$ , який враховує утворення тріщин. Параметр  $\mu$  дорівнює 1, якщо матеріал знаходиться у не тріснутому стані, і дорівнює 0 для стадії повністю розвинутої тріщини. Величина параметра  $\mu$  може бути задана таким чином, щоб отримати потрібну залежність між напруженнями і деформаціями (включаючи нисхідну гілку деформування),

$$\sigma_z = E \cdot f \cdot (\varepsilon_z). \quad (2.1)$$

Повна діаграма " $\sigma$ - $\varepsilon$ " апроксимується білінійною (рис. 2.3), що характеризується параметрами:  $E_c$ ,  $f_{ctk}$ ,  $E_{ct}$  (негативний) і граничної деформацією  $\varepsilon_0$ .

Одним із цих параметрів може бути виражений через три інші. Величина тимчасового опору розтягу в вершині тріщини дещо знижена за рахунок дії стискаючих напружень  $\sigma_x$  (діють паралельно площині тріщини). Аналіз досліджень показує, що:

$$\omega_s \approx 3d_0, \quad (2.2)$$

де  $d_0$  – максимальна крупність заповнювача. З огляду на рис.2.3,що:

$$\varepsilon_0 = \frac{2 \cdot y}{f_{ctk}}, \quad (2.3)$$

отримаємо:

$$\varepsilon_0 = \frac{2 \cdot y}{f_{ctk} \cdot 3d_0}. \quad (2.4)$$

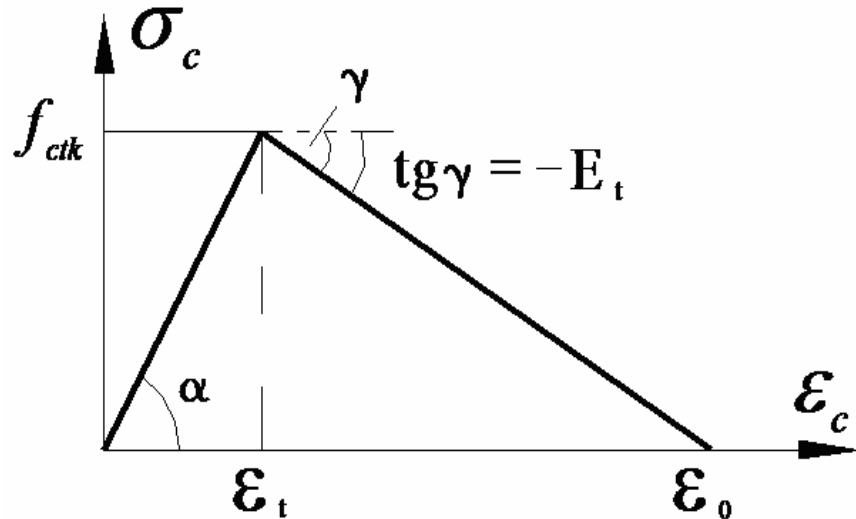


Рис. 2.3. Білінійна діаграма, прийнята у роботі [330] для апроксимації повної діаграми при розтягу

Сумарне розкриття мікротріщин у кінцевій зоні (зоні передруйнування) знаходиться за наступною залежністю:

$$\delta_{1c} = \varepsilon_0 \omega_c. \quad (2.5)$$

У двопараметричній чеський моделі Л.П. Трапезнікова [268], поряд із параметром, який характеризує структуру бетону ( $m_0$ ), до розгляду вводиться ще один параметр моделі – гранична робота розтягуючих напружень, на відповідних деформаціях –  $A_0$ . Зона передруйнування виникає тільки тоді, коли питома робота напружень розтягу досягає  $A_0$ . Тріщина може виникнути або почне рости існуюча, якщо зона передруйнування досягає граничної довжини  $m_0$  (рис. 2.4).

Руйнування на рівні мікроструктури матеріалу представляється процесом, який складається з наступних стадій: утворення зони

передруйнування, її підростання до деякого граничного розміру  $m_o$ , утворення мікротріщини; стійке і нестійке зростання мікротріщин:

- при нестійкому зростанні тріщин

$$\frac{\partial m}{\partial l} > 0, \quad (2.6)$$

- при стійкому зростанні тріщин

$$\frac{\partial m}{\partial l} < 0. \quad (2.7)$$

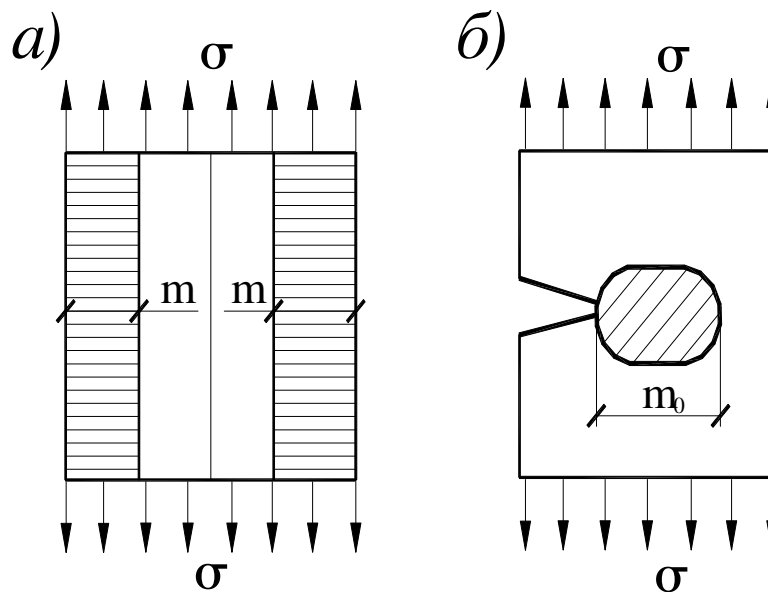


Рис. 2.4. Утворення (а) і розвиток (б) тріщини у двопараметричній моделі Л.П. Трапезнікова [268]

Параметр  $m_o$  визначається із наступної залежності:

$$m_o = K d_0, \quad (2.8)$$

де  $d_0$  – максимальна крупність заповнювача;  $K$  – для важкого бетону приймається рівним 1–1,3 при  $d_0 \geq 20$  мм.

Параметр  $A_0$  найпростіше визначити з короточасних дослідів на осьовий розтяг:

- при лінійному законі деформування:

$$A_0 = \frac{f_{ctk}}{2E_c}, \quad (2.9)$$

- при нелінійному законі деформування та врахуванні нисхідної гілки деформування:

$$A_0 = \int_0^{\varepsilon_0} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon. \quad (2.10)$$

При плоскому напруженому стані умова утворення зони передруйнування записується у наступному вигляді:

$$A_0 = \frac{1}{2E} [\sigma_1^2 - \sigma_2(2\sigma_1\nu - \sigma_2)] \geq A_0. \quad (2.11)$$

Вважаючи, що  $\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \beta$  та  $\sigma_1 = f_0$  з умови (2.11) отримаємо:

$$f_0 = \left[ \frac{2A_0 E}{1 - 2\beta\nu + \beta^2} \right]^{\frac{1}{2}}. \quad (2.12)$$

Для вираження роботи напружень розтягу в околиці вершини тріщини нормального відриву через коефіцієнт інтенсивності напружень використовуються відомі асимптотичні залежності. У результаті отримаємо:

$$A = \frac{1}{2\pi m} \cdot \frac{K_1^2}{2E_c}. \quad (2.13)$$

З урахуванням залежностей (2.9) і (2.13) записується умова рівноваги при сталому розвитку і при стягування тріщини:

$$\frac{1}{\sqrt{2\pi m_0}} \cdot K_{1c} = f_{ctk}. \quad (2.14)$$

Умова (2.14) є аналогом відомих залежностей в моделі умовної тріщини (наприклад, в постановці Леонова–Панасюка).

Модель Л.П. Трапезнікова [268] дає можливість оцінювати момент виникнення тріщини (чого не дозволяє жодна із запропонованих моделей), а також вона опрацьована на випадок тривалої дії навантаження. Проте, в плані обґрунтування моделі є деякі наступні заперечення: в дійсності тріщина зароджується значно раніше настання критичного стану, який визначається

параметрами  $A_0$  і  $m_0$ ; використання критичного коефіцієнта інтенсивності напружень у зоні передруйнування, підданому значної деструкції вимагає його відповідного коригування.

Вивчення прогину, позацентрового стиску і розтягу стрижневих залізобетонних елементів з різних епюр напружень вимагає більш складного та точного підходу. Досить ефективна розрахункова схема таких елементів у вигляді системи блоків, розділених тріщинами і пов'язаних між собою стиснутою й зоною і розтягнутої арматурою. Завдання визначення напружень і деформацій розглядається як контактна для суміжних блоків із задоволенням граничних умов за довжиною блоку, що враховує зчеплення арматури з бетоном, і по лінії контакту між блоками, що включають особливість поля напружень у вершині тріщини.

Є.М. Пересипкін [217] проаналізував вплив різних чинників на параметри напружено-деформованого стану. Показано, що коефіцієнт інтенсивності напружень у вершині тріщини описується (у зігнутих елементах за наявності арматури) спочатку монотонно зростаючою функцією від довжини тріщини (нисхідна гілка, де поведінка тріщини нестійка). Потім залежність має нисхідну гілку або область стійкого зростання, яка характеризується тим, що при малому збільшенні навантаження відповідає мале просування тріщини.

Глибина поширення тріщини, при яких  $K_1=0$ , є граничними. У подальшому "позамежному" для побудованих тріщин перебігу процесу руйнування йде накопичення порушень суцільності стиснутої зони, непружних деформацій арматури. Показано, що навантаження, яке відповідає граничним довжинам поперечних тріщин, близьке до значення руйнівного навантаження, обчисленому за методом граничних станів. Створюються також сприятливі умови для зміни напрямку розвитку тріщин з поперечного на повздовжній (за рахунок напружень розтягу,  $\sigma_z$  у гирлі тріщини, які можуть перевищувати  $\sigma_x$ ). При великому кроці поперечних тріщин підвищується роль конструктивних хомутів як перешкода для розвитку

повздожніх тріщин. Більш докладне вивчення розглянутих і суміжних питань відкриває перспективу заміни ряду конструктивних вимог попередніми оцінками і, отже, виявлення додаткових резервів міцності і деформативності ЗБК.

Алгоритм розрахунку мало армованих статично невизначених залізобетонних елементів, які працюють на згин, із одиничною тріщиною зводиться згідно П.І. Васил'єву і А.С. Кулябіну до наступного:

1. Виконується пружній розрахунок конструкції за відомою геометрією і статичної схемою. За умовою міцності (де використовується  $M_{el}$ ) визначається площа арматури.

2. За відомим  $K_{1c}$  (для мало армованих елементів приймається постійним і дорівнює максимального значення) і  $M_{el}$ , користуючись графіками методики Є.М. Пересипкіна [217], знаходиться відносна глибина проникнення тріщини  $S/h_0$  для відомого  $d\mu$ . Далі, користуючись експериментальною залежністю за відношенням по  $S/h_0$  визначаються  $M_c$ ,  $\xi$ ,  $w_k$  і визначаються (з умови рівноваги зусиль при трикутних епюрах напружень у стиснутому і розтягнутому бетоні) напруження в арматурі і стиснутому бетоні в перерізі з тріщиною.

3. Невідомі зусилля в перерізі з тріщиною  $M$  і  $V$  визначаються з рішення канонічних рівнянь методу сил:

$$\left. \begin{aligned} M(\delta_{MM} + \delta^*) + V\delta_{MV} + \Delta_{MP} &= 0 \\ M\delta_{VM} + V\delta_{VV} + \Delta_{VP} &= 0 \end{aligned} \right\}, \quad (2.15)$$

де  $\delta_{MM}$ ,  $\delta_{MV} = \delta_{VM}$ ,  $\delta_{VV}$  – поодинокі кути повороту частин балки від одиничних зусиль  $\bar{M}$  і  $\bar{V}$ , прикладених за лінією розрізу в місці тріщини;  $\Delta_{MP}$ ,  $\Delta_{VP}$  – кути повороту від зовнішніх зусиль у цьому ж стані;  $\delta_m^*$  – одиничне переміщення, яке представляє собою взаємний одиничний кут повороту частин балки в перерізі з тріщиною (враховує нелінійність, викликану розкриттям тріщини). У першому рівнянні (2.15):

$$\delta_M^* = \frac{2h}{Md} \left( \frac{\sigma_s \psi_s}{E_s} + \frac{\sigma_c \psi_c}{E_c} \right) - \frac{2h}{E_c I_{red}}, \quad (2.16)$$

У виразі (2.16) вплив одиничної тріщини на жорсткість конструкції обмежується ділянкою довжиною  $\pm h$  від тріщини. Балка поза зоною з одиничною тріщиною розглядається як лінійно деформована з жорсткістю  $E_c \cdot I_{red}$ .

Із новим значенням  $M$  у місці утворення тріщини (який є меншим від  $M_{el}$ ) переходимо до наступної ітерації і т.д. до виконання умови:

$$|M_i - M_{i-1}| \leq \varepsilon, \quad (2.17)$$

де  $\varepsilon$  – задана точність.

Спроба залучення консольної схеми для реалізації залежностей механіки руйнування при розрахунку залізобетонних елементів була зроблена в роботі В.О. Пахомова [218]. Однак використання консолі для всієї ділянки між тріщинами перерізом  $s_r \cdot b$ , звело нанівець усі переваги такого тонкого інструментарію, який має механіка руйнування. Тут доречно було б використання двоконсольної схеми, виділеної у безпосередній близькості до зони, прилеглої до тріщини [72, 116, 141, 321, 346]. Тоді, поєднання інструментарію механіки руйнування і традиційних методів теорії залізобетону дозволило б отримати значно точніше і обґрунтоване рішення.

Є цілий ряд раціональних "зерен" у роботах [80–82]. Цікавим є аналіз механізму гальмування тріщин за допомогою круглих пустот структури легких бетонів.

Слід зазначити, що в ряді випадків при визначенні нових констант бетону, пов'язаних із методами механіки руйнування, дослідники підміняють природні тріщини штучними [81, 82, 219 та ін].

При такому підході виникає проблема їхнього взаємоузгодження з параметрами бетону, отриманих на традиційних зразках (наприклад, граничний опір бетону на розтяг  $f_{ct}$  і критичний коефіцієнт інтенсивності

напружень  $K_{ic}$  – виражаються один через інший, але отримані на різних зразках і за наявності якісно різних тріщин), яка сама по собі не менш складна, ніж вихідна. Проте експериментальні витрати і "потуги" на визначення нових констант бетону досить істотні, трудомісткі, а найприкріше те, що вони навряд чи зможуть бути серйозною альтернативою вже існуючим константам.

Що ж стосується так званого "нового підходу" з використанням механіки руйнування до побудови теорії залізобетону, то він, на наш погляд, дозволяє бажати кращого [219], хоча б тому, що традиційний підхід не тільки не поступається, а набагато точніше і надійніше за пропонованого. У цьому легко переконатися, провівши статистичну обробку накопиченого дослідного матеріалу.

Таким чином, розрахунки залізобетонних конструкцій із використанням особливостей механіки руйнування в ряді випадків доведені, до практичного використання, хоча ще далекі від досконалості.

## **2.2. Критичний аналіз спроб побудови розрахункового апарату залізобетону на засадах механіки руйнування**

Фундаментальні положення механіки руйнування закладені у теоріях А.А. Griffith [340], G.R. Irwin [347], G.I. Barenblatt [329]. Основна ідея А.А. Griffith полягала у тому, що потенційна енергія тіла, накопичена їм у процесі пружного деформування, при руйнуванні повністю перетворюється в енергію утворених нових поверхонь (її називають поверхневою енергією і позначають  $\gamma$ ). Для теоретичної оцінки проведених ним експериментів, він привернув поняття концентрації напружень і змодельював найтоншу тріщину у полі розтягуючих напружень у вигляді еліпса (рис. 2.5). Таким чином, теорія А.А. Griffith [340] призводить до наступної рівності:

$$\sigma^2 = E \cdot \gamma \cdot [\pi \cdot (1 - \nu^2) \cdot a]^{-1}, \quad (2.18)$$



де  $a$  – велика піввісь еліпса (половина довжини тріщини);  $\gamma$  – поверхнева енергія, яка припадає на одиницю площі тріщини. При аналізі теорії А.А. Griffith [340] виникає декілька аспектів:

а) поле напружень має особливість у кожному кінці тріщини, де умова лінійної теорії про малість деформацій виявляється порушеною;

б) під час підрахунку напружень варто було б врахувати поступове перетворення нескінченно тонкої тріщини з ростом навантаження в усі товщини еліпса – це призвело б до кінцівки напруги на кінцях тріщини і дозволило б врахувати деформованість граничних поверхонь;

в) особливість, зазначена у пункті (а) відображає істотну взаємодію між внутрішньою неkontинуальною кінцевою областю у кінці тріщини, тому застосування лінійної континуальної теорії є недоречним;

г) у плівці, яку випробовують поверхневим на тяжінням  $S$  плівці (рис. 2.5, б), повинні виникати поперечне напруження  $(S/\rho)$ , якщо ця плівка має кривизну  $(1/\rho)$ . Логіка, таким чином, вимагає накладення зазначеного нормального розтягу  $(S/\rho)$  на поверхню еліптичного отвору в якості граничного умови, що, на жаль, А.А. Griffith ігнорується;

д) немає ніякої впевненості у тому, що послідовність овальних кривих, відмінних від еліпсів, призвела б до тих же результатів. Тому гранична задача може бути поставлена в іншій формі [227], для якої рішення відоме:

$$\left. \begin{aligned} \vartheta = 0, \tau_{xy} = 0 \text{ якщо } y = 0, |x| > a \\ \sigma_y = -\sigma, \tau_{xy} = 0 \text{ якщо } y = 0, |x| < a \end{aligned} \right\}, \quad (2.19)$$

При цьому потрібно, щоб напруження зникало на нескінченності. Рішення такого завдання у комбінації з простим розтягом при напруженні  $\sigma$  (тріщини немає) дає рішення вихідної задачі.

Теорія G.I. Barenblatt [329] справляється з аспектами (а) – (г) наведеними вище, але потрібно введення подальших гіпотез, що зберігають лінійну граничну задачу в формі, описаної у п. (д). Він вводить сили тяжіння (сили зчеплення типу  $S/\rho$ ), інтенсивно діючі у малих зонах у кінців тріщини

(рис. 2.5, *a*). Ці сили зчеплення притягують поверхні тріщини один до одного (особливість стиску) і компенсують особливість, яка вноситься доданими далеко напруженнями розтягу (особливість розтягу). У підсумку, перший постулат даної теорії полягає у знищенні цих особливостей.

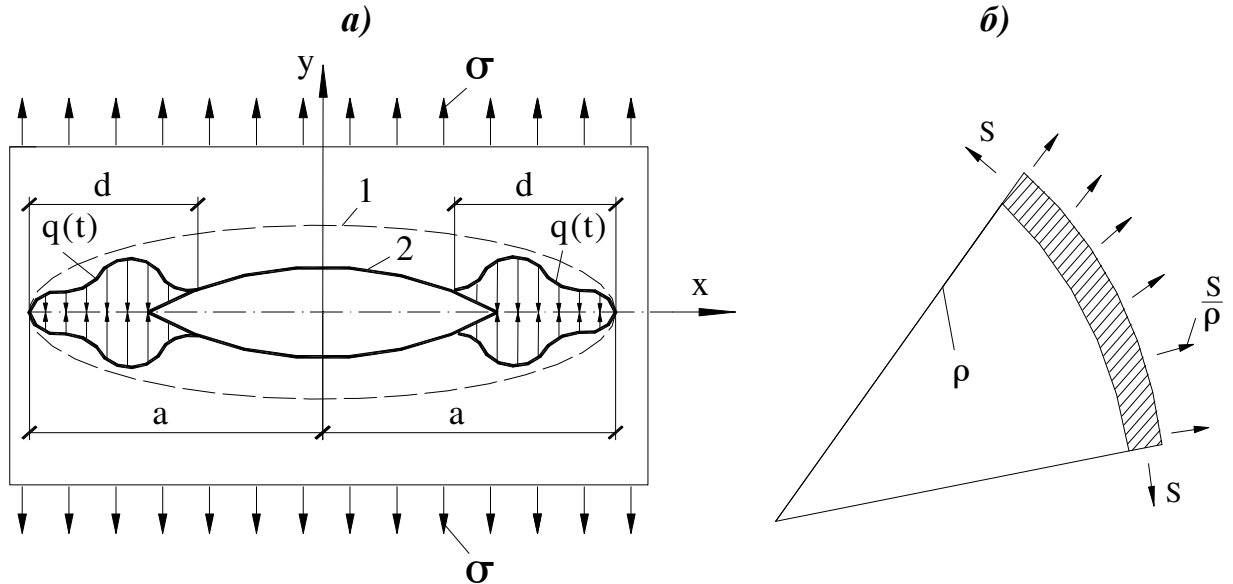


Рис. 2.5. До аналізу теорій А.А. Griffith і G.I. Barenblatt: *a* – моделювання тріщини; *б* – виникнення нормального напруження  $S/\rho$  у результаті поверхневого на тяжіння  $S$ ;

1 – еліпс, прийнятий у теорії А.А. Griffith [340]; 2 – плавне змикання кінцевих поверхонь тріщини за теорією G.I. Barenblatt [329]

Як наслідок цього, дві поверхні тріщини після деформації змикаються гладко, створюючи загострення у кінцях (рис. 2.5, *a*).

Результат виходить отриманий суперпозицією трьох станів, у межах лінійної теорії пружності: перший стан – тріщин немає, навантаження створюють нормальне напруження; другий стан – розглядається той же тіло без прикладених навантажень, але з вільними поверхнями тріщини (без сил зчеплення). До цих поверхонь прикладаються напруження відповідно з першого стану і вирішується завдання теорії пружності; третій стан – те ж саме тіло розглядається ще раз без прикладених навантажень, але на поверхнях тріщини діють вже сили зчеплення. Знову вирішується завдання

теорії пружності. Потім складаються напруження  $\sigma_y$  на продовженні тріщини від усіх трьох станів і виконується знищення їхніх особливостей при зверненні в нуль коефіцієнта  $(N_0 + N_c)$ , який міститься у множині  $S_1^{-1/2}$  з явно вираженою особливістю (тут  $N_0$  – інтеграл, який служить розподіл напружень  $\delta_y$  другого стану на половині довжини  $a$  і який в якості міри прикладених навантажень;  $N_c$  – те ж, для третього стану;  $S_1$  – нова змінна, що дорівнює різниці між змінними  $x$  і  $a$ ).

Відповідно до другого постулату G.I. Barenblatt [329] коефіцієнт  $N_c$  являє собою константу матеріалу, що не залежить від самої тріщини і від прикладених до неї навантажень, які змушують її просуватися як "рівноважену тріщину".

Третій постулат теорії Barenblatt полягає у тому, що розподіл сил зчеплення  $q(x)$  відображений малою зоною, яке простягається всередину тріщини на відстань  $d$  від її кінця, розташованого в точці  $x=a$  (рис. 2.5,  $a$ ), тобто  $d/a$  є малим у порівнянні з одиницею. Цей постулат призводить до того, що коефіцієнт  $N_c$ , після розкладання за ступенями  $\xi$  (где  $\xi=a-t$ ,  $t$  – поточна координата осі  $x$ ), може бути представлений у вигляді:

$$N_c = -\frac{1}{\pi} \cdot \int_0^d G(\xi) \cdot \xi^{-\frac{1}{2}} d\xi, \quad (2.20)$$

де  $G(\xi)=q(t)$ .

Коли прикладені навантаження зростають, сили зчеплення  $G(\xi)$  теж зростають, чинячи опір відриву, тобто просуванню тріщини. У запропонованій теорії передбачається, що існує межа цього збільшення, після якого матеріал розривається.

Тоді тріщина стає "рухомо-рівноважною" (на більш ранніх стадіях вона називається "нерухомо рівноважною").

Граничне значення  $N_{c,u}$  виражається наступним чином:

$$N_{c,u} = -\frac{1}{\pi} K, \quad (2.21)$$

де

$$K = \int_0^d G(\xi) (\xi)^{-\frac{1}{2}} d\xi, \quad (2.22)$$

$K$  – приймається за матеріальну постійну, яке називається "модулем зчеплення".

Тоді з урахуванням вимоги про знищення особливостей, отримуємо:

$$N_0 = -N_c = \frac{K}{\pi}. \quad (2.23)$$

Таким чином, критична величина прикладених навантажень  $N_0$  виражається рівнянням (2.23), який відображений критерієм поширення тріщини.

Аналогічно, складаючи зміщення поверхні тріщини  $\vartheta(x)$ , які визначаються другим і третім розглянутими станами (перший стан дає  $\vartheta(x)=0$ ), отримаємо:

$$\vartheta(S_2) = \vartheta_2(S_2) + \vartheta_3(S_2) = \pm 4 \cdot (1 - \nu^2) \cdot E^{-1} \cdot (N_0 + N_c) \cdot S_2^{1/2} + O(S_2^{3/2}), \quad (2.24)$$

де  $S_2 = a - x$ ;  $O(S_2^{3/2})$  – деякий ряд за ступенями  $S_2^{3/2}$ , починаючи з першого.

До тих пір, поки в цьому виразі залишається член, пропорційний  $S_2^{1/2}$ , деформована тріщина буде закругленою на кінці. Особливість у напруженнях буде усунена шляхом накладення умови (2.6). Залишковий член у рівнянні (2.24) член має порядок  $S_2^{3/2}$ , а отже, і нульову похідну при  $S_2=0$ . Таким чином верхня і нижня поверхні тріщини плавно змикаються на кінцях, утворюючи загострення тертя з нульовим кутом (рис. 2.5, а).

У свою чергу, для напруження  $\sigma_y$  можна записати:

$$\sigma_y = (\sigma_y)_1 + (\sigma_y)_2 + (\sigma_y)_3 = (N_0 + N_c) \cdot S^{-1/2} + q(a) + O(S_1^{1/2}), \quad (2.25)$$

де  $O(S_1^{1/2})$  – деякий ряд за ступенями  $S_1^{1/2}$ , починаючи з першого.

Межа  $\sigma_y$  при  $S_1 \rightarrow 0$  (тобто при підході до кінця тріщини) дорівнює  $q(a)$ . Отже,  $\sigma_y$  змінюється безперервно при переході через вістря тріщини. Проте, відмінність між  $\sigma_y$  у матеріалі ( $x > a$ ) і розподілом напружень від сил

зчеплення ( $a < x$ ) якщо  $x < a$  зберігається, оскільки  $\vartheta$  дорівнює нулю при  $x > a$  і відмінно від нуля якщо  $x < a$ . Четвертий постулат теорії Barenblatt доповнює лінійну континуальну модель введенням малого розміру  $d_i$ : "Форма нормального перерізу поверхні тріщини у кінцевій області (і, отже, відповідно локальний розподіл сил зчеплення по поверхні тріщини) не залежить від діючих навантажень і завжди є однаковою для даного матеріалу". Очевидно, це надає можливість деякому зв'язку із малими довжинами, властивими гратковим моделям і міжатомними відстанями. Межа, запропонована постулатом сил зчеплення, уможлиблює і деякий зв'язок із "теоретичною міцністю" [227].

Зв'язок між теорією A.A. Griffith і теорією G.I. Barenblatt встановлюється шляхом розгляду роботи, яку здійснюють у кінці тріщини, силами діючими поблизу кінця, при нескінченно малому просуванні тріщини. В теорії Griffith ця зміна роботи відбувається тільки від "утримуючих сил" на продовженні тріщини, що можливо лише при наявності відповідної особливості напружень і відкидання обмеження малості деформацій, прийнятих у лінійній теорії пружності. В теорії Barenblatt, хоча і немає ніякої особливості напружень (а отже, робота "утримуючих сил" являє собою малу величину другого порядку по відношенню до роботи, пов'язаної зі збільшенням довжини тріщини), сили зчеплення мають інтенсивність, порівнянну з "теоретичною міцністю", у першому наближенні, яка дорівнює  $E/10$ . Стосовно до еліпсу Griffith при  $b > 0$  особливість, про яку йшла мова, докорінно змінюється. Починаючи з певною мірою сплюснутості еліпса, напруження на його кінцях придушуються ефектами поверхневого натягіння. Завданням нормального розтягування  $S/\rho$  (див. рис. 2.5, б) на поверхні тріщини, енергії нової поверхні  $\gamma$  приписується неявно значення  $S$ . Ця енергія переходить у поверхневу плівку при збільшенні займаної нею площі за рахунок нормальних реакцій  $S/\rho$  з боку континууму.

G.I. Barenblatt вважає, що вся робота сил зчеплення ( $W$ ) дорівнює:

$$dW = da \cdot 4(1 - v^2) \cdot (\pi \cdot E)^{-1} \cdot K^2 = 4 \cdot \gamma \cdot da, \quad (2.26)$$

тоді

$$K^2 = \pi \cdot \gamma \cdot E \cdot (1 - v^2)^{-1}. \quad (2.27)$$

З урахуванням (2.27), вираз (2.26) набуває вигляду:

$$N_0 = (\gamma \cdot E)^{1/2} \cdot [\pi(1 - v^2)]^{-1/2}, \quad (2.28)$$

що повністю відповідає критерію (2.18) у теорії Griffith. Отже, критерій (2.28) визначає навантаження, необхідне для переходу тріщини у стан рухомої рівноваги.

Крім розглянутих енергетичних підходів до аналізу розвитку тріщин, можливий і силовий підхід, де об'єктом особливої уваги є вершина тріщини – місце виникнення найбільшої концентрації напружень. При цьому складнощі полягають у тому, що реальний радіус кривизни тріщини визначити неможливо, а прийняття вершини тріщини ідеально гострою призводить до того, що концентрація напружень стає настільки сильною, що напруження  $\sigma_y$ , які визначаються методами теорії пружності, будуть прагнути до нескінченності, хоча як і до того (у залежності від форми тріщини, форми тіла, характеру зовнішнього навантаження).

Використовуючи цей різний характер прагнення напружень до нескінченності, був знайдений критерій локального руйнування тіла.

Ідея Irwin G.R. [347] полягала у тому, щоб порівнювати не самі напруження  $\sigma_y$ , а величину  $K$ :

$$K = \lim_{s \rightarrow 0} (\sigma_y \cdot \sqrt{s}), \quad (2.29)$$

де  $s$  – відстань за лінією тріщини від її вершини до деякої точки, де діють напруги  $\sigma_y$ . Ця межа у механіці руйнування отримала назву "коефіцієнт інтенсивності напружень".

Одним з найбільш вдалих способів знаходження сингулярності напружень у кінці тріщини є метод розкладання за власними функціями, розвинений Williams M.L. [372], Sih G.C., Rise J.R. [369], які об'єднали метод

розкладання за власними функціями з теорією функцій комплексної змінної, зокрема функції Гурса, у вигляді:

$$\varphi(Z) = \sum_{n=0}^{\infty} A_n \cdot Z^{\lambda_n}, \quad (2.30)$$

$$\chi(Z) = \sum_{n=0}^{\infty} B_n \cdot Z^{\lambda_{n+1}}, \quad (2.31)$$

де  $\lambda$  – власні значення;  $n = 0, 1, \dots$

Коефіцієнти інтенсивності напружень легко обчислювати за допомогою функцій Гурса, позбувшись особливостей типу  $\frac{1}{\sqrt{Z}}$ . Вирази для цих коефіцієнтів можна використовувати у якості фундаментальних рішень (функцій Гріна) для задач із тріщинами з довільними поверхневими зусиллями. Тоді при малих  $r$  є вірною наступна формула:

$$Z(z) = \frac{K}{\sqrt{2\pi(z-a)}}, \quad (2.32)$$

де

$$K = \frac{1}{\sqrt{\pi a}} \int_{-a}^a q(\xi) \cdot \sqrt{\frac{a+\xi}{a-\xi}} d\xi, \quad (2.33)$$

$q(\xi)$  – відома кінцева функція;  $Z$  – комплексна змінна. Тут коефіцієнт інтенсивності напружень можна розглядати як зручне вимірювання навантажень, які діють на матеріал поблизу вершини тріщини.

Можливий і інший підхід для визначення коефіцієнтів інтенсивності напружень. Дослідження Modeer M. та Petersson P.E. [227, 341], показали, що  $K$  можна отримати з граничних значень максимальних напружень, які діють біля кінця підрізу, за умови, що радіус кривизни прагне до нуля. З урахуванням того, що напруження обернено пропорційні значенням  $\sqrt{r}$ , границя

$$K_1 = C_1 \cdot \lim_{r \rightarrow 0} \sqrt{r} \cdot \sigma, \quad (2.34)$$

буде кінцевою. Тут  $\sigma$  – максимальне напруження у кінці підрізу стосовно симетричного навантаження (аналогічно відшукується  $K_2$  для несиметричного завантаження).

Irwin G.R. [347], спираючись на три основних типи незалежних кінематичних переміщень верхньої і нижньої поверхонь тріщини по відношенню один до одного (рис. 2.6), розглянув загальний випадок плоского напруженого стану в околиці тріщин.

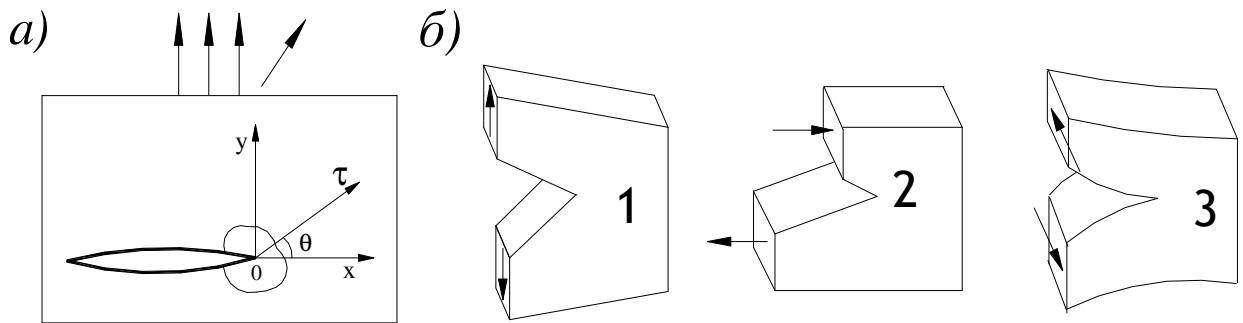


Рис. 2.6. Загальний випадок полів деформацій і напружень у вершини тріщини (а), як комбінація трьох (I, II, III) основних типів деформацій (б)

При цьому з урахуванням (2.32) і (2.33) знайдені асимптотичні вирази для визначення поля напружень і переміщень поблизу вершини тріщини:

$$\sigma_y = \frac{Kn}{(2\pi r)^{1/2}} \cdot f_{ij}(\Theta), \quad (2.35)$$

$$U_{ij} = \frac{Kn}{2G} \cdot \left( \frac{r}{2\pi} \right) \cdot \varphi_{ij}(\Theta), \quad (2.36)$$

де  $f_{ij}(\Theta)$  і  $\varphi_{ij}(\Theta)$  – набір тригонометричних функцій;  $i, j = 1, 2$ ;  $n = I, II, III$ .

### 2.3. Робочі передумови розвитку механіки руйнування залізобетону стосовно до розрахунку залізобетонних конструкцій

У переважній більшості випадків процес руйнування бетону відбувається у результаті проростання однієї з тріщин або сімейства розгалужених тріщин через його переріз. Такі тріщини часто називають



магістральними. Після навантаження бетонного зразка магістральна тріщина протягом довгого часу не спостерігається, а потім, з'явившись і з великою швидкістю "пробігаючи" через зразок швидко його руйнує.

Як показує аналіз сформованих до цього часу уявлень про закономірності крихкого руйнування, у матеріалах типу бетону протікають наступні фізичні процеси:

- 1) утворення зародкових мікротріщин;
- 2) стягування мікротріщин (нестабільне зростання);
- 3) поширення або блокування (гальмування) тріщин у досить характерному для даного матеріалу обсязі, що містить такі структурні елементи (межі наповнювачів, пори і порожнини різного походження), які можуть бути перешкодами для мікротріщин, а також при попаданні тріщини до зони дії стискаючих напружень.

Вивчення процесів, які відбуваються в усьому обсязі бетонного елемента (внутрішньоструктурного напруження, утворення субмікроскопічних тріщин, поява і розвиток мікроскопічних тріщин) є попередньою умовою в побудові теорії механіки руйнування бетону, так як усі дані щодо цих процесів, дозволяючи крок за кроком описувати процес розпаду, що не можуть поки дати можливість передбачити з достатньою точністю сам процес поділу бетонного тіла на частини.

Перехід до вивчення магістральної тріщини в цьому плані і є необхідним кроком у розвитку уявлень про кінетику руйнування бетону. Справді, зростання магістральної тріщини визначається станом і процесами в дуже малій області – у вершини цієї тріщини. У всій решті частини зразка може практично нічого не відбуватиметься, а зразок зруйнується – розпадеться на дві частини через ті явища, які відбувалися на кінчику тріщини.

Зайцев Ю.В. [81, 82] спробував сформулювати основні особливості поведінки тріщин у неоднорідному матеріалі типу бетону.

1. Розподіл напружень в неоднорідному матеріалі навіть при відсутності тріщин суттєво відрізняється від розподілу напружень в однорідному тілі. Це явище пов'язане з різницею пружних властивостей компонентів.

2. У бетоні, в залежності від співвідношення властивостей його компонентів і характеристик контакту цих компонентів, тріщини можуть розвиватися в різних зонах: у цементній матриці, в заповнювачі і в контактній зоні.

3. У неоднорідному матеріалі тріщини мають тенденцію легко проникати з більш жорсткого до менш жорсткого матеріалу. Зворотнє явище затруднене, тобто можлива зупинка тріщин на межі поділу компонентів.

4. Необхідною і достатньою умовою руйнування зразка матеріалу є утворення однієї або декількох магістральних, тобто наскрізних, тріщин, які викликають розподілення зразка навпіл або на більшу кількість частин. За такої умови наявність у зразку навіть значного числа наскрізних тріщин ще не говорить про його руйнування; з іншого боку, утворення, наприклад, наскрізної повздовжньої тріщини у стиснутому зразку вважається еквівалентним його руйнуванню, навіть якщо утворені частини ще могли б витримати навантаження стиску.

Старт макротріщини, обумовлений крихким зародженням руйнування в її вершині у загальному випадку не є "гарантом" глобального руйнування елемента конструкції. При крихкому руйнуванні нестабільний розвиток тріщини починається відразу після її старту, але тим не менше тріщина може зупинитися, не зруйнувавши конструкції, що може бути пов'язано з малою енергоємністю конструкції (не вистачає енергії на забезпечення динамічного зростання тріщини) або певною системою залишкових напружень (потрапляння тріщини до області стиску).

Таким чином, надійність конструкції в загальному випадку визначається не тільки умовами старту тріщини, але і кінетикою її зростання.

Початок розвитку тріщини при крихкому руйнуванні реалізується за механізмом зустрічного процесу, який включає зародження і розвиток мікротріщини в зоні передруйнування та її об'єднання з макротріщиною. Подальший розвиток макротріщини, згідно Г.П. Карзова [99], можливий за двома альтернативними механізмами.

Перший механізм базується на уявленні, що зростання макротріщини відбувається за рахунок безперервного зародження у її вершини мікротріщин, які, розвиваючись, об'єднуються з макротріщинами. Іншими словами, зростання макротріщини є не що інше, як безперервний акт зародження крихкого руйнування. Очевидно, що при крихкому розвитку тріщини по-першому механізму необхідна чимала енергія, так як безперервно (за мірою зростання тріщини) повинні забезпечуватися необхідні і достатні умови зародження макроруйнування, яке пов'язано з меншим або більшим, але обов'язково з наявністю пластичного деформування у вершини рухомої макротріщини.

Другий можливий механізм розвитку тріщини базується на наступних уявленнях. Після об'єднання мікротріщини з макротріщиною йде безперервний динамічний розвиток макротріщини при відсутності помітного пластичного деформування у вершини швидко розвивається тріщини (недостатньо часу на реалізацію релаксаційних процесів в вершині). При цьому енергія  $G_c$ , за висновком Г.П. Каризова [99], необхідна для старту тріщини, є більшою, ніж енергія, яка необхідна для її подальшого розвитку. Отже, динамічний розвиток тріщини при крихкому руйнуванні найбільш ймовірно відбувається за другим механізмом.

Таким чином, розвиток крихкого руйнування не відбувається за зустрічним механізмом (на відміну від старту крихкої тріщини), а пов'язаний із безпосереднім зростанням магістральної тріщини (макротріщини). Такий факт дає можливість безпосередньо використовувати концепцію механіки руйнування, яка зводиться до вирішення рівняння, в лівій частині якого

стоять параметри  $K$ ,  $G$ , які залежать від режиму навантаження конструкції, а у правій – їхні критичні значення, які характеризують властивості матеріалу.

Характерною особливістю залізобетону є наявність тріщин при його опору силовим і деформаційним впливам. Залізобетонні конструкції, як правило, експлуатуються у стадії, яку наступає після утворення тріщин (обмежується лише ширина їхнього розкриття). Тому природнім є намагання вивчити напружено-деформований стан в околиці тріщини. Саме таке завдання досліджується механікою руйнування, яка активно розвивається в останні роки [41, 54, 61, 81, 82, 325 та ін.].

Результати, досягнуті в цій галузі, дозволяють вже сьогодні поширити накопичені відомості на розрахунок залізобетонних конструкцій [54, 61, 141]. При цьому безумовно слід враховувати специфіку матеріалу. Багато що залежить і від вдалого виділення двоконсольного елемента [138, 141, 346].

Основні аспекти механіки руйнування, акцентують увагу на особливостях зони передруйнування з локалізованою деформацією  $\omega$  у цій зоні. З їхнього аналізу, наведеного у роботах [54, 61, 325 та ін.] випливає, що:

1) дві поверхні тріщини повинні замикатися гладко, щоб виключити нереальне збільшення напружень у кінцевій зоні до нескінченності;

2) зважаючи на великі кривизни поверхонь, які замикаються у зоні перед руйнування, повинні враховуватися сили поверхневого натягіння, і протидіючі їм сили, що притискають знову утворені поверхні тріщини одну до одного;

3) відповідно до постулату Barenblatt G.I. [329], міра взаємодії сил у зоні передруйнування є величиною постійною для даного матеріалу. Такі константи  $d$  в даний час розроблені школою, очолюваною Ю.В. Зайцевим [81, 82].

Нижче, спираючись на зазначені аспекти та їхній аналіз, здійснено розробку гіпотез МР стосовно до розрахунку ЗБК на засадах МР.

**Зона передруйнування. Гіпотези і передумови.** Будемо моделювати тріщину у вигляді витягнутого еліпса, у вершині якого є зона

передруйнування. Зона передруйнування являє собою продовження тріщини на ділянці, де по берегах тріщини діють сили, розподілені за яким-небудь законом. Якщо прийняти для опису берегів тріщини на цій ділянці параболічний закон (рис. 2.7), то, маючи у своєму розпорядженні діаграму  $\sigma-\omega$ , можна отримати розподіл сили взаємодії за довжиною кінцевої зони. Параболічні поверхні континууму, звернені опуклістю до середини, ідеалізовано (для модельного середовища) можна розглядати як поверхні з великим радіусом кривизни, в яких виникає поверхневе натягіння, яке викликає протидію реакції стиску за лінією сполучення поверхонь (рис. 2.7).

Більш того, враховуючи, що гіперболічні поверхні континууму гладко змикаються у точці  $A$  (рис. 2.7), виключаються будь-які особливості напружень у цій точці [54].

Розглянута схема зони передруйнування дозволяє, хоча і наближено, пояснити виникнення сил взаємодії та їхню різну спрямованість у кінцевій зоні. Визначення точної форми поверхні зони являє собою досить важке завдання пружного континууму (на сьогоднішній день є лише декілька результатів такого рішення для найпростіших випадків). До речі, обчислена крива Дагдейла, отримана з рішення за методом Мусхелешвілі, якісно співпадає з наведеною на рис. 2.7. Точне рішення цього завдання мало позначитися на практичних результатах розрахунку, так як розміри зони передруйнування для бетону невеликі. Більш того, максимальні напруження в цій зоні не перевищують значення  $f_{ctk}$ , тому внесок напруженого стану розглянутої зони у загальному напруженому стані поперечного перерізу залізобетонного елемента мало помітний. Проте, механізм стягування тріщини (при її розвитку) закладений саме в цій зоні, і тому її детальний розгляд має важливе значення.

Цілою низкою досліджень встановлено, що параметром, який характеризує стягування тріщини, є величина критичного розкривання тріщини, позначена у різних авторів по-різному:  $\eta_{max}$  – у моделі Sih G.C. (м. Еванстон, США) [364],  $\omega_{max}$  – у моделі Hillerborg, A., Modeer, M., Petersson P.E. (м.

Лунда, Швеція) [341], а також  $w$  в моделі Ю. В. Зайцева [81, 82];  $\delta$  – у моделі Леонова–Панасюка [182] і т. п.

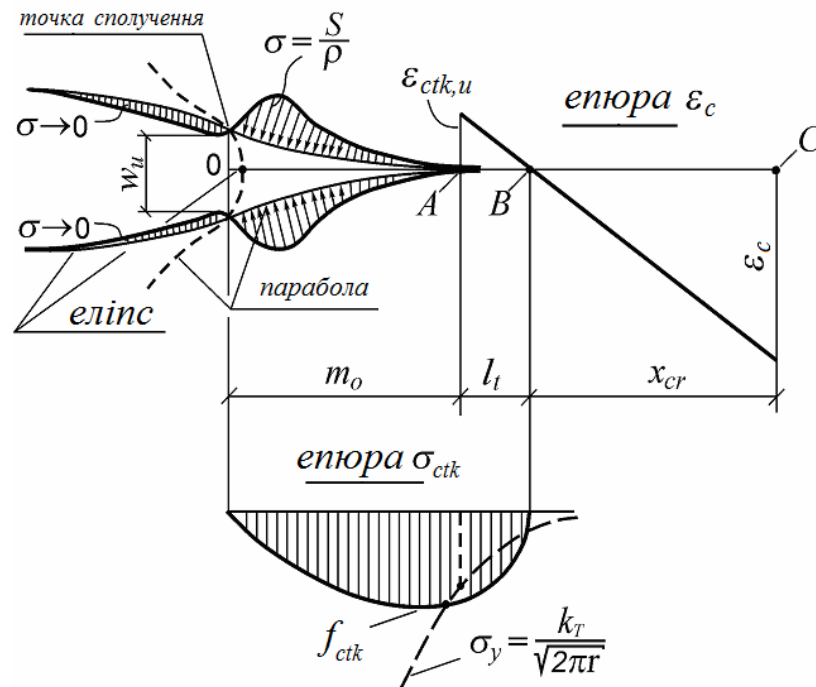


Рис. 2.7. До аналізу зони передруйнування

Грунтуючись на проведеному вище аналізі, можна сформулювати наступні основні гіпотези і передумови, покладені в основу розрахунку залізобетонних елементів:

1. Профіль устя тріщини моделюється еліпсом, який сполучаються в зоні передруйнування з двома параболічними поверхнями, гладко замикаються в кінці зони таким чином, що відсутня будь-яка особливість напружень.

2. Матеріал у зоні передруйнування знаходиться в умовах одноосного напруженого стану і має певні властивості, які описуються за допомогою діаграми  $\sigma_c - w_c$ , отриманої в дослідях на простий розтяг (гіпотеза аналогічна прийнятої у моделях Hillerborg, A., Modeer, M., Petersson P.E. [341], Ю. В. Зайцева [81, 82], Sih G.C. [364], Bažant Z. P. [330, 331], Леонова–Панасюка [182] та ін.).

3. Здригування тріщини відбувається після досягнення ширини розкриття тріщин на початку зони передруйнування деякого критичного  $w_u$

значення (вважається константою матеріалу), рівного граничному переміщенню на діаграмі  $\sigma-w$  (гіпотеза, аналогічна прийнятій в моделях Sih G.C. [364], Bažant Z. P. [330, 331], Hillerborg, A., Modeer, M., Petersson P.E. [341] та ін.

Із першої і другої гіпотез виплає, що епюра напружень у зоні перед руйнування описується квадратною параболою з вершиною у точці  $A$  (рис. 2.7). Довжина зони перед руйнування  $m_0$  визначається з умови, відповідно до якої в точці  $A$  відсутні різні особливості напружень:

$$\sigma_y = f_{ctk} = \frac{k_{cR}}{\sqrt{2\pi m_0}}. \quad (2.37)$$

Із аналітичного виразу (2.37) випливає, що

$$m_0 = \frac{k_{cR}}{\sqrt{f_{ctk}^2 \cdot 2\pi}}. \quad (2.38)$$

Тепер можна переходити до опису напружено-деформованого стану залізобетонних елементів у зоні, прилеглої до тріщини, якщо прийняти ще одну додаткову передумову: *для деформацій розтягнутого та стиснутого бетону у розрізі з тріщиною справедлива гіпотеза плоских перерізів лише для ділянки, розміщеної за зоною передруйнування.*

На підставі додаткової передумови, у поєднанні з прийнятою діаграмою  $\sigma_{ctk} - \varepsilon_{btk}$ , прийнятій у роботі [61], епюра напружень розтягнутого бетону у перерізі з тріщиною на ділянці від кінця зони передруйнування до нейтральної осі також має вигляд квадратної параболи з вершиною у точці  $A$  (рис. 2.7).

На основі результатів виконаного огляду-аналізу, приведенного у першому та другому розділі дисертації, розроблено структурно-логічну схему першого рівня (рис. 2.8) та другого рівня (рис. 2.9) проведення дійсних дисертаційних досліджень, із яких, в першу чергу, випливає необхідність розвитку функціоналу механіки руйнування (рис. 2.10) стосовно до залізобетону шляхом розробки серії нових двоконсольних елементів при різних видах опору залізобетонних конструкцій: центральний розтяг (стиск); згин;

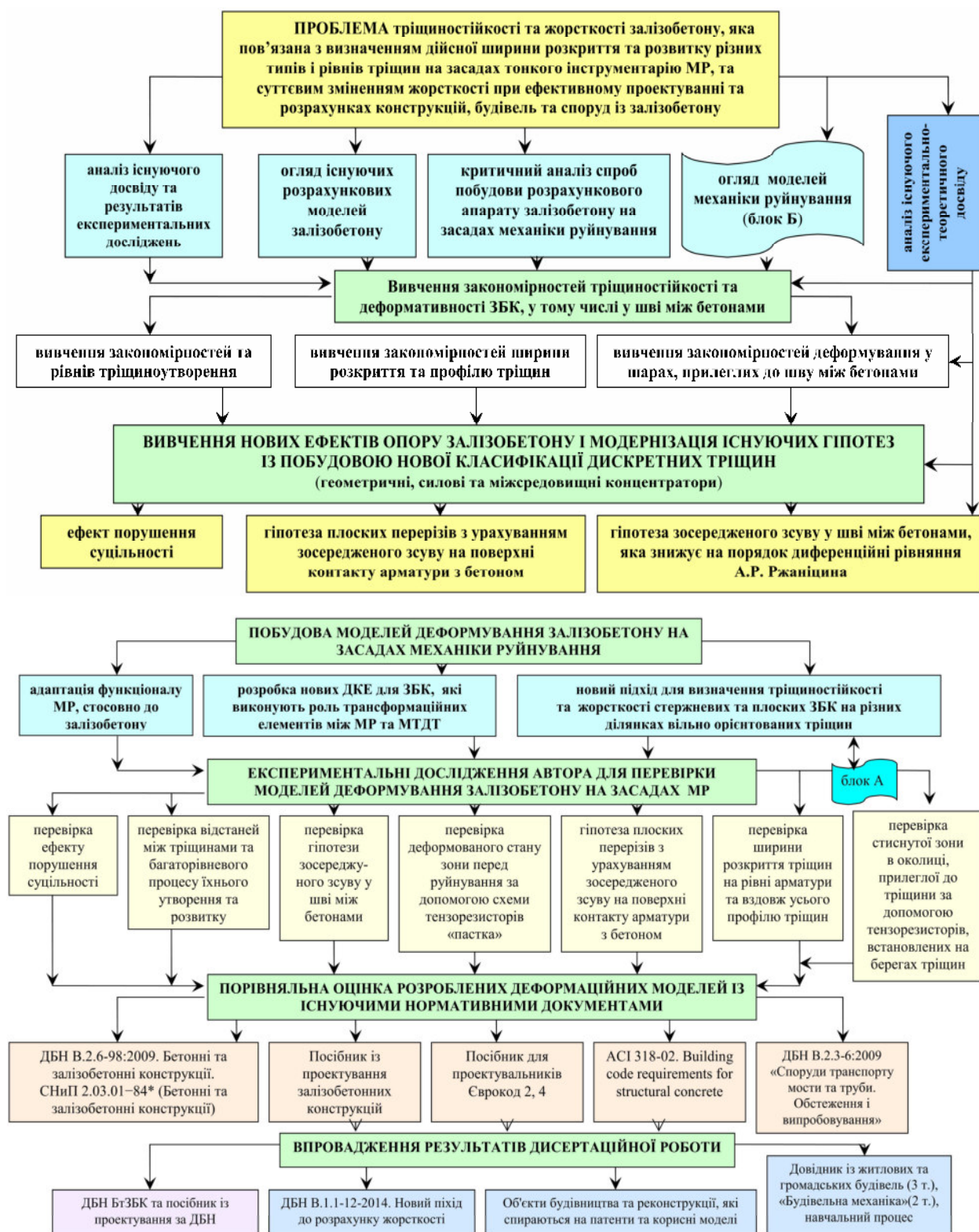


Рис. 2.8. Структурно-логічна схема першого рівня вирішення проблеми тріщиностійкості і жорсткості залізобетону для граничних станів другої групи

позацентровий стиск; за наявності багаторярусної арматури; з вільною орієнтацією арматурних стрижнів; у зоні похилих тріщин і універсальний ДКЕ,



щодо складного опору. Усі перераховані двоконсольні елементи механіки руйнування приведені у четвертому розділі дисертації.

Рішення цієї проблеми може розглядатися як нове досягнення при ефективному проектуванні та розрахунках конструкцій, будівель та споруд із залізобетону за граничними станами другої групи.

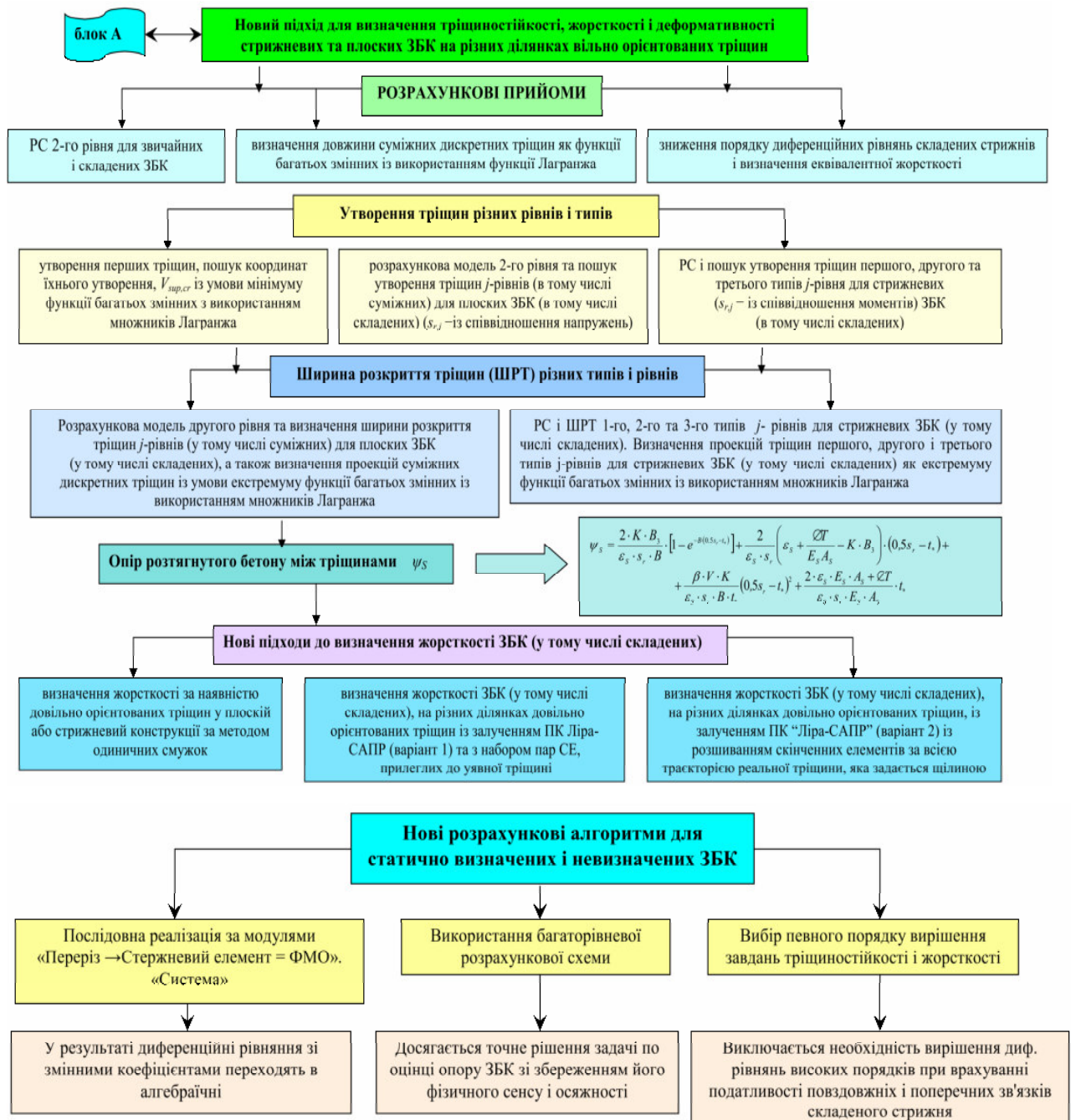


Рис. 2.9. Структурно-логічна схема другого рівня вирішення проблеми тріщиностійкості і жорсткості залізобетону для граничних станів другої групи

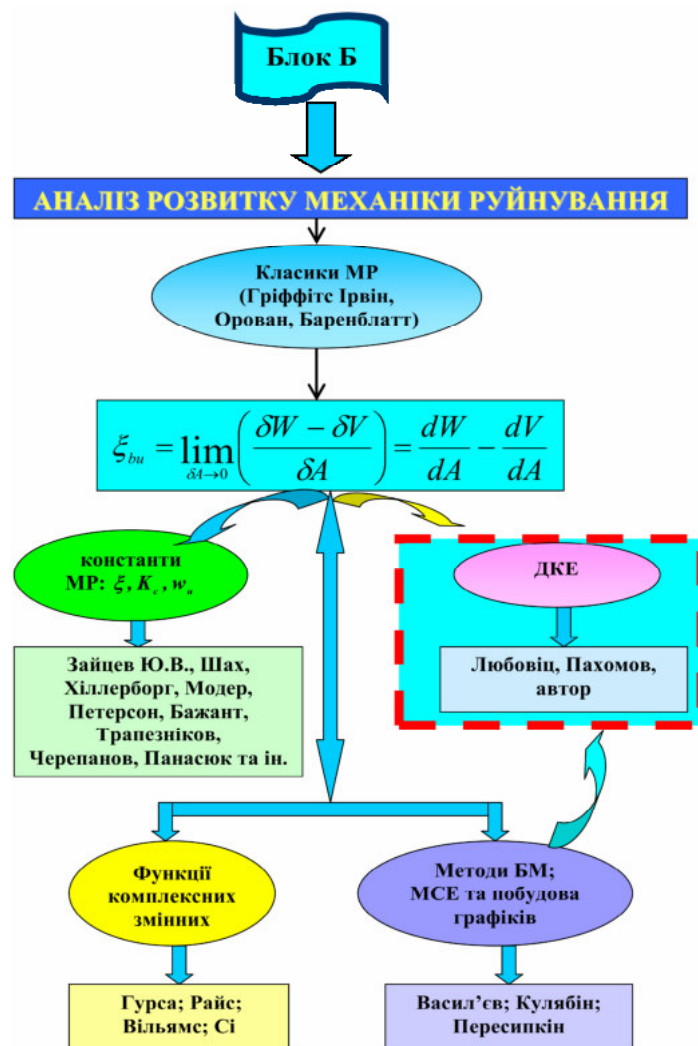


Рис. 2.10. До структурно-логічної схеми другого рівня (блок Б) розвитку основних аспектів МР і вибір відповідного напрямку їхньої розробки, стосовно до проблеми тріщиностійкості і жорсткості залізобетонних конструкцій

У подальшому вони реалізовані у моделях деформування залізобетону на засадах механіки руйнування, стосовно його тріщиностійкості та жорсткості та представлені у п'ятому розділі дисертації.

## 2.4. Висновки за розділом 2

1. Напружено-деформований стан в околиці тріщини дозволяють вивчити методи механіки руйнування. Фундаментальні положення механіки

руйнування закладені в теоріях A.A. Griffith, G.R. Irwin, G.I. Barenblatt. У даний час розроблено декілька моделей нелінійної механіки руйнування стосовно бетону – модель умовної тріщини Sih G. C. з Північно-західного університету (м. Званстон, США); модель A. Hillerborg, M. Modeer, W. Lorenz, P.E. Petersson, розроблена в університеті м. Лунда (Швеція) і заснована на феноменологічній картині поведінки бетону при осьовому розтягу; модель пояса тріщин Z.P. Bažant; двопараметрична модель Л.П. Трапезнікова, де поряд із параметром, що характеризує структуру бетону, вводиться ще гранична робота напружень розтягу на відповідних деформаціях. Всі вони тим чи іншим способом враховують псевдопластичні деформації поблизу устя тріщини (розглянутих як системи "другорядних" дрібних тріщин), яка розвивається.

2. Найбільш прийнятною з залученням залежностей механіки руйнування є розрахункова схема і алгоритм розрахунку залізобетонних елементів у вигляді системи блоків, розділених тріщинами і пов'язаних між собою стиснутою зоною і розтягнутої арматурою, запропонована у роботах П.І. Васил'єва і Е.Н. Пересипкіна, однак тут не обійшлося без необхідності використання експериментальної залежності.

У ряді випадків при визначенні нових констант бетону, пов'язаних з методами механіки руйнування, дослідники підміняють природні тріщини штучними. При такому підході виникає проблема їхнього взаємоузгодження з параметрами бетону, отриманих на традиційних зразках, яка сама по собі не менш складна, ніж вихідна.

3. Цікава спроба залучення консольної схеми для реалізації залежностей механіки руйнування при розрахунку залізобетонних елементів була зроблена у роботах В.О. Пахомова. Однак використання консолі для всієї ділянки між тріщинами перерізом  $s_r \cdot b$ , звело нанівець усі переваги такого тонкого інструментарію, що є в розпорядженні механіки руйнування. Тут доречно було б використовувати двоконсольну схему, виділену у безпосередній близькості до зони, прилеглої до тріщини. Тоді розумне

поєднання інструментарію механіки руйнування і традиційних методів теорії залізобетону дозволили б отримати значно точніше, обґрунтоване і актуальне рішення, так як після появи тріщин гіпотези і методи механіки суцільного середовища вже непридатні до використання.

4. Сформульовані основні гіпотези і передумови, покладені в основу розрахунку залізобетонних конструкцій:

- профіль устя тріщини моделюється еліпсом, який сполучаються в зоні передруйнування двома параболічними поверхнями, які гладко змикаються в кінці зони таким чином, що тут відсутня будь-яка особливість напружень;

- матеріал у зоні передруйнування знаходиться в умовах одноосного напруженого стану і має певні властивості, які описуються за допомогою діаграми  $\sigma_c - w_c$ , отриманої в дослідках на простий розтяг;

- здригування тріщини відбувається після досягнення ширини розкриття тріщини на початку зони передруйнування деякого критичного значення  $w_u$  (яке вважається константою матеріалу), дорівнює граничному переміщенню на діаграмі  $\sigma - w$ .

### РОЗДІЛ 3.

## АНАЛІЗ ОСНОВНИХ НАПРЯМІВ РОЗВИТКУ ТЕОРІЇ ЗАЛІЗОБЕТОНУ І ПОБУДОВА РОБОЧИХ ГІПОТЕЗ НА СУЧАСНОМУ РІВНІ ЇЇ ЕВОЛЮЦІЇ

### 3.1. Аналіз сучасного стану проблеми розвитку теорії залізобетону та її еволюції

Потреба в практичних способах розрахунку залізобетонних конструкцій виявилася ще у 80-ті роки XIX століття. Спочатку при проектуванні таких конструкцій використовувалися різного виду емпіричні формули, складені на основі загальних уявлень про опір бетону і арматури та порівняння результатів розрахунків з дослідними даними, отриманими на лабораторних зразках, моделях і натурних конструкціях.

Однак факт наявності великої кількості елементарних «теорій», заснованих на найрізноманітніших (і, часом, досить сумнівних і суперечливих) вихідних передумовах, перешкоджав їхньому ефективному використанню та вимагав розробки єдиної і науково обґрунтованої теорії опору залізобетону.

На початку минулого століття поширення отримав метод розрахунку залізобетонних конструкцій за допустимими напруженням. В основу розрахунку перерізів по цьому методу покладена стадія II. Для деформацій бетону і арматури вважається справедливою гіпотеза плоских перерізів, залежність між напруженнями і деформаціями приймається лінійною, в розтягнутій зоні робота бетону на розтяг не враховується і всі розтягуючі зусилля передаються на арматуру.

Напруження у бетоні та арматурі визначаються звичайним способом – як в опорі пружних матеріалів, а величини цих напружень обмежуються відповідними допустимими напруженнями, які встановлювалися нормативними документами, як деяка частка граничного опору для бетону і межі текучості арматури.

Основні недоліки методу зводяться до наступного. Неврахування непружних деформацій стиснутого бетону (а значить і перерозподілу напружень у перерізі) призводить до недооцінки несучої здатності стиснутої зони. Призначення незалежних коефіцієнтів запасу для арматури і бетону не забезпечує рівномірність стиснутої і розтягнутої зон перерізу. Незрозумілим залишається, у зв'язку з цим, і запас міцності конструкції в цілому. Неврахування часткової роботи розтягнутого бетону на ділянках між тріщинами не дозволяє ефективно використовувати метод допустимих напружень при оцінці переміщень (прогинів, кутів повороту) конструкції та ширини розкриття тріщин.

Незважаючи на цілий ряд істотних недоліків, притаманних розглянутому вище методу в цілому, окремі його положення використовуються досить успішно і в даний час (при визначенні величин попереднього напруження, в розрахунках за деформаціями, тріщиностійкості та у деяких інших випадках).

За пропозицією А. Ф. Лолейта з 1931 р. почався перегляд старої теорії і в наступному році ним був запропонований принципово відмінний підхід до розрахунку конструкцій, які працюють на згин, на міцність – розрахунок на стадії руйнування, або, як його частіше називають, розрахунок за руйнівним зусиллям.

У розрахункові формули замість допустимих напружень вводяться межа міцності бетону при стиску і межа текучості арматури. В розтягнутій зоні робота бетону, як і раніше, не враховується. Епюра напружень у стиснутому бетоні в стадії руйнування спочатку приймалася криволінійною, а потім була замінена прямокутною. Руйнівні зусилля визначалися з умови рівноваги при граничних напруженнях у бетоні та арматурі, а допущені при експлуатації конструкції зусилля – шляхом ділення руйнуючих на загальний коефіцієнт запасу. Таким чином, тут маємо справу з коефіцієнтом запасу для конструкції в цілому при даних матеріалах і знати його було, звичайно, набагато важливіше, ніж знати напруження кожного матеріалу окремо.

Характеризуючи коротко цей метод, слід зауважити, перш за все, що він цілком виходить із проведених дослідів. Термін *«теорія розрахунку за руйнівним зусиллям»* (який іноді використовується) до нього не застосовується. Під теорією розуміється схема висновків, побудована на основі цілого ряду досить загальних гіпотез, позбавлена внутрішніх протиріч і дає висновки, застосовані до всієї області розглянутих явищ, і якщо методу розрахунку за типовими напруженнями притаманні усі ці ознаки, то методу розрахунку за руйнівним зусиллям – ні.

Основний недолік методу розрахунку за руйнівними зусиллями – обмежена сфера застосування, так як, по-перше, з допомогою єдиного коефіцієнта запасу не можна врахувати всі можливі відхилення фактичних навантажень і характеристик матеріалів від їхніх розрахункових значень, так і, по-друге, він не дає рішення задачі про напружено-деформований стан конструкції в нормальних умовах експлуатації.

Подальшим розвитком методу розрахунку перерізів із руйнівним зусиллям був метод розрахунку за розрахунковими граничними станами, який відрізняється чітким встановленням граничних станів конструкції і введенням системи розрахункових коефіцієнтів, які зберігають її від настання цих станів при самих несприятливих поєднаннях навантажень і мінімальних значеннях механічних характеристик бетону і арматури. На основі цього методу були розроблені і введені у 1955 р. НіТУ. З тих пір він успішно використовується (з відповідними доповненнями та уточненнями) і у всіх наступних нормативних документах з проектування залізобетонних конструкцій будівель і споруд.

У підсумки цього аналізу можна було б тільки додати, що заміна старих методів новими – процес надзвичайно природний. Передумови і припущення, які здаються сьогодні недосконалими, у свій час були дуже плідними. Вони не тільки підготовляли ґрунт для більш досконалих гіпотез, але і дозволяли з великим практичним ефектом вирішувати конкретні завдання залізобетонного будівництва. У цьому сенсі і метод розрахунку за допустимими напруженнями і метод розрахунку за руйнівними зусиллями, звичайно ж, зіграли позитивну

роль. Однак, як це завжди буває в житті, коли розробка попередніх ідей стає малоефективною, діалектика розвитку готує новий напрямок. Так було підготовлено і місце методу, що використовується у сучасних нормах [35, 36], так цей процес буде розвиватися і далі.

### **Граничні стани**

У відповідності з цим методом конструкції розраховуються за граничними станами двох груп: за несучої здатністю (міцністю, стійкістю або витривалістю) та придатністю до нормальної експлуатації (деформацій, утворення і розкриття тріщин).

До граничних можуть бути віднесені й інші стани, які характеризуються іншими ознаками, наприклад, граничні стани за довговічністю, вогнестійкістю та інші. Проте введення до нормативних документів із розрахунку залізобетонних конструкцій великої кількості граничних станів надмірно ускладнило б розрахунки широко застосовуваних конструкцій. Деякі особливо відповідальні залізобетонні конструкції можуть бути розраховані за ознаками, які не входять у перелічені вище дві групи граничних станів, коли ці ознаки мають особливо суттєве значення.

Метою розрахунку є забезпечення гарантій проти настання того або іншого граничного стану конструкції у період експлуатації.

Розрахунок несучої здатності на міцність застосовується для всіх конструкцій. На стійкість проводиться перевірка тих конструкцій, яким загрожує втрата стійкості форми конструкції (розрахунок на стійкість гнучких стрижнів, тонкостінних просторових конструкцій тощо) або її положення (розрахунок на перекидання і ковзання підпірних стін, позацентрово навантажених високих фундаментів тощо). На витривалість розраховуються конструкції, які знаходяться під впливом багаторазово повторюваного рухомого або вібраційного навантаження (підкранові балки, шпали; рамні фундаменти та перекриття під деякі невірноважені машини, тощо). В основу розрахунку покладена стадія III.



Розрахунок за придатністю до нормальної експлуатації повинен забезпечувати конструкції від утворення тріщин, від їхнього надмірного або тривалого розкриття (якщо за умовами експлуатації утворення або тривале розкриття тріщин неприпустимо) та від надмірних деформацій.

Так, зокрема, розрахунок за утворенням тріщин необхідний для попередньо напружених конструкцій у тих випадках, коли поява тріщин може виключити можливість подальшої експлуатації споруди або різко погіршити експлуатаційні якості (наприклад, утворення тріщин у попередньо напруженій стінці резервуара).

Розрахунок за розкриттям тріщин повинен проводитися для споруд, що знаходяться в умовах агресивного середовища, а також працюють під тиском рідин, газів або сипучих тіл (наприклад, стінки димових труб, силосів для сипких матеріалів та ін). У таких спорудах надмірне (або тривале) розкриття тріщин і пов'язана з цим корозія арматури знижують термін їхньої служби.

В основу розрахунку за утворенням тріщин покладена стадія Іа, по їхньому розкриттю – стадія ІІ.

Розрахунок за деформаціями проводиться у тих випадках, коли в конструкціях можуть виникнути значні прогини, кути повороту (перекосу) або коливання, які перешкоджають нормальній експлуатації. Наприклад, балки перекриттів, володіючи достатньою міцністю, можуть отримати значні прогини і виявитися непридатними для експлуатації. При цьому в одних конструкціях прогини визначаються з урахуванням тріщин, у інших – тріщини неприпустимі.

В основу розрахунку за деформаціями конструкцій, які працюють без тріщин у розтягнутій зоні, покладена стадія Іа, з тріщинами – стадія ІІ.

Розрахунок залізобетонних конструкцій за граничними станами повинен проводитися для всіх стадій виготовлення, монтажу і експлуатації, при яких може виникнути небезпека досягнення конструкцією одного з граничних станів.

**Розрахункові коефіцієнти і розрахункові навантаження, характеристики матеріалів.** Настання того або іншого граничного стану

залежить від багатьох чинників, найголовнішими з яких є величини зовнішніх навантажень, якість і властивості матеріалів, із яких виготовлені конструкції, і умови роботи матеріалів та конструкцій. Мінливість цих факторів враховують розрахункові коефіцієнти за призначенням і за навантаженням, коефіцієнт варіації або коефіцієнт мінливості міцності матеріалу і коефіцієнти умов роботи.

### **Розрахунок на міцність та витривалість**

Передбачається, що конструкція буде володіти достатньою міцністю, якщо чинне в перерізі зусилля від зовнішніх навантажень при несприятливих обставинах мінливості їх у більшу сторону (тобто з коефіцієнтом надійності за навантаженням  $\gamma_f$ ) не буде перевищувати мінімальну несучу здатність перерізу, визначену при найменших значеннях міцнісних і деформативних характеристик (їх розрахункових значень).

Із урахуванням цього розрахунок на міцність зводиться до виконання наступної умови:

$$N \leq N_u, \quad (3.1)$$

де  $N$  – зусилля у перерізі (наприклад, згинальний момент або нормальна сила тощо), які залежать від нормативних навантажень, коефіцієнта надійності за призначенням, коефіцієнта надійності за навантаженням і розрахункової схеми конструкції;  $N_u$  – несуча здатність перерізу (при стиску, розтягу, вигині і т. п.), що є функцією геометричних розмірів перерізу, механічних властивостей бетону і розтягнутої сталі, рівня попереднього напруження, коефіцієнта мінливості та коефіцієнтів умови роботи.

Якщо умова (3.1) виконується, несуча здатність конструкції буде забезпечена.

Розрахунок на витривалість зводиться або до визначення напружень при заданому руйнівному числі циклів навантаження (як це робиться у сучасних нормативних документах), або до визначення руйнівного числа циклів при заданому навантаженні –довговічності від втоми матеріалу.

### Розрахунок на утворення та розкриття тріщин

У залежності від умов експлуатації, виду конструкції та чутливості арматури до агресивних впливів середовища (класу арматурної сталі, діаметра арматури і її напруженого стану) до тріщиностійкості конструкції або її частин висуваються вимоги за тріщиностійкістю *трьох категорій*.

У конструкціях, до яких пред'являються вимоги 1-ї категорії, тріщини не допускаються. До них відносяться конструкції, які сприймають тиск рідин або газів, конструкції, що експлуатуються в ґрунт або у дуже агресивному середовищі. У цьому випадку слід застосовувати напружену арматуру, яка може гарантувати від утворення тріщин у конструкціях під час їхньої правильної експлуатації.

У конструкціях, до яких пред'являються вимоги 2-ї категорії, допускається обмежене за шириною нетривале розкриття тріщин, але потрібне їхнє надійне закриття (затискання) при відсутності короткочасною навантаження. До таких відносяться конструкції сховищ сипучих матеріалів, підкранові балки, мостові конструкції, опори ліній електропередач. Всі ці конструкції армуються напруженою арматурою.

У конструкціях, до яких пред'являються вимоги 3-ої категорії, утворення тріщин у стадії експлуатації допустимо, але обмежується ширина їхнього розкриття (різна при тривалій і нетривалій дії навантаження). До цієї групи відносяться всі конструкції з ненапруженою арматурою, а також попередньо напружені зі стрижневою арматурою.

Розрахунок за утворенням тріщин зводиться до виконання умови:

$$N \leq N_{cr}, \quad (3.2)$$

де  $N$  зусилля в перерізі (наприклад, згинальний момент або нормальна сила тощо), які залежать від коефіцієнта надійності за навантаженням і розрахункової схеми конструкції;  $N_{cr}$  – опір перерізу утворення тріщин (при позацентровому стиску, розтягу, вигині і т. п.), що є функцією геометричних розмірів перерізу, рівня попереднього напруження, механічних властивостей бетону і арматурної сталі, коефіцієнта мінливості і коефіцієнта умов роботи.

Розрахунок з розкриття тріщин зводиться до обчислення величини розкриття тріщин  $w_k$  і порівнянні її до встановленої нормами:

$$w_k \leq |w_r|, \quad (3.3)$$

де  $w_k$  – обчислена ширина розкриття тріщин із урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням  $\gamma_f = 1$  і з урахуванням, у необхідних випадках, не пружних властивостей бетону та тривалості дії навантаження;  $|w_r|$  – ширина розкриття тріщин, встановлена нормами.

Для конструкцій, до яких пред'являються вимоги 2-ї категорії, ширина тривалого розкриття тріщин (у залежності від класу арматурної сталі і діаметра напруженої арматури) допускається у межах 0,05...0,15 мм.

Для конструкцій, до яких пред'являються вимоги 3-ої категорії, ширина тривалого розкриття тріщин (у залежності від умов роботи конструкції і класу арматурної сталі) допускається у межах 0,1...0,3 мм, нетривалого – у межах 0,15... 0,4 мм.

Гранично допустима ширина розкриття тріщин, встановлена нормами, залежно від категорії вимог, які пред'являються до тріщиностійкості конструкцій, і навантаження, що враховуються при розрахунку конструкцій за утворенням тріщин, їхнє розкриття або закриття, наведений у нормах [35–37].

### **Розрахунок за деформаціями**

Цей розрахунок зводиться до визначення у конструкції, яка має достатню міцність, фактичних деформацій і їхньому порівнянні з допустимими деформаціями, перевіреними практикою експлуатації споруд і регламентованих нормами.

Умову для розрахунку за деформаціями можна записати в наступному вигляді:

$$f \leq |f|, \quad (3.4)$$

де  $f$  – обчислена деформація з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням  $\gamma_f = 1$  та з урахуванням, у необхідних випадках, не пружних

властивостей бетону і тривалості дії навантаження;  $|f|$  – деформація, встановлена нормами.

Граничні прогини, встановлені нормами для різних типів конструкцій, і навантаження, які враховуються при розрахунку залізобетонних конструкцій за деформаціями, наведені у нормах [35–37].

### **Задачі попереднього напруження**

Властивості попереднього напруження залізобетонних конструкцій істотно відрізняються від звичайних (ненапружених), хоча останні можна розглядати як окремий випадок попередньо напружених.

Основна відмінність полягає в тому, що у звичайних конструкціях власні напруження виникають спонтанно у результаті фізико-хімічних процесів, які протікають у бетоні, і в більшості випадків не роблять істотного впливу на їхню роботу. У попередньо напружених конструкціях крім напружень, які виникають спонтанно, в процесі виготовлення створюються штучно наперед задані власні напруження. Ці напруження надають сильний вплив на властивості попередньо напружених конструкцій, підвищуючи їхню тріщиностійкість, а, отже, і жорсткість. Вони дозволяють також здійснити ефективно обтиснуті стики збірних елементів, підвищити витривалість конструкцій, які працюють під впливом багаторазово повторюваних навантажень (за рахунок зменшення коефіцієнта асиметрії циклу), а при певних співвідношеннях гнучкості і початкового ексцентриситету – збільшити стійкість гнучких позацентрово стиснутих конструкцій.

На напружений стан залізобетонних конструкцій, їхню несучу здатність, тріщиностійкість та деформативність попереднє напруження впливає безпосередньо через заздалегідь створені зусилля і початкові напруження (деформації), які враховуються при складанні рівнянь рівноваги і (при необхідності) рівнянь деформацій.

Однак, поряд із створенням бажаного напруженого стану, який підвищує ефективність залізобетонних конструкцій і забезпечує використання високоміцних матеріалів, попереднє напруження може викликати у ряді

випадків інтенсивне збільшення деформацій повзучості і утворення мікро - і макротріщин [61, 63]. Однак всі перераховані вище переваги настільки значні, що, незважаючи на явне ускладнення процесу виготовлення конструкцій із попередньо напруженим армуванням і деякі можливі витрати, пов'язані з перенапруженням бетону (цих витрат можна уникнути при правильному розрахунку і конструюванні), вони, знаходять все більш широке застосування в будівництві, а при певних умовах попереднє напруження арматури, є єдино можливим рішенням [55].

Попереднє напруження створюється двома основними способами: натягінням арматури на упори форм або стенду з обтисненням бетону конструкції, яка виготовляється після досягнення необхідної міцності і натягінням арматури на затверділий бетон конструкції з одночасним його обтисненням. Натяг на упори здійснюється механічним, електромеханічним або електротермомеханічним способом, натяг на бетон – (за рідкісними винятками) механічним способом.

При натягу на упори застосовується стрижнева арматура, високоміцний дріт у вигляді пакетів і арматурні канати, при напруженні на бетон – головним чином високоміцний дріт у вигляді пучків і арматурні канати.

## **3.2. Нові ефекти опору залізобетону і модернізація існуючих гіпотез із побудовою класифікації дискретних тріщин**

### **3.2.1. Ефект порушення суцільності у залізобетоні**

При згині, позацентровому стиску залізобетонної конструкції (у тому числі складеній) його розтянута зона розділяється тріщинами на ділянки довжиною  $s_r$ , і у перерізах із тріщинами, як тільки вони з'явилися, зусилля розтягу сприймаються повздовжньою арматурою. В середині за довжиною складеного залізобетонного стрижня тріщини розташовуються приблизно на рівних відстанях [26, 44, 54, 61, 63 та ін.].

У II стадії деформації стиснутої і розтягнутої зон перерізу та висота стиснутої зони є зміними за довжиною елемента, а нейтральна вісь – хвилеподібною [54, 61].

Для середніх перерізів, розташованих на ділянках між тріщинами і які є симетричними впливам зліва і справа, може бути прийнята гіпотеза плоских перерізів тільки у межах одного із стрижнів, які утворюють складений стрижень [26, 137]. При цьому у складеному стрижні у місцях швів необхідно враховувати умовні зосереджені зсуви.

У теорії залізобетону, запропонованої В. І. Мурашовим [193], а в подальшому і більшістю дослідників, напруження в перерізі з тріщиною, виражені через деформації, які приймають наступний вигляд (рис. 3.1).

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s = \frac{\varepsilon_{sm} E_s}{\psi_s} = \varepsilon_{sm} E_{sm}, \quad (3.5)$$

$$\sigma_c = \varepsilon_{cm} \frac{E'_c}{\psi_c} = \varepsilon_{cm} \frac{\nu E_c}{\psi_c} = \frac{x_m \varepsilon_{sm} \nu E_c}{(d - x_m) \psi_c} = \frac{\psi_s x_m \nu \sigma_s}{\alpha \psi_c (d - x_m)}, \quad (3.6)$$

$$\sigma'_s = \frac{x_m - a'}{d - x_m} \psi_s \sigma_s, \quad (3.7)$$

де  $\sigma_s$ ,  $\sigma'_s$  – напруження у розтягнутій і стиснутій арматурі, відповідно,  $\sigma_c$  – напруження в бетоні у стиснутій грані;  $\psi_s$  – коефіцієнт, що враховує нерівномірність розподілу деформацій розтягнутої арматури між суміжними тріщинами, рівний відношенню середніх деформацій арматури до деформацій у перерізі з тріщиною;  $\psi_c$  – коефіцієнт, що враховує нерівномірність розподілу деформацій бетону стиснутої зони на ділянці між тріщинами, рівний відношенню середніх деформацій бетону до деформацій у перерізі з тріщиною.

Дослідження, проведені в останні роки показали [19, 44, 54, 55, 61, 67 та ін.], що значення цього коефіцієнта є близькими до 0,9 – 1. Якщо ж розглядати опір деякого представницького об'єму бетону, сумірного з відстанню між

тріщинами, то аналіз механізмів деформування і руйнування дозволяє прийняти значення цього коефіцієнта рівним одиниці.

При будь-симетричній формі перерізу висота стиснутої зони над тріщиною знаходиться з умови рівноваги (рівності зусиль розтягу і стиску):

$$\sigma_s A_s = \sigma'_s A'_s + \omega \sigma_c A_c, \quad (3.8)$$

де  $\omega$  – коефіцієнт повноти об'єму криволінійної епюри напружень бетону стиснутої зони (для прямокутного перерізу  $\omega$  змінюється від 0,5 при трикутній епюрі до 1 при прямокутній); із розвитком пластичних деформацій бетону стиснутої зони величина  $\omega$  наближається до одиниці.

Після підстановки у рівняння (3.8) напружень за формулами (3.6) і (3.7), скорочення і алгебраїчних перетворень, отримаємо рівняння:

$$A_s - \psi_s A'_s \frac{x_m - a'}{d - x_m} - \omega \omega_c \frac{\psi_s v x_m}{\alpha \psi_c (d - x_m)} = 0. \quad (3.9)$$

У стадії II згинальний момент у перерізі з тріщиною може бути виражений, як момент внутрішніх зусиль щодо центру ваги перерізу розтягнутої арматури:

$$\begin{aligned} M &= \omega \sigma_c A_c z_c + \frac{x_m - a'}{x_m} \cdot \frac{\alpha}{v} \sigma_c A'_s (d - a') = \\ &= \sigma_c \left[ \omega A_c z_c + \frac{x_m - a'}{x_m} \cdot \frac{\alpha}{v} A'_s (d - a') \right] = \sigma_c W_m, \end{aligned} \quad (3.10)$$

або як момент внутрішніх зусиль щодо центру ваги епюри стиснення в бетоні:

$$M = \sigma_s A_s z_c + \frac{x_m - a'}{d - x_m} \cdot \psi_s \sigma_s A'_s z'_c = \sigma_s \left[ A_s z_c + \frac{x_m - a'}{d - x_m} \cdot \psi_s A'_s z'_c \right] = \sigma_s W_s, \quad (3.11)$$

де  $W_s$ ,  $W_m$  – пружно-пластичні моменти опору залізобетонного перерізу у стадії II відповідно за розтягнутою і стиснутою зонами.

Моменти опору залізобетонних перерізів не є тільки геометричними поняттями (як і в опорі пружних матеріалів), вони знаходяться у залежності і від пружно-пластичних характеристик складових матеріалів, але їхня розмірність ( $M^3$ ) і в цьому випадку чисто геометрична.



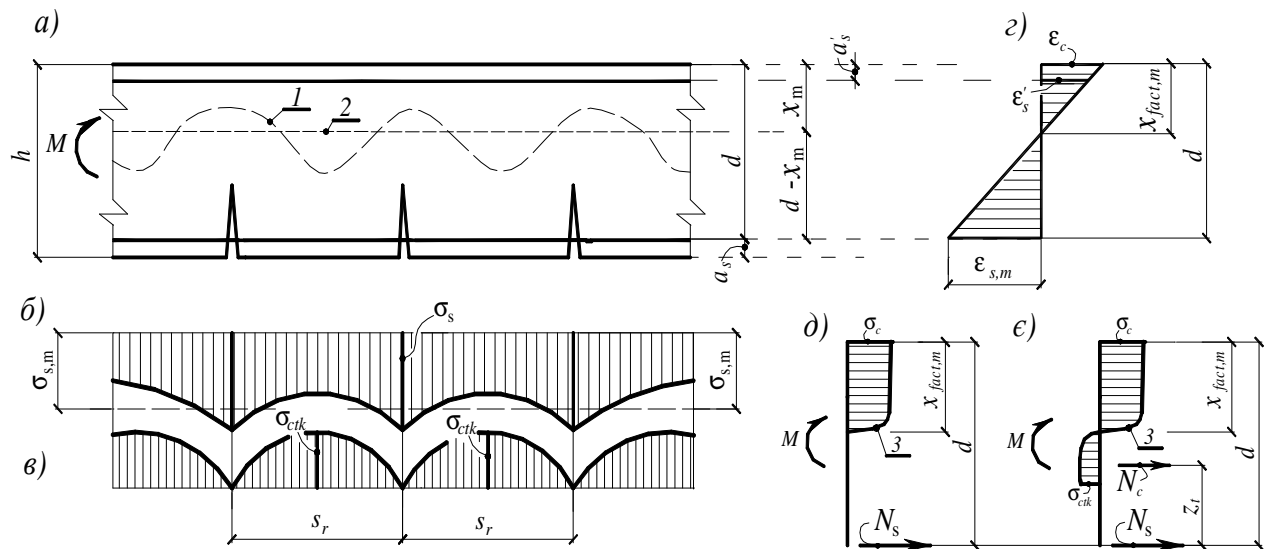


Рис. 3.1. Типові картини деформування бетону і арматури в залізобетонному елементі з тріщинами за теорією В. І. Мурашева и Я. М. Немирівського: а – схема утворення тріщин; б, в – епюри напружень у розтягнутій арматурі і розтягнутому бетону; г – гіпотеза плоских перерізів; д – внутрішні зусилля в перерізі з тріщиною за теорією В. І. Мурашева; е – внутрішні зусилля в перерізі з тріщиною за теорією Я. М. Немирівського з урахуванням роботи розтягнутого бетону над тріщиною

Як випливає з вищенаведених формул, напруження і внутрішні зусилля у залізобетоні в значній мірі залежать від параметра  $\psi_s$ .

Таким чином, залізобетон відноситься до матеріалів у яких при опорі силових і деформаційних впливів утворюються макротріщини. В інженерних розрахунках найбільш вдало наявність тріщин і опір розтягнутого бетону між ними враховується за допомогою параметра  $\psi_s$ , введенного до теорії залізобетону В. І. Мурашовим [193]. Тим не менш в усередненому напружено-деформативному стані не враховуються ефекти, пов'язані з порушенням суцільності матеріалу.

Аналіз експериментів дозволив Я. М. Немирівському [198] виявити помітну розбіжність зовнішніх і внутрішніх зусиль у поперечному перерізі стрижневого залізобетонного елемента, розрахованому з теорії В. І. Мурашова. Причиною цього Я. М. Немирівський вважав неврахування роботи розтягнутого бетону над тріщиною (рис. 3.1, д).

Однак, як показали подальші дослідження, у цілій низці випадків, зазначена розбіжність зусиль було настільки суттєвою, що врівноважити їх урахуванням роботи розтягнутого бетону над тріщиною не представлялося можливим. Тому цілком природнім було звернути увагу на деформаційний ефект, який проявляється в залізобетонному елементі при порушенні суцільності бетону [44]. Навіть якісний характер профілю тріщини у залізобетонному елементі (зі зменшенням розкриття на рівні осі арматури підтверджує наявність такого ефекту.

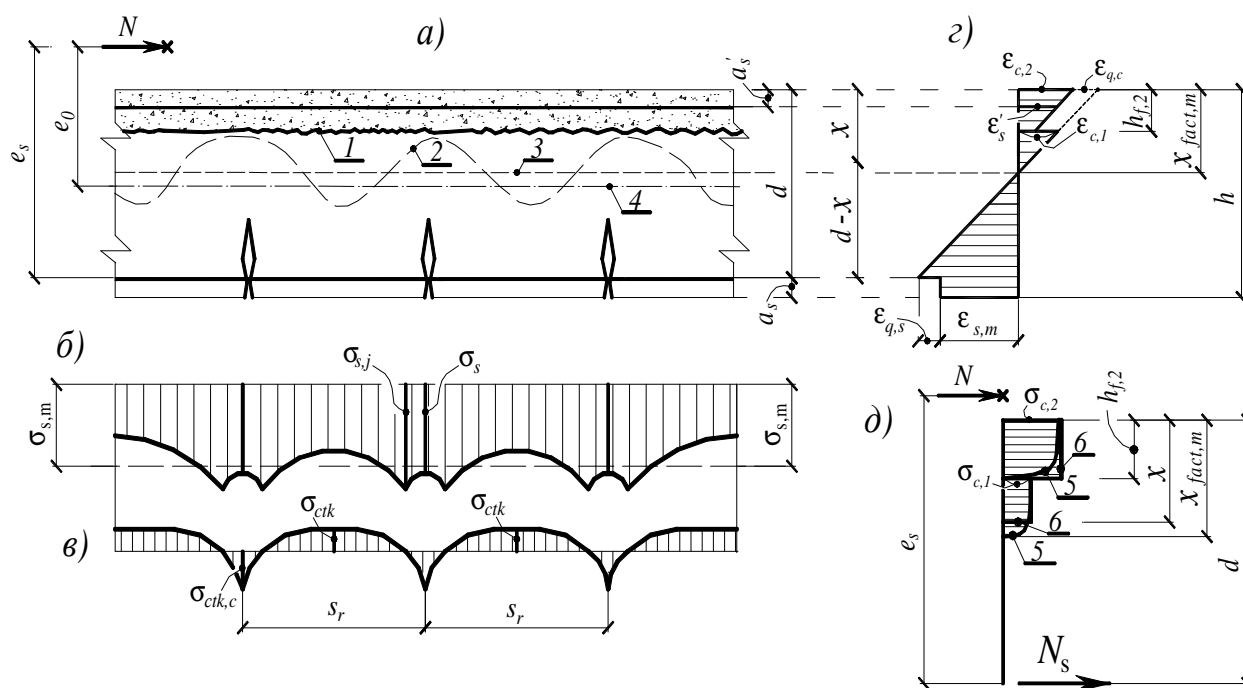


Рис. 3.2. Типові картини деформування бетону і арматури в залізобетонних позацентрово стиснутому елементі з тріщинами при врахуванні ефекту, пов'язаного з порушенням суцільності бетону та умовного зосередженого зсуву між бетонами і між арматурою та бетоном: *a* – схема утворення тріщин; *б, в* – епюри напружень у розтягнутій арматурі і розтягнутому бетоні; *г* – гіпотеза середніх деформацій у поперечному перерізі складеного залізобетонного елемента; *д* – внутрішні зусилля в перерізі з тріщиною

1 – шов між бетонами; 2, 3 і 4 – фізична, середня і геометрична нейтральні осі, відповідно; 5 – дійсні епюри напружень стиску у першому і другому бетоні складеного стрижня; 6 – те ж, прийняті для розрахунку



Таким чином, у результаті проведеного аналізу, виявлена справжня причина розбіжності зовнішніх і внутрішніх зусиль у поперечному перерізі залізобетонного елемента, яка розраховується за теорією В. І. Мурашова і суттєво уточнена формула для визначення основного параметра  $\psi_s$ , враховуючого опір розтягнутого бетону між тріщинами.

### **3.2.2. Гіпотеза плоских перерізів із урахуванням зосередженого зсуву між бетонами та на поверхні контакту арматури з бетоном**

Після появи тріщин у стрижневий залізобетонній конструкції, крім геометричної осі, розрізняються ще дві нейтральні осі: одна фізична, – у вигляді хвилястої лінії, – через наявність тріщин, і друга – у вигляді кривої, усереднюючої цю хвилясту лінію і враховує інтегральну картину тріщин у залежності від схеми навантаження.

Зважаючи на складність, виникаючу при цьому напружено-деформованому стані в теорії залізобетону, запропонованої В.І. Мурашевим [193], і розвиненою багатьма його послідовниками, гіпотеза плоских перерізів використовується лише для середніх деформацій стиснутого бетону і розтягнутої робочої арматури. Однак, як показали експериментальні дослідження, і в першу чергу досліди Я.М. Немирівського [198], основний параметр залізобетона  $\psi_s$ , за допомогою якого усереднюються деформації розтягнутої арматури, не узгоджується з дослідними значеннями. При цьому Я.М. Немирівський намагався врівноважити отриману нев'язку в умовах рівноваги, за допомогою врахування роботи розтягнутого бетону над тріщиною, що, зважаючи на мізерність такого додонка і з сучасних позицій теорії залізобетону [10–14, , 22, 26, 61–63, 65, 67, 76, 101, 108–113, 118, 152, 183, 199, 207, 235, 244, 262, 300–303 та ін.], звичайно ж, не витримує ніякої критики. Основна помилка була в тому, що в теорії В.І. Мурашева не був розкритий деформаційний ефект [44, 54, 61], який виникає у залізобетонній

конструкції після появи тріщин, і основний параметр залізобетону знаходився невірно.

Другою серйозною помилкою теорії залізобетону В.І. Мурашева, на що свого часу вказував О.О. Гвоздєв [59], стало прийняття гіпотези плоских перерізів навіть для середніх значень деформацій бетону і арматури. Однак зауваження О.О. Гвоздєва були лише суто інтуїтивними, так, як при розробці ним будівельних норм нічого іншого замість цієї гіпотези запропоновано не було. Хоча у нормах [37], замість використання гіпотези плоских перерізів, і була запропонована емпірична залежність між напруженнями в робочій арматурі і відносною висотою стиснутого бетону, однак, як це показано у роботах [83–86], ця гіперболічна залежність теоретично виводиться знову таки з використанням гіпотези плоских перерізів.

Нижче наводиться обґрунтування можливості використання нової деформаційної залежності, яка базується на розгляді звичайної залізобетонної конструкції з позиції теорії складених стрижнів [232]. При цьому бетонний елемент і робоча арматура, сполучені для спільної роботи у залізобетоні, розглядаються, як стрижні складеної конструкції. На користь цієї моделі говорить той факт, що деформативні характеристики бетону і арматури істотно різні, що звичайно ж повинно позначитися на їхній спільній роботі, з проявом особливостей у зоні, розташованій уздовж арматурного стрижня, що забезпечує зчеплення з навколишнім бетоном [137, 313].

Для простоти міркувань розглянемо залізобетонну конструкцію прямокутного поперечного перерізу з робочою розтягнутою арматурою, – рис. 3.4. Тут ділянку I розташовану в зоні поперечного ргину, де крім згинального моменту діє поперечна сила та її складові – дотичні напруження при спільних деформаціях бетону і арматури. На ділянці II, розташованій у зоні чистого згину, тим не менш присутні дотичні напруження. Якщо врахувати несумісні деформації бетону та арматури, – зона їхнього поширення може виходити за зону поперечного згину. Значення цих дотичних напружень може бути визначено на основі теорії складених стрижнів А.Р. Ржаніцина [232] у

залежності від схеми навантаження. При цьому для розкриття статичної невизначеності системи, яка складається з бетонного та арматурного стрижнів, пов'язаних повздовжнім швом, використовується метод сил (вибравши в якості основної системи, складений стрижень, позбавлений зв'язків зсуву, дія яких замінена функціональними невідомими  $\tau(z)$ ).

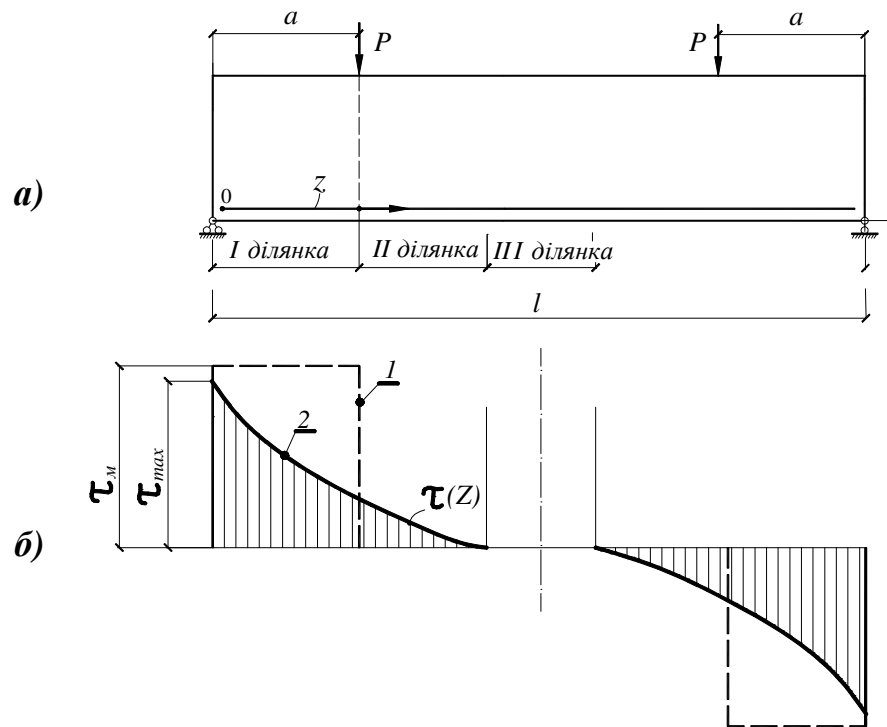


Рис. 3.4. Статична схема залізобетонної конструкції, як складеного стержня (а) і епюри дотичних напружень уздовж поверхні шва (б):

1 – при спільних деформаціях бетону і арматури (або різних бетонів) на рівні шва; 2 – при обліку їх несумісності

На ділянці III, також розташований в зоні чистого згину, за зоною дотичних напружень А.Р. Ржаницина, після появи тріщин мають місце дотичні напруження зчеплення (на рис. 3.4 не показані), обумовлені відносними взаємними переміщеннями арматури та бетону  $\varepsilon_q(z)$  на поверхні зчеплення (у шві), з-за яких відбувається розкриття тріщин у залізобетонній конструкції.

Зв'язок  $\tau_q - \varepsilon_q$  може бути прийнятий у вигляді [232]:

$$\tau_q = \varepsilon_q G, \quad (3.12)$$

де  $G$  – умовний модуль зсуву.

Залежність (3.12) підтверджено цілим рядом експериментів [26, 30, 32, 95, 117, 133–136, 139, 140, 306, 310, 312 та ін]. Експерименти показують, що чисельні значення  $G$  на контакті бетону і арматури близькі до  $0,3...0,4 E_c$  [8, 26, 30, 32, 95, 117, 133–136, 139, 140, 306, 310, 312 та ін.], що дещо менше значення модуля зсуву бетону  $G$ , прийнятому в нормах. Що стосується його чисельних значень на контакті з арматурою, то тут, безумовно, ще необхідне проведення додаткових експериментальних досліджень. Якщо проаналізувати фізичну природу сил зчеплення, то стає ясным, що вони пов'язані зі зрушуючими зусиллями. Інша справа, що ці зусилля викликаються не звичними поперечними силами  $V$ , а зумовлені місцевим напружено-деформованим станом бетонного шару, прилеглого до поверхні зчеплення і можуть виникати в тому числі і в зоні чистого згину, де  $V=0$ . Ці зусилля виявляються у складеному стрижні, в тому числі і на ділянках, де  $V=0$ . Однак, згідно з передумов теорії складених стрижнів товщина цього бетонного шару (шва) приймається рівною нулю, що не заважає вирішенню завдання в інтегральному вигляді, у стилі опору матеріалів. Якщо ж перейти на рівень передумов теорії пружності (пластичності), то тут можна помітити, що для суміжного шару бетону, прилеглого до поверхні зчеплення також є характерним напружено-деформований стан із переважанням зсуву.

Дійсно, залежність

$$\tau_c = \gamma_c \cdot G_c, \quad (3.13)$$

для бетону, аналогічна залежності (3.12).

Таким чином  $\gamma_c$  аналогічно  $\varepsilon_q$ . Тепер, якщо проаналізувати деформований стан у розглянутій зоні на елементарній ділянці одиничної довжини (рис. 3.5), то у відповідності з фізичним змістом параметрів  $\gamma$  і  $\varepsilon_q$ , можна записати, що:

$$k_i (\gamma_{c,1} - \gamma_{c,2}) \cdot 1 = (\varepsilon_{c,1} - \varepsilon_{c,2}) \cdot 1, \quad (3.14)$$

де  $k_i$  – коефіцієнт пропорційності, який враховує вплив повного тензора деформацій на деформації зрушення за напрямом повздовжньої осі складеного

стрижня (так як чистого зрушення у цьому напрямку тут не спостерігається); враховуючи, що  $\varepsilon_{c,1}$  і  $\varepsilon_{c,2}$  мають різні знаки (рис. 3.5), то у формулі (3.14) вони підсумовуються. Більше того, для розглянутої задачі, значення параметрів  $\varepsilon_{c,2}$  і  $\gamma_{c,2}$ , належать до арматурного стрижня, зважаючи на їхню малість, можна покласти рівними нулю.

Враховуючи обставини, що рівність (3.14) справедлива і для середніх умовних деформацій зсуву, які накопичуються у місцевих зонах  $t_{c,1}$  і  $t_{c,2}$ , прилеглих до шва (рис. 3.5, б), а також для середніх зосереджених відносних взаємних зміщень  $\varepsilon_{qm}$ , і вводячи середній коефіцієнт пропорційності  $k_{i,m}$ , який враховує вплив повного тензора деформацій на деформації зрушення за напрямом повздовжньої осі складеного стрижня, які накопичуються в зоні, прилеглий до шву, отримаємо:

$$k_{i,m} \gamma_{c,m} = \varepsilon_{qm} . \quad (3.15)$$

З урахуванням проведеного аналізу [137], сформулюємо наступну робочу *передумову* про зосереджену податливість шва, досить загальну для рішення задачі розрахунку складених залізобетонних стрижнів:

- різниця середніх умовних зосереджених відносних лінійних деформацій бетону і арматури (або різних бетонів), які виникають у довільній точці шва, пропорційна різниці середніх кутових деформацій  $\gamma_{c,m}$  на рівні шва, у напрямку повздовжньої осі складеного стрижня, які накопичуються і усереднюються в межах місцевих зон, прилеглих до шву між суміжними тріщинами.

Тоді,

$$\tau_q = \gamma_{c,m} k_{i,m} \xi_m = \varepsilon_{qm} \xi_m , \quad (3.16)$$

де  $\xi_m$  – умовний модуль зсуву, усереднений в одиничній зоні зсуву, прилеглої до шва.

При врахуванні фізичної нелінійності цей модуль може бути змінним за довжиною шва. У межах зони, розташованої між сусідніми тріщинами, де,



згідно сучасної теорії залізобетону [61] доцільно розглядати усереднені характеристики представницького об'єму бетону, цілком логічно використовувати середнє значення умовного модуля зсуву,  $-\xi_{m,cr}$ .

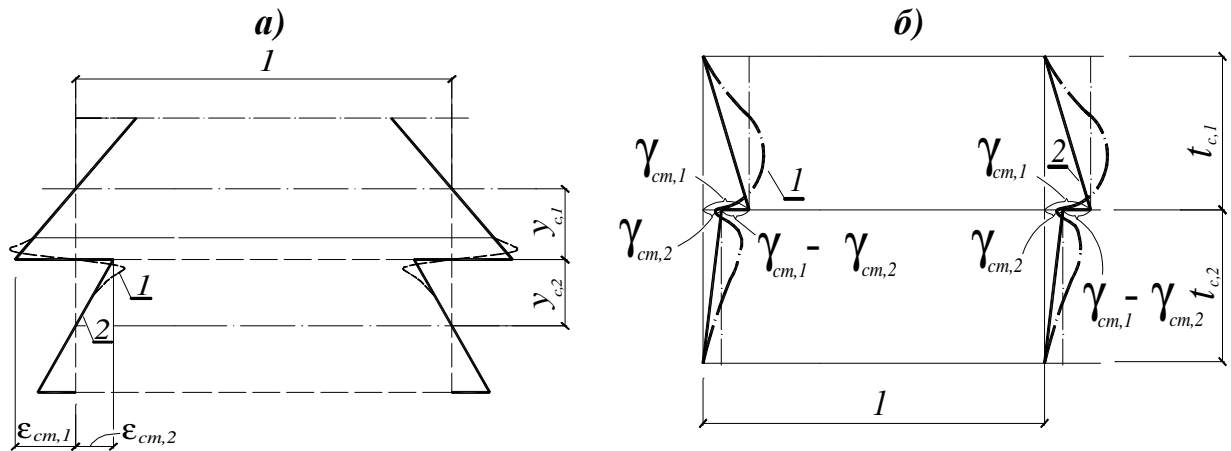


Рис. 3.5. Деформування залізобетонного елемента в околиці шва між бетонами: *а* – при несумісних зосереджених середніх лінійних деформаціях бетонів, прилеглих до шва; *б* – середні зсувні деформації бетонів у зонах, прилеглих до поверхні шва;

1 і 2 – дійсні і середні деформації, відповідно

Середні відносні взаємні зміщення на поверхні зчеплення (у шві) між сусідніми тріщинами  $\epsilon_{q,sm}$  – визначаються за спеціальною методикою, розглянутою в роботі [137] і на рис. 3.6. Методика базується на гіпотезі деформаційного ефекту, який виникає у залізобетонній конструкції після порушення суцільності бетону [44, 54, 61]. Після виникнення макротрещин у залізобетонній конструкції гіпотеза суцільності, прийнята у механіці твердого деформівного тіла, порушується. Напружено-деформований стан в зоні тріщини підпорядковується вже законам механіки руйнування. При цьому лавиноподібний розвиток деформацій в околиці тріщини стримується робочою арматурою, – у ній виникають реактивні стримуючі зусилля  $\Delta T$ ; в результаті берега тріщини розкриваються не за трикутним профілем (як це мало б місце у разі відсутності таких реакцій), а мають більш складний характер з максимальним розкриттям тріщини не на рівні осі робочої арматури, а на деякій відстані за напрямом до вершини тріщини.

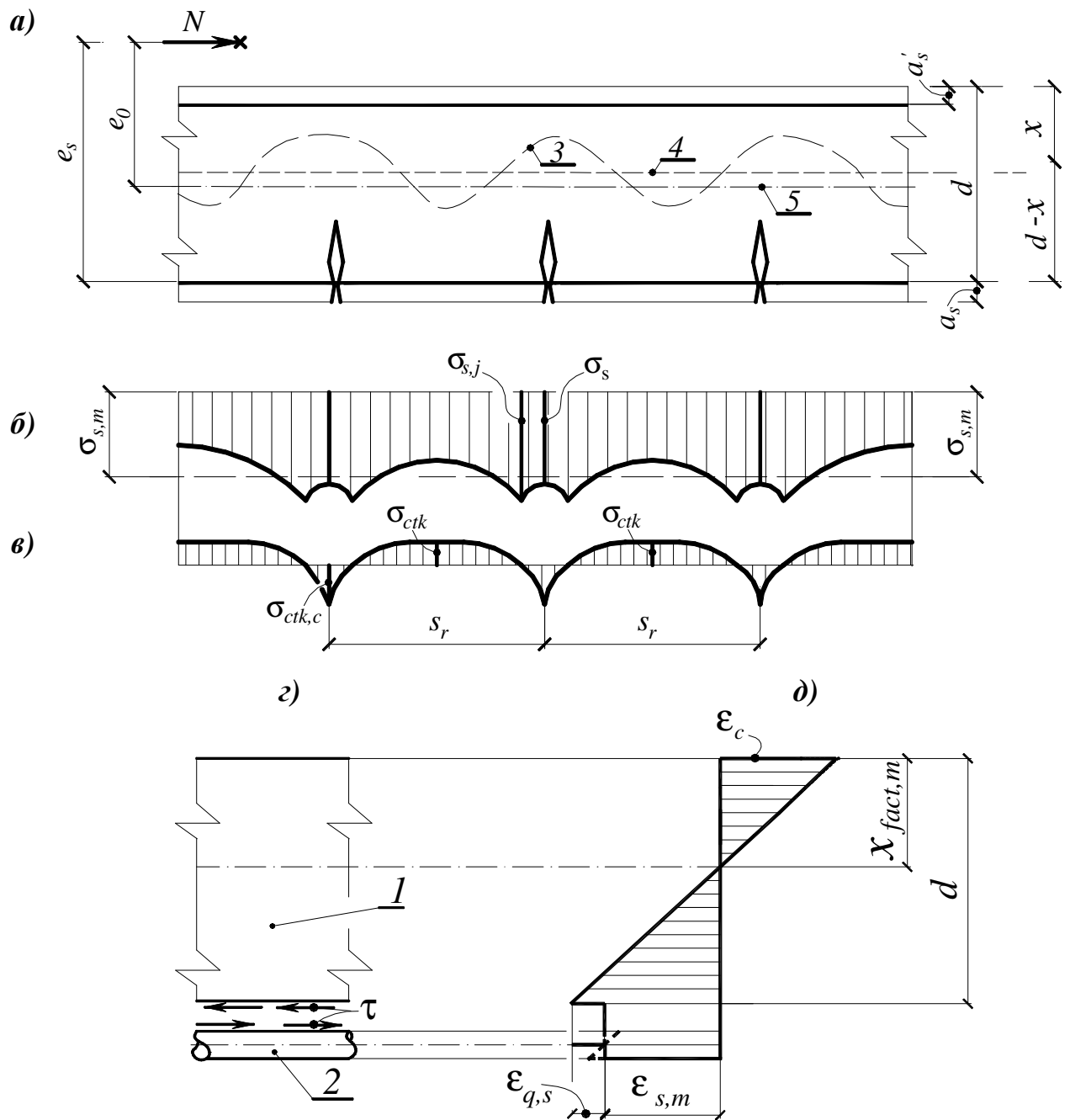


Рис. 3.6. Картина тріщин у середній зоні позациентрово стиснутої залізобетонної конструкції (а); епюри деформацій арматури (б) і бетону (в) на рівні осі розтягнутої арматури; фрагмент залізобетонної конструкції, представленого у вигляді складеного стержня (з) і епюра середніх деформацій бетону та арматури (д) в поперечному перерізі складеного стрижня при врахуванні середніх умовних зосереджених взаємних зміщень бетону і арматури  $\epsilon_{q,sm}$ ;

1 – бетонний стрижень; 2 – арматурний стрижень

Гіпотеза деформаційного ефекту у поєднанні з гіпотезою Томаса–Голишева про ширину розкриття тріщин у вигляді накопичення відносних взаємних зміщень деформацій арматури і бетону на ділянці між суміжними тріщинами, дозволяють визначити відносні взаємні зміщення на поверхні зчеплення з точністю цілком прийнятною для практичних розрахунків. Наприклад, стосовно до позацентрово стиснутої залізобетонної конструкції в її середній зоні матимемо картину тріщин, наведену на рис. 3.6.

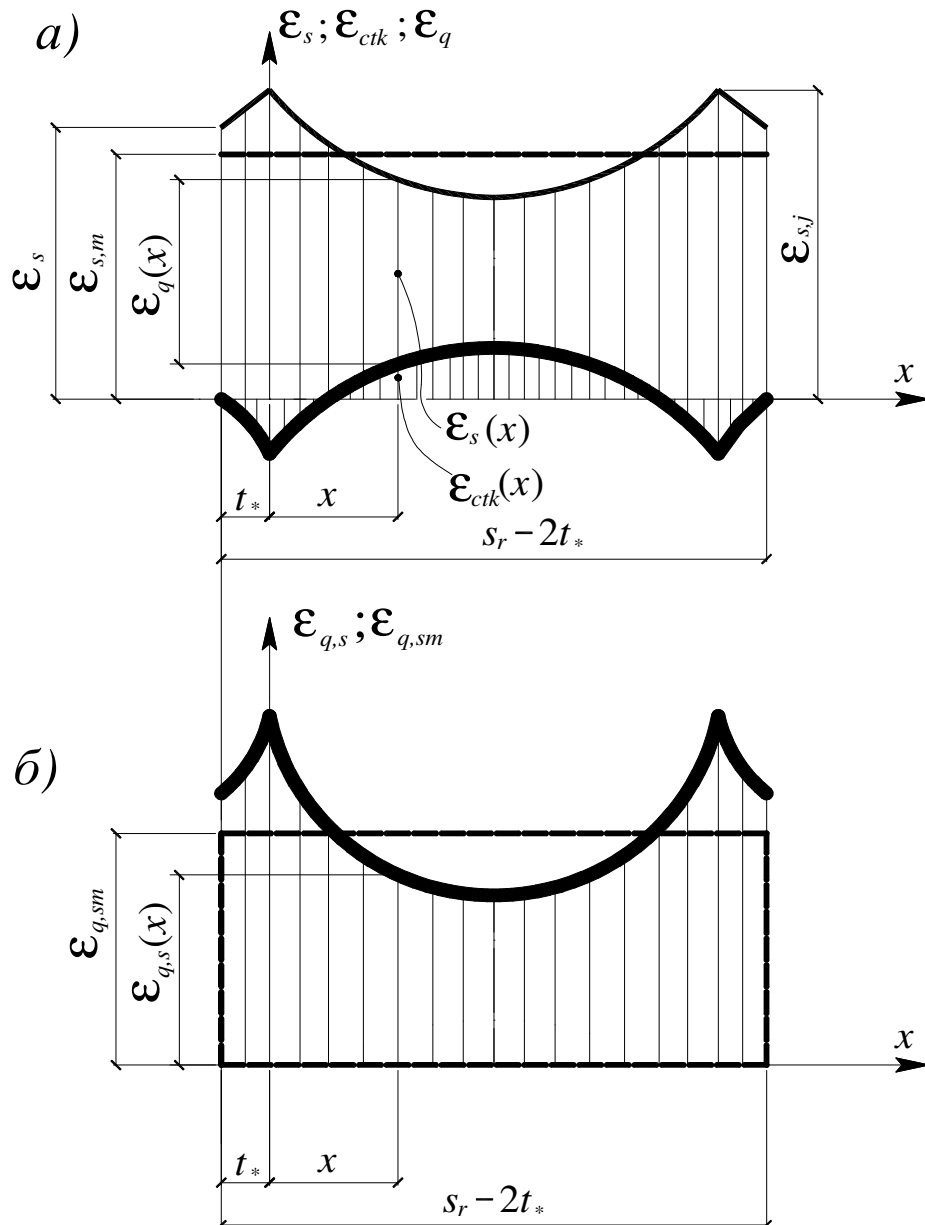


Рис. 3.7. До усереднення деформацій арматури (а) і умовних зосереджених взаємних зміщень бетону і арматури  $\epsilon_{q,sm}$  (б) між суміжними тріщинами

На рис. 3.7 наведено фрагмент залізобетонної конструкції, у вигляді моделі складеного стрижня і епюра середніх деформацій бетону і арматури в поперечному перерізі складеного стрижня з урахуванням середніх умовних зосереджених взаємних зміщень бетону і арматури  $\varepsilon_{q,sm}$ . Із рис. 3.7 стає зрозумілим, яким чином виконується усереднення деформацій арматури  $\varepsilon_{sm}$  і умовних зосереджених взаємних зміщень бетону і арматури  $\varepsilon_{q,sm}$  між суміжними тріщинами. При цьому, використовуючі залежності, приведені у роботі [137]:

$$\varepsilon_q(x) = \left( \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} + \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c} - \frac{\beta \cdot V}{t_* \cdot B_*} \right) e^{-B_* x} - \frac{\beta \cdot V}{t_* \cdot B_*}, \quad (3.17)$$

$$\varepsilon_s(x) = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} - \frac{S_s \cdot G \cdot k_r}{E_s A_s} \left[ \frac{B_{3,*}}{B_*} (1 - e^{-B_* x}) + \frac{\beta \cdot V}{t_* \cdot B_*} x \right], \quad (3.18)$$

де  $B_*$ ,  $B_{3,*}$ ,  $S_s$  – параметри зчеплення арматури з бетоном, алгебраїчні залежності яких, більш повно викладені у п'ятому розділі дисертації.

Виконуючи відповідне інтегрування виразів (3.17) і (3.18) неважко отримати формули для визначення  $\varepsilon_{q,sm}$  і  $\varepsilon_{sm}$ . Зауважимо, що при несумісних деформаціях бетону і арматури на першій та другій ділянках (рис. 3.4), до середніх відносних взаємних зміщень на поверхні зчеплення (у шві) між сусідніми тріщинами  $\varepsilon_{q,sm}$  слід додати також деформації зосередженого зсуву, які визначаються відповідно до теорії складених стрижнів [232].

Тепер, маючи ці усереднені параметрами, представляється можливим визначити усі необхідні розрахункові параметри поперечного перерізу ( $x$ ,  $\sigma_s$ ,  $\sigma_c$ ) (на прикладі позацентрово стиснутої) залізобетонної конструкції при прийнятій епюрі середніх деформацій бетону та арматури в поперечному перерізі складеного стрижня з урахуванням середніх умовних зосереджених взаємних зміщень бетону та арматури (рис. 3.8).

Невідомі:  $x$ ;  $\sigma_c$ ;  $\sigma_s$  знаходяться з наступних рівнянь.

Висота стиснутої зони бетону  $x$  визначається з рівнянь рівноваги суми проекцій всіх сил на вісь  $X$  ( $\sum X = 0$ ):

$$\sigma_c \cdot b \cdot x - \sigma_s A_s - N = 0;$$

$$x = \frac{\sigma_s A_s + N}{\sigma_c \cdot b}. \quad (3.19)$$

Напруження у бетоні стиснутої зони визначається з рівняння рівноваги моментів всіх сил, які діють у поперечному перерізі відносно точки  $O$  ( $\sum M_o = 0$ ):

$$\sigma_c \cdot b \cdot x \cdot (d - 0,5 \cdot x) - N \cdot e_s = 0;$$

$$\sigma_c = \frac{N \cdot e_s}{b \cdot x \cdot (d - 0,5 \cdot x)}. \quad (3.20)$$

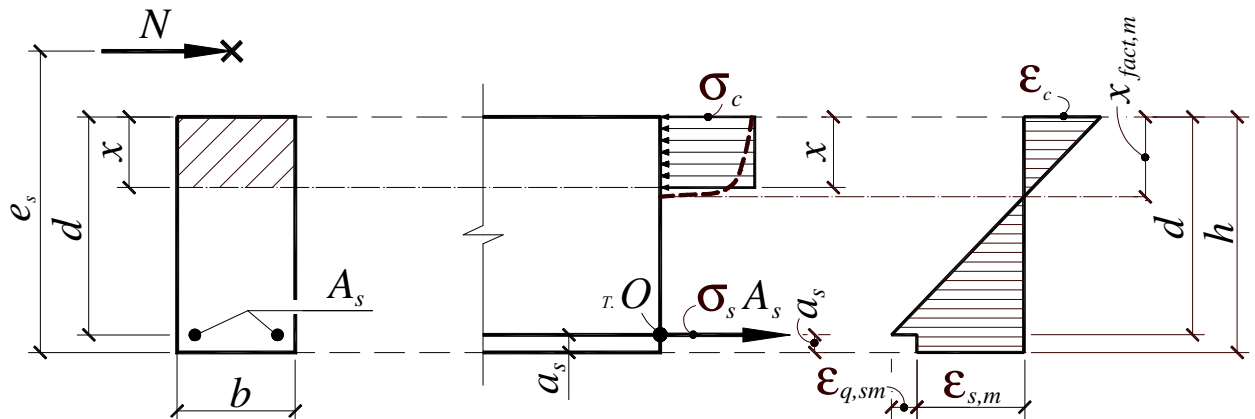


Рис. 3.8. До визначення  $x$ ,  $\sigma_s$ ,  $\sigma_c$  у залізобетонних конструкціях (на прикладі позакентрово стиснутої конструкції) при прийнятій гіпотезі середніх деформацій бетону і арматури у поперечному перерізі складеного стрижня з урахуванням середніх умовних зосереджених взаємних зміщень бетону і арматури

Використовуючи гіпотезу плоских перерізів із урахуванням середніх умовних зосереджених взаємних зміщень бетону та арматури (рис. 3.8), знаходяться напруження у повздовжній розтягнутій арматурі  $\sigma_s$  у перерізі з тріщиною:

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{s,m} + \epsilon_{q,sm}} = \frac{x_{fact,m}}{d - x_{fact,m}}; \quad (3.21)$$

$$\frac{\frac{\sigma_c}{E_c \cdot \nu_c}}{\frac{(\sigma_s - \sigma_0) \cdot \psi_s}{E_s} + \varepsilon_{q,s} \cdot \psi_q} = \frac{x_{fact,m}}{d - x_{fact,m}}.$$

Після алгебраїчних перетворень отримаємо:

$$\sigma_s = \frac{\sigma_c \cdot E_s \cdot (d - x_{fact,m}) + x_{fact,m} \cdot \sigma_0 \cdot \psi_s \cdot E_c \cdot \nu_c - x_{fact,m} \cdot \varepsilon_{q,s} \cdot \psi_q \cdot E_s \cdot E_c \cdot \nu_c}{x_{fact,m} \cdot E_c \cdot \nu_c \cdot \psi_s} \leq f_{yk}. \quad (3.22)$$

Алгоритм розрахунку зводиться до наступного: на першому кроці приймаємо  $x_{fact,m} = 0,5d$  і знаходимо  $x = x_{fact,m} \cdot \omega_0$ ; за формулою (3.20) знаходимо  $\sigma_c$ ; потім за формулою (3.22) визначається  $\sigma_s$  з урахуванням відповідного обмеження; після цього за формулою (3.19) визначається висота стиснутої зони  $x$ ; у підсумку надається можливим порівняти задане і обчислене значення  $x$  і з урахуванням цих порівнянь перейти до наступного кроку ітерацій; таким чином, ітераційний процес продовжується до необхідної точності обчислень.

### 3.2.3. Гіпотеза зосередженого зсуву у шві між бетонами

Запропонована розрахункова модель і робоча гіпотеза (рис. 3.5), які дозволяють на порядок спростити диференціальні рівняння залізобетонних складених стрижнів для різних схем навантаження, у тому числі і за наявності тріщин, без зниження суворості та точності їхнього вирішення. Наведено рішення цього диференціального рівняння і зроблено висновок розрахункових формул для визначення напружено-деформованого стану залізобетонних складених конструкцій з урахуванням податливості шва на рівні арматури і між різними бетонами у вигляді умовного зосередженого зсуву та ефекту порушення суцільності [26].

Для розкриття статичної невизначеності системи, яка складається з різноманітних залізобетонних стрижнів, пов'язаних повздовжніми швами, будемо використовувати метод сил будівельної механіки, вибравши у якості

основної системи, складений стрижень, позбавлений зв'язків зсуву [232], дію яких замінимо функціональними невідомими  $\tau(z)$ .

Відповідно з роботою А.Р. Ржаніцина [232]:

$$r' = \frac{T''}{\xi_{\Delta}}, \quad (3.23)$$

де  $\xi_{\Delta}$  – коефіцієнт жорсткості шва.

Різниця відносних повздовжніх зосереджених деформацій у шві, з урахуванням залежності (3.23), прийме вигляд:

$$r' = \frac{T'}{\xi_m}. \quad (3.24)$$

У цьому випадку, порядок диференціальних рівнянь [232] може бути знижений. Беручи до уваги вищевикладене, отримаємо:

$$\frac{T'}{\xi_m} = \mathcal{T} + \Delta, \quad (3.25)$$

$$T = \int_0^z \tau_q(z) \cdot dz, \quad (3.26)$$

де за відсутності тріщин,

$$\Delta = -\frac{N_{0,1}}{\varphi_{c,1} E_{c,1} A_{c,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{c,2} E_{c,2} A_{c,2}} - \frac{M_0 (y_{c,1} + y_{c,2})}{\varphi_{c,1} E_{c,1} I_{c,1} + \varphi_{c,2} E_{c,2} I_{c,2}}. \quad (3.27)$$

$$\gamma = \frac{1}{\varphi_{c,1} E_{c,1} A_{c,1}} + \frac{1}{\varphi_{c,2} E_{c,2} A_{c,2}} + \frac{(y_{c,1} + y_{c,2})^2}{\varphi_{c,1} E_{c,1} I_{c,1} + \varphi_{c,2} E_{c,2} I_{c,2}}, \quad (3.28)$$

і, за наявності тріщин, –

$$\Delta = -\frac{N_{0,1}}{(E_{c,1} A_{c,1})_{ekv}} + \frac{N_{0,2}}{(E_{c,2} A_{c,2})_{ekv}} - \frac{f(x_r)}{\rho}, \quad (3.29)$$

$$\lambda = \sqrt{\xi \gamma} = \sqrt{\xi \left[ \frac{1}{(E_{c,1} A_{c,1})_{ekv}} + \frac{1}{(E_{c,2} A_{c,2})_{ekv}} + \frac{f^2(x_r)}{M \cdot \rho} \right]}. \quad (3.30)$$

У рівняннях (3.27)–(3.30) введені наступні позначення:  $N_{0,1}$  – повздовжня сила від зовнішнього навантаження у першому залізобетонному стрижні для поперечного перерізу на аналізованій ділянці складеного стрижня;  $N_{0,2}$  – те ж, у

другому залізобетонному стрижні;  $M_0$  – сумарний згинальний момент, рівний сумі згинаючих моментів у відповідному поперечному перерізі кожного складового стрижня основної системи;  $A_{c,1}$ ,  $A_{c,2}$  і  $I_{c,1}$ ,  $I_{c,2}$  – наведені площі і наведені моменти інерції поперечних перерізів окремих залізобетонних стрижнів, які утворюють складений стрижень;  $E_{c,1}$ ;  $E_{c,2}$  – початкові модулі бетону окремих залізобетонних стрижнів, які утворюють складений стрижень; відповідно;  $\varphi_{c,1}$  і  $\varphi_{c,2}$  у першому наближенні можуть бути прийняті рівними 0,85;  $y_{c,1}$ ;  $y_{c,2}$  – відстані від геометричних повздовжніх осей відповідних стрижнів до прилеглого шва між стрижнями;  $(E_{c,1}A_{c,1})_{ekv}$ ,  $(E_{c,2}A_{c,2})_{ekv}$  – еквівалентні жорсткості поперечних перерізів окремих залізобетонних стрижнів, які утворюють складений стрижень;  $f(x_{fact,m})$  – у разі розташування нейтральної осі складеного стержня в межах першого з складених стрижнів приймається рівною  $(x_{fact,m} - 0,5h_{f,2})$  або, у разі розташування нейтральної осі складеного стрижня у межах другого із складених стрижнів, приймається рівною  $(2x_{fact,m} - 1,5h_{f,2})$ , де  $x_{fact,m}$  – фактична висота стиснутої зони бетону, усереднена в блоці між тріщинами;  $\rho$  – радіус кривизни для залізобетонного складеного стрижня, знайдений згідно з пропозиціями робіт [26, 95, 96],  $\xi$  – жорсткість шва, – визначається на підставі експериментальних досліджень складених призм, в тому числі армованих.

Еквівалентні жорсткості поперечних перерізів на стиск (розтягнення) окремих залізобетонних стрижнів, які утворюють складений стрижень за наявності тріщин, визначаються на підставі наступних міркувань, – нормальні зусилля у складених стрижнях ділимо на повздовжні відносні деформації, обчислені відносно обраної повздовжньої осі:

$$(E_{c,i}A_{c,i})_{ekv} = \frac{N_i}{\varepsilon_0}; \quad (3.31)$$

де

$$\varepsilon_0 = B_{12} M_i + B_{22} N_i, \quad (3.32)$$



$$B_{12} = \frac{1}{(z_s + z_c)^2} \left[ \frac{\psi_s z_c}{E_s A_s} - \frac{\psi_c z_s}{(\varphi_f + \xi) b d E_c \tilde{v}} \right]; \quad (3.33)$$

$$B_{22} = \frac{1}{(z_s + z_c)^2} \left[ \frac{\psi_c z_s^2}{(\varphi_f + \xi) b d E_c \tilde{v}} + \frac{\psi_s z_c^2}{E_s A_s} \right], \quad (3.34)$$

$M_{act}$  – момент всіх сил, розташованих по один бік розглянутого перерізу, складеного стрижня відносно обраної осі  $y$ , включаючи рухаючі сили в шві (на рис. 3.9 умовно не показані);  $N_I$  — зовнішня повздовжня сила, прикладена на рівні осі  $y$  і приймається при розтягу зі знаком „плюс“, включаючи рухаючі сили в шві (на рис. 3.9 умовно не показані);  $z_s, z_c$  – відстані від обраної осі  $y$  до точки прикладання рівнодійної зусиль відповідно в розтягнутій арматурі і у стиснутому бетоні;  $\xi$  – визначається згідно з вказівками п. 4.28 норм [37];  $\tilde{v} = 2\nu, \nu$  – коефіцієнт, який приймається за табл. 35 норм [37];  $\varphi_f$  – коефіцієнт, який визначається за формулою (164) норм [37] без урахування арматури, розташованої у стиснутій зоні перерізу;  $\psi_s$  – визначається згідно з вказівками п. 4.29 [37];  $\psi_c$  – визначається згідно з вказівками п. 4.27 норм [37].

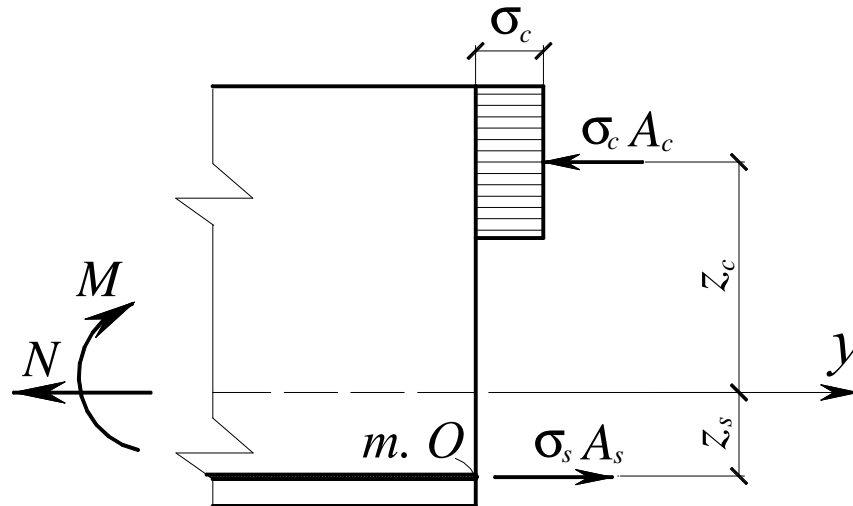


Рис. 3.9. Схема зусиль і епюра напружень у перерізі, нормальному до повздовжньої осі елемента, для кожного зі складених стрижнів (зусилля  $M$  і  $N$ ), наведені на рис., включають і відповідні складові від рухаючих сил у шві між бетонами, які на рис. для різних випадків розташування фактичної нейтральної осі, умовно не показані)

Вісь  $y$  розташовується у межах робочої висоти перерізу (рис. 3.9), виходячи із зручності розрахункової схеми. Якщо вісь  $y$  розташовується вище центру ваги площі перерізу стиснутої зони, то величину  $z_c$  необхідно приймати від'ємною. Якщо вісь  $y$  співпадає з усередненою нейтральною віссю залізобетонного складеного елемента, то у формулі (3.32) (для складеного стрижня, в якому проходить ця нейтральна вісь) перший доданок приймається рівним нулю.

Алгебраїчний розв'язок рівняння (3.25) представимо у вигляді добутку двох функцій від змінної  $z$ :

$$T = u(z) \cdot v(z). \quad (3.35)$$

Диференціюючи обидві частини рівності (3.35), отримаємо:

$$\frac{dT}{dz} = u \cdot \frac{dv}{dz} + v \cdot \frac{du}{dz}. \quad (3.36)$$

Підставляючи отриманий вираз похідної  $\frac{dT}{dz}$  у рівняння (3.25), будемо мати:

$$u \cdot \left( \frac{dv}{dz} - \gamma \cdot \xi_m \cdot v \right) + v \cdot \frac{du}{dz} = \xi_m \cdot \Delta(z). \quad (3.37)$$

Виберемо функцію  $z$  такою, щоб:

$$\frac{dv}{dz} - \gamma \xi_m v = 0. \quad (3.38)$$

Розділяючи змінні у цьому диференційному рівнянні щодо функції  $z$ , знаходимо:

$$\frac{dv}{v} = \gamma \cdot \xi_m \cdot dz. \quad (3.39)$$

Інтегруючи, отримаємо:

$$\ln|v| = \int \gamma \xi_m dz + C_0, \quad (3.40)$$

або

$$v = \pm C_1 \cdot e^{\gamma \xi_m dz}. \quad (3.41)$$

Підставляючи знайдені значення  $v(z)$  у рівняння (3.37), отримаємо:

$$v \cdot \frac{du}{dz} = \zeta \xi_m \Delta(z), \quad (3.42)$$

або

$$\frac{du}{dz} = \frac{\xi_m}{v} \cdot \Delta(z); \quad (3.43)$$

$$u = \xi_m \int \frac{\Delta(z)}{v(z)} \cdot dz + c. \quad (3.44)$$

Підставляючи  $u$  і  $v$  у формулу (3.35), остаточно отримаємо:

$$T = \pm \xi_m e^{\gamma \xi_m z} \int \frac{\Delta(z)}{e^{\gamma \xi_m z}} dz \pm C e^{\gamma \xi_m z}. \quad (3.45)$$

Беручи до уваги вираз (3.16), із точністю до постійних інтегрування, також будемо мати:

$$\tau = T' = \xi_m^2 \gamma e^{\gamma \xi_m z} \int \frac{\Delta(z)}{e^{\gamma \xi_m z}} dz + \xi_m e^{\gamma \xi_m z} \frac{\Delta(z)}{e^{\gamma \xi_m z}} + C_\tau. \quad (3.46)$$

Граничні умови для визначення постійних інтегрування залежать від умов навантаження і спирання складених стрижнів.

В якості прикладу розглянемо стрижень, наведений на рис. 3.4, а.

Для крайніх ділянок стержня

$$\Delta(z) = -Pz\eta, \quad (3.47)$$

де

$$\eta = \frac{y_{c,1} + y_{c,2}}{\varphi_{c,1} E_{c,1} I_{c,1} + \varphi_{c,2} E_{c,2} I_{c,2}}. \quad (3.48)$$

Як показує аналіз випробувань звичайних і попередньо напружених залізобетонних конструкцій із важких бетонів, значення  $\varphi_{c,i}$ , враховують непружні деформації розтягнутої і стиснутої зони бетону до появи тріщин із достатньою для практичних розрахунків точністю, тому його можна приймати усередненим і рівним 0,85.

Використовуємо метод інтегрування частинами для вираження (3.45).

Позначимо:  $\lambda = -P\eta z$ ;  $d\varphi = e^{-\gamma \xi_m z} dz$ .

$$\text{Звідси,} \quad d\lambda = -P\eta dz; \quad \varphi = \frac{e^{-\gamma \xi_m z}}{-\gamma \xi_m}.$$

Тоді:

$$\begin{aligned}
 -T_1 &= \xi_m \cdot e^{\gamma \xi_m z} \left( Pz\eta \cdot \frac{e^{-\gamma \xi_m z}}{\gamma \xi_m} + \frac{P\eta}{\gamma \xi_m} \cdot \frac{e^{-\gamma \xi_m z}}{\gamma \xi_m} \right) + c_1 \cdot e^{\gamma \xi_m z} = \\
 &= \xi_m \cdot e^{\gamma \xi_m z} \cdot \frac{P \cdot \eta \cdot e^{-\gamma \xi_m z}}{\gamma \xi_m} \left( z + \frac{1}{\gamma \xi_m} \right) + c_1 \cdot e^{\gamma \xi_m z} = \frac{P \cdot \eta}{\gamma} \left( z + \frac{1}{\gamma \xi_m} \right) + c_1 \cdot e^{\gamma \xi_m z}. \quad (3.49)
 \end{aligned}$$

В якості граничного значення, приймається умова, згідно з якою на вільному торці стрижня  $T = 0$ . Тоді з рівняння (3.49) при  $z = 0$ , отримаємо:

$$c_1 = -\frac{P \cdot \eta}{\gamma^2 \xi_m}. \quad (3.50)$$

Підставляючи отримане значення для  $c_1$  у рівняння (3.50), для крайніх ділянок остаточно отримаємо:

$$T_1 = -\frac{P \cdot \eta}{\gamma} \left( z + \frac{1}{\gamma \xi_m} - \frac{e^{\gamma \xi_m z}}{\gamma \cdot \xi_m} \right). \quad (3.51)$$

Для середньої ділянки стрижня параметр  $\Delta(z)$  приймає постійне значення, рівне  $-P \cdot a \cdot \eta$ . Тоді,

$$\begin{aligned}
 -T_2 &= c_2 \cdot e^{\gamma \xi_m z} + \xi_m e^{\gamma \xi_m z} \cdot \int_0^a \frac{\Delta(z)}{e^{\gamma \xi_m z}} dz + \xi_m \cdot e^{\gamma \xi_m z} \cdot \int_a^z \frac{\Delta(z)}{e^{\gamma \xi_m z}} dz. \quad (3.52) \\
 -T_2 &= c_2 \cdot e^{\gamma \xi_m z} + \xi_m e^{\gamma \xi_m z} \cdot \int_0^a \frac{-Pa\eta}{e^{\gamma \xi_m z}} dz + \xi_m \cdot e^{\gamma \xi_m z} \cdot \int_a^z \frac{-Pa\eta}{e^{\gamma \xi_m z}} dz = \\
 &= c_2 \cdot e^{\gamma \xi_m z} + \xi_m e^{\gamma \xi_m z} \cdot (-Pa\eta) \left( \frac{e^{-\gamma \xi_m z}}{-\gamma \xi_m} \Big|_0^a \right) + \xi_m \cdot e^{\gamma \xi_m z} \cdot (-Pa\eta) \left( \frac{e^{-\gamma \xi_m z}}{-\gamma \xi_m} \Big|_a^z \right) dz = \\
 &= c_2 \cdot e^{\gamma \xi_m z} + e^{\gamma \xi_m z} \cdot \frac{Pa\eta}{\gamma} [e^{-\gamma \xi_m z} - 1]. \quad (3.53)
 \end{aligned}$$

На межі ділянок при  $z = a$ , із виразу (3.49) впливає:

$$-T_1 = -T_2 = \frac{P \cdot \eta}{\gamma} \left( a + \frac{1}{\gamma \xi_m} - \frac{e^{\gamma \xi_m a}}{\gamma \xi_m} \right). \quad (3.54)$$

Ці ж значення на межі крайньої і середньої ділянок приймає і вираз (3.53) при  $z = a$ :

$$-T_1 = -T_2 = c_2 \cdot e^{\gamma \xi_m z} + e^{\gamma \xi_m z} \cdot \frac{Pa\eta}{\gamma} [e^{-\gamma \xi_m z} - 1] = c_2 \cdot e^{\gamma \xi_m a} + e^{\gamma \xi_m a} \cdot \frac{Pa\eta}{\gamma} [e^{-\gamma \xi_m a} - 1]. \quad (3.55)$$

Прирівнюючи його до виразу (3.55), отримаємо:

$$c_2 = \frac{Pa\eta}{\gamma} [e^{-\gamma_m^{\xi_m a}} - 1] - \frac{P \cdot \eta}{\gamma \cdot e^{\gamma_m^{\xi_m a}}} \left( a + \frac{1}{\gamma_m^{\xi_m}} - \frac{e^{\gamma_m^{\xi_m a}}}{\gamma_m^{\xi_m}} \right). \quad (3.56)$$

Підставляючи значення  $c_2$  у вираз (3.53), для середньої ділянки, остаточно отримаємо:

$$T_2 = -\frac{P\eta \cdot e^{\gamma_m^{\xi_m z}}}{\gamma} \left[ 2a(e^{-\gamma_m^{\xi_m a}} - 1) - \frac{a}{e^{\gamma_m^{\xi_m a}}} - \frac{1}{\gamma_m^{\xi_m} \cdot e^{\gamma_m^{\xi_m a}}} + \frac{1}{\gamma_m^{\xi_m}} \right]. \quad (3.57)$$

Маючи залежність (3.46), будемо мати:

- для крайніх ділянок (рис. 3.4) –

$$\tau_1 = -\frac{P \cdot \eta}{\gamma} (1 - e^{\gamma_m^{\xi_m z}}) + C_{1,\tau}; \quad (3.58)$$

- для середньої ділянки (рис.3.4) –

$$\tau_2 = -P\eta \cdot e^{\gamma_m^{\xi_m z}} \xi_m \left[ 2a(e^{-\gamma_m^{\xi_m a}} - 1) - \frac{a}{e^{\gamma_m^{\xi_m a}}} - \frac{1}{\gamma_m^{\xi_m} \cdot e^{\gamma_m^{\xi_m a}}} + \frac{1}{\gamma_m^{\xi_m}} \right] + C_{2,\tau}. \quad (3.59)$$

Постійну інтегрування  $C_{2,\tau}$  знаходимо з умови, у відповідності з якою (рис. 3.4) при  $z = 0,5l$ ,  $\tau = 0$ :

$$C_{2,\tau} = P\eta \cdot e^{0,5l \cdot \gamma_m^{\xi_m}} \xi_m \left[ 2a(e^{-\gamma_m^{\xi_m a}} - 1) - \frac{a}{e^{\gamma_m^{\xi_m a}}} - \frac{1}{\gamma_m^{\xi_m} \cdot e^{\gamma_m^{\xi_m a}}} + \frac{1}{\gamma_m^{\xi_m}} \right]. \quad (3.60)$$

$$\begin{aligned} \tau_2 &= -P\eta \cdot e^{\gamma_m^{\xi_m z}} \xi_m \left[ 2a(e^{-\gamma_m^{\xi_m a}} - 1) - \frac{a}{e^{\gamma_m^{\xi_m a}}} - \frac{1}{\gamma_m^{\xi_m} \cdot e^{\gamma_m^{\xi_m a}}} + \frac{1}{\gamma_m^{\xi_m}} \right] + \\ &+ P\eta \cdot e^{0,5l \cdot \gamma_m^{\xi_m}} \xi_m \left[ 2a(e^{-\gamma_m^{\xi_m a}} - 1) - \frac{a}{e^{\gamma_m^{\xi_m a}}} - \frac{1}{\gamma_m^{\xi_m} \cdot e^{\gamma_m^{\xi_m a}}} + \frac{1}{\gamma_m^{\xi_m}} \right]. \\ \tau_2 &= (e^{0,5l \cdot \gamma_m^{\xi_m}} - e^{\gamma_m^{\xi_m z}}) P\eta \xi_m \left[ 2a(e^{-\gamma_m^{\xi_m a}} - 1) - \frac{a}{e^{\gamma_m^{\xi_m a}}} - \frac{1}{\gamma_m^{\xi_m} \cdot e^{\gamma_m^{\xi_m a}}} + \frac{1}{\gamma_m^{\xi_m}} \right]. \end{aligned}$$

$$\text{Позначимо, } a_1 = -P\eta \xi_m \left[ 2a(e^{-\gamma_m^{\xi_m a}} - 1) - \frac{a}{e^{\gamma_m^{\xi_m a}}} - \frac{1}{\gamma_m^{\xi_m} \cdot e^{\gamma_m^{\xi_m a}}} + \frac{1}{\gamma_m^{\xi_m}} \right],$$

тоді

$$\tau_2 = a_1 (e^{\gamma_m^{\xi_m z}} - e^{0,5l \cdot \gamma_m^{\xi_m}}). \quad (3.61)$$

Постійну інтегрування  $C_{1,\tau}$  знаходимо з умови, у відповідності з якою (рис. 3.4) при  $z = a$ ,  $\tau_1(a) = \tau_2(a)$ :

$$C_{1,\tau} = a_1(e^{\gamma_m^z} - e^{0.5l \cdot \gamma_m^z}) + \frac{P \cdot \eta}{\gamma}(1 - e^{\gamma_m^z}). \quad (3.62)$$

Підставляючи вираз (3.62) до (3.58) отримаємо:

$$\tau_1 = -\frac{P \cdot \eta}{\gamma}(1 - e^{\gamma_m^z}) + a_1(e^{\gamma_m^z} - e^{0.5l \cdot \gamma_m^z}) + \frac{P \cdot \eta}{\gamma}(1 - e^{\gamma_m^z}). \quad (3.63)$$

Аналіз залежності (3.14) показує, що напруження зсуву у шві досягають власних найбільших значень при  $z = 0$ :

$$\tau_{1,\max} = a_1(e^{\gamma_m^z} - e^{0.5l \cdot \gamma_m^z}) + \frac{P \cdot \eta}{\gamma}(1 - e^{\gamma_m^z}). \quad (3.64)$$

Аналогічно вирішується завдання і при інших схемах навантаження і опорних закріпленнях. При цьому змінюється лише параметр  $\Delta(z)$ , визначається із залежності (3.29).

Маючи значення дотичних напружень, можна легко визначити деформації відносного зосередженого зсуву  $\varepsilon_{qm}$ , накопиченого у зонах, прилеглих до шва складених залізобетонних конструкцій.

Таким чином, на підставі аналізу накопичених експериментальних даних про опір складених залізобетонних конструкцій, сформульована робоча передумова зосередженої податливості шва, яка дозволила отримати повну картину напружено-деформованого стану в складеному залізобетонному стрижні при несумісних зосереджених деформацій у зоні шва, в тому числі і за наявності тріщин. При цьому запропоновані залежності дозволяють на порядок спростити диференційні рівняння, отримані у роботі [232], без зниження суворості та точності їхнього рішення.

### 3.3. Класифікація дискретних тріщин у залізобетонних конструкціях

Експериментальні дослідження [26, 44, 54, 58, 61, 62, 139, 140, 145, 269, 277, 306, 310 та ін.] показують, що у процесі навантаження залізобетонної конструкції виникає не один (як це прийнято в більшості відомих методах

розрахунку), а кілька рівнів тріщиноутворення, причому відстані між сусідніми тріщинами є параметром дискретним, а не функціональним.

У загальному випадку навантаження геометричних характеристик класів бетону, армування, при утворенні різних тріщин невідомими є як узагальнене тріщиноутворююче навантаження, так і координата точки появи першої тріщини.

Важливою особливістю напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій на стадії, що передує утворенню тріщин, є наявність непружних деформацій у розтягнутому бетоні  $\varepsilon_{ctk}$ .

Для успішного дослідження напружено-деформованого стану в околиці тріщин та його аналізу, починати вирішення поставленої проблеми доцільно з побудови повної класифікації тріщин, яка виявлена у залізобетонних конструкціях при проведенні експериментальних досліджень.

На сьогоднішній день, в роботах [61, 120, 125] розглянута класифікація тріщин, розроблена за участю авторів стосовно стрижневих і плоско напружених залізобетонних конструкцій.

Беручи до уваги запропоновану в роботах [61, 120, 125] класифікацію тріщин, при побудові розрахункових моделей деформування залізобетонних конструкцій на засадах механіки руйнування за наявністю дискретних тріщин розглядаються наступні типи тріщин:

- нормальні до повздовжньої осі елемента, які перетинають повздовжню арматуру; утворюються на ділянках, де  $M \geq M_{cr}$ , а  $V < V_{cr}$ ;
- похилі до повздовжньої осі елемента, перетинають повздовжню і поперечну арматуру; утворюються на ділянках, де  $M > M_{cr}$  та  $V \geq V_{cr}$ ;
- похилі до повздовжньої осі елемента, які перетинають тільки поперечну арматуру, утворюються на ділянках, де  $M < M_{cr}$  і  $V > V_{cr}$  і прилеглі своєю вершиною до зосередженої сили;
- похилі до повздовжньої осі елемента, які перетинають тільки поперечну арматуру, утворюються на ділянках, де  $M < M_{cr}$  і  $V > V_{cr}$  і не прилягають своєю вершиною до зосередженої сил (можуть виходити до будь-якої точки верхньої межі залізобетонної стрижневої конструкції).

Третій вид похилих тріщин, розвивається у біляопорній частини «вздовж стиснутого стовпа утворюючої арки», які можуть з'єднуватися (при певних геометричних параметрах та армуванні) з тріщинами, які з'являються на верхній грані залізобетонної конструкції над аркою (як підтверджують експерименти, їхнє злиття відбувається практично миттєво). Кут їхнього нахилу може істотно змінюватися, утворюючи віяло 2 [26]. Цей тип тріщин розвивається не від опори до силі, а пробивається через «стиснений стовп утворюючої арки», який може виходити на верхню грань залізобетонної конструкції і приводити її до руйнування.

Тут  $M_{cr}$  і  $V_{cr}$  — згинальний момент і поперечна сила, які відповідають вичерпанню опору поперечних перерізів, утворення тріщин, відповідно нормальних (зі сторони розтягнутої грані) і похилих (на рівні нейтральної осі);  $M$  і  $V$  — максимальні значення згинального моменту та поперечної сили на аналізованій ділянці.

Визначення моменту утворення тріщин у розтягнутій зоні, у тому числі попереднього напружених конструкцій, виконується, в основному, за методом ядрових моментів. Цей метод обчислення зусилля тріщиноутворення дає розбіжності до 5% порівняно з точними методами розрахунку. При цьому слід зазначити, що застосування методу розрахунку залізобетонних конструкцій одного виду (наприклад, розрахунок тріщиностійкості звичайних конструкцій) для аналогічних конструкцій іншого виду (складених) не завжди є правомірним.

На підставі ретельного аналізу виявлених віял тріщин, прилеглих до зосередженого навантаження і віяла можливих похилих тріщин, прилеглих до опори (рис. 5.2), та поглибленого дослідження природи і характеру тріщиноутворення стає можливим подальший розвиток розрахункової моделі деформування залізобетонних плосконапружених конструкцій (у тому числі складених) за наявністю похилих тріщин, заснованої на оцінці дійсного напружено-деформованого стану бетону і арматури на цих ділянках.

Беручи до уваги вище розглянуту класифікацію тріщин (розроблену в основному стосовно до стрижневих залізобетонних конструкцій), і зберігаючи



її в необхідних випадках стосовно плосконапружених залізобетонних конструкцій, нижче запропонована нова, найбільш повна, класифікація базових тріщин у стрижневих і плосконапружених залізобетонних конструкціях, в основу якої покладена **геометрична, силова** (деформаційна) і **міжсередовищна** концентрація напружено-деформованого стану з відповідними джерелами-концентраторами [128, 345].

**I** Розвиток базових тріщин до зон концентрації напружено-деформованого стану (рис. 3.10):

1. Похилі базові тріщини, які розвиваються до зон або із зон *геометричних концентрацій* напружено-деформованого стану. Це зони зміни геометричних розмірів поперечних перерізів, вхідні кути концентрації, концентрації від некруглих отворів (рис. 3.10, б).

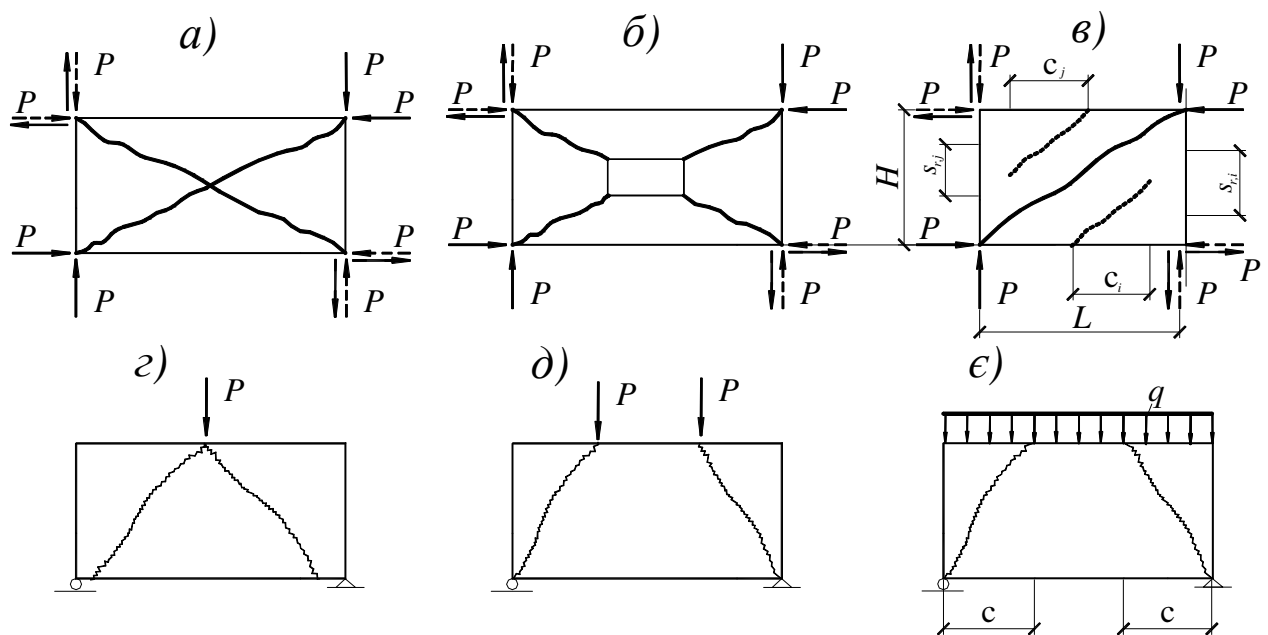


Рис. 3.10. До запропонованої класифікації тріщин: а–е – приклади геометричної і силової концентрації базових тріщин

2. Похилі базові тріщини, які розвиваються до зон або із зон *концентрації силового і деформаційного навантаження* рис. 3.10, а, в–е):

- місця розташування опорних реакцій і зосереджених сил;
- місця зміни інтенсивності навантаження за контуром конструкції;
- місця деформаційного навантаження від просідань;

Особливе значення на картину розвитку тріщин має характер навантаження: згинальне, зсувне, стиск (розтяг), рис. 3.10, *г–є* і рис. 3.11–3.13.

3. Повздовжні базові тріщини, які розвиваються у зонах *міжсередовищної концентрації деформацій* (рис. 3.11, *а, б*):

- у швах між бетонами плосконапружених залізобетонних складених конструкцій;
- уздовж повздовжньої арматури у зонах анкерування.

**II** Розвиток суміжних тріщин, прилеглих до базових і утворюючих віяла щодо полюсів (зосереджених сил), у залежності від характеру навантаження (згин, зсув, стиск (розтяг)):

1. Похилі суміжні тріщини, які розвиваються паралельно базовим при рухаючому характері навантаження, рис. 3.11, *в, г*, рис. 3.12, рис. 3.14, *а–в*.

2. Похилі суміжні тріщини, які розвиваються хвилеподібно щодо полюсів (зосереджених сил) при згинаючому характері навантаження (кут віялоподібних тріщин змінюється від кута нахилу базових тріщин  $\alpha_{\text{bas},i}$  до  $90^\circ$  відносно горизонталі (чи від  $\alpha_{\text{bas},i}$  від  $0^\circ$  до горизонталі), рис. 3.11, *б, д*.

3. Нормальні суміжні тріщини, які розвиваються паралельно базовим при стиску (розтягу), рис. 3.13, *ж, і*.

**III** Багаторівневий розвиток різних базових і суміжних тріщин з визначенням відстані між ними за допомогою спеціальних моделей другого рівня (рис. 3.14), вирізаних у плосконапруженій залізобетонній конструкції у вигляді представлених об'ємів бетону (утворених товщиною конструкції і розмірами, порівняними з кроком поперечної арматури або з подвоєною товщиною захисного шару повздовжньої арматури, відповідно), які включають поперечну або повздовжню арматуру.

На підставі поглибленого дослідження природи і характеру тріщиноутворення плосконапружених залізобетонних складених конструкцій стало можливим подальший розвиток розрахункової моделі *i*-го рівня (рис. 3.14) для визначення відстані між тріщинами та ширини розкриття різних тріщин, заснованої на оцінці дійсного НДС стану бетону і арматури.

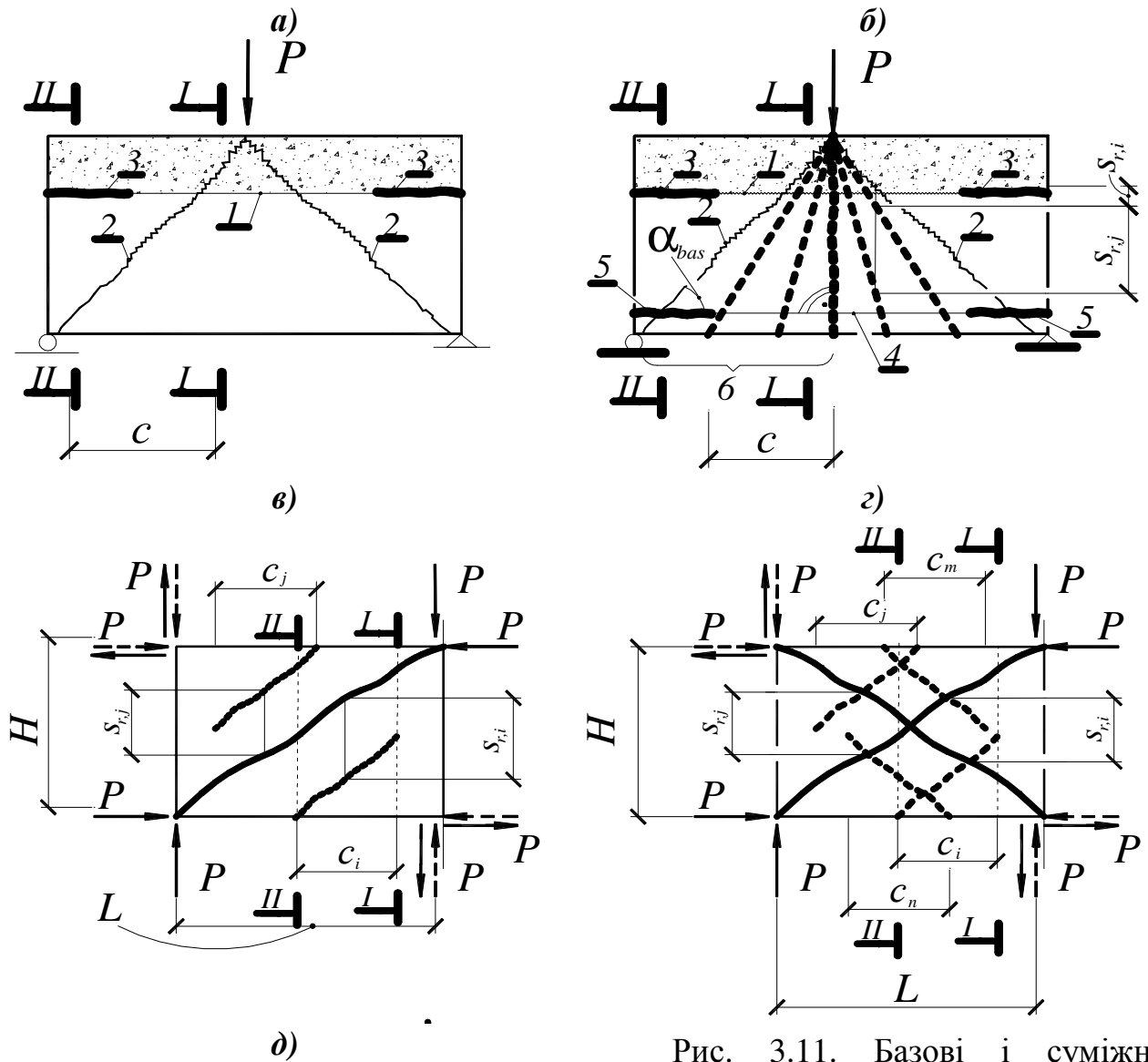


Рис. 3.11. Базові і суміжні тріщини ПЗБК (у тому числі складених): а – базові тріщини при силевий і межсередовищній концентрації; б – те ж і суміжні за віялами, прилеглими до зосередженої сили; в – при зсувному навантаженні; г – при зсувному знакозмінному навантаженні; д – при дії рівномірно-розподіленого навантаження і зосередженої сили на верхній грані;

1 – шов між бетонами;

2 – тріщини силової концентрації;

3, 5 – тріщини межсередової концентрації; 4 – вісь робочої арматури;

6 – віяло суміжних тріщин із полюсом у точці А

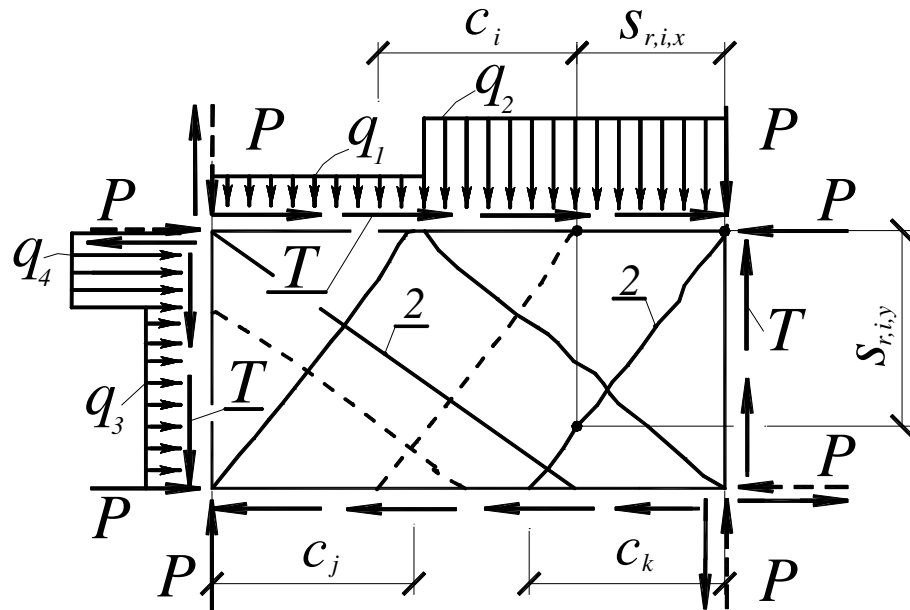


Рис. 3.12. Базові і суміжні тріщини плосконапружених залізобетонних конструкцій при накладенні геометричної і силової концентрації: — — — базові тріщини; - - - - суміжні тріщини

Із плосконапруженої залізобетонної конструкції (в тому числі складеній) вирізаються об'єми бетону (утворені товщиною конструкції і розмірами, порівняними з кроком поперечної арматури або з подвоєною товщиною захисного шару повздовжньої арматури, відповідно), які включають поперечну або повздовжню арматуру, які розглядаються у вигляді рівневих моделей.

Вони використовуються для визначення деформацій розтягнутого бетону  $\epsilon_{ctk}(y)$  вздовж осі поперечної арматури  $i$ -го рівня утворення різних тріщин і відстані між ними у залізобетонних конструкціях (у тому числі складених). При цьому розглядаються два випадки їхнього можливого розташування по відношенню до базової тріщини (рис. 3.14).

Розглядаючи рівновагу цієї розрахункової моделі  $i$ -го рівня у вигляді проєкцій всіх сил на вертикальну (а для повздовжньої арматури, – на горизонтальну) вісь, відшукуються деформації розтягнутого бетону  $\epsilon_{ctk}(y)$  між різними тріщинами у плосконапруженій залізобетонній складеній конструкції.

**IV** Розвиток базових і суміжних тріщин у плосконапружених залізобетонних конструкціях (у тому числі складених) відбувається за

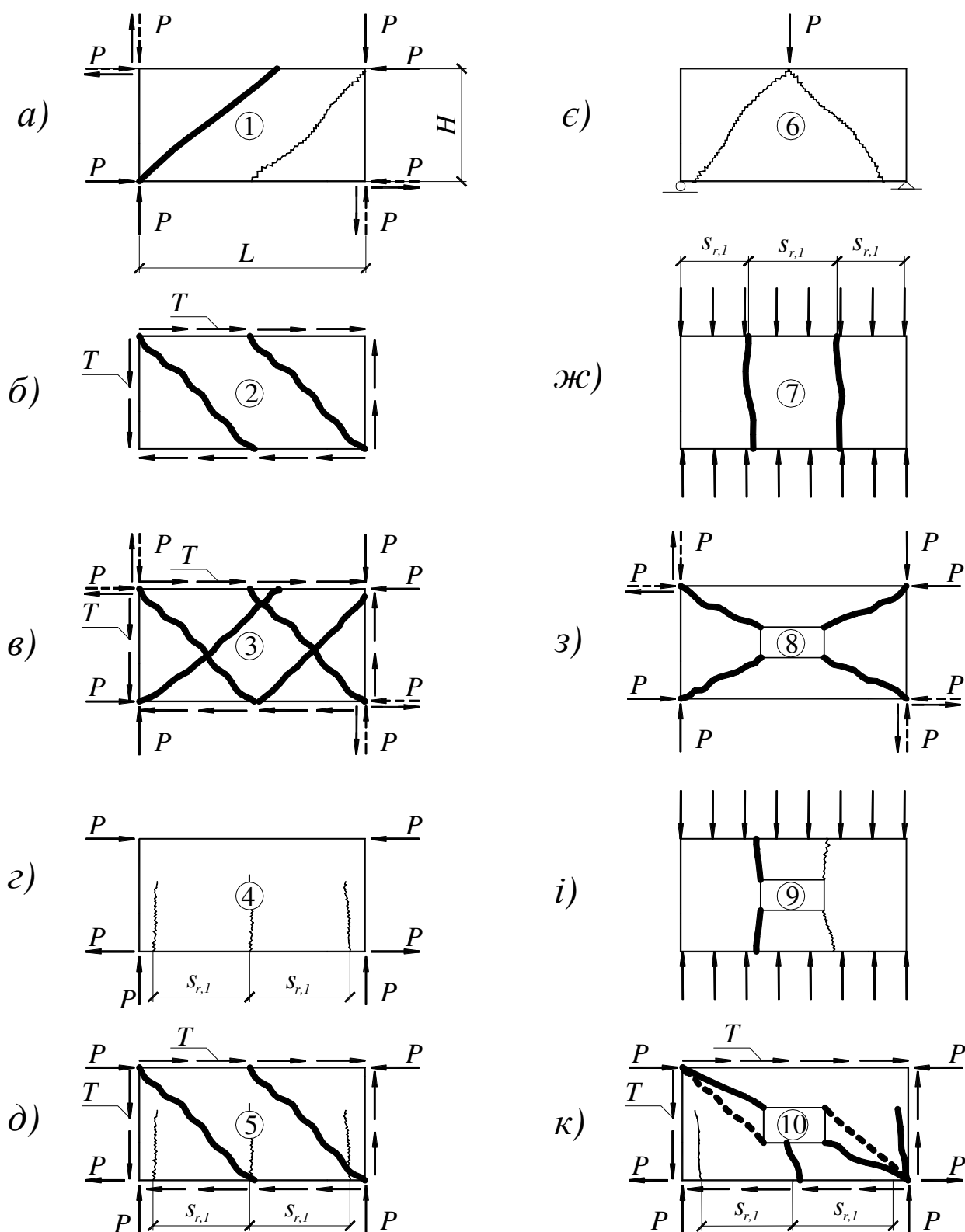


Рис. 3.13. Аналіз напружено-деформованого плосконапружених залізобетонних конструкцій за результатами досліджень (із накладенням різних силових впливів): а – перекіс; б – зсув; в – перекіс зі зсувом; г – згин; д – зсув зі згином; е – згин; ж – стиск; з – перекіс (із вікном); і – стиск (із вікном); к – зсув зі згигом (з вікном)









Таким чином запропонована загальна, найбільш повна, класифікація базових тріщин, придатна для стрижневих і плосконапружених залізобетонних конструкцій (у тому числі складених), в основу якої покладена геометрична, силова (деформаційна) і міжсередовищна концентрація напружено-деформованого стану з відповідними джерелами-концентраторами, яка дозволяє мати повну картину різних базових і суміжних тріщин, які виникають у залізобетонних конструкціях при силових і деформаційних впливах. Володіючи такою інформацією, помітно спрощується проблема визначення жорсткості залізобетонних конструкцій (у тому числі складених).

### **3.4. Висновки за розділом 3**

1. У результаті проведеного аналізу, виявлено справжню причину розбіжності зовнішніх і внутрішніх зусиль у поперечному перерізі залізобетонного елемента, який розраховується за теорією В. І. Мурашова, отримані нові залежності для оцінки опору розтягнутого бетону між тріщинами залізобетонних конструкцій (у тому числі складених).

2. Отримані робочі передумови та залежності, необхідні для побудови деформаційних моделей опору розтягнутого бетону між тріщинами та відстані між ними у залізобетонних конструкціях (в тому числі складених) із урахуванням податливості шва між різними бетонами у вигляді умовного зосередженого зсуву, ефекту порушення суцільності, і відносних умовних зосереджених взаємних зміщень між різними бетонами, бетоном та арматурою.

Запропоновані передумови базуються на традиційних положеннях теорії залізобетону і механіки руйнування, що дозволяє помітно наблизити ці найважливіші розрахункові параметри до дійсних.

3. Врахування ефекту порушення суцільності залізобетонних конструкцій і відносних умовних зосереджених взаємних зміщень між арматурою і бетоном та різними бетонами, у вигляді умовного зосередженого зсуву дозволяє суттєво уточнити значення постійної інтегрування при вирішенні задачі опору

розтягнутого бетону між тріщинами і відстані між ними в залізобетонних конструкціях.

4. Гіпотеза деформаційного ефекту між арматурою і бетоном у поєднанні з гіпотезою Томаса–Голишева про ширину розкриття тріщин у вигляді накопичення відносних взаємних зміщень деформацій арматури і бетону на ділянці між суміжними тріщинами, які дозволяють визначити відносні взаємні зміщення на поверхні зчеплення  $\varepsilon_{q,s}(z)$  з точністю цілком прийнятною для практичних розрахунків.

5. На підставі аналізу накопичених експериментальних даних про опір складених залізобетонних конструкцій, сформульована робоча передумова про зосередженої податливості шва, яка дозволила отримати повну картину напружено-деформованого стану у складеному залізобетонному стрижні при несумісних зосереджених деформацій у зоні шва, в тому числі і за наявності тріщин. При цьому запропоновані залежності дозволяють на порядок спростити диференціальні рівняння, отримані у роботі А.Р. Ржаніцина [232], без зниження строгості й точності рішення.

6. Запропонована загальна, найбільш повна, класифікація базових тріщин, придатна для стрижневих і плосконапружених залізобетонних конструкцій (в тому числі складених), в основу якої покладено геометрична, силова (деформаційна) і міжсередовищна концентрація напружено-деформованого стану з відповідними джерелами-концентраторами, яка дозволяє отримати повну картину різних базових і суміжних тріщин, які виникають у залізобетонних конструкціях при силових і деформаційних впливах. Маючи таку інформацією, помітно спрощується проблема визначення жорсткості залізобетонних конструкцій (у тому числі складених).

## РОЗДІЛ 4.

### РОЗРОБКА ТРАНСФОРМАЦІЙНОГО ЕЛЕМЕНТА, ЩО ПОВ'ЯЗУЄ ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ І ЗАЛЕЖНОСТІ МЕХАНІКИ РУЙНУВАННЯ ІЗ ЗАЛЕЖНОСТЯМИ ТЕОРІЇ ЗАЛІЗОБЕТОНУ

#### 4.1. Адаптація функціоналу механіки руйнування, стосовно до залізобетону

Визначення напружено-деформованого стану поперечного перерізу залізобетонного елемента пов'язане з завданням розподілу зчеплення арматури з бетоном, так як появу тріщини в суцільному тілі можна розглядати як деякий деформаційний вплив, що відображається на особливостях зчеплення арматури з бетоном у зонах, прилеглих до тріщини. За допомогою двоконсольного елемента механіки руйнування видається найбільш вдалим зв'язок його напружено-деформованого стану з величиною  $\zeta_{cu}$  в зоні передруйнування (рис. 2.7, п. 2.3). При цьому податливість берегів тріщини, через яку може бути виражена величина  $\zeta_{cu}$ , яка визначається з використанням звичайних методів будівельної механіки. Таким чином, двоконсольний елемент використовується у якості сполучної ланки між залежностями теорії залізобетону та механіки руйнування.

Вищевикладені міркування були використані при виділенні двоконсольного елемента, наведеного на рис. 4.1. Тут параметр  $t$  у відповідності з принципом Сен-Венана і досліджень навколоарматурної зони, виконаних із залученням полуаналитичних і чисельних методів, в першому наближенні дорівнює півтора діаметра арматури. Напруження розтягу у вибраних перерізах розподілені за законом квадратної параболи від нейтральної осі до точки, де змінюється знак цих напружень. При цьому максимальна величина обмежується значенням  $f_{ctk}$ , тому на значній ділянці фактичний розподіл напружень розтягу є близьким до прямокутника, незалежно від закону

їхнього розподілу у пружній стадії. Напруження стиску в цих перерізах на ділянках, прилеглих до арматури, розподілені за трикутником.

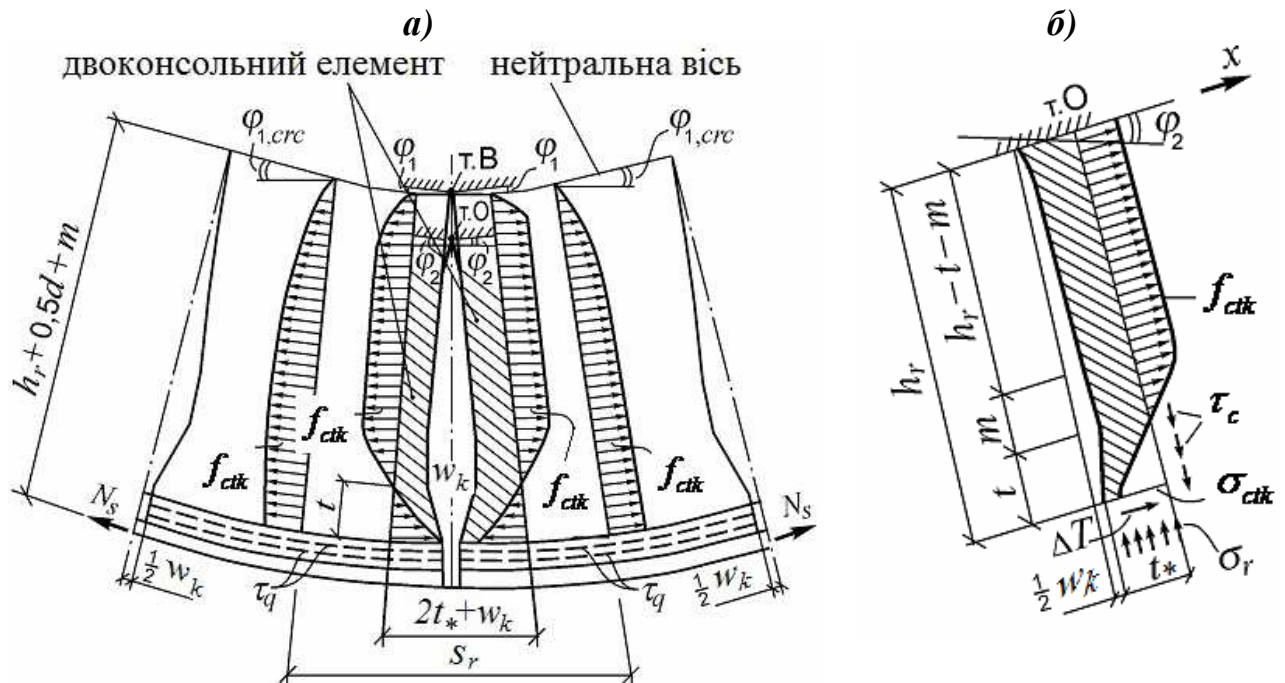


Рис. 4.1. До реалізації залежностей механіки руйнування в залізобетоні: а – характерні епюри напружень в розтягнутому бетоні і вирізання спеціального двоконсольного елемента в околиці тріщини; б – до розрахунку податливості консолі

Невідомий параметр  $\sigma_{ctk}$  визначається з умови, у відповідності з якою поперечна сила в опорному перерізі консолі дорівнює нулю (так як дотичні напруження на деякому віддаленні від навколорматурної зони загасають). Тоді,

$$\sigma_{ctk} \cdot \frac{2}{3} \cdot (m_0 + l_t) \cdot b = \frac{2}{3} \cdot f_{ctk} \cdot l_t \cdot b + \frac{2}{3} f_{ctk} \cdot m_0 \cdot b \quad (4.1)$$

Звідси випливає, що

$$\sigma_{ctk} = f_{ctk} \cdot \quad (4.2)$$

Невідомі параметри  $\sigma'_{ctk}$  та  $M_{con}$  визначаються з рівнянь рівноваги виділеної консолі (рис. 4.1, б). Із рівності нулю проекцій всіх сил на вісь  $X$ , одержимо:

$$\sigma'_{ctk} = \frac{2}{t \cdot b} \cdot \left[ \Delta T + f_{ctk} \cdot b \cdot \left( h_r - t - \frac{1}{3} m \right) \right], \quad (4.3)$$

де  $m = m_0 + l_t$ .

У рівнянні (4.3)  $l_t$  визначається з додаткової передумови про деформування ділянки бетону, розташованого за зоною передруйнування:

$$l_t = \frac{2 \cdot f_{ctk} \cdot x_r}{E_c \cdot \varepsilon_c}, \quad (4.4)$$

де  $\varepsilon_c$  – фіброві деформації стиснутого бетону в залізобетонному елементі у перерізі з тріщиною.

В свою чергу, параметр  $x_r$  визначається з геометричних міркувань:

$$x_r = h_0 - h_r - l_t. \quad (4.5)$$

Підставляючи в рівняння (4.5), залежність (4.4) і виконуючи алгебраїчні перетворення, отримаємо:

$$x_r = \frac{h_0 - h_r - m_0}{1 + \frac{2f_{ctk}}{E_c \cdot \varepsilon_c}}. \quad (4.6)$$

Із рівності нулю моментів всіх сил відносно точки О (рис. 4.1, б), , будемо мати:

$$\begin{aligned} M_{con} = & -\Delta T \cdot h_r + 0.5 \cdot \sigma'_{ctk} \cdot b \cdot t \cdot \left( h_r - \frac{1}{3}t \right) - \\ & - 0.5 \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot (h_r - t - m)^2 - \frac{2}{3} \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot m \cdot \left( h_{cre} - t - \frac{2}{3}m \right). \end{aligned} \quad (4.7)$$

Довжина тріщини  $h_r$  визначається за відомим коефіцієнтом інтенсивності напружень  $K_{cr}$ , рівняння для якого записується з використанням методу перерізів [62]:

$$h_r = \frac{1}{3}m + \frac{2}{3} \cdot m_0 + t - \frac{\Delta T}{f_{ctk} \cdot b} + \frac{0.5 \cdot \sigma'_{ctk} \cdot t}{f_{ctk}}. \quad (4.8)$$

Слід зазначити, що в першому наближенні (або в якості першого кроку при ітераційному процесі), слід приймати:

$$h_r \approx h_{r,1} = h_0 - m - x_{r,1}; \quad (4.9)$$

де  $x_{r,1} = \varphi \cdot x_m$ ;  $\varphi = 1 - \frac{0,7}{100\rho_1 + 1}$ , ( $\rho_1$  – коефіцієнт армування).

Крім того, на час налагодження запропонованого розрахункового апарату, вводиться обмеження відповідно до яких значення  $h_r$ , визначається по залежності (4.8) не повинно відрізнятися від значення  $h_r$ , що визначається в залежності (4.9) більш ніж на 15%, тобто

$$|h_r - h_{r,1}| \leq 0,15h_{r,1}. \quad (4.10)$$

Якщо умова (4.10) не виконується, тоді значення  $h_r$  визначається за формулою (4.9).

Значення параметра  $t$  уточнюється відповідно з умовою, згідно з якою момент  $M_{IV}$  (рис. 4.2) дорівнює моменту  $M_{con}$ . Ця умова впливає із «загасання» дотичних напружень  $\tau_c(z)$  за мірою віддалення від навколоарматурної зони. На ділянці постійних моментів поперечна сила в консолі дорівнює нулю, отже дорівнюють нулю і дотичні напруження  $\tau_c(z)$ .

Тоді,

$$t = -\frac{A}{2} \pm \sqrt{\frac{A^2}{4} B}, \quad (4.11)$$

де

$$A = \frac{\sigma'_{ctk} \cdot (h_r + m) + 2 \cdot f_{ctk} \cdot \left(h_r - \frac{1}{3}m\right) - \frac{2 \cdot \Delta T}{b}}{\frac{1}{3}\sigma'_{ctk} - f_{ctk}};$$

$$B = \frac{f_{ctk} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot h_r \cdot m - h_r^2 - \frac{29}{18} \cdot m^2\right)}{\frac{1}{3} \cdot \sigma'_{ctk} - f_{ctk}}.$$

Для визначення невідомого  $\Delta T$  скористаємося виразом величини  $\zeta_{cu}$  у якості функції податливості. Цю функцію знайдемо з визначення швидкості вивільнення енергії:

$$\zeta_{cu} = \lim_{\delta A \rightarrow 0} \left( \frac{\delta W - \delta V}{\delta A} \right) = \frac{dW}{dA} - \frac{dV}{dA}, \quad (4.12)$$

де  $\delta V$  – зменшення потенційної енергії тіла при просуванні тріщини на мале приріст  $\delta A$ ;  $\delta W$  – додаткова робота, яка виконується над тілом при просуванні

тріщини на малий приріст утвореної поверхні тріщини  $\delta A$ . Аналіз залежностей «силова дія – переміщення» для впливів на виділений двоконсольний елемент показує, що такі залежності нелінійні і можуть мати навіть нисхідну гілку деформування. Площа таких діаграм, через яку виражається значення потенційної енергії відрізняється від  $0,5P_0 \cdot e_0$ . Тут  $P_0$  – узагальнене зусилля, а  $e_0$  – узагальнене переміщення. Інтеграли, які характеризують площі цих діаграм, дають досить близькі значення до величини  $2/3(P_0 \cdot e_0)$ , тому вираз для потенційної енергії, накопиченої у тілі, може бути представлений у вигляді:

$$V = \frac{2}{3} \cdot P_0 \cdot e_0. \quad (4.13)$$

Податливість  $C$  елемента визначається наступним співвідношенням:

$$e_0 = C \cdot P_0. \quad (4.14)$$

Тоді

$$V = \frac{2}{3} \cdot P_0^2 \cdot C; \quad (4.15)$$

$$\frac{dV}{dA} = \frac{3}{4} \cdot C \cdot P \cdot \frac{\delta P}{\delta A} + \frac{2}{3} \cdot P^2 \cdot \frac{\delta C}{\delta A}. \quad (4.16)$$

Аналогічно можна перетворити перший доданок рівняння (4.12)  $dW/dA$ :

$$\frac{dW}{dA} = P \frac{de}{dA} = P \cdot C \cdot \frac{\delta P}{\delta A} + P^2 \cdot \frac{\delta C}{\delta A}. \quad (4.17)$$

Тоді, підставляючи вирази (4.16), (4.17) до рівняння (4.12), одержимо:

$$\zeta_{cu} = \frac{1}{3} \left( P^2 \cdot \frac{\delta C}{\delta A} - C \cdot P \cdot \frac{\delta P}{\delta A} \right). \quad (4.18)$$

Стосовно до виділеного двоконсольного елемента, який знаходиться під впливом п'яти зусиль ( $\Delta T$ ,  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $q$ ,  $M_{con}$ ), вираз (4.18) набуває вигляду:

$$\zeta_{cu} = \frac{1}{3} \cdot \sum_{i=1}^5 \left( \frac{P_i^2 \cdot \delta C_i}{\delta A} - C_i P_i \frac{\delta P_i}{\delta A} \right). \quad (4.19)$$

Для реалізації отриманої залежності, звернемося до рис. 4.1, б та до рис. 4.2. Зусилля  $\tau_c(z)$  та  $\sigma_r$ , які не включені до розрахункової схеми, через те, що їхні проекції на вісь  $X$  дорівнюють нулю, а у моментному рівнянні їхні плечі є

досить малими. Переміщення у перерізах I-I, II-II і III-III визначаються методами будівельної механіки з залученням рис. 4.2, дорівнюють:

$$\Delta_I = \delta_I + \frac{1}{E_c \cdot I_{con}} \cdot \left[ \frac{M_4 + M_5}{2} \cdot \left( h_r - t - \frac{5}{8}m \right) (-M_{con}) \right]; \quad (4.20)$$

$$\Delta_{II} = \delta_{II} + \frac{1}{E_c \cdot I_{con}} \cdot \left[ \frac{M_6 + M_7}{2} \cdot \left( h_r - t - \frac{5}{8}m \right) (-M_{con}) \right]; \quad (4.21)$$

$$\Delta_{III} = \delta_{III} + \frac{1}{E_c \cdot I_{con}} \cdot \left[ \frac{M_8}{2} \cdot \left( h_r - t - \frac{5}{8}m \right) (-M_{con}) \right]. \quad (4.22)$$

У рівняннях (4.20) – (4.22) прийняті наступні позначення:

$$M_4 = t + \frac{5}{8}m; \quad M_5 = h_r; \quad M_6 = \frac{2}{3}t + \frac{5}{8}m; \quad M_7 = h_r - \frac{1}{3}t; \quad M_8 = h_r - t - \frac{5}{8}m.$$

У рівняннях (4.20)–(4.22) доданки, які містять площі одиничних епюр  $\overline{M_{\Delta T}}$  та  $\overline{M_{p_i}}$  на ділянках III–I і III–II, зважаючи на їхню малість, виключені з подальшого розгляду.

Характеристики жорсткості консолі в напрямку осі  $z$  близькі до пружних (бетон розглядається як анізотропний матеріал). Виняток становить лише навколоарматурна зона, але у наслідок малості площ одиничних епюр, вплив характеристик жорсткості цієї зони на загальні переміщення консолі є досить незначним.

Переміщення, які пов'язані з поворотом на кут защемлення  $\varphi_2$ , визначаються із наступних, простих геометричних співвідношень:

$$\delta_I = \varphi_2 \cdot h_r; \quad (4.23)$$

$$\delta_{II} = \varphi_2 \cdot \left( h_r - \frac{1}{3}t \right); \quad (4.24)$$

$$\delta_{III} = \varphi_2 \cdot \left( h_r - t - \frac{5}{8}m \right), \quad (4.25)$$

де кут  $\varphi_2$  визначається за кутом повороту нейтральної осі залізобетонного елементу  $\varphi_1$  з наступного рівняння:

$$\varphi_2 = \varphi_1 + \Delta\varphi, \quad (4.26)$$



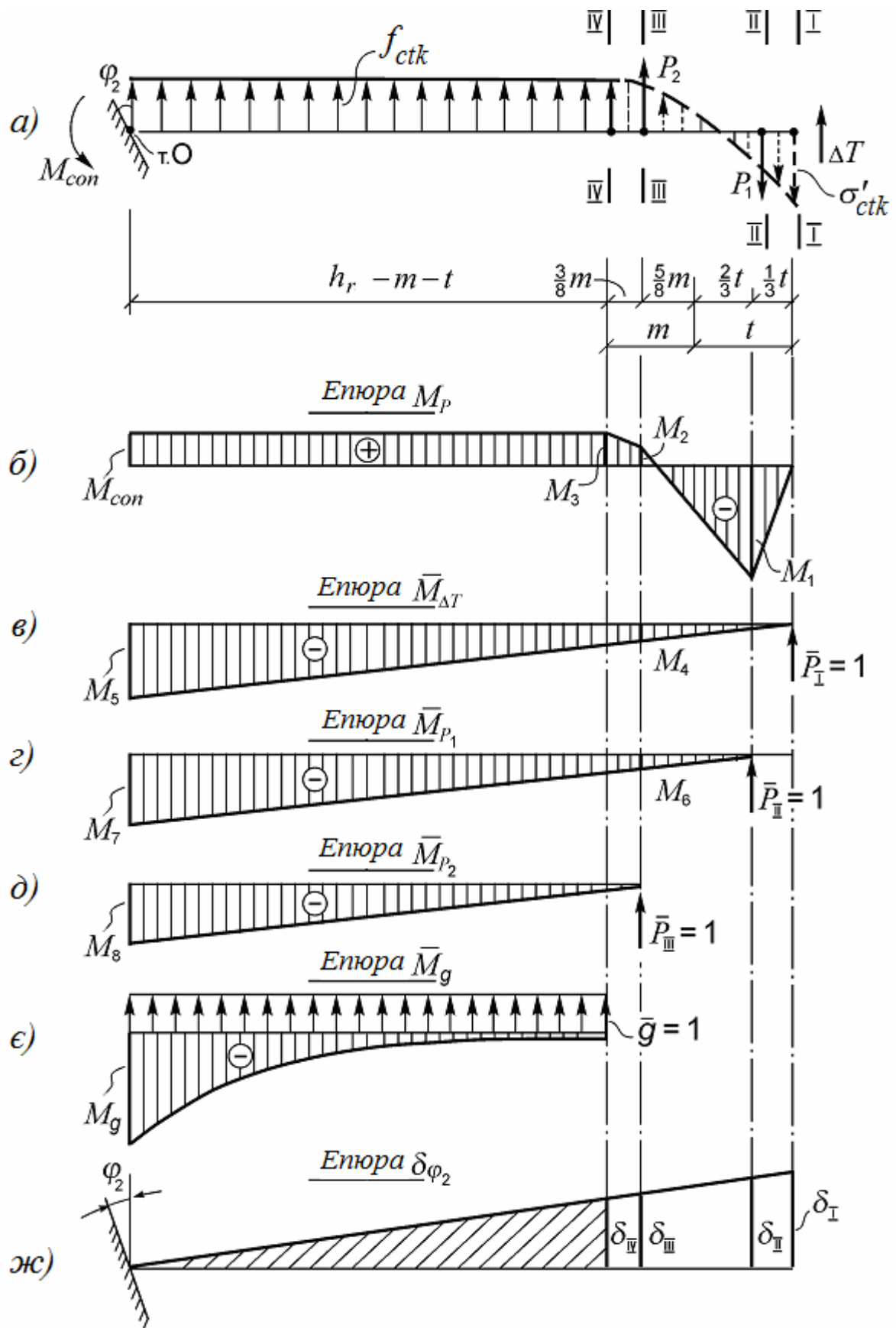


Рис. 4.2. Розрахункова консольна схема (а), вантажна епюра моментів (б), одиничні епюри моментів (в) – (е) і епюра переміщень защемлення від повороту на кут  $\varphi_2$  (ж)

$\Delta\varphi$  – різниця кутів повороту консолі між точками  $O$  та  $B$  (рис. 4.1,  $a$ ).

Кут  $\varphi_1$  визначається за кривизною залізобетонного елементу. При цьому з нього необхідно відняти ту частину кута повороту нейтральної осі, яка обумовлена деформацією залізобетонного елемента до появи тріщин. Беручи додаткову передумову про те, що тріщина, яка з'явилася майже миттєво поширюється на довжину  $h_r$ , стосовно до двоконсольного елемента. Тоді, можна записати:

$$\varphi_1 = \frac{t}{d} \cdot (\varepsilon_s \cdot \psi_s + \varepsilon_c) - \frac{t \cdot M_{cr}}{0,85 E_c I_{red}}. \quad (4.27)$$

Для визначення різниці кутів  $\Delta\varphi$  звернемося до рис. 4.3:

$$\Delta\varphi \approx -\frac{1}{E_c \cdot I_{red}} \cdot \frac{M_0 + M_{con}}{2} \cdot m, \quad (4.28)$$

де

$$M_0 = M_{con} + \frac{2}{3} \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot \left[ \frac{5}{8} (m^2 - l_t^2) - m_0 \left( l_t + \frac{3}{8} m_0 \right) \right]. \quad (4.29)$$

Таким чином, визначені всі параметри, які входять до складу формул (4.20)–(4.22) та переміщення  $\Delta_I$ ,  $\Delta_{II}$ ,  $\Delta_{III}$ , відповідно, і кут повороту  $\varphi_2$ .

Переходячи до відповідних податливостей, отримаємо:

$$C_I = \frac{2 \cdot \Delta_I}{\Delta T}; \quad (4.30)$$

$$C_{II} = \frac{2 \cdot \Delta_{II}}{-P_1}; \quad (4.31)$$

$$C_{III} = \frac{2 \cdot \Delta_{III}}{P_2}; \quad (4.32)$$

$$C_0 = \frac{2 \cdot \varphi_2}{M_{con}}; \quad (4.33)$$

У залежностях (4.31), (4.32):

$$P_1 = 0,5 \cdot \sigma'_{ctk} \cdot b \cdot t; \quad (4.34)$$

$$P_2 = \frac{2}{3} \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot m. \quad (4.35)$$

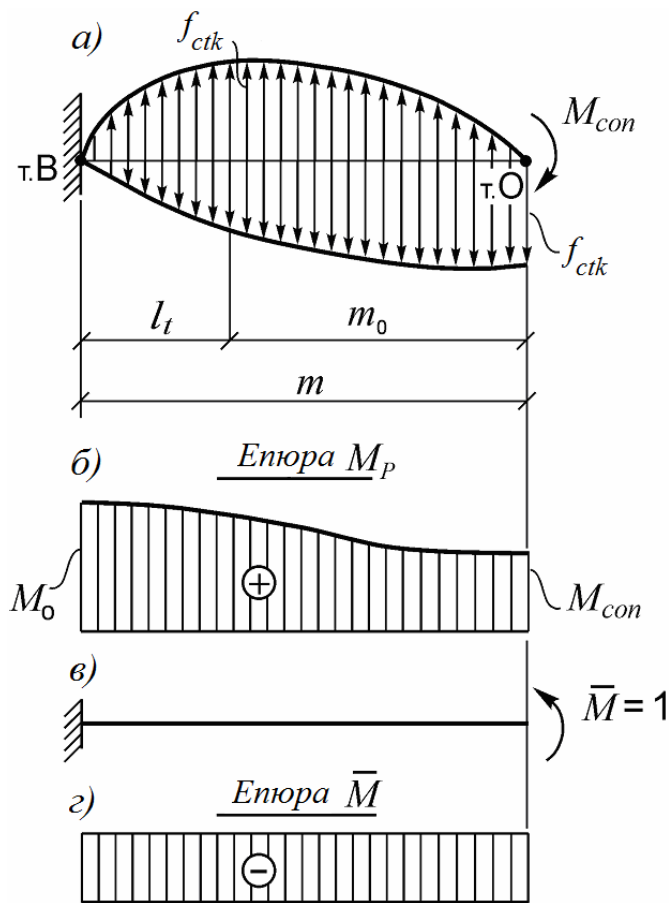


Рис. 4.3. Розрахункова схема для визначення різниці кутів повороту між точками  $O$  та  $B$  (а), вантажна епюра моментів (б), завантаження одиничним моментом (в) і одинична епюра моментів (г)

Податливість, яка відповідає розподіленому навантаженню, може бути записана у вигляді:

$$C_q = \frac{2 \cdot A_{\Delta q}}{q}; \quad (4.36)$$

де  $q = b \cdot f_{ctk} / A_{\Delta q}$  – площа епюри переміщень на ділянці розподіленого навантаження.

Для визначення  $A_{\Delta q}$  знову повернемося до рис. 4.2:

$$A_{\Delta q} = A_{\delta\varphi} - \frac{1}{E_c I_{con}} \cdot \frac{1}{3} \cdot M_9 (h_r - t - m) (-M_{con}); \quad (4.37)$$

де

$$M_9 = \frac{1}{2} (h_r - t - m)^2. \quad (4.38)$$

Параметр  $A_{\delta\varphi}$  визначається за формулою (рис. 4.2):

$$A_{\Delta\varphi} = \frac{1}{2} \cdot \delta_{IV} \cdot (h_r - t - m), \quad (4.39)$$

де

$$\delta_{IV} = \varphi_2 \cdot (h_r - t - m). \quad (4.40)$$

Виконаємо деякі перетворення. Підставляючи у рівняння (4.20) значення  $M_4$ ,  $M_5$  та значення  $\delta_I$ , використовуючи співвідношення (4.23), отримаємо:

$$\Delta_I = A_0 h_r - \frac{m}{E_c I_{con}} h_r M_{con} - \frac{M_{con} h_r^2}{2 E_c I_{con}} + \frac{A_2}{E_c I_{con}} M_{con}, \quad (4.41)$$

де

$$A_0 = \varphi_1 - \frac{m A_1}{E_c I_{con}};$$

$$A_1 = \frac{1}{3} f_{ctk} \cdot b \cdot \left[ \frac{5}{8} (m^2 - l_t^2) - m_0 \left( l_t + \frac{3}{8} m_0 \right) \right];$$

$$A_2 = 0,5 \left( t + \frac{5}{8} m \right)^2.$$

Підставляючи у рівняння (4.21) значення  $M_6$  та  $M_7$  та значення  $\delta_{II}$  із співвідношення (4.24), отримаємо:

$$\begin{aligned} \Delta_{II} = & A_0 h_r - A_o \frac{1}{3} t - \frac{m h_r}{E_c I_{con}} \cdot M_{con} + \frac{m}{E_c I_{con}} \cdot \frac{1}{3} \cdot t - \frac{M_{con} h_r^2}{2 \cdot E_c \cdot I_{con}} + \\ & + \frac{M_{con} h_r \cdot \frac{1}{3} t}{E_c \cdot I_{con}} - \frac{M_{con}}{E_c \cdot I_{con}} \cdot A_3, \end{aligned} \quad (4.42)$$

де

$$A_3 = -\frac{1}{6} t^2 - \frac{5}{12} t \cdot m - \frac{25}{128} m^2.$$

Підставляючи у рівняння (4.22) значення  $M_8$  та значення  $\delta_{III}$  із співвідношення (4.25), отримаємо:

$$\Delta_{III} = A_0 h_r - A_0 \left( t + \frac{5}{8} m \right) - \frac{m}{E_c I_{con}} \cdot M_{con} \cdot h_r + \frac{m M_{con}}{E_c I_{con}} \left( t + \frac{5}{8} m \right) -$$

$$-\frac{M_{con} \cdot h_r^2}{2E_c I_{con}} + \frac{\left(t + \frac{5}{8}m\right) \cdot M_{con} \cdot h_r}{E_c I_{con}} - \frac{A_2}{E_c I_{con}} \cdot M_{con}. \quad (4.43)$$

Знаходимо кут повороту  $\varphi_2$ , підставляючи у рівняння (4.26) значення кута  $\Delta\varphi$ , знайденого у виразі (4.28). Тоді отримаємо:

$$\varphi_2 = A_0 - \frac{m}{E_c I_{con}} \cdot M_{con}. \quad (4.44)$$

Підставляючи у рівняння (4.37) значення  $M_9$  та значення  $A_{\delta\varphi}$  із виразу (4.39), отримаємо:

$$\begin{aligned} A_{\Delta q} = & 0,5A_0(t+m)^2 + 0,5A_0h_r^2 - A_0(t+m) \cdot h_r + \\ & + \frac{M_{con} \cdot h_r^2}{2E_c I_{con}}(t-m) + \frac{M_{con} \cdot h_r}{E_c I_{con}}A_4 + \frac{M_{con}}{E_c I_{con}}A_5 - \frac{M_{con} \cdot h_r^3}{6E_c I_{con}}. \end{aligned} \quad (4.45)$$

У рівнянні (4.45) прийняті наступні позначення:

$$A_4 = 2m(t+m) - 0,5(t+m)^2;$$

$$A_5 = \frac{1}{6}(t+m)^3 - m(t+m)^2.$$

У результаті, коли всі параметри, які входять до складу формули (4.19) виражені у вигляді функції від параметра  $h_r$  (саме по цьому параметру виконується диференціювання), можна переходити до алгебраїчних перетворень цієї формули. Перепишемо її у наступному вигляді:

$$\begin{aligned} \zeta_{cu} = & \frac{1}{3b} \cdot \left( \Delta T^2 \cdot \frac{\partial C_I}{\partial h_r} + P_1^2 \cdot \frac{\partial C_{II}}{\partial h_r} + P_2^2 \cdot \frac{\partial C_{III}}{\partial h_r} \right) + \\ & + b^2 f_{ctk}^2 \cdot \frac{\partial C_q}{\partial h_r} + M_{con}^2 \cdot \frac{\partial C_0}{\partial h_r} - C_I \Delta T \cdot \frac{\partial \Delta T}{\partial h_r} - \\ & - C_{II} P_1 \cdot \frac{\partial P_1}{\partial h_r} - C_{III} P_2 \cdot \frac{\partial P_2}{\partial h_r} - C_0 M_{con} \cdot \frac{\partial M_{con}}{\partial h_r}. \end{aligned} \quad (4.46)$$

Виконуючи почленне диференціювання, з урахуванням того, що відповідні похідні  $\frac{\partial m}{\partial h_r}$  та  $\frac{\partial t}{\partial h_r}$  наближаються до нуля (внаслідок незначної та малої зміни параметрів  $m$  і  $t$ ), отримаємо:

$$\begin{aligned}
\Delta T^2 \frac{\partial C_1}{\partial h_r} &= 2 \cdot (\Delta T \cdot \Delta'_I - \Delta_I \cdot \Delta T') = 2 \cdot \Delta T \cdot A_0 - \\
&- \frac{m}{E_c \cdot I_{con}} \cdot 2 \cdot \Delta T \cdot M_{con} - \frac{m}{E_c \cdot I_{con}} \cdot 2 \cdot \Delta T \cdot h_r \cdot M'_{con} + \\
&- \frac{1}{E_c \cdot I_{con}} \cdot 2 \cdot \Delta T \cdot M_{con} \cdot h_r - \frac{1}{2 \cdot E_c \cdot I_{con}} \cdot 2 \cdot \Delta T \cdot M'_{con} \cdot h_r^2 + \\
&+ \frac{A_2}{E_c \cdot I_{con}} \cdot 2 \cdot \Delta T \cdot M'_{con} - 2 \cdot \Delta T' \cdot A_0 \cdot h_r + \frac{m}{E_c \cdot I_{con}} \cdot h_r \cdot M_{con} \cdot 2 \cdot \Delta T' + \\
&+ \frac{M_{con} \cdot h_r^2}{2 \cdot E_c \cdot I_{con}} \cdot 2 \cdot \Delta T' - \frac{A_2}{E_c \cdot I_{con}} \cdot M_{con} \cdot 2 \cdot \Delta T'; \quad (4.47)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_1^2 \frac{\partial C_{II}}{\partial h_r} &= -2 \cdot (P_1 \cdot \Delta'_{II} - \Delta_{II} \cdot P'_1) = -A_8 - 2 \cdot \Delta T \cdot A_0 - \\
&- 2 \cdot \Delta T' \cdot A_0 \cdot \frac{1}{3} \cdot t + 2 \cdot \Delta T' \cdot h_r \cdot A_0 + \frac{A_9}{E_c \cdot I_{con}} \cdot \Delta T \cdot M_{con} + \\
&+ \frac{A_{10}}{E_c \cdot I_{con}} \cdot \Delta T \cdot M'_{con} + \frac{1}{E_c \cdot I_{con}} \cdot \Delta T \cdot h_r^2 \cdot M'_{con} + \\
&+ \frac{A_9}{E_c \cdot I_{con}} \cdot \Delta T \cdot M'_{con} \cdot h_r + \frac{2}{E_c \cdot I_{con}} \cdot \Delta T \cdot h_r \cdot M_{con} + \\
&+ \frac{2 f_{ctk} \cdot b \cdot A_6}{E_c \cdot I_{con}} \cdot h_r \cdot M'_{con} + \frac{f_{ctk} \cdot b}{E_c \cdot I_{con}} \cdot h_r^3 \cdot M'_{con} - \\
&- \frac{A_{11}}{E_c \cdot I_{con}} \cdot h_r^2 \cdot M'_{con} + \frac{2 f_{ctk} \cdot b \cdot A_7}{E_c \cdot I_{con}} \cdot M_{con} - \frac{A_{12}}{E_c \cdot I_{con}} \cdot M'_{con} + \\
&+ \frac{A_{13}}{E_c \cdot I_{con}} \cdot h_r \cdot M_{con} - \frac{A_9}{E_c \cdot I_{con}} \cdot \Delta T' \cdot h_r \cdot M_{con} + \\
&+ \frac{2 \cdot m \cdot t}{3 \cdot E_c \cdot I_{con}} \cdot \Delta T' \cdot M_{con} - \frac{1}{E_c \cdot I_{con}} \cdot \Delta T' \cdot h_r^2 \cdot M_{con} - \frac{2 \cdot A_3}{E_c \cdot I_{con}} \cdot \Delta T' \cdot M_{con}, \quad (4.48)
\end{aligned}$$

де параметри  $A_6 \dots A_{13}$  дорівнюють

$$A_6 = \frac{1}{6} \cdot t^2 - \frac{59}{36} \cdot m \cdot t - \frac{203}{384} \cdot m^2; \quad A_7 = \frac{1}{2} \cdot t^2 - \frac{5}{36} \cdot m \cdot t - \frac{53}{384} \cdot m^2;$$

$$A_8 = \frac{2}{3} \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot (-2 \cdot t - m); \quad A_9 = 2 \cdot \left( m - \frac{1}{3 \cdot t} \right);$$

$$\begin{aligned}
A_{10} &= 2 \cdot \left( -\frac{1}{6} \cdot t^2 - \frac{3}{4} \cdot t \cdot m - \frac{25}{128} \cdot m^2 \right); \quad A_{11} = 2 \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot \left( \frac{3}{4} \cdot t - \frac{2}{3} \cdot m \right); \\
A_{12} &= 2 \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot \left( t + \frac{1}{3} m \right) \cdot \left( -\frac{1}{6} \cdot t^2 - \frac{3}{4} \cdot t \cdot m - \frac{25}{128} \cdot m^2 \right); \\
A_{13} &= 2 \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot \left( -t - \frac{1}{3} \cdot m \right).
\end{aligned}$$

Виконуючи алгебраїчні перетворення виразу (4.48), будемо мати:

$$\begin{aligned}
P_2^2 \cdot \frac{\partial C_{III}}{\partial h_r} &= 2 \cdot P_2 \cdot \Delta'_{III} = A_{14} - \frac{A_{15}}{E_c \cdot I_{con}} \cdot M_{con} - \frac{A_{16}}{E_c \cdot I_{con}} \cdot M'_{con} - \frac{A_{17}}{E_c \cdot I_{con}} \cdot h_r^2 \cdot M'_{con} - \\
&\quad - \frac{A_{15}}{E_c \cdot I_{con}} \cdot h_r \cdot M'_{con} - \frac{2 \cdot A_{17}}{E_c \cdot I_{con}} \cdot h_r \cdot M_{con}, \quad (4.49)
\end{aligned}$$

де

$$\begin{aligned}
A_{14} &= \frac{4}{3} \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot m \cdot A_0; \quad A_{15} = \frac{4}{3} \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot m \cdot \left( \frac{3}{8} \cdot m - t \right); \\
A_{16} &= \frac{4}{3} \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot m \cdot \left[ \left( -t - \frac{5}{8} \cdot m \right) \cdot m + A_2 \right]; \quad A_{17} = \frac{2}{3} \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot m. \\
b^2 \cdot f_{ctk}^2 \cdot \frac{\partial C_q}{\partial h_r} &= 2 \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot A'_{\Delta q} = 2 \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot A_0 \cdot h_r - \\
&\quad - 2 \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot A_0 \cdot (t + m) + \frac{f_{ctk} \cdot b \cdot (t - m)}{E_c \cdot I_{con}} \cdot h_r^2 \cdot M'_{con} + \\
&\quad + \frac{2 \cdot f_{ctk} \cdot b}{E_c \cdot I_{con}} \cdot (t - m) \cdot h_r \cdot M_{con} + \frac{2 \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot A_4}{E_c \cdot I_{con}} \cdot h_r \cdot M'_{con} + \frac{2 \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot A_4}{E_c \cdot I_{con}} \cdot M_{con} + \\
&\quad + \frac{2 \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot A_5}{E_c \cdot I_{con}} \cdot M'_{con} - \frac{f_{ctk} \cdot b \cdot h_r^3}{3 \cdot E_c \cdot I_{con}} \cdot M'_{con} - \frac{f_{ctk} \cdot b}{E_c \cdot I_{con}} \cdot h_r^2 \cdot M_{con}; \quad (4.50)
\end{aligned}$$

$$M_{con}^2 \cdot \frac{\partial C_0}{\partial h_r} = 2 \cdot (M_{con} \cdot \phi'_2 - \phi_2 \cdot M'_{con}) = -2 \cdot A_0 \cdot M'_{con}; \quad (4.51)$$

$$\begin{aligned}
C_I \cdot \Delta T \cdot \frac{\partial \Delta T}{\partial h_r} &= 2 \cdot \Delta_I \cdot \Delta T' = 2 \cdot \Delta T' \cdot A_0 \cdot h_r - \frac{2 \cdot \Delta T' \cdot m}{E_c \cdot I_{con}} \cdot h_r \cdot M_{con} - \\
&\quad - \frac{2 \cdot \Delta T' \cdot m}{E_c \cdot I_{con}} \cdot h_r \cdot M_{con} + \frac{2 \cdot \Delta T'}{E_c \cdot I_{con}} \cdot A_2 \cdot M_{con}. \quad (4.52)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C_{II} \cdot P_1 \cdot \frac{\partial P_1}{\partial h_r} = & -2 \cdot \Delta_{II} \cdot P_1' = \frac{2}{3} \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot t \cdot A_0 - 2 \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot A_0 \cdot h_{crc} + \\
& + \frac{2}{3} \cdot \Delta T' \cdot t \cdot A_0 - 2 \cdot A_0 \cdot \Delta T' \cdot h_r + \frac{A_9}{E_c \cdot I_{con}} \cdot \Delta T' \cdot h_r \cdot M_{con} - \\
& - \frac{A_{18} \cdot \Delta T' \cdot M_{con}}{E_c \cdot I_{con}} \cdot \Delta T' \cdot M_{con} + \frac{1}{E_c \cdot I_{con}} \cdot \Delta T' \cdot h_c^2 \cdot M_{con} + \\
& + \frac{f_{ctk} \cdot b \cdot A_9}{E_c \cdot I_{con}} \cdot h_r \cdot M_{con} - \frac{A_{18}}{E_c \cdot I_{con}} \cdot M_{con} + \frac{f_{ctk} \cdot b}{E_c \cdot I_{con}} \cdot h_r^2 \cdot M_{con}, \quad (4.53)
\end{aligned}$$

$$\text{де } A_{18} = 2 \cdot \left( \frac{1}{3} m t - A_3 \right);$$

$$C_{III} \cdot P_2 \cdot \frac{\partial P_2}{\partial h_r} = 0; \quad (4.54)$$

$$C_0 \cdot M_{con} \cdot \frac{\partial M_{con}}{\partial h_r} = 2 \cdot \varphi_2 \cdot M'_{con} - \frac{2 \cdot m}{E_c \cdot I_{con}} \cdot M_{con} \cdot M'_{con}. \quad (4.55)$$

Після підстановки виразів (4.47)...(4.55) до рівняння (4.46) та відповідних алгебраїчних перетворень, отримаємо:

$$\begin{aligned}
\zeta_{cu} = & \frac{1}{3b} \cdot (-\lambda_1 \cdot \Delta T \cdot M_{con} - \lambda_1 \cdot \Delta T \cdot h_r \cdot M'_{con} + \\
& + \lambda_2 \cdot \Delta T \cdot M'_{con} + 2 \cdot \lambda_1 \cdot \Delta T \cdot M_{con} - 2 \lambda_2 \cdot \Delta T' \cdot M_{con} - \lambda_3 - \\
& - \lambda_{11} \cdot \Delta T' + \lambda_4 \cdot h_r \cdot M'_{con} - \lambda_5 \cdot h_r^2 \cdot M'_{con} + \lambda_6 \cdot M_{con} + \lambda_7 \cdot M'_{con} + \lambda_8 \cdot h_r \cdot M_{con} + \\
& + \lambda_{12} \cdot h_r - \lambda_9 \cdot h_r^2 \cdot M_{con} + \lambda_{10} \cdot M_{con} \cdot M'_{con}). \quad (4.56)
\end{aligned}$$

У виразі (4.56) прийняті наступні позначення:

$$\begin{aligned}
\lambda_1 = & \frac{2 \cdot t}{3 E_c \cdot I_{con}}; \quad \lambda_2 = \frac{8 t^2 - 3 t \cdot m}{12 E_c \cdot I_{con}}; \\
\lambda_3 = & \frac{4}{3} \cdot A_0 \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot t; \quad \lambda_4 = \frac{f_{ctk} \cdot b}{E_c \cdot I_{con}} \cdot \left( \frac{279}{128} \cdot m^2 + \frac{1}{18} \cdot m \cdot t - \frac{1}{3} \cdot t^2 \right); \\
\lambda_5 = & \frac{f_{ctk} \cdot b}{E_c \cdot I_{con}} \cdot \left( \frac{1}{3} \cdot m + \frac{5}{3} \cdot t \right); \quad \lambda_6 = \frac{2 \cdot f_{ctk} \cdot b}{E_c \cdot I_{con}} \cdot \left( \frac{1}{6} \cdot t^2 + \frac{41}{18} \cdot m \cdot t + \frac{155}{192} \cdot m^2 \right); \\
\lambda_7 = & \frac{2 \cdot f_{ctk} \cdot b}{E_c \cdot I_{con}} \cdot \left( \frac{1}{3} \cdot t^3 - \frac{1}{36} \cdot m \cdot t^2 - \frac{469}{384} \cdot m^2 \cdot t - \frac{25}{192} \cdot m^3 \right) - 4 A_0;
\end{aligned}$$



$$\lambda_8 = \frac{2f_{ctk} \cdot b}{E_c \cdot I_{con}} \cdot \left( \frac{1}{3} \cdot t - 3 \cdot m \right); \quad \lambda_9 = \frac{2f_{ctk} \cdot b}{E_c \cdot I_{con}}; \quad \lambda_{10} = \frac{2m}{E_c \cdot I_{con}};$$

$$\lambda_{11} = \frac{4}{3} \cdot A_0 \cdot t; \quad \lambda_{12} = 4 \cdot A_0 \cdot f_{ctk} \cdot b.$$

Далі представимо  $M_{con}$  та  $M'_{con}$  у вигляді функцій від  $\Delta T$  та  $\Delta T'$ , відповідно. Для цього підставимо вираз (4.3) у рівняння (4.7). Після відповідних алгебраїчних перетворень, отримаємо:

$$M_{con} = -\Delta T \cdot \frac{1}{3}t + h_r^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 - h_r \cdot \frac{1}{3}t \cdot \gamma_1 + \gamma_2, \quad (4.57)$$

$$\text{де } \gamma_1 = f_{ctk} \cdot b; \quad \gamma_2 = f_{ctk} \cdot b \cdot \left( \frac{1}{6}m^2 - \frac{4}{9}mt - \frac{1}{6}t^2 \right).$$

Після диференціювання алгебраїчного виразу (4.57), отримаємо:

$$M'_{con} = -\Delta T' \cdot \frac{1}{3}t + h_r \cdot \gamma_1 - \frac{1}{3}t \cdot \gamma_1. \quad (4.58)$$

Підставляючи вирази (4.57) і (4.58) до рівняння (4.56) та виконуючи алгебраїчні перетворення, отримаємо:

$$\begin{aligned} & h_r \cdot \Delta T \cdot \Delta T' \cdot \eta_1 + \Delta T \cdot \Delta T' \cdot \eta_2 + h_r^3 \cdot \Delta T' \cdot \eta_3 + h_r^2 \cdot \Delta T' \cdot \eta_4 + \\ & + h_r \cdot \Delta T' \cdot \eta_5 + \Delta T' \cdot \eta_6 + \Delta T^2 \cdot \eta_7 + \Delta T \cdot \eta_8 + h_r \cdot \Delta T \cdot \eta_9 + \\ & + h_r^2 \cdot \Delta T \cdot \eta_{10} + h_r^2 \cdot \eta_{11} + h_r^3 \cdot \eta_{12} + h_r^4 \cdot \eta_{13} + h_r \cdot \eta_{14} + \eta_{15} = 0. \end{aligned} \quad (4.59)$$

У рівнянні (4.59) прийняті наступні позначення:

$$\begin{aligned} \eta_1 &= \frac{1}{3b} \cdot \left( -\frac{1}{3} \cdot t \cdot \lambda_1 \right); \quad \eta_2 = \frac{1}{3b} \cdot \left( \frac{1}{3} \cdot t \cdot \lambda_2 + \frac{1}{9}t^2 \cdot \lambda_{10} \right); \quad \eta_3 = \frac{1}{3b} \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_1; \\ \eta_4 &= \frac{1}{3b} \cdot \left( -\gamma_1 \cdot \lambda_2 - \frac{2}{3}t \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_1 + \frac{1}{3}t \cdot \lambda_5 - \frac{1}{6}t \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_{10} \right); \\ \eta_5 &= \frac{1}{3b} \cdot \left( \frac{2}{3}t \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_1 + 2\gamma_2 \cdot \lambda_1 - \frac{1}{3}t \cdot \lambda_4 + \frac{1}{9}t^2 \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_{10} \right); \\ \eta_6 &= \frac{1}{3b} \cdot \left( -2 \cdot \gamma_2 \cdot \lambda_2 - \frac{1}{3}t \cdot \lambda_7 - \frac{1}{3}t \cdot \lambda_{10} \cdot \gamma_2 - \lambda_{11} \right); \\ \eta_7 &= \frac{1}{3b} \cdot \frac{1}{3}t \cdot \lambda_1; \quad \eta_8 = \frac{1}{3b} \cdot \left( -\frac{1}{3}t \cdot \lambda_6 - \gamma_2 \cdot \lambda_1 - \frac{1}{3}t \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_2 + \frac{1}{9}t^2 \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_{10} \right); \end{aligned}$$

$$\eta_9 = \frac{1}{3b} \cdot \left( -\frac{1}{3}t \cdot \lambda_8 + \frac{1}{3}t \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_1 + \gamma_1 \cdot \lambda_2 + \frac{1}{3}t \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_1 + \frac{1}{3}t \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_{10} \right);$$

$$\eta_{10} = \frac{1}{3b} \cdot \left( \frac{1}{3}t \cdot \lambda_9 - \frac{3}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_1 \right);$$

$$\eta_{11} = \frac{1}{3b} \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_6 - \frac{1}{3}t \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_8 + \gamma_1 \cdot \lambda_4 + \frac{1}{3}t \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_3 - \frac{1}{2}t \cdot \gamma_1^2 \cdot \lambda_{10} \right);$$

$$\eta_{12} = \frac{1}{3b} \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_8 - \frac{1}{3}t \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_9 - \gamma_2 \cdot \lambda_9 - \gamma_1 \cdot \lambda_5 + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1^2 \cdot \lambda_{10} \right);$$

$$\eta_{13} = \frac{1}{3b} \cdot \left( -\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_9 \right);$$

$$\eta_{14} = \frac{1}{3b} \cdot \left( -\frac{1}{3}t \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_6 + \gamma_2 \cdot \lambda_8 + \gamma_1 \cdot \lambda_7 - \frac{1}{3}t \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_4 + \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \lambda_{10} + \frac{1}{9}t^2 \cdot \gamma_1^2 \cdot \lambda_{10} + \lambda_{12} \right);$$

$$\eta_{15} = \frac{1}{3b} \cdot \left( \gamma_2 \cdot \lambda_6 - \frac{1}{3}t \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_7 - \frac{1}{3}t \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_{10} \cdot \gamma_2 - \lambda_3 \right) - \zeta_{cu}.$$

Вираз (4.59) являє собою нелінійне диференціальне рівняння першого порядку, яке може бути розв'язане відносно похідної:

$$y' = \frac{-y^2 \cdot \eta_7 - y \cdot \eta_8 - xy \cdot \eta_9 - x^2 \cdot y \cdot \eta_{10} - x^2 \cdot \eta_{11} - x^3 \cdot \eta_{12} - x^4 \cdot \eta_{13} - x \cdot \eta_{14} - \eta_{15}}{xy\eta_1 + y \cdot \eta_2 + x^3 \cdot \eta_3 + x^2 \cdot \eta_4 + x \cdot \eta_5 + \eta_6}, \quad (4.60)$$

де

$$x = h_r; \quad y = \Delta T; \quad y' = \Delta T'.$$

У зв'язку з тим, що рівняння (4.60) розв'язане відносно похідної, то для нього є справедливою теорема про існування та єдності розв'язку диференціального рівняння. Будемо відшукувати це рішення для рівняння (4.60), як для рівняння у повних диференціалах. Для цього перепишемо його у наступному вигляді:

$$M(x, y)dx + N(x, y)dy = 0, \quad (4.61)$$

де

$$M(x, y) = -y^2 \cdot \eta_7 - y \cdot \eta_8 - xy\eta_9 - x^2 y \eta_{10} - x^2 \eta_{11} - x^3 \eta_{12} - x^4 \eta_{13} - x \eta_{14} - \eta_{15};$$

$$N(x, y) = xy\eta_1 + y\eta_2 + x^3 \eta_3 + x^2 \eta_4 + x\eta_5 + \eta_6.$$

Тоді, знаходячі відповідні часткові похідні, будемо мати:

$$\frac{\partial M}{\partial y} = -2 \cdot y \cdot \eta_7 - \eta_8 - x \cdot \eta_9 - x^2 \cdot \eta_{10}; \quad (4.62)$$

$$\frac{\partial N}{\partial x} = y \cdot \eta_7 + 2 \cdot x^2 \cdot \eta_3 + 2 \cdot x \cdot \eta_4 + \eta_5. \quad (4.63)$$

Мають місце наступні рівності:

$$\eta_1 \approx -2 \cdot \eta_7; \quad \eta_5 \approx \eta_8; \quad -\eta_9 \approx 2 \cdot \eta_4; \quad \eta_{10} \approx 2 \cdot \eta_3. \quad (4.64)$$

Отже, ліва частина рівняння (4.61) є повним диференціалом деякої невідомої функції  $u(x, y)$ . Знайдемо цю функцію:

$$\begin{aligned} u = \int M(x, y) dx + \varphi(y) = & -y^2 \cdot \eta_7 \cdot x - y \cdot \eta_8 \cdot x - \frac{1}{2} x^2 y \eta_9 - \frac{1}{3} x^3 y \eta_{10} - \\ & - \frac{1}{3} x^3 \eta_4 - \frac{1}{4} x^4 \eta_{12} - \frac{1}{5} x^5 \eta_{13} - \frac{1}{2} x^2 \eta_{14} - \eta_{15} x + \varphi(y); \end{aligned} \quad (4.65)$$

Продиференціюємо рівняння (4.65) за змінною  $y$  і прирівняємо  $N(x, y)$ :

$$\begin{aligned} -2y \cdot \eta_1 \cdot x - \eta_3 \cdot x - \frac{1}{2} x^2 \cdot \eta_9 - \frac{1}{3} x^3 \cdot \eta_{10} + \varphi'(y) = & xy \eta_1 + \\ & + y \cdot \eta_2 + x^3 \cdot \eta_3 + x^2 \cdot \eta_4 + x \cdot \eta_5 + \eta_6. \end{aligned} \quad (4.66)$$

Із виразу (4.66) випливає:

$$\begin{aligned} \varphi'(y) = & xy(\eta_1 + 2 \cdot \eta_7) + y \cdot \eta_2 + x^3 \left( \eta_3 + \frac{1}{3} \cdot \eta_{10} \right) + \\ & + x^2 \left( \eta_4 + \frac{1}{2} \eta_9 \right) + x(\eta_5 + \eta_8) + \eta_6 + C_1. \end{aligned} \quad (4.67)$$

Тоді, загальний інтеграл рівняння (4.61) приймає вигляд:

$$\begin{aligned} -y^2 \cdot \eta_7 \cdot x - y \cdot \eta_8 \cdot x - \frac{1}{2} \cdot x^2 \cdot y \cdot \eta_9 - \frac{1}{3} \cdot x^3 \cdot y \cdot \eta_{10} - \frac{1}{3} \cdot x^3 \cdot \eta_{11} - \\ - \frac{1}{4} \cdot x^4 \cdot \eta_{12} - \frac{1}{5} \cdot x^5 \cdot \eta_{13} - \frac{1}{2} \cdot x^2 \cdot \eta_{14} - \eta_{15} \cdot x + xy \cdot (\eta_1 + 2 \cdot \eta_7) + \\ + y \cdot \eta_2 + x^3 \left( \eta_3 + \frac{1}{3} \cdot \eta_{10} \right) + x^2 \left( \eta_4 + \frac{1}{2} \cdot \eta_9 \right) + x(\eta_5 + \eta_8) + \eta_6 = C. \end{aligned} \quad (4.68)$$

Постійну інтегрування знаходимо з умови відповідно появи тріщин (тобто при  $x=0$ ) дотичне зусилля  $\Delta T$  (позначено через  $y$ ) дорівнює –

$\xi_\tau \cdot \varepsilon_{q_{el}} \cdot b \cdot t$ . Тут  $\varepsilon_{q_{el}}$  – відносні взаємні зміщення арматури і бетону на ділянці  $t$  перед появою тріщин. На цій ділянці наповнення епюри дотичних напружень є близьким до прямокутника. Негативний знак зусилля  $\Delta T$  перед появою тріщин показує, що воно спрямоване в протилежну сторону щодо направлення зусилля  $\Delta T$  після появи тріщини.

Таким чином:

$$-\xi_\tau \cdot \varepsilon_{q_{el}} \cdot b \cdot t \cdot \eta_2 + \eta_6 = C. \quad (4.69)$$

Щоб висловити в явному вигляді  $y$ , як функцію, що залежить від змінної  $x$ , розкладаємо вираз (4.68) у ряд Тейлора. Для цього позначимо ліву частину рівняння (4.68) через  $f(x, y)$ , попередньо переносячи до неї значення  $C$ .

Тоді, утримуючи три перших члена ряду, отримаємо:

$$\begin{aligned} f(x, y) = & f(0,0) + f'_x(0,0) \cdot x + f'_y(0,0) \cdot y + \\ & + \frac{1}{2} [f''_{xx}(0,0) \cdot x^2 + 2 \cdot f''_{xy}(0,0) \cdot x \cdot y + f''_{yy}(0,0) \cdot y^2], \end{aligned} \quad (4.70)$$

де

$$\begin{aligned} f(0,0) &= \xi_\tau \cdot \varepsilon_{q_{el}} \cdot b \cdot t \cdot \eta_2; \quad f'_x(0,0) = -\eta_{15} + \eta_5 + \eta_8; \quad f'_y(0,0) = \eta_2; \\ f''_{xx}(0,0) &= -\eta_{14}; \quad f''_{xy}(0,0) = -\eta_8 + \eta_1 + 2 \cdot \eta_7; \\ f''_{yy}(0,0) &= 0. \end{aligned}$$

Після алгебраїчних перетворень і повертаючись до позначень рис. 4.1–4.3 та рівняння (4.70) можна записати у наступному вигляді:

$$\Delta T = \frac{h_r \cdot (\eta_{15} - \eta_5 - \eta_8) - \xi_\tau \cdot \varepsilon_{q_{el}} \cdot b \cdot t \cdot \eta_2 + 0,5 \cdot h_r^2 \cdot \eta_{14}}{\eta_2 + h_r \cdot (\eta_1 + 2 \cdot \eta_7 - \eta_8)}. \quad (4.71)$$

Слід зазначити, що у низці випадків у чисельнику і знаменнику правої частини виразу (4.71) останніми членами можна знехтувати. Це буде відповідати утриманню двох перших членів у розкладанні виразу (4.68). Однак з огляду на достатню простоту залежності (4.71) вона була прийнята в якості основної. Отримана залежність пов'язує дотичне зусилля, яке виникає в безпосередній близькості від тріщини ( $\Delta T$ ) з довжиною її розвитку  $h_r$  через

нову константу бетону  $\zeta_{ci}$ , що входить до параметру  $\eta_{15}$ . Ця залежність дозволяє знайти дотичні напруження в зоні, яка безпосередньо прилягає до тріщини.

Саме тут, як показують експериментальні та чисельні дослідження, відбувається різке обурення дотичних напружень, що супроводжується їхнім стрибкоподібним збільшенням та зміною знака. При цьому змінюється знак і нормальних напружень у бетоні (із напружень розтягу вони перетворюються у напруження стиску), що також підтверджується в експериментах [44, 54, 58, 61, 62 та ін.], хоча пояснення цьому явищу до теперішнього часу у повній мірі не було дано. У роботі [218] робиться припущення, що причиною такої зміни напружено-деформованого стану є усадка бетону. Однак досліди [44, 54, 58, 61, 62 та ін.] цього не підтверджують.

Причина полягає в тому, що після утворення тріщин, суцільність бетону порушується і його деформування вже не підкоряється законам суцільного тіла. У зонах, прилеглих до тріщин, виникає концентрація деформацій, яка перенасичує потреби системи (яка складається з бетонних блоків і арматури при заданій статичній схемі) в деформаціях.

Таким чином, у тріщинах виникає додатково деформаційний вплив. У чисельних експериментах, отримана картина напружено-деформованого стану, аналогічна дослідній. Таким чином, причиною обурення НДС у зонах, прилеглих до тріщин, є додатковий деформаційний вплив в тріщині, який необхідно враховувати в розрахунку. При цьому виявлено зв'язок складових напружено-деформованого стану у зоні обурення з питомою енергією утворення нових поверхонь тріщини, що звільняється в зоні передруйнування.

У результаті отримано нове рішення задачі про напружено-деформований стан залізобетонного елемента в зоні, що безпосередньо прилягає до тріщини. Невідомі параметри  $m_0$ ,  $f_{ctk}$ ,  $\sigma'_{ctk}$ ,  $M_{con}$ ,  $h_r$ ,  $t$ ,  $l_t$ ,  $\Delta T$  визначаються з рівнянь (4.1)–(4.3), (4.7), (4.8), (4.11), (4.4), (4.71).

## 4.2. Розробка нових двоконсольних елементів для залізобетонних конструкцій, які виконують роль трансформаційного елемента між механікою руйнування і теорією залізобетону

Для несучільного тіла з тріщиною (де порушується цілісність тіла) при встановленні зв'язку між напруженнями і переміщеннями, методи, розроблені у теорії пружності, пластичності та опорі матеріалів, не застосовуються. Тим не менш, використання основного методу перерізів щодо матеріалу з наявними тріщинами приносить свої позитивні результати. Це відноситься і до наближеного прийому визначення коефіцієнта інтенсивності напружень. Його ж можна використовувати і при виділенні спеціального двоконсольного елемента, який знайшов широке застосування у механіці руйнування.

У роботі розроблені двоконсольні елементи при різних силових впливах: згині (рис. 4.1); позацентровому стиску (рис. 4.4); центральному розтягу (рис. 4.5); у зоні похилих тріщин (рис. 4.6); за наявністю багаторушної арматури (рис. 4.7); з вільною орієнтацією арматурних стрижнів (рис. 4.8); універсальний ДКЕ (рис. 4.11), щодо складного опору.

Стосовно до позацентровому стиску складених залізобетонних конструкцій, розробка двоконсольного елемента механіки руйнування приведена у роботах [141, 318]. Виділення двоконсольного елемента механіки руйнування, що включає тріщину, стосовно стрижневому залізобетонного елемента має свою специфіку [44, 61, 116, 317–319, 346].

По-перше, якщо він виділяється для довгого двоконсольного елемента, (повністю включає всю тріщину) на всю довжину тріщини, а не для якоїсь її елементарної ділянки. Довжину тріщини  $h_r$  в загальному випадку визначаємо з умови механіки руйнування [81, 191, 218, 219, 329–331, 340, 341, 347 та ін.]:

$$\frac{d\zeta_{bu}}{dh_r} = 0. \quad (4.72)$$

Після диференціювання (4.71) з урахуванням відповідних коефіцієнтів  $\eta_1 \cdots \eta_{15}$ , матимемо:

$$0.5 \cdot \eta_{14} \cdot h_r^2 + (\Delta T \eta_8 - S - \eta_5 - \eta_8 - \eta_{14} - \Delta T \eta_1 - 2 \Delta T \cdot \eta_7) \cdot h_r - \\ - S - \eta_5 - \eta_8 - \Delta T \eta_1 - 2 \cdot \Delta T \eta_7 + \Delta T \eta_8 - \xi_\tau \cdot \epsilon_{q_{el}} \cdot b \cdot t \cdot \eta_2 - \Delta T \eta_2 = 0. \quad (4.73)$$

В результаті отримана аналітична залежність (4.73) для визначення довжини тріщини  $h_r$ . У ряді випадків, значне спрощення може бути досягнуто при використанні довгого двоконсольного елемента.

Необхідно акцентувати увагу на тому, що при виділенні ДКЕ, який включає тріщину, можливі два варіанти: у першому розглядається *довгий ДКЕ*, що повністю включає тріщину на всю її довжину, і другий – *короткий ДКЕ*, виділяється між ярусами повздовжньої робочої арматури або між поперечними стрижнями (хомутами, відгинами). Тут  $h_r$  також відомо і дорівнює половині відстані між робочими стрижнями, і рішення помітно спрощується.

У ряді випадків значне спрощення може бути досягнуто при використанні довгого ДКЕ. Наприклад, для позацентрово стиснутих залізобетонних конструкцій у стиснутій зоні розвиток тріщини зупиняється (рис. 4.4). Тут  $h_r$  є постійною величиною, рівною  $d - x$  ( $d$  – робоча висота перерізу,  $x$  – висота стиснутої зони). У цьому окремому випадку, залучення похідної від функціоналу МР (умова (4.72) не потрібна, тому що  $h_r$  є відомою величиною (рис. 4.4).

При цьому податливість берегів тріщини, через яку може бути виражена величина  $\zeta_{cu}$ , визначається з використанням звичайних методів будівельної механіки.

Аналогічна ситуація складається і в разі розгляду короткого ДКЕ, який виділяється між ярусами повздовжньої робочої арматури або між поперечними стрижнями (хомутами, відгинами). Тут  $h_r$  також відомо і дорівнює половині відстані між робочими стрижнями, і надалі рішення помітно спрощується. Що ж стосується визначення довжини проекції просторової тріщини  $s$ , то її можна знайти з залученням функції багатьох змінних (розрахункових параметрів розробленої деформаційної моделі) із використанням множників Лагранжа  $\lambda_i$ .

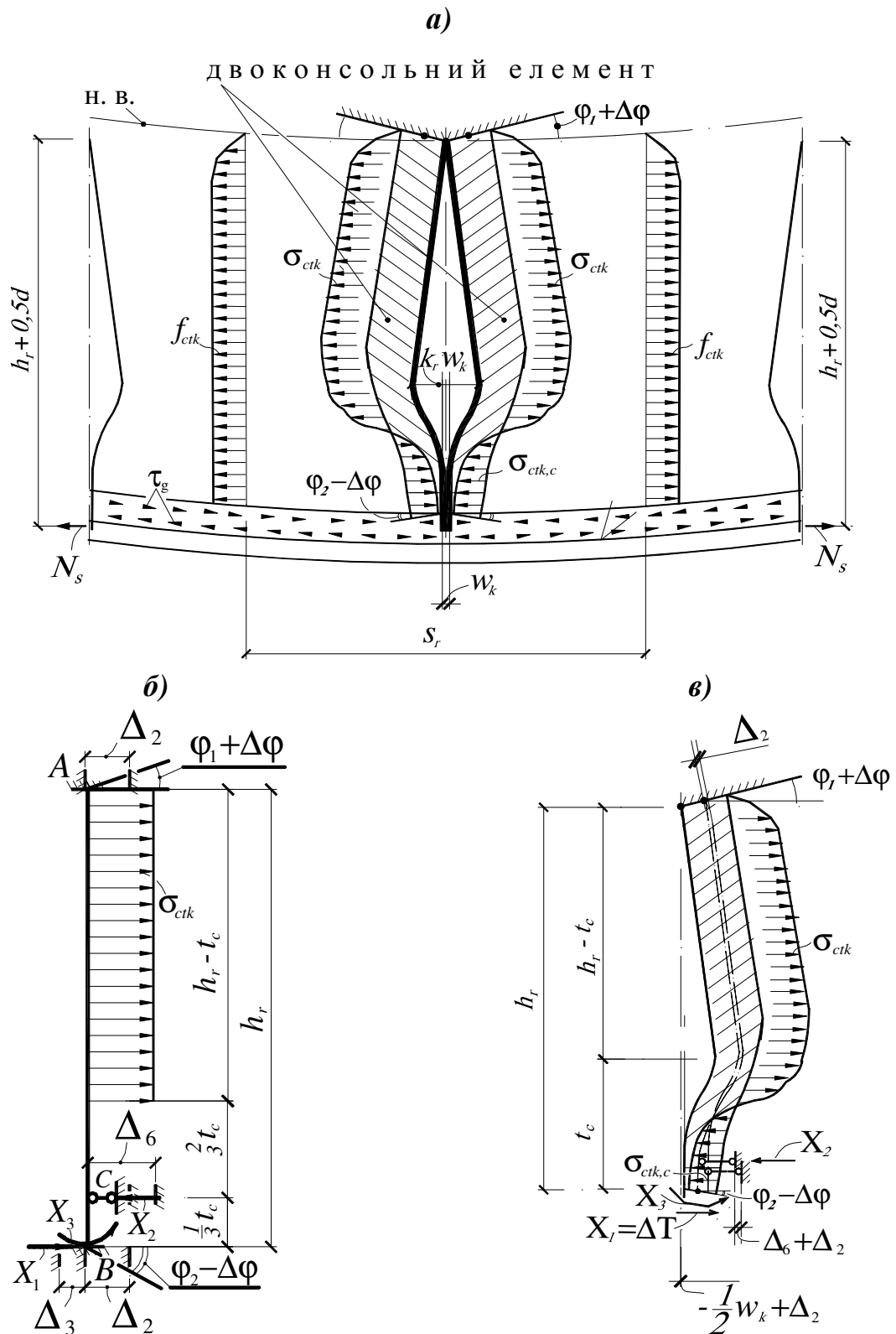


Рис. 4.4. До реалізації залежностей механіки руйнування у залізобетоні при позacentровому стиску: *a* – характерні епюри напружень у розтянутому бетоні і вирізання спеціального двоконсольного елемента в околиці тріщини; *б* – розрахункова схема будівельної механіки для визначення податливості консолі; *в* – до розрахунку податливості консолі



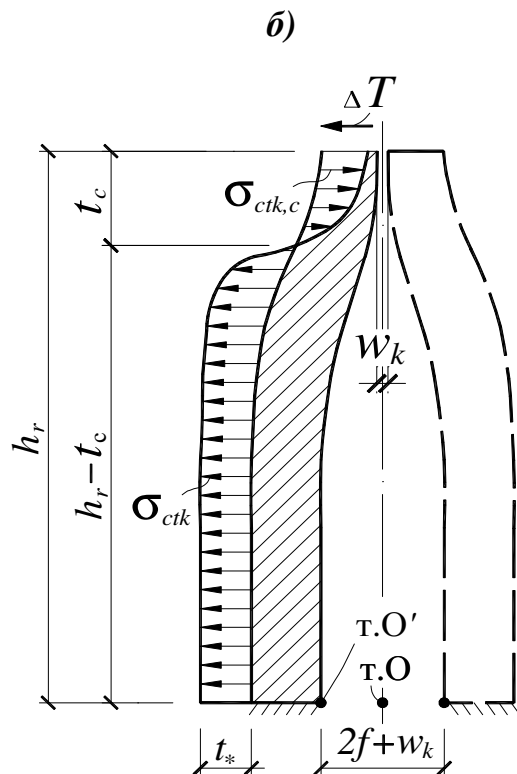
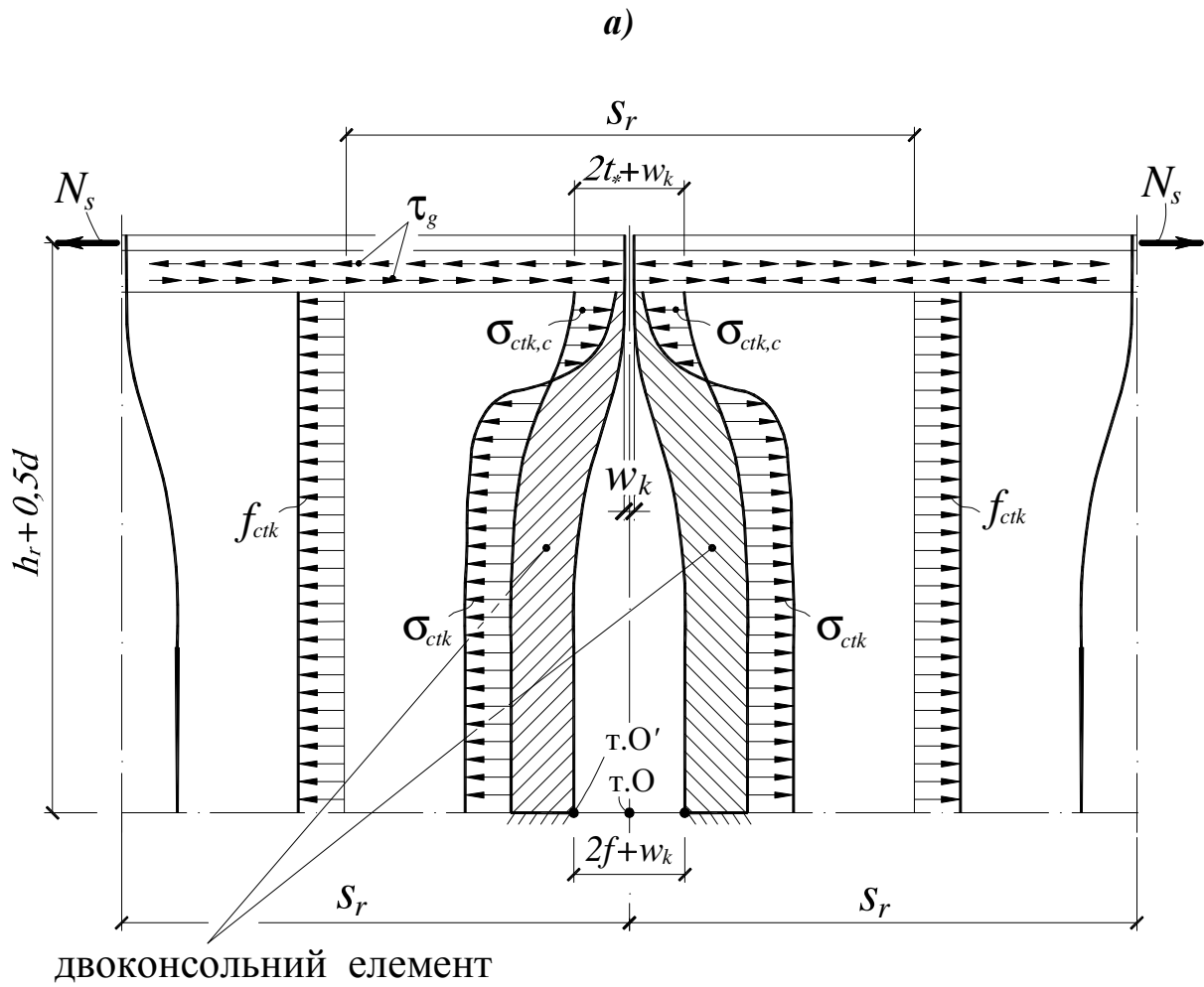
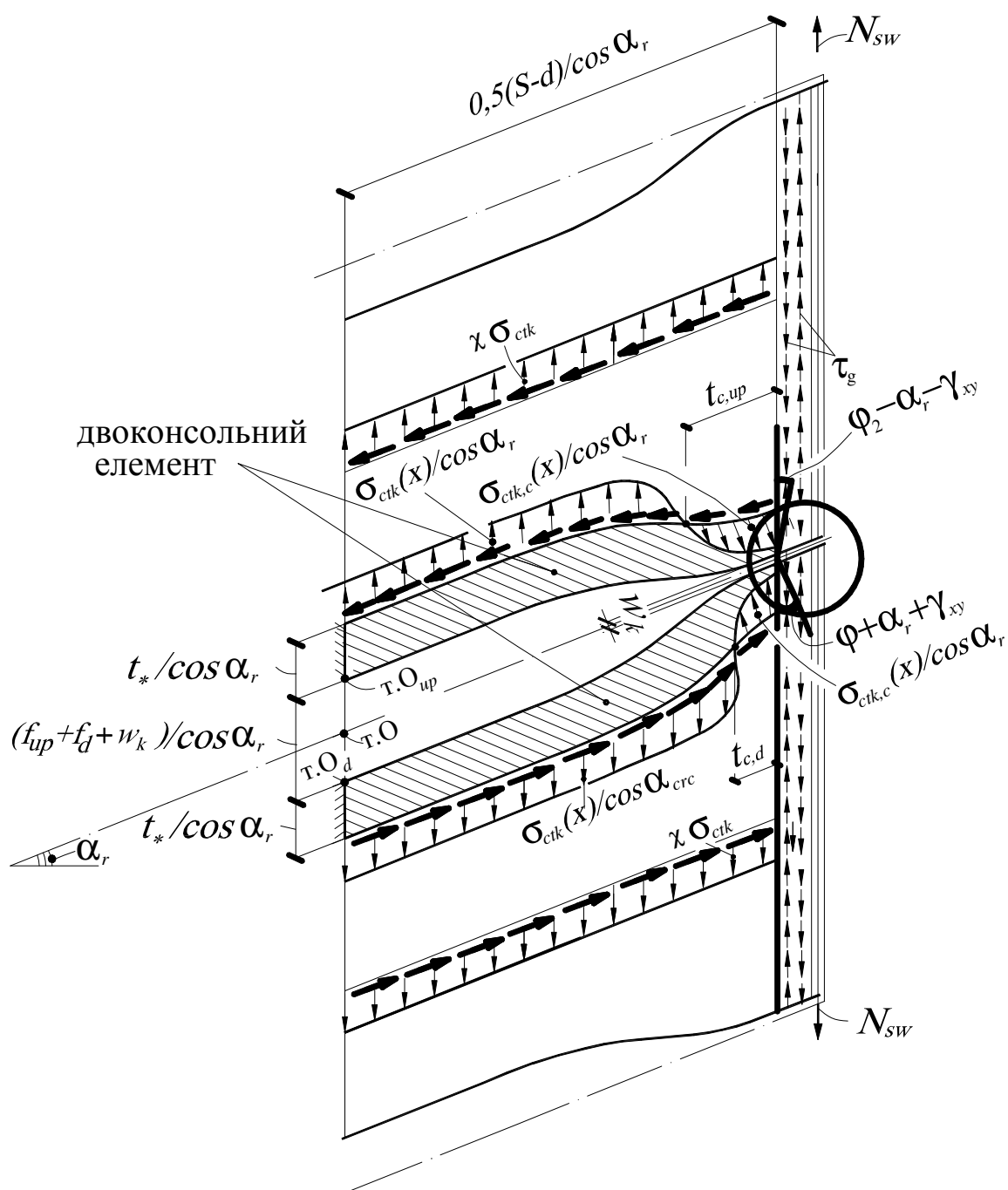


Рис. 4.5. До реалізації залежностей механіки руйнування у залізобетоні при центральному розтягу:

а – характерні епюри напружень у розтягнутому бетоні і вирізання спеціального двоконсольного елемента в околиці тріщини;

б – до розрахунку податливості консолі

а)



б)

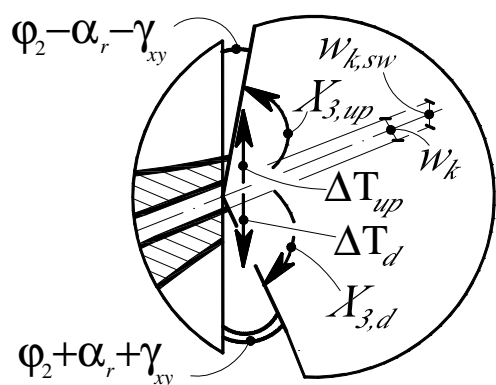


Рис. 4.6. До реалізації залежностей МР у залізобетоні в зоні похилих тріщин: а – характерні епюри напружень у розтянутому бетоні і вирізання спеціального ДКЕ в околиці тріщини; б – особливості НДС на кінчику тріщини просторової тріщини



По-друге, зусилля у поперечних перерізах, які проходять на відстані  $t$  і  $\Delta b$  (для універсального двоконсольного елемента) від тріщини, необхідно зв'язати із невідомими параметрами напружено-деформованого стану залізобетонного елемента.

По-третє, не слід забувати про віртуальні переміщення виділених консолей ДКЕ при повороті нейтральної осі залізобетонного елемента і кутах повороту робочого арматурного стрижня, викликаного нагельними зусиллями [44, 54, 61], тобто защемлення консолей з обох сторін двоконсольного елемента у низці випадків може бути не абсолютно жорстким.

Таким чином виділення двоконсольного елемента для залізобетону (який є трансформаційним між залежностями механіки руйнування і теорією залізобетону) являє собою проблему дуже важливу та доволі непросту. Вона повинна бути ув'язана не тільки із завданням визначення напружено-деформованого стану поперечного перерізу залізобетонного елемента, але і з проблемою розподілу зчеплення між арматурою і бетоном [10, 121, 122], так як появу тріщини у суцільному тілі можна розглядати як деякий деформаційний вплив, що відбивається на особливостях зчеплення арматури і бетону в зонах, прилеглих до тріщини.

За допомогою двоконсольного елемента представляється найбільш вдалим (на відміну від використання функції Гурса з комплексними числами [54]) зв'язок його напружено-деформованого стану з величиною  $\zeta_{cu}$  в зоні передруйнування. При цьому податливість берегів тріщини, через яку може бути виражена величина  $\zeta_{cu}$ , визначається з використанням функціоналу механіки руйнування [44, 54, 61, 141].

Таким чином, двоконсольний елемент використовується як сполучна ланка між залежностями механіки твердого деформівного тіла і механіки руйнування.

Вищевикладені міркування були використані при розробці універсального короткого двоконсольного елемента [72], придатного в тому числі для вирішення завдання опору залізобетонних конструкцій при крученні зі згином (рис. 4.11).

Приймаємо відстань  $\Delta b$  у зоні (прилеглий до арматури) такою, що дорівнює значенню захисного шару арматури плюс половина її діаметра та подвоюємо це значення (так як смужка виділяється з двох сторін арматурного стрижня), рис. 4.11.

При згині (розтягу-стиску) ми так не робимо, тому що геометрія тріщини по товщині  $b$  не змінюється. Просторова ж тріщина, закручується, тобто її профіль змінюється по товщині.

У підсумку, будемо мати наступний вираз:

$$\Delta b = 2(a_s - 0,5\varnothing), \quad (4.74)$$

причому  $\Delta b$  приймається не більше  $4\varnothing$  діаметрів робочої арматури. Тут  $a_s$  і  $\varnothing$  – відстань від центру робочої арматури до нижньої межі поперечного перерізу і діаметр робочої арматури, відповідно.

Формула (4.74) обумовлена принципом Сен-Венанана, стосовно навколоарматурним зонам робочих арматурних стрижнів, прилеглим до просторової тріщини і підтверджується рядом експериментальних досліджень – Баширова Х.З. [26, 27], Біджосяна Г. К. [309, 312], Гарбою М.О., Дем'янова О.І. [72], Немирівського Я.М. [198], Колчунова В. І. [134, 135, 139, 140, 145, 148], Сальнікова О.С. [363], Усенка М.В. [277], Усманова В.Ф. [278], Шамурадова Б.Ш., Яковенка І.А. [26, 62, 134, 135, 140, 148, 306, 310, 312] та ін.

У результаті, крутний момент  $M_t$ , який припадає на виділену смужку, займану двоконсольним елементом, можна виразити наступною пропорцією, наприклад:

$$\frac{M_t}{b} = \frac{M_{t,ДКЕ}}{\Delta b}, \quad (4.75)$$

Аналогічним чином поводимося і по відношенню до згинального моменту  $M$  та поперечної сили  $V$ , тобто:

$$\frac{M}{b} = \frac{M_{ДКЕ}}{\Delta b}, \quad (4.76)$$

$$\frac{V}{b} = \frac{V_{ДКЕ}}{\Delta b}. \quad (4.77)$$

Тому, незважаючи на те, що є можливість описати поверхню просторової тріщини за допомогою білінійної поверхні, запропонованої Дем'яновим О.І., Колчуновим В.І. та Яковенком І.А. (або поверхні, запропонованої П'єром Без'є [231] і використану І.В. Бахотським [33] для вирішення завдання кручення базальтобетонних конструкцій), розбивши її попередньо на маленькі квадрати, стосовно до побудови універсального ДКЕ, придатного в тому числі для вирішення завдання опору залізобетонних конструкцій при крученні зі згином [72]. Для виділеного ДКЕ на товщині  $\Delta b$ , яка визначається за формулою (4.74), логічно спростити цю поверхню, прийнявши її нахил постійним, у межах  $\Delta b$  (кут  $\Theta$  – кут нахилу просторової тріщини в площині поперечного перерізу).

У свою чергу, кут нахилу просторової тріщини у вертикальній повздовжній площині, перпендикулярній поперечному перерізу, – кут  $\alpha_r$ , також приймається постійним у межах відстані між поперечними арматурними хомутами. До половини товщини  $b$  прямокутної залізобетонної конструкції, він приймається рівним  $\alpha_{1,r}$ , а для другої половини, –  $\alpha_{2,r}$ :

$$\alpha_{2,r} = \alpha_{1,r} \pm 90^\circ. \quad (4.78)$$

Знак «плюс» або «мінус» приймається у залежності від того, відносно якої сторони бічної поверхні (правої або лівої) починається відлік кута.

Прийняті передумови дають можливість значно спростити рівняння, які не замикаються в єдину систему складного рівняння поверхні просторової тріщини (на кожному кроці ітерації), тобто використовувати його дискретно для обраної смужки, товщиною  $\Delta b$ .

Ітераційний процес у будь-якому випадку організовується при використанні в якості інструментарію перехідного (трансформаційного) двоконсольного елемента між залежностями механіки руйнування та теорії залізобетону.

У випадках, коли виникає необхідність отримання більш точного рішення, смужка  $\Delta b$  розбивається за допомогою сітки малих квадратів і просторова тріщина у межах цієї смужки моделюється ламаною поверхнею. При цьому кутові точки малих квадратів визначаються на підставі рівнянь

билинейної поверхні, описаної П'єром Без'є у роботі [231] та І.В. Бахотським у роботі [33].

Особливістю двоконсольної схеми для залізобетонного елемента, який працює на згин, із багоярусної арматурою (рис. 4.7) є те, що проведені при цьому поперечні перерізи послідовно відокремлюють кожен ярус робочої повздовжньої арматури. Спочатку у ДКЕ включаються тільки зусилля  $\Delta T_3$  та напруження  $\sigma'_{ctk,3}$  (рис. 4.7, б). Для їхнього визначення використовуються дві умови рівноваги. Потім (вже знаючи зусилля  $\Delta T_3$  та  $\sigma_{ctk,3}$ ) проводиться наступний переріз по поверхні зчеплення другого ярусу (рис. 4.7, в). Далі процедура повторюється і для першого ярусу арматурних стрижнів (рис. 4.7, г). Таких перерізів можна провести стільки, скільки є ярусів арматури у залізобетонній конструкції. При цьому, опускаючись кожен раз на ярус нижче, вже маємо у своєму розпорядженні зусилля  $\Delta T_i$  та  $\sigma'_{ctk,i}$ , які були знайдені під час розгляду умов рівноваги консолі, виділеної попереднім перерізом.

Слід зазначити, що кожен ярус робочої арматури може проходити і під кутом до тріщини не рівним  $\frac{1}{2}\pi$ . У цьому випадку розглядаються ті ж консолі (рис. 4.7), але зусилля  $\Delta T_i$ ,  $N_{s,i}$  та  $N_{si}(t_c)$  прикладаються до них під кутом.

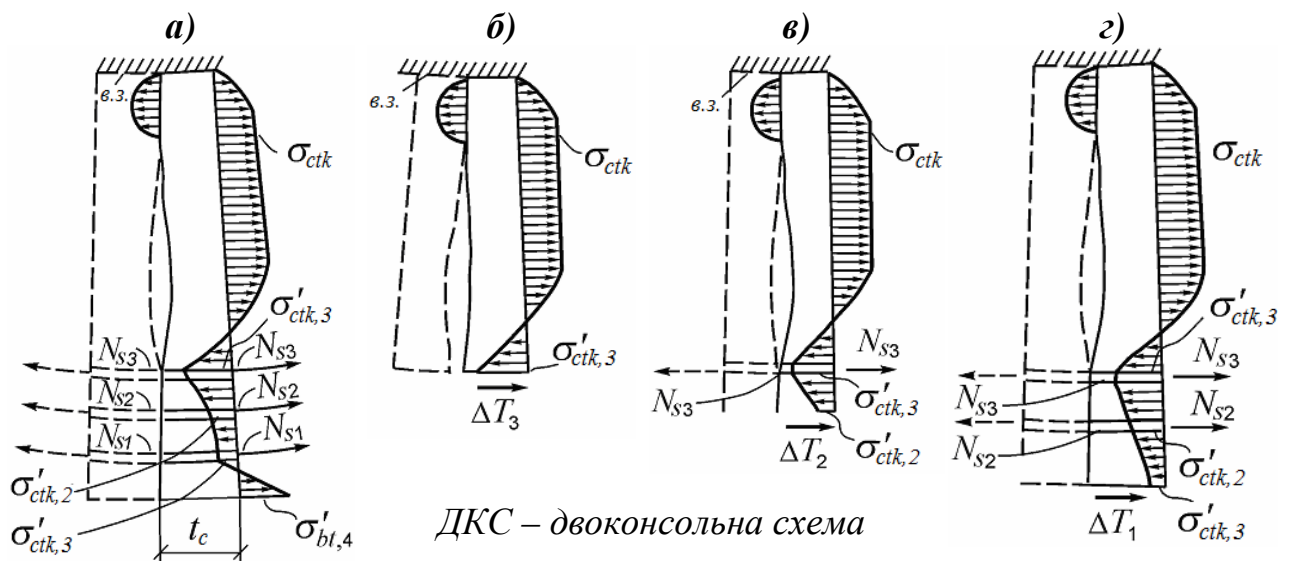


Рис. 4.7. Виділення двоконсольних схем для залізобетонного елемента, який працює на згин із багоярусної арматурою: а – виділення ДКС; б, в, г – ДКС для розрахунку третього, другого і першого ярусу, відповідно

Виділення двоконсольної схеми для розтягнутого залізобетонного елемента з багаторядною арматурою, розташованою під довільним кутом до горизонталі, показано на рис. 4.8. Тут (рис. 4.8, *а, в*) виділені двоконсольні схеми заштриховані. На рис. 4.8, *б, г* показані розрахункові схеми двоконсольних елементів. З огляду на їхні симетрії, виділена лише одна консоль (друга консоль показана штриховою лінією). Основна особливість цієї консолі полягає в тому, що тріщина перетинає весь поперечний переріз елемента. При цьому податливість консолі вже є постійною і не залежить від  $h_r$ , тому похідна  $\frac{dC}{dh_r}$  дорівнює нулю. Враховуючи те, що поверхнева енергія у вершині тріщини ( $\zeta_{cu}$ ) є функцією від  $C$  (рівність (4.18)), то, відповідно і  $\zeta_{cu}$  дорівнює нулю. Тому у рівняння (4.71) замість  $\zeta_{cu}$ , необхідно вставити нуль.

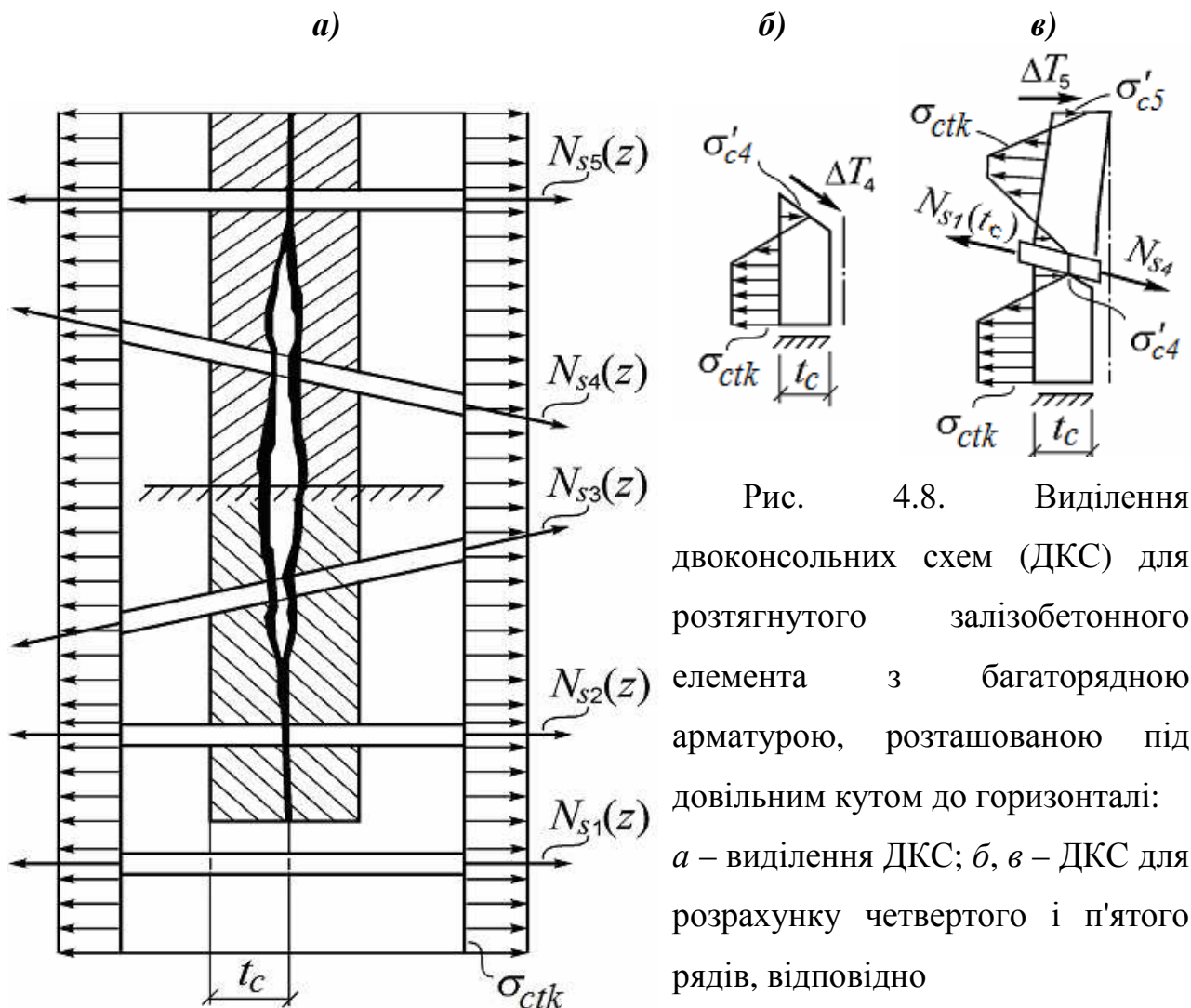


Рис. 4.8. Виділення двоконсольних схем (ДКС) для розтягнутого залізобетонного елемента з багаторядною арматурою, розташованою під довільним кутом до горизонталі: *а* – виділення ДКС; *б, в* – ДКС для розрахунку четвертого і п'ятого рядів, відповідно



У випадку наявності багаторядної арматури (сітчастого армування) для розтягнутого залізобетонного елемента, виділення двоконсольних схем показано на рис. 4.9.

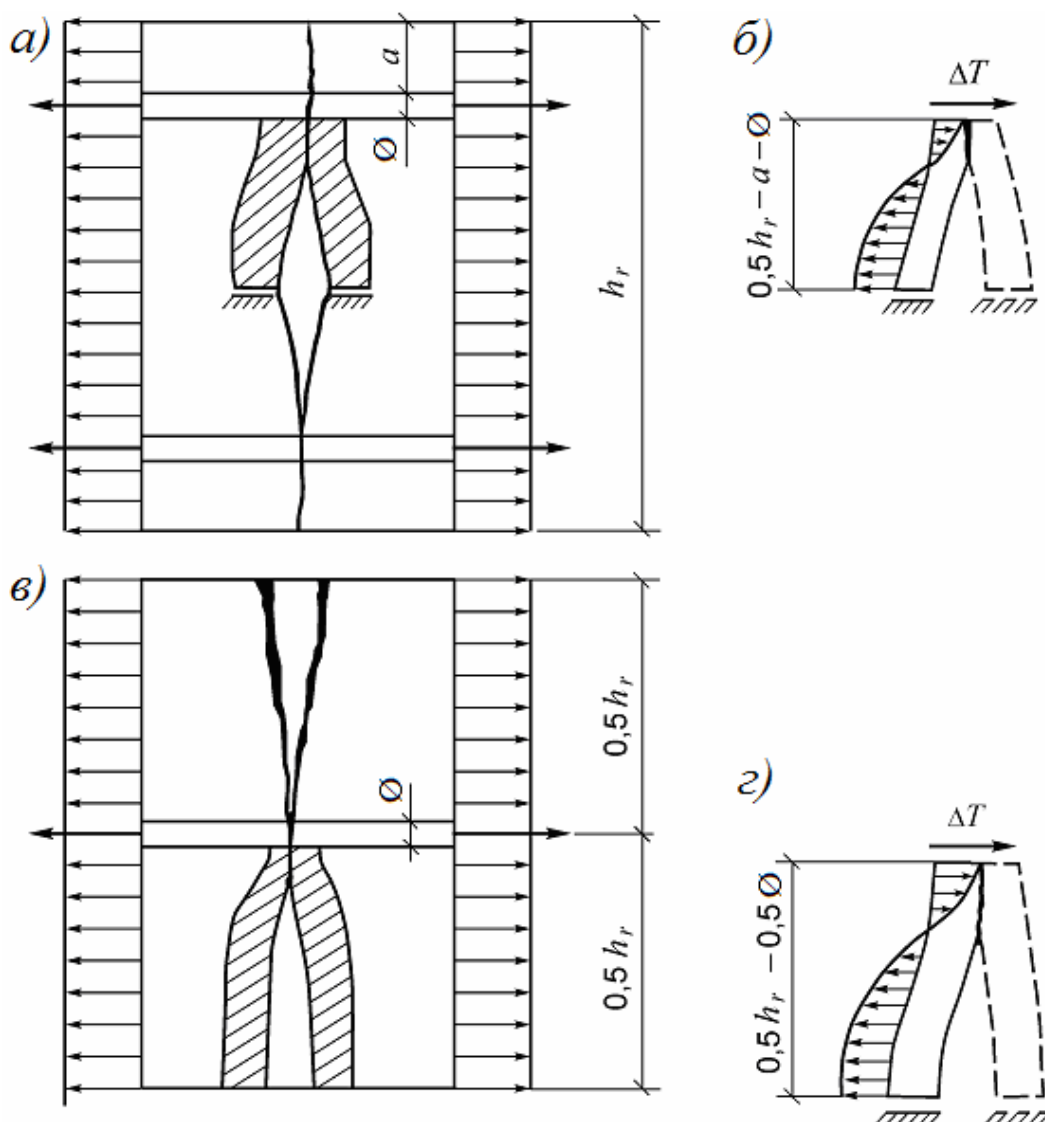


Рис. 4.9. Виділення двоконсольної схеми для розтягнутого залізобетонного елемента: а, б – при багаторядному армуванні; в, г – при однорядному армуванні

Консолі закріплюються (точка відносного відліку) у точці максимального розкриття тріщини – визначається за епюрою максимальних напружень розтягу. Послідовно розглядаючи переріз із двома невідомими  $\Delta T_i$  і  $\sigma'_{ctk,i}$ , визначаємо усі невідомі зусилля в двоконсольному елементі, який прилягає до тріщини. Таким чином можна побудувати епюру зусиль у перерізі,

розташованому в околиці тріщини. При цьому відстані до точки, де ця епюра змінює знак, визначаються діаметром арматури (приймаються рівними  $1,5\varnothing$ ).

Двоконсольну схему можна поширити і на розрахунок залізобетонного елемента під дією зусилля стиску (рис. 4.10). При цьому особливість визначення переміщення  $w$  пов'язана з повздовжньо-поперечним згином виділеної консолі (рис. 4.10, б). Згідно із дослідженнями В.М. Бондаренка та В.І. Колчунова [44, 54] додатковий прогин від сили може бути представлений у вигляді:

$$y - y_0 = \Delta \cdot \sin \frac{\pi z}{l}. \quad (4.79)$$

Тоді,

$$w = \frac{w_0}{1 - \frac{S}{\rho_u}}, \quad (4.80)$$

де  $w_0$  – переміщення від дії тільки поперечного навантаження;  $\rho_u$  – критична сила.

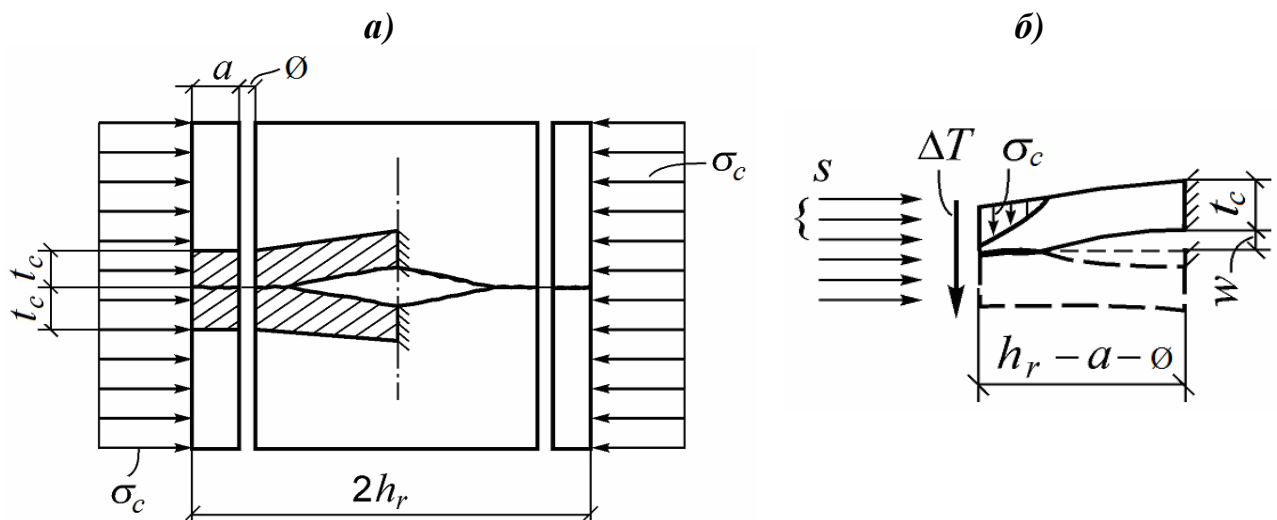


Рис. 4.10. Виділення двоконсольної схеми для залізобетонного елемента під дією стиску: а – виділення ДКС; б – особливості зусиль і переміщень у ДКС, представлені у вигляді стиснуто-зігнутого стрижня

Розглянута двоконсольная схема (рис. 4.10), наочно демонструє необхідність встановлення непрямої арматури у напрямку, перпендикулярному до дії стискаючого зусилля.

У висновку слід зазначити, що рішення поставленого завдання, дозволяє, навіть залишаючись у рамках традиційної моделі В. І. Мурашова [193], помітно уточнити основні параметри залізобетону:  $\psi_s$  (коефіцієнт врахування роботи розтягнутого бетону),  $w_k$  (ширина розкриття тріщини на рівні вісі арматурного стрижня),  $h_r$  (довжина розповсюдження тріщини),  $s_r$  (відстань між тріщинами) та пояснити багато (помічених в експериментах) явищ, які відбуваються при опорі залізобетону силовим і деформаційним впливам, які не можуть бути пояснені з позицій відомої дотепер теорії.

До таких явищ належать, наприклад, максимальні піки деформацій розтягнутої арматури не в місці перетину її тріщиною, а в сусідніх перетинах, прилеглих до тріщини; різкий стрибок дотичних напружень поблизу розтягнутої арматури залізобетонного елемента, який працює на згин, у поперечних перерізах, прилеглих до тріщини; нарешті сама форма тріщини з максимальним розкриттям не на нижній грані елемента, а на деякій відстані (віддалені 2–3 діаметри) над робочою повздовжньою арматурою і т. п.

Для залізобетонних конструкцій, які працюють на згин, у стиснутій зоні розвиток тріщини зупиняється.

Таким чином довжина розповсюдження тріщини  $h_r$  є постійною величиною, рівною  $d - x$ .

У цьому випадку, застосування похідної від функціонала механіки руйнування (4.12) не потрібно, тому що в цьому випадку,  $h_r$  є відомою.

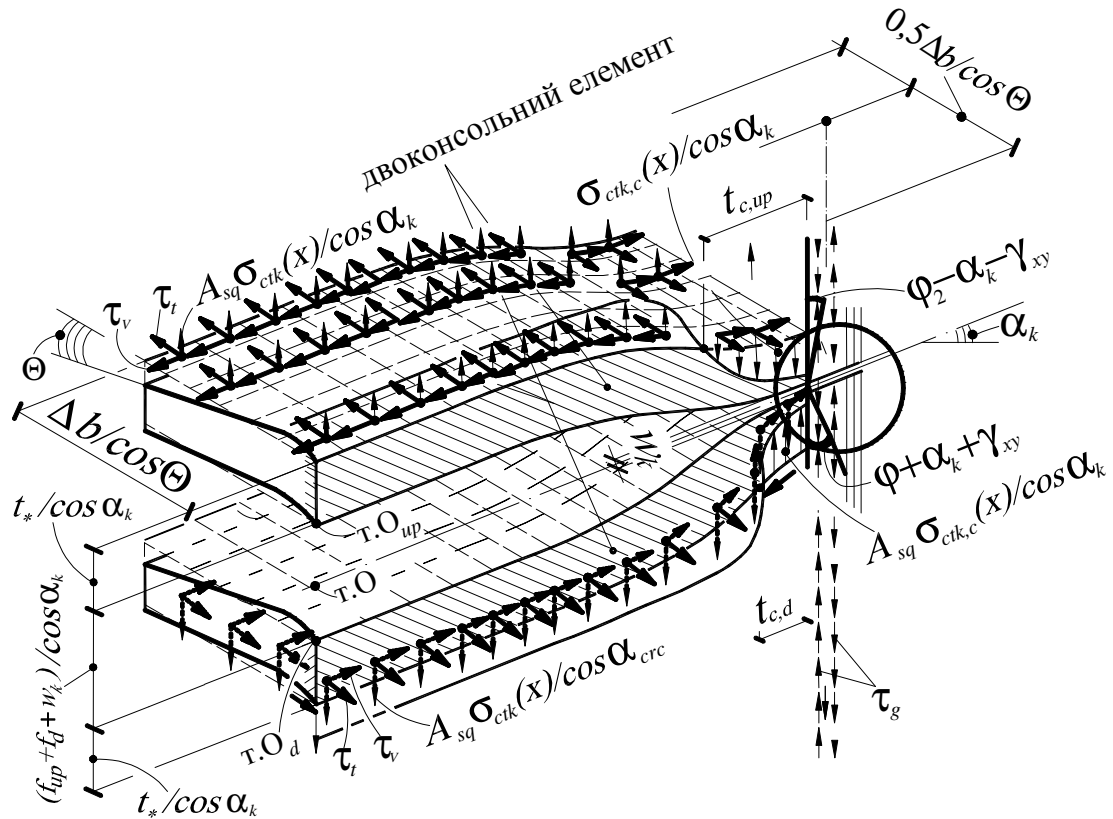
Аналогічна ситуація складається і в разі розгляду короткого двоконсольного елемента, який виділяється між ярусами повздовжньої робочої арматури або між поперечними стрижнями (хомутами, відгинами).

Тут також  $h_r$  відомим і дорівнює половині відстані між робочими стрижнями.

Що стосується визначення довжини проекції просторової тріщини, то її можна знайти з залученням функції багатьох змінних Лагранжа (4.73) з використанням відповідних множників  $\lambda_i$ .

Таким чином у разі використання котортного двоконсольного елемента, є можливою розробка універсального ДКЕ для складного опору залізобетонних конструкцій, в тому числі придатного для кручення зі згином (рис. 4.11).

а)



б)

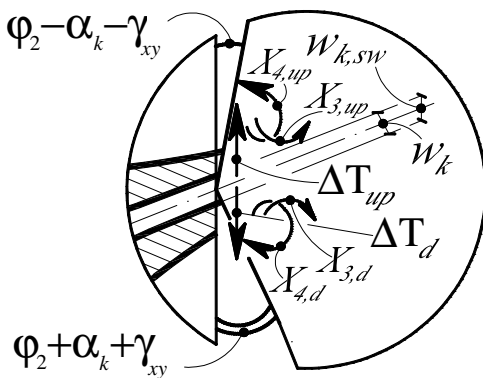


Рис. 4.11. Універсальний ДКЕ для реалізації залежностей МР у залізобетоні в зоні просторових тріщин:

а – характерні епюри напружень в розтягнутому бетоні і вирізання спеціального двоконсольного елемента в

околиці просторової тріщини, що прилягає до робочої арматури; б – особливості напружено-деформованого стану на кінчику тріщини

Отже, ДКЕ використовується як сполучна ланка між залежностями теорії залізобетону і механіки руйнування. У наведених вище випадках, коли  $h_r$  є відомим, параметри  $X_1 = \Delta T$ ,  $X_2 = P_{bt,c}$  і т.п. ( $X_3 \dots X_6$ ) можуть бути визначені з використанням звичайних методів будівельної механіки.

### 4.3. Висновки за розділом 4

1. Розвинені гіпотези механіки руйнування стосовно врахування ефекту порушення суцільності залізобетонних конструкцій при різних силових впливах зі спрощенням її енергетичного функціонала. Отримав подальшого розвитку функціонал механіки руйнування стосовно до розрахунку залізобетонних конструкцій, у тому числі складених і плосконапружених. Розглянуто специфіку побудови двоконсольного елемента у зонах, безпосередньо прилеглих до тріщин.

2. Отримано нову аналітичну залежність, яка пов'язує дотичне зусилля, яке виникає в безпосередній близькості від тріщини ( $\Delta T$ ) з довжиною її розвитку  $h_r$  через питомою енергією утворення нових поверхонь тріщини  $\zeta_{ci}$ . Ця залежність дозволяє знайти дотичні напруження в зоні, яка безпосередньо прилягає до тріщини. Саме тут, як показують експериментальні та чисельні дослідження, відбувається різке обурення дотичних напружень, що супроводжується стрибкоподібним збільшенням та зміною знака. При цьому змінюється знак і нормальних напружень у бетоні (із напружень розтягу вони перетворюються у напруження стиску), що підтверджується багаточисельними експериментами.

3. У зонах бетону, прилеглих до тріщин, виникає концентрація деформацій, яка перенасичує потреби системи (що складається з бетонних блоків і арматури при заданій статичній схемі) в деформаціях. Після утворення тріщин, суцільність бетону порушується і його деформування вже не підкоряється законам суцільного тіла – у тріщинах виникає додатковий деформаційний вплив, який необхідно враховувати у розрахунку ЗБК.

4. Виявлений зв'язок складових напружено-деформованого стану у зоні обурення з питомою енергією утворення нових поверхонь тріщини  $\zeta_{ci}$ , що звільняється в зоні передруйнування. У результаті отримано нове рішення задачі про НДС залізобетонного елемента в зоні, що безпосередньо прилягає до тріщини.

5. Розроблена серія двоконсольних елементів механіки руйнування: за наявністю різних тріщин (у тому числі похилих) для ЗБК, у тому числі складених і плосконапружених для різних видів опору (згин, центральний розтяг (стиск), позацентровий стиск); з багатоярусною арматурою, а також із вільною орієнтацією арматурних стрижнів, в тому числі і новий універсальний ДКЕ в зоні просторових тріщин для використання при складному опорі ЗБК.

6. Побудовані ДКЕ є сполучною ланкою та виступають в якості трансформаційних елементів між залежностями механіки руйнування і рівняннями теорії залізобетону. Рішення поставленої у роботі проблеми дозволяє, навіть залишаючись у рамках традиційної моделі опору залізобетону, помітно уточнити його диференціальні параметри, вимірювані в дослідках за допомогою мікроскопа, і пояснити багато, помічених в експериментах явищ, які спостерігаються і відбуваються при опорі залізобетону силовим і деформаційним впливам.

## РОЗДІЛ 5.

### ПОБУДОВА МОДЕЛЕЙ ДЕФОРМУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОНУ НА ОСНОВНИХ ЗАСАДАХ МЕХАНІКИ РУЙНУВАННЯ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ

#### 5.1. Модель утворення тріщин різних рівнів і типів

Процес тріщиноутворення в елементах залізобетонних конструкцій – явище досить складне, для феноменологічного опису якого потрібне залучення низки гіпотез про спільну роботу двох матеріалів. При цьому для залізобетонних складених конструкцій утворення тріщин ще більш ускладнюється.

Задача побудови розрахункового апарату утворення похилих тріщин в залізобетонних конструкціях досить складна вже через те, що основна гіпотеза механіки твердого деформівного тіла (гіпотеза суцільності), тут непридатна, – суцільність порушується через наявність макротріщин. Використання спрощених підходів тут також недоцільне, тому що допустима при цьому похибка перевищує саму характеристику  $w_k$ , яка вимірюється в дослідках за допомогою мікроскопа.

Тому до теперішнього часу задача не має задовільного рішення. Однак, незважаючи на полярність думок, знайдені і точки їхнього перетину. Так, є загальновизнаним, що розрахункові залежності повинні мати інженерно-осяжний вид, чіткий фізичний сенс, який дозволяє більш ефективно і творчо їх використовувати в інженерній практиці, яка потребує вирішення далеко не тривіальних задач прикладного характеру. З іншого боку, не слід вдаватися до надто категоричних формулювань, наприклад, при повному запереченні використання інтегрально-диференціальних рівнянь, які призводять, як правило, до інженерно-неосяжних результатів. Це відбувається лише у разі використання формалізованих наближених рішень таких рівнянь. Тут важливо

вийти на рівень можливості їхнього аналітичного розв'язання, тоді можуть бути отримані вельми витончені рішення.

Для розробки ефективної методики розрахунку залізобетонних конструкцій (у тому числі складених) за утворенням нормальних і похилих тріщин необхідно сформулювати робочі передумови.

Важливою особливістю НДС залізобетонних конструкцій в стадії до утворення тріщин, є наявність непружних деформацій у розтягнутому бетоні. У таврових, двотаврових і попередньо напружених складених балках на ділянках сумісної дії згинальних моментів і поперечних сил розтягнутий бетон в середній частині висоти перерізу у напрямку дії головних напружень розтягу деформується в обмежених умовах без руйнування.

У стиснутому бетоні рівень напружень, як правило, є далеким від граничного, однак тут частка непружних деформацій може помітно впливати на характер зміни напружено-деформованого стану.

При визначенні  $\alpha$  – кута нахилу головних площадок, будемо використовувати гіпотезу про те, що в непружній стадії роботи бетону (як і в пружній) напрямки головних деформацій збігаються з напрямками головних напружень, а напрямки найбільших зсувів – із найбільшими дотичними напруженнями. Це надає можливість визначати кут нахилу елементарної площадки з головними деформаціями подовження за формулою Л. В. Кузнєзова [86] з введенням до неї нормативного коефіцієнта  $\gamma_{c4}$ . Формула для коефіцієнта умов роботи бетону  $\gamma_{c4}$  отримана на основі експериментальних даних із метою врахування впливу на міцність бетону при розтягу головних стискаючих напружень, а також виду та класу бетону. Відносно до деформацій така задача досі не ставилася, і експериментальні дані практично відсутні. Якщо врахувати, що в експериментальних дослідженнях зазвичай заміряються деформації, і потім ці деформації (для широкого діапазону рівнів напружень) переводяться в напруження на основі лінійної залежності, на даному етапі (надалі до накопичення досить надійних експериментальних даних) було вирішено в



якості першого наближення для визначення  $\gamma_{c4}$  користуватися формулою нормативного документу [37].

Для успішного дослідження НДС в околицях тріщин та його аналізу, необхідно мати у своєму розпорядженні чітку класифікацію тріщин, а також неспотворені результати експериментів.

У роботі [61] наведена класифікація тріщин, згідно з якою у залізобетонних згинальних елементах у залежності від зовнішніх силових впливів утворюються тріщини **двох** типів (рис. 5.1):

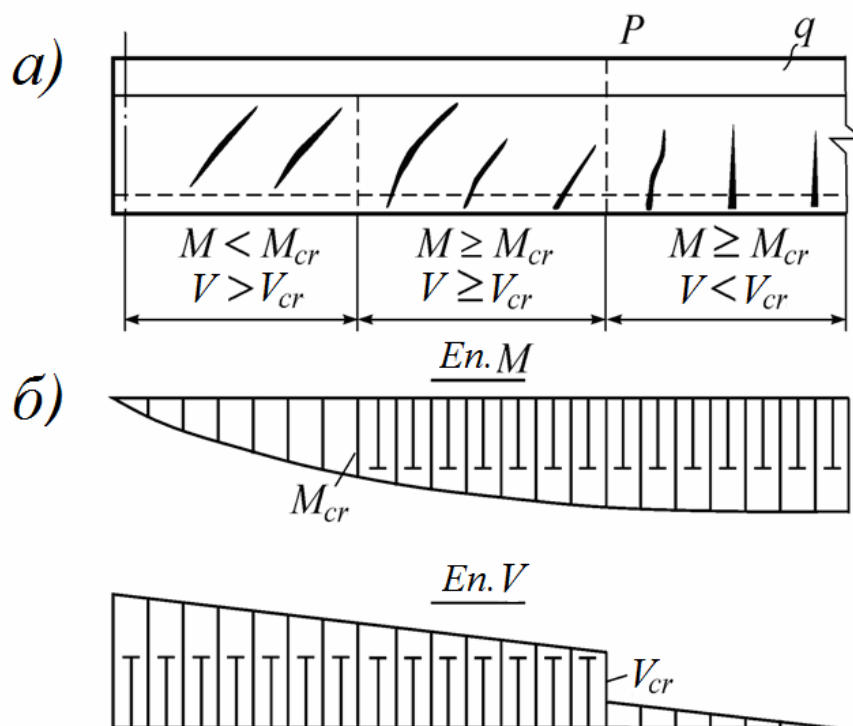


Рис. 5.1. До класифікації тріщин:

*a* – граничні умови виникнення тріщин; *б* – епюри зусиль;  $M$  і  $V$  – максимальні значення згинального моменту і поперечної сили на ділянці, що розглядається

– нормальні до повздовжньої вісі елемента (тріщини першого типу), які перетинають повздовжню і поперечну арматуру; утворюються на ділянках, де  $M \geq M_{cr}$ , а  $V < V_{cr}$ ;

– похилі до повздовжньої вісі елемента (тріщини першого типу), які перетинають повздовжню і поперечну арматуру; утворюються на ділянках, де  $M \geq M_{cr}$  і  $V \geq V_{cr}$ ;

– похилі до повздовжньої вісі елемента (тріщини другого типу), що перетинають поперечну арматуру, утворюються на ділянках, де  $M < M_{cr}$  і  $V \geq V_{cr}$ .

Крім уже відомих типів похилих тріщин першого і другого типів у даній роботі [61] виявлені тріщини, третього типу, рис. 2.1, які утворюються на ділянці ( $M < M_{cr}$  і  $V \geq V_{cr}$ ), у приопорній арці, які можуть виходити на верхню межу залізобетонної конструкції практично в будь-якій точці (необов'язково у тій, що збігається з точкою прикладання сили) при прольотах «зрізу» більше двох.

Наведена класифікація дозволяє виявити умови утворення тріщин, виділити ділянки (за довжиною конструкції), на яких можливе утворення того чи іншого типу тріщин, і додає та уточнює постановку досліджень і визначає коло задач, що вирішуються.

На підставі поглибленого дослідження природи і характеру тріщиноутворення на ділянках сумісної дії згинального моменту і поперечної сили виявлених тріщин, третього типу і віял тріщин, які виникають біля опори і дії сили, став можливим подальший розвиток розрахункової моделі тріщиностійкості похилих перерізів залізобетонних конструкцій (в тому числі складених), яка заснована на оцінці дійсного напруженого і деформованого стану бетону та арматури на цих ділянках.

В основу побудови розрахункової моделі тріщиноутворення для тріщин третього типу покладено наступні *розрахункові передумови*:

- у «прольоті зрізу» можливе утворення двох віял похилих тріщин, прилеглих до опори і вантажу, відповідно (рис. 5.2);
- в якості критерію утворення тріщини приймається умова досягнення головними деформаціями подовження бетону  $\varepsilon_{ctk}$  своїх граничних значень  $\varepsilon_{ctk,ul}$ ;
- у стадії Ia, залізобетонний елемент розглядається як складений стрижень із несумісними деформаціями у шві між бетонами та несумісними деформаціями бетону і арматури;
- утворення першої похилої тріщини третього типу відбувається в точці A (рис. 5.3) з координатами  $x, y$ , визначеними з умови мінімуму опорної реакції  $V_{sup}$  як узагальненого навантаження, вираженого у вигляді функції багатьох змінних;

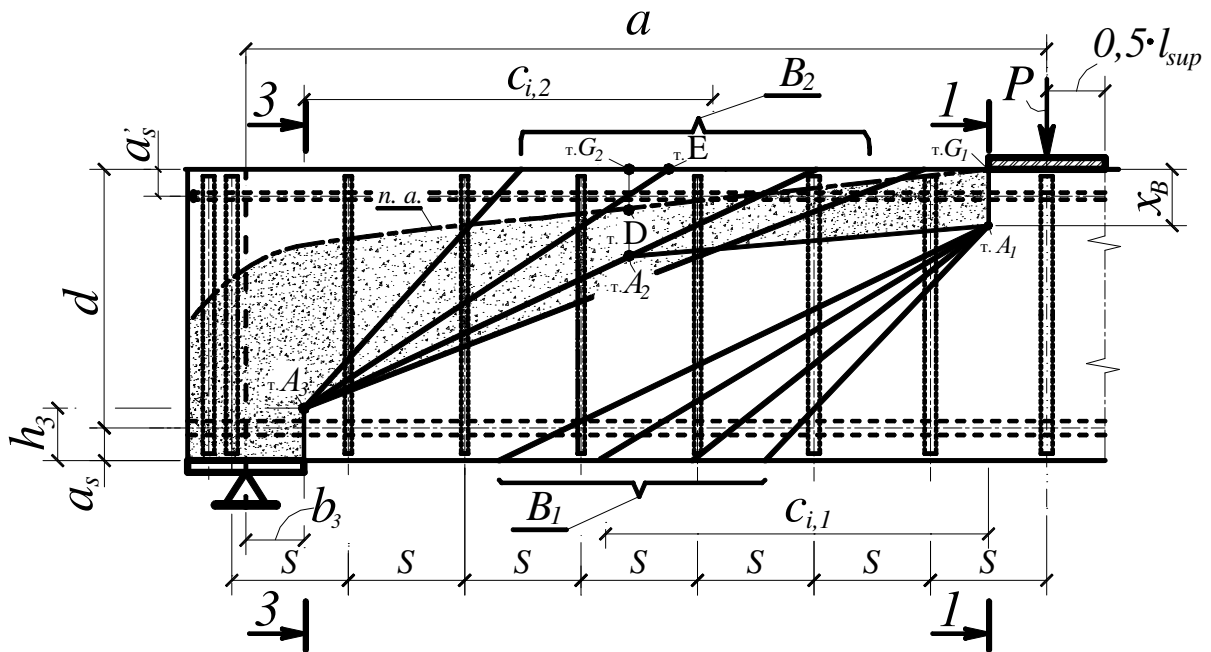
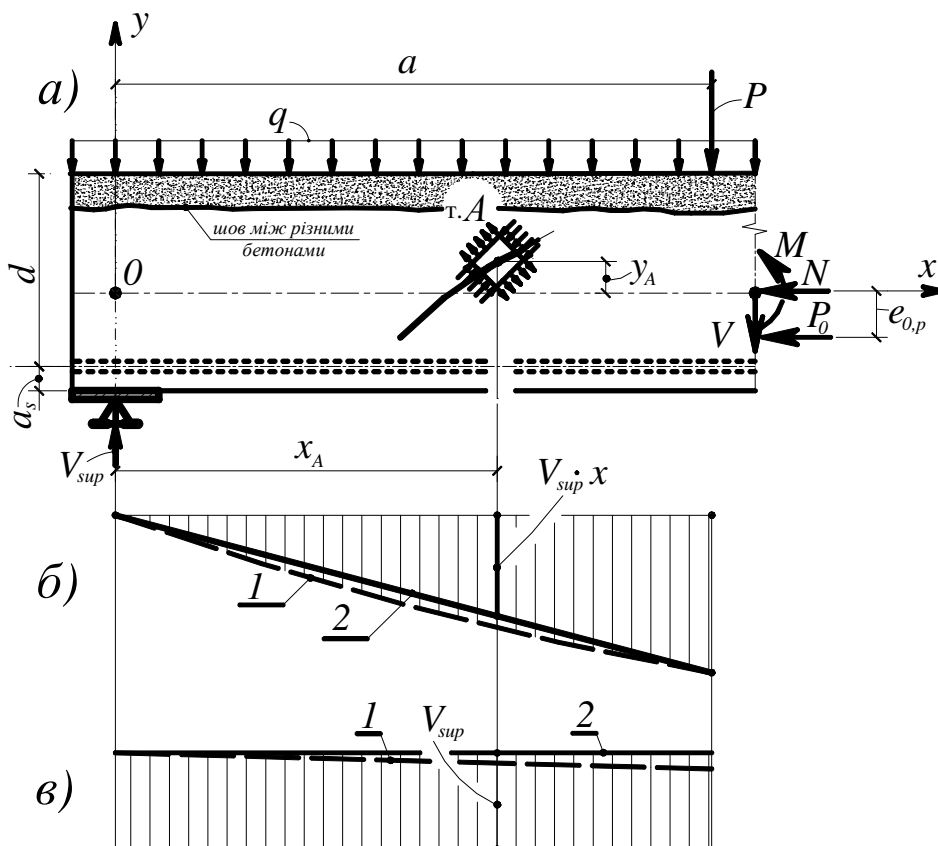


Рис. 5.2. До аналізу тріщин, які виникають біля опори та тріщин, прилеглих до зосередженого навантаження:  $B_1$  – віяло похилих тріщин, прилеглих до зосередженого навантаження;  $B_2$  – віяло можливих похилих тріщин, прилеглих до опори



1 – дійсна епюра;  
2 – епюра, яка  
приймається для  
розрахунку

$a$  – схема зусиль і  
вибір системи  
координат до  
утворення першої  
похилої тріщини  
третього типу;  
 $b, v$  – епюри  $M$  і  $V$   
відповідно;

Рис. 5.3. Розрахункова схема для визначення появи похилих тріщин третього типу

– епюри нормальних і дотичних напружень у поперечному перерізі, який проходить через точку  $A$ , апроксимуються між точками 1 і 2 (рис. 5.2) лінійними залежностями.

Опір стрижневих залізобетонних елементів утворенню першої похилої тріщини третього типу здійснюється на підставі наступних рівнянь (рис. 5.3):

1. Рівняння зв'язку між нормальними напруженнями  $\sigma_x$  і зовнішнім навантаженням, вираженим через опорну реакцію  $V_{sup}$ , у вигляді узагальненого навантаження в момент утворення похилих тріщин третього типу, яке визначається з формули механіки твердого деформівного тіла, для нормальних напружень у поперечному перерізі, розташованому на відстані  $x$  від опори, записаних із урахуванням повздовжньої сили  $N$ , яка включає зусилля попереднього напруження, згинального моменту  $V_{sup} \cdot x$  від зовнішніх сил і згинального моменту  $P_0 \cdot e_{0,p}$  від зусилля попереднього напруження, а також із

урахуванням місцевих впливів  $\frac{V_{sup}}{b \cdot h} \cdot \varphi_x$ , –

$$\sigma_x = \frac{N}{A_{red}} \pm \frac{V_{sup} \cdot x \cdot y}{I_{red}} \pm \frac{P_0 \cdot e_{0,p} \cdot y}{I_{red}} + \frac{V_{sup}}{b \cdot h} \cdot \varphi_x. \quad (5.1)$$

Із рівняння (5.1) випливає,

$$V_{sup} = \frac{\sigma_x \cdot A_{red} \cdot I_{red} - N \cdot I_{red} \mp P_0 \cdot e_{0,p} \cdot A_{red} \cdot y}{\pm x \cdot y \cdot A_{red} + \varphi_x \cdot I_{red}}. \quad (5.2)$$

2. Рівняння для визначення дотичних напружень  $\tau_{xy}$  у поперечному перерізі, розташованому на відстані  $x$  від опори відповідно до рис. 5.4,  $a$ ,  $b$ , –

$$\tau_{xy} = \tau_2 + (\tau_1 - \tau_2) \cdot \frac{h - y_d - h'_f - y}{h - y_d - h'_f} + \tau_{xy,loc}. \quad (5.3)$$

При цьому рівняння зв'язку між дотичними напруженнями у поперечному перерізі залізобетонного стрижня і узагальненим навантаженням  $V_{sup} - \tau_2$  і  $\tau_1$  враховують поперечну силу не тільки від опорної реакції (з урахуванням місцевих напружень), але і від відігнутих стрижнів.

Дотичні напруження  $\tau_{xy}$  визначаємо за наступною залежністю:

$$\tau_{xy} = (V_{sup} - Q_{inc}) \left[ \frac{S'_f}{I_{red} \cdot b} + \frac{S_{n.ax} - S'_f}{I_{red} \cdot b} - \frac{y}{I_{red} \cdot b \cdot (h - y_d - h'_f)} \right] + \frac{R_{sup}}{A_{red}} \cdot \varphi_{xy}. \quad (5.4)$$

Позначимо,

$$B_1 = \frac{S_{n.ax}}{I_{red} \cdot b}; \quad (5.5)$$

$$B_2 = \frac{1}{I_{red} \cdot b \cdot (h - y_d - h'_f)}. \quad (5.6)$$

Тоді,

$$\tau_{xy} = (V_{sup} - Q_{inc}) B_1 - (V_{sup} - Q_{inc}) \cdot B_2 \cdot y + \frac{V_{sup}}{A_{red}} \cdot \varphi_{xy}. \quad (5.7)$$

У випадку II (рис. 5.4, в, з)

$$B_2 = \frac{1}{I_{red} \cdot b \cdot (y_d - h_f)}. \quad (5.8)$$

Для прямокутних перерізів параметр  $h'_f$  приймається  $(h - y_d)/3$ , а параметр  $h_f$  дорівнює  $y_d/3$ .

Таким чином, обидва розглянутих випадки на рис. 2.4, при подальшому викладенні зводяться до одного з відповідними  $B_2$ .

Із залежності (5.7) випливає,

$$y = \frac{(V_{sup} - Q_{inc}) B_1 + \frac{V_{sup}}{A_{red}} \cdot \varphi_{xy} - \tau_{xy}}{(V_{sup} - Q_{inc}) \cdot B_2}. \quad (5.9)$$

3. Із рівняння зв'язку між зовнішнім навантаженням (вираженим через опорну реакцію  $V_{sup}$ ) і нормальними напруженнями  $\sigma_y$  у точці, з координатами в якій вони визначаються, записаного з урахуванням місцевих полів від опорної реакції і зосередженої сили, а також із урахуванням попереднього напруження у поперечних хомутах і відгинах,

$$\sigma_y = \frac{V_{sup}}{A_{red}} \cdot \varphi_y + k \cdot \frac{V_{sup}}{A_{red}} \cdot \varphi_{2,y} + \frac{\sigma_{sw,p} \cdot A_{sw,p}}{s_{sw,p} \cdot b} + \frac{\sigma_{inc,p} \cdot A_{inc,p}}{s_{inc,p} \cdot b} \cdot \sin \theta. \quad (5.10)$$

Позначимо,

$$B_3 = \frac{\sigma_{sw,p} \cdot A_{sw,p}}{s_{sw,p} \cdot b} + \frac{\sigma_{inc,p} \cdot A_{inc,p}}{s_{inc,p} \cdot b} \cdot \sin \theta. \quad (5.11)$$

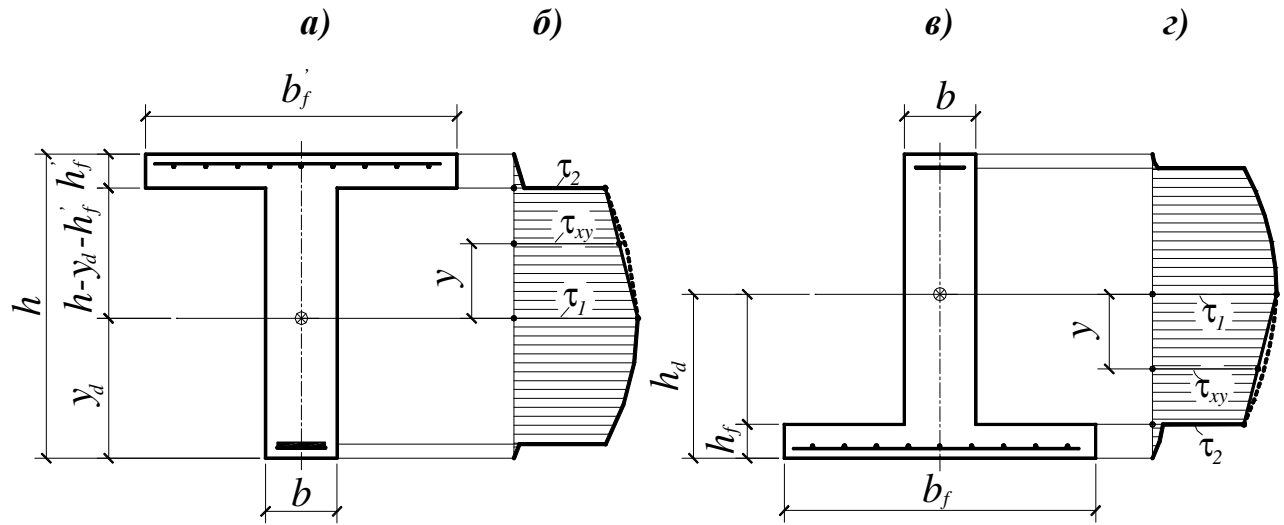


Рис. 5.4. Поперечні перерізи і епюри дотичних напружень: а, б – випадок І; в, з – випадок ІІ

Тоді,

$$\sigma_y = \frac{V_{sup}}{A_{red}} \cdot (\varphi_y + k \cdot \varphi_{2,y}) + B_3. \quad (5.12)$$

4. Рівняння для визначення головних напружень розтягу (приймаючи їх рівними  $f_{ctk}$ ), –

$$\sigma_{main,1} = f_{ctk} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (5.13)$$

з якого визначаються напруження  $\sigma_x$  у поперечному перерізі, розташованому на відстані  $x$  від опори.

Виконуючи відповідні алгебраїчні перетворення, будемо мати:

$$\begin{aligned} \left(f_{ctk} - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2 &= \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2; \\ f_{ctk}^2 - f_{ctk} \cdot \sigma_x - f_{ctk} \cdot \sigma_y + 0,25\sigma_x^2 + 0,5\sigma_x\sigma_y + 0,25\sigma_y^2 &= \\ &= 0,25\sigma_x^2 - 0,5\sigma_x\sigma_y + 0,25\sigma_y^2 + \tau_{xy}^2; \\ f_{ctk}^2 - f_{ctk} \cdot \sigma_x - f_{ctk} \cdot \sigma_y + \sigma_x\sigma_y - \tau_{xy}^2 &= 0. \end{aligned}$$

$$\sigma_x = \frac{f_{ctk}^2 - f_{ctk} \cdot \sigma_y - \tau_{xy}^2}{f_{ctk} - \sigma_y}. \quad (5.14)$$

5. Умови утворення похилих тріщин третього типу у «прольоті зрізу», де головні деформації подовження бетону дорівнюють  $\varepsilon_{ctk,ul}$ , –

$$\varepsilon_{main,l} = \varepsilon_{bt,ul} = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \left(\frac{1}{2}\gamma_{xy}\right)^2}, \quad (5.15)$$

де

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}(\sigma_x - \mu\sigma_y), \quad (5.16)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E}(\sigma_y - \mu\sigma_x), \quad (5.17)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} = \frac{(1+\mu)}{E}\tau_{xy}. \quad (5.18)$$

Виконуючи алгебраїчні перетворення, з урахуванням аналогії для головних напружень розтягу, будемо мати:

$$\varepsilon_x(\varepsilon_{ctk,ul} - \varepsilon_y) = \varepsilon_{ctk,ul}^2 - \varepsilon_{ctk,ul} \cdot \varepsilon_y - \left(\frac{1}{2}\gamma_{xy}\right)^2. \quad (5.19)$$

Тоді з урахуванням виразів (5.16)–(5.18), отримаємо:

$$\begin{aligned} \frac{1}{4} \frac{(1+\mu)^2}{E^2} \tau_{xy}^2 &= \varepsilon_{ctk,ul}^2 - \varepsilon_{ctk,ul} \frac{1}{E}(\sigma_y - \mu\sigma_x) + \\ &+ \frac{1}{E^2}(\sigma_x - \mu\sigma_y)(\sigma_y - \mu\sigma_x) - \varepsilon_{ctk,ul} \cdot \frac{1}{E}(\sigma_x - \mu\sigma_y), \end{aligned} \quad (5.20)$$

$$\begin{aligned} \tau_{xy} &= \pm \frac{2E}{1+\mu} \left\{ \varepsilon_{ctk,ul}^2 - \varepsilon_{ctk,ul} \frac{1}{E}(\sigma_y - \mu\sigma_x) + \right. \\ &\left. + \frac{1}{E^2}[\sigma_x \sigma_y (1+\mu^2) - \mu(\sigma_x^2 + \sigma_y^2)] - \varepsilon_{ctk,ul} \cdot \frac{1}{E}(\sigma_x - \mu\sigma_y) \right\}^{\frac{1}{2}} \end{aligned} \quad (5.21)$$

Для подальших перетворень, із метою виключення невідомого  $V_{sup}$ , підставимо вираз (5.2) у (5.9), (5.12). Після алгебраїчних перетворень отримаємо рівняння для визначення невідомої координати  $y$ ,

$$y^2 C_1 + y \cdot C_2 + C_3 = 0. \quad (5.22)$$

У квадратному рівнянні:  $C_1 = \mp B_2 \cdot P_0 \cdot e_{0,p} \cdot A_{red}^2 \mp x \cdot B_2 \cdot Q_{inc} \cdot A_{red}^2$ ;

$$C_2 = \sigma_x \cdot B_2 \cdot I_{red} A_{red}^2 - N \cdot B_2 \cdot I_{red} A_{red} - \varphi_x \cdot B_2 \cdot Q_{inc} \cdot I_{red} A_{red} \pm \\ \pm B_1 \cdot P_0 \cdot e_{0,p} \cdot A_{red}^2 \pm x \cdot B_1 \cdot Q_{inc} \cdot A_{red}^2 \pm P_0 \cdot e_{0,p} \cdot A_{red} \cdot \varphi_{xy} \pm x \cdot \tau_{xy} \cdot A_{red}^2$$

$$C_3 = B_1 \cdot N \cdot I_{red} A_{red} - B_1 \sigma_x \cdot I_{red} A_{red}^2 + B_1 \cdot \varphi_x \cdot Q_{inc} \cdot I_{red} A_{red} - \\ - \sigma_x \cdot A_{red} \cdot I_{red} \cdot \varphi_{xy} + N \cdot I_{red} \cdot \varphi_{xy} + \tau_{xy} \varphi_x A_{red} \cdot I_{red}.$$

Рішення рівняння (5.22) приймає наступний вигляд:

$$y + \frac{C_2}{2C_1} - \left( \left( \frac{C_2}{2C_1} \right)^2 - \frac{C_3}{C_1} \right)^{\frac{1}{2}} = 0. \quad (5.23)$$

6. Умови екстремуму функції багатьох змінних  $F = V_{sup,cr}(x, y, \sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy})$  і рівняння, що випливають з цих умов виражають рівність нулю часткових похідних функції  $F(y, \sigma_y, \sigma_x, \tau_{xy}, x, \lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4)$ .

Слід зазначити, що при урахуванні несумісності деформацій у шві між бетонами (у випадку складених ЗБК) та між бетоном і арматурою в стадії Ia, невідомі зсувні сили по швах для основної системи методу сил відшукуються з рішення диференціального рівняння [72, 166].

Використовуючи отримані рівняння, складемо функцію  $F(y, \sigma_y, \sigma_x, \tau_{xy}, x, \lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4)$ , яка після алгебраїчних перетворень набуває вигляду:

$$F(y, \sigma_y, \sigma_x, \tau_{xy}, x, \lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4) = \\ = \frac{\sigma_x \cdot K_1 - K_2 \mp K_3 \cdot y}{\pm x \cdot y \cdot A_{red} + \varphi_x \cdot I_{red}} + \left[ y + \frac{K_6 \cdot \sigma_x + K_7 \cdot \varphi_x \pm K_8 \cdot \varphi_{xy} \pm K_9 \cdot x \pm K_{10} \cdot x \cdot \tau_{xy} + K_{11}}{2(\mp K_4 \mp K_5 \cdot x)} - \right. \\ \left. - \left\{ \left( \frac{K_6 \cdot \sigma_x + K_7 \cdot \varphi_x \pm K_8 \cdot \varphi_{xy} \pm K_9 \cdot x \pm K_{10} \cdot x \cdot \tau_{xy} + K_{11}}{2(\mp K_4 \mp K_5 \cdot x)} \right)^2 - \right. \right. \\ \left. \left. - \left( - \frac{K_{12} \cdot \sigma_x + K_{13} \cdot \varphi_x - K_1 \cdot \sigma_x \cdot \varphi_{xy} + K_2 \cdot \varphi_{xy} + K_1 \cdot \tau_{xy} \cdot \varphi_x + K_{14}}{(\mp K_4 \mp K_5 \cdot x)} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} \lambda_1 + \right. \\ \left. + \left[ \sigma_y - \frac{\sigma_x \cdot K_1 - K_2 \mp K_3 \cdot y}{\pm x \cdot y \cdot A_{red} + \varphi_x \cdot I_{red}} \frac{(\varphi_{1,y} + k \cdot \varphi_{2,y})}{A_{red}} - B_3 \right] \lambda_2 + \left[ \sigma_x - \frac{f_{ctk}^2 - f_{ctk} \cdot \sigma_y - \tau_{xy}^2}{f_{ctk} - \sigma_y} \right] \lambda_3 +$$



$$+ \left[ \tau_{xy} \mp K_{15} \left\{ \varepsilon_{ctk,ul}^2 + 2K_{18} (\sigma_y - \mu\sigma_x) + K_{16} \cdot \sigma_x \sigma_y + K_{17} \cdot \sigma_x^2 + K_{17} \cdot \sigma_y^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \right] \lambda_4. \quad (5.24)$$

У рівнянні (5.24) позначено:

$$\begin{aligned} K_1 &= A_{red} \cdot I_{red}, & K_2 &= N \cdot I_{red}, & K_3 &= P_0 \cdot e_{0,p} \cdot A_{red}, \\ K_4 &= P_0 \cdot e_{0,p} \cdot A_{red}^2 \cdot B_2, & K_5 &= B_2 \cdot Q_{inc} \cdot A_{red}^2, & K_6 &= B_2 \cdot I_{red} A_{red}^2, \\ K_7 &= -B_2 \cdot Q_{inc} \cdot I_{red} A_{red}; & K_8 &= P_0 \cdot e_{0,p} \cdot A_{red}; \\ K_9 &= B_1 \cdot Q_{inc} \cdot A_{red}^2; & K_{10} &= A_{red}^2; & K_{11} &= -N \cdot B_2 \cdot I_{red} A_{red} \pm B_1 \cdot P_0 \cdot e_{0,p} \cdot A_{red}^2 \\ K_{12} &= -B_1 \cdot I_{red} A_{red}^2; & K_{13} &= B_1 \cdot Q_{inc} \cdot I_{red} A_{red}; & K_{14} &= B_1 \cdot N \cdot I_{red} A_{red}; \\ K_{15} &= \frac{2E}{1+\mu}; & K_{16} &= \frac{(1+\mu^2)}{E^2}; & K_{17} &= -\frac{\mu}{E^2}; & K_{18} &= -\frac{\varepsilon_{ctk,ul}}{E}. \end{aligned}$$

Приймаючи похідні отриманої функції за відповідними змінними  $x, y, \sigma_y, \sigma_x, \tau_{xy}$  такими, що дорівнюють нулю, після алгебраїчних перетворень отримаємо рівняння:

$$\begin{aligned} S_1 \cdot x^{20} + S_2 \cdot x^{19} + S_3 \cdot x^{18} + S_4 \cdot x^{17} + S_5 \cdot x^{16} + S_6 \cdot x^{15} + S_7 \cdot x^{14} + S_8 \cdot x^{13} + \\ + S_9 \cdot x^{12} + S_{10} \cdot x^{11} + S_{11} \cdot x^{10} + S_{12} \cdot x^9 + S_{13} \cdot x^8 + S_{14} \cdot x^7 + S_{15} \cdot x^6 + \\ S_{16} \cdot x^5 + S_{17} \cdot x^4 + S_{18} \cdot x^3 + S_{19} \cdot x^2 + S_{20} \cdot x + S_{21} = 0, \end{aligned} \quad (5.25)$$

Значення коефіцієнтів  $S_1 \dots S_{21}$  приймаємо у вигляді алгебраїчних функцій від параметрів  $b, h, h', x, \Delta x, y, y_d, P_0, N, e_{0,p}, \Delta y, S_{n,ax}, I_{red}, A_{red}, E, \mu, Q_{inc}, f_{ctk}, \sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, k, \varphi_{1,y}, \varphi_{1,y,i+1}, \varphi_{1,y,i-1}, \varphi_{2,y}, \varphi_{2,y,i+1}, \varphi_{2,y,i-1}, \varphi_{x,i+1}, \varphi_{x,i-1}, \varphi_{xy}, \varphi_{xy,i+1}, \varphi_{xy,i-1}, \varphi_{y1,i+1}, \varphi_{y1,i-1}, \varphi_{y2,i+1}, \varphi_{y2,i-1}$ .

Таким чином у точці  $A$  з координатами  $(x; y)$ , які відшукуються за формулами (5.23), (5.25) головні деформації подовження бетону досягають своїх граничних значень. Для практичних розрахунків зручніше виражати опір бетону утворенню похилої тріщини значенням опорної реакції  $V_{sup,cr}$ , що знаходиться за формулою (5.2), де  $\sigma_x$  визначається за формулою (5.14),  $\sigma_y$  – за формулою (5.12),  $\tau_{xy}$  – за формулою (5.8). При цьому з метою скорочення алгебраїчних виразів, у місце підстановки невідомих до загальної залежності, доцільно використовувати ітераційний процес. На першому кроці ітерації

значення  $V_{sup,cr}$  рекомендується приймати такою, яка дорівнює 0,2 від  $V_{sup,u}$  (де  $V_{sup,u}$  – величина опорної реакції у момент руйнування залізобетонної конструкції за похилими тріщинами третього типу).

У результаті отримано рішення задачі утворення похилих тріщин третього типу залізобетонних конструкцій (в тому числі складених) при різних схемах завантаження, повздовжнього (з можливістю урахування попереднього напруження) і поперечного армування, класів бетону, геометричних характеристиках перерізу.

## 5.2. Моделі відстані та опору розтягнутого бетону між тріщинами

Розрахунок за деформаціями і тріщиностійкістю все частіше з перевірного стає визначальним, тому в даний час у провідних науково-дослідних організаціях, проводиться робота по уточненню опору розтягнутого бетону між тріщинами залізобетонних конструкцій (в тому числі маловивчених складених). Залучення тут інструментарію механіки руйнування, безумовно, дозволить досягти помітного наближення розрахункових параметрів оцінки опору розтягнутого бетону між тріщинами до дійсних.

Залізобетонні конструкції, як правило, експлуатуються в стадії, що настає після утворення тріщин. Для визначення параметрів граничних станів другої групи, які обрані в якості основних при постановці даних досліджень, варто звернути увагу на ефект, що виникає в залізобетонних конструкціях після порушення їхньої суцільності [26, 44, 54, 61–63, 119, 138, 257, 258, 278, 282, 306, 346 та ін.]. Урахування такого ефекту в поєднанні з умовними зосередженими зсувами, дозволяє істотно уточнити значення постійної інтегрування при вирішенні задачі визначення коефіцієнта урахування роботи розтягнутого бетону між тріщинами, відстані між тріщинами в залізобетонних конструкціях складеного перерізу.

Стосовно до позацентрово стиснутих складених залізобетонних конструкцій, і посилених при реконструкції вперше побудований

двохконсольний елемент (ДКЕ) у зонах, прилеглих до тріщин, показаний у роботах [141, 318]. Запропоновано розрахункову схему для розкриття статичної невизначеності розробленого ДКЕ; отримані рівняння, які зв'язують нові розрахункові параметри з традиційними параметрами опору залізобетону.

Необхідно підкреслити, що вирішення поставленого завдання дозволяє, навіть залишаючись в рамках традиційної моделі В. І. Мурашова, помітно уточнити основні параметри залізобетону  $\psi_s, s_r$  і пояснити багато помічених в експериментах явищ, які відбуваються при опорі залізобетону силовим і деформаційним впливам.

В основу практичної оцінки опору розтягнутого бетону між тріщинами, відстані між тріщинами та ширини їхнього розкриття покладені такі *передумови*:

- для середніх деформацій бетонів і арматури вважається справедливою гіпотеза плоских перерізів у межах кожного із стрижнів, які входять до складеного стрижня; напруження в бетоні і арматурі визначаються з використанням лінійних діаграм зв'язків  $\sigma - \varepsilon$ ;
- утворення тріщин відбувається після досягнення крайніми розтягнутими фібрами бетону граничних деформацій; в експлуатаційній стадії висота тріщин практично не змінюється; в процесі навантаження виділяється кілька рівнів тріщиноутворення; відстані між тріщинами наступного рівня менше або дорівнюють половині відстані між тріщинами попереднього рівня;
- зв'язок між напруженнями зчеплення  $\tau$  і відносними умовними взаємними зміщеннями двох бетонів  $\varepsilon_{q,c}$  і бетону і арматури  $\varepsilon_g(x)$  приймається у вигляді:  $\tau(x) = G(\lambda)\varepsilon_g(x)$ , де  $G(\lambda)$  – еквівалентний модуль деформацій зчеплення між бетонами (або арматури і бетону);
- розкриття тріщин – це накопичення відносних умовних взаємних зсувів арматури і бетону на ділянках, розташованих по обидві сторони від тріщини (рис. 5.5), – гіпотеза Томаса;

- враховується додатковий деформаційний вплив у тріщині, пов'язаний із порушенням суцільності матеріалу;
- враховується депланація бетону в перерізі з тріщиною у залежності від відстані поверхні контакту з арматурою.

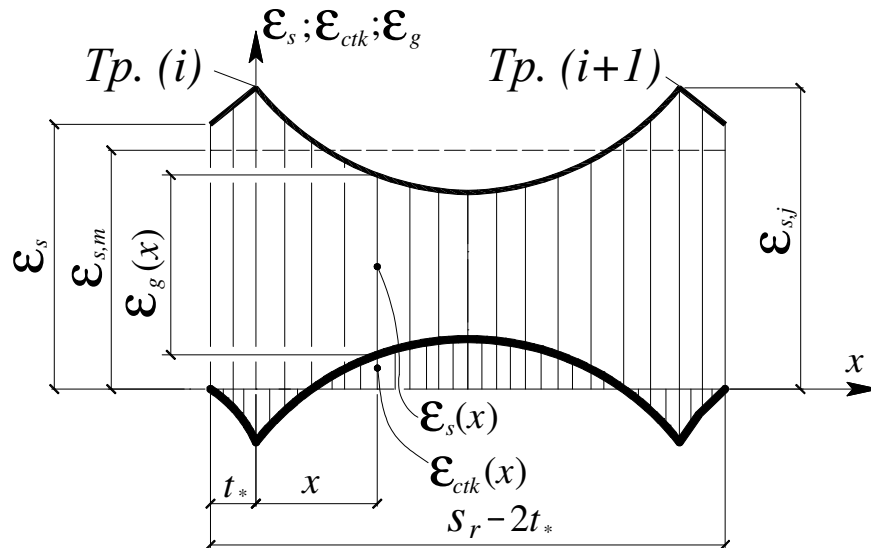


Рис. 5.5. Епюри деформацій бетону  $\varepsilon_{ctk}(x)$ , арматури  $\varepsilon_s(x)$  та їх відносних взаємних зміщень  $\varepsilon_g(x)$  на ділянці між тріщинами у залізобетонних конструкціях

Відстань між тріщинами  $s_r$  визначається на підставі другої передумови з умови, відповідно до якої подовження бетону на поверхні конструкції у середньому перерізі (на ділянці між тріщинами) дорівнюють  $\varepsilon_{ctk,u}$ :

$$\varepsilon_{ctk}(x) \Big|_{x=0,5s_r-t_*} = \varepsilon_{ctk,u}. \quad (5.26)$$

Із аналізу рис. 5.5 випливає, що відносні взаємні зміщення арматури і бетону визначаються з наступної залежності:

$$\varepsilon_g(x) = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_{ctk}(x), \quad (5.27)$$

де  $\varepsilon_s(x)$  і  $\varepsilon_{ctk}(x)$  – відносні деформації арматури і відносні деформації бетону у перерізі  $x$ , відповідно.

Таким чином, задача по визначенню відстані між тріщинами  $s_r$  зводиться до знаходження відносних деформацій бетону  $\varepsilon_g(x)$  із залежності (5.27).

Деформації  $\varepsilon_s(x)$  відшукують з умови:

$$\varepsilon_s(x) = \varepsilon_s - \frac{S_s}{A_s E_s} \int_0^x \tau(x) dx + \frac{\Delta T}{E_s A_s}. \quad (5.28)$$

У рівнянні (5.28) прийняті наступні позначення:  $\varepsilon_s$  – деформації арматури в тріщині;  $\Delta T$  – результуюча умовних дотичних напружень в місцевій зоні, прилеглої до тріщини;  $\tau(x)$  – умовні дотичні напруження;  $S_s$  – периметр поперечного перерізу арматури.

До умовності параметра  $\tau(x)$  додається ще й те, що арматура моделюється (незалежно від її профілю) циліндричним стрижнем, хоча у реальності поверхня арматури має більш складну форму.

Характер епюри  $\varepsilon_{ctk}(x)$ , виконаний із залученням досліджень інших авторів [26, 44, 61, 198, 278, 281, 282 та ін.], показує, що при певній величині навантаження деформації на ділянках, що примикають до тріщин, починають зменшуватися і навіть змінюють знак, деформації ж у середині ділянки між тріщинами продовжують збільшуватися до тих пір, поки в цьому місці не з'являється нова тріщина. Аналіз характеру епюри  $\varepsilon_{ctk}(x)$  показує необхідність (рис. 5.5) урахування деформаційного впливу в тріщині [44, 61 та ін.].

Деформації бетону  $\varepsilon_{ctk}(x)$  визначаються з умови рівноваги блоку, розташованого між перерізом з тріщиною і перерізом, який проходить на відстані  $x + t_*$  від тріщини (рис. 5.6):

$$\varepsilon_{ctk}(x) = \beta \frac{\varepsilon_s A_s E_s Z_s - \varepsilon_s(x) A_s E_s Z_s(x) - V(x + t_*)}{\omega_{ct}(x) A_{ct}(x) E_c v_{ct}(x) Z_{ct}(x)}. \quad (5.29)$$

У виразі (5.29)  $\omega_{ct}(x)$  і  $v_{ct}(x)$  – відповідно, коефіцієнт повноти епюри деформацій і коефіцієнт пружності розтягнутого бетону у перерізі  $x$ , на ділянці між тріщинами, добуток  $\omega_{ct}(x) \cdot v_{ct}(x)$  близький до 0,5;  $A_{ct}(x)$  – розтягнута площа перерізу бетону в перерізі  $x$ ;  $V$  – поперечна сила в перерізі з тріщиною (змінна поперечної сили за довжиною залізобетонної конструкції у межах  $s_r$  приймається постійною, тобто у разі, коли епюра  $V$  змінна, то вона для практичних розрахунків замінюється на стрибкоподібну, з постійними

значеннями на ділянках між тріщинами);  $\beta$  – коефіцієнт, який враховує розташування робочої розтягнутої арматури за висотою поперечного перерізу.

Підставляючи (5.28) і (5.29) у рівняння (5.27), після відповідних перетворень, отримаємо:

$$\varepsilon_g(x) = \varepsilon_s - \frac{S_s}{K \cdot E_s A_s} \int_0^x \tau(x) dx + \frac{\beta}{t} [\Delta T \cdot Z + V(x + t_*)] + \frac{\Delta T}{E_s A_s}. \quad (5.30)$$

У рівнянні (5.30),

$$Z_s \approx Z_s(x) \approx Z. \quad (5.31)$$

$$t = \omega_{ct}(x) A_{ct}(x) E_c \nu_{ct}(x) Z_{ct}(x); \quad (5.32)$$

$$\frac{1}{K} = 1 + \beta \frac{E_s A_s Z_s(x)}{\omega_{ct}(x) A_{ct}(x) E_c \cdot \nu_{ct}(x) Z_{ct}(x)}; \quad (5.33)$$

Приймаючи до уваги багаторічні експериментальні та чисельні дослідження, представлені в роботах [26, 44, 61, 198, 278], а також ґрунтуючись на заміні залізобетонного складеного елемента розрахунковою моделлю (рис. 5.6), яка володіє властивостями, близькими до реальних, розрахункові формули можна спростити наступним чином:

$$\frac{1}{K} = 1 + \beta \frac{\rho_1 \cdot \alpha \cdot Z}{0,32d(\gamma - \xi)(\gamma + 0,03\xi)}, \quad (5.34)$$

$$t = 0,32 \cdot d \cdot (\gamma - \xi)(\gamma + 0,03\xi), \quad (5.35)$$

$$\text{де } \rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot d}; \beta = \frac{1 - \xi}{\gamma - \xi}; \xi = \frac{x}{d}; \gamma = \frac{h}{d}; \alpha = \frac{E_s}{E_c}.$$

Вираз (5.30) із урахуванням третьої передумови набуває вигляду:

$$\varepsilon_g(x) = \varepsilon_s - B_* \int_0^x \varepsilon_g(x) dx + \frac{\beta}{t} [\Delta T \cdot Z + V(x + t_*)] + \frac{\Delta T}{E_s A_s}, \quad (5.36)$$

де  $B_*$  – параметр зчеплення арматури з бетоном, який аналітично дорівнює:

$$B_* = \frac{S_s \cdot G}{K \cdot A_s E_s}. \quad (5.37)$$

Після диференціювання отримаємо:

$$\frac{d\varepsilon_g(x)}{dx} + B_* \varepsilon_g(x) = \frac{\beta}{t_*} \cdot V = \text{const}. \quad (5.38)$$

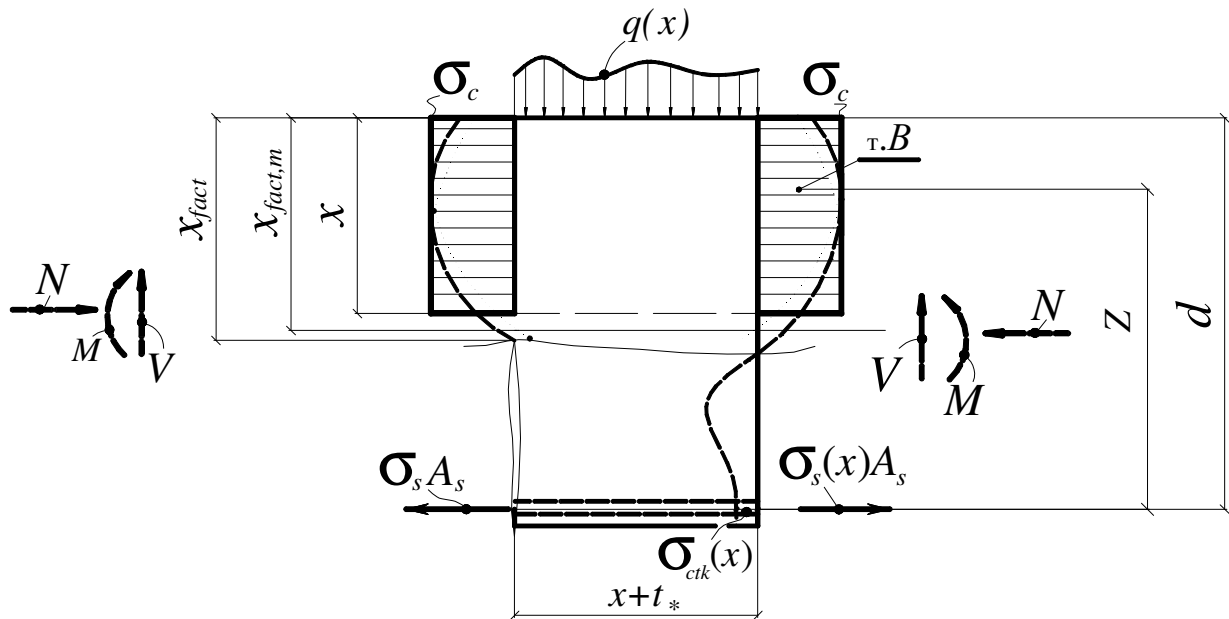


Рис. 5.6. Розрахункова схема до визначення деформацій  $\varepsilon_{ctk}(x)$

Рішення лінійного диференціального рівняння першого порядку (5.38) має вигляд:

$$\varepsilon_g(x) = C \cdot e^{-B_* x} + \frac{\beta \cdot V}{t_* \cdot B_*}. \quad (5.39)$$

Постійну інтегрування  $C$  знаходять із граничної умови, відповідно з якою, при  $x = 0$ ,  $\varepsilon_g(x) = \varepsilon_s - \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c} + \frac{\Delta T}{E_s A_s}$ :

$$C = \varepsilon_s - \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c} - \frac{\beta \cdot V}{t_* \cdot B_*} + \frac{\Delta T}{A_s E_s}. \quad (5.40)$$

У рівнянні (5.40)  $\frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c}$  відповідає деформаціям бетону  $\varepsilon_{ctk}(x)$  у перерізі, розташованому на відстані  $t_*$  від перерізу з тріщиною (рис. 5.5). При цьому значення  $\sigma_{ctk,c}$  приймаються із знаком «мінус» тут і у всіх нижче наведених формулах (рис. 5.7).

Межа між ділянками I і II визначена наближено – розподіл напружень у бетоні відшукується у вигляді однієї елементарної функції (точніше було б описати цей розподіл на кожній ділянці окремою функцією). Однак допущена при цьому похибка є незначною (див. розташування точок  $D_1, D_2, D_3$  на рис. 5.7).

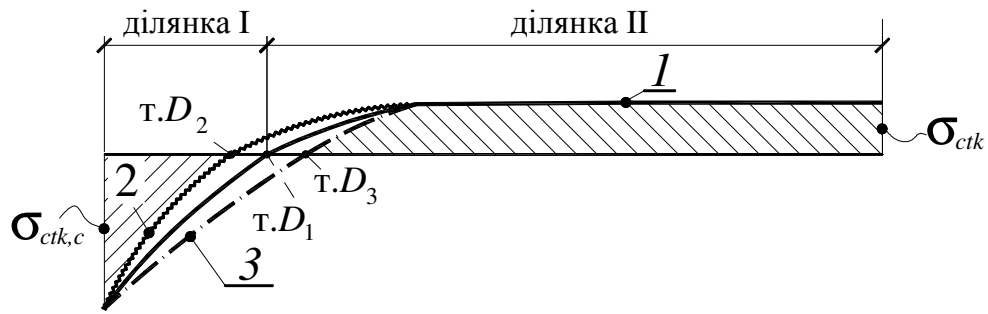


Рис. 5.7. Наближене визначення межі між ділянками I і II

Тоді,

$$\varepsilon_g(x) = \left( \varepsilon_s - \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_v} - \frac{\beta \cdot V}{t_* \cdot B_*} + \frac{\Delta T}{E_s A_s} \right) e^{-B_* x} - \frac{\beta \cdot V}{t_* \cdot B_*}. \quad (5.41)$$

При виконанні практичних розрахунків слід враховувати депланацію бетону в залежності від відстані поверхні арматури до поверхні бетону (рис. 5.8).

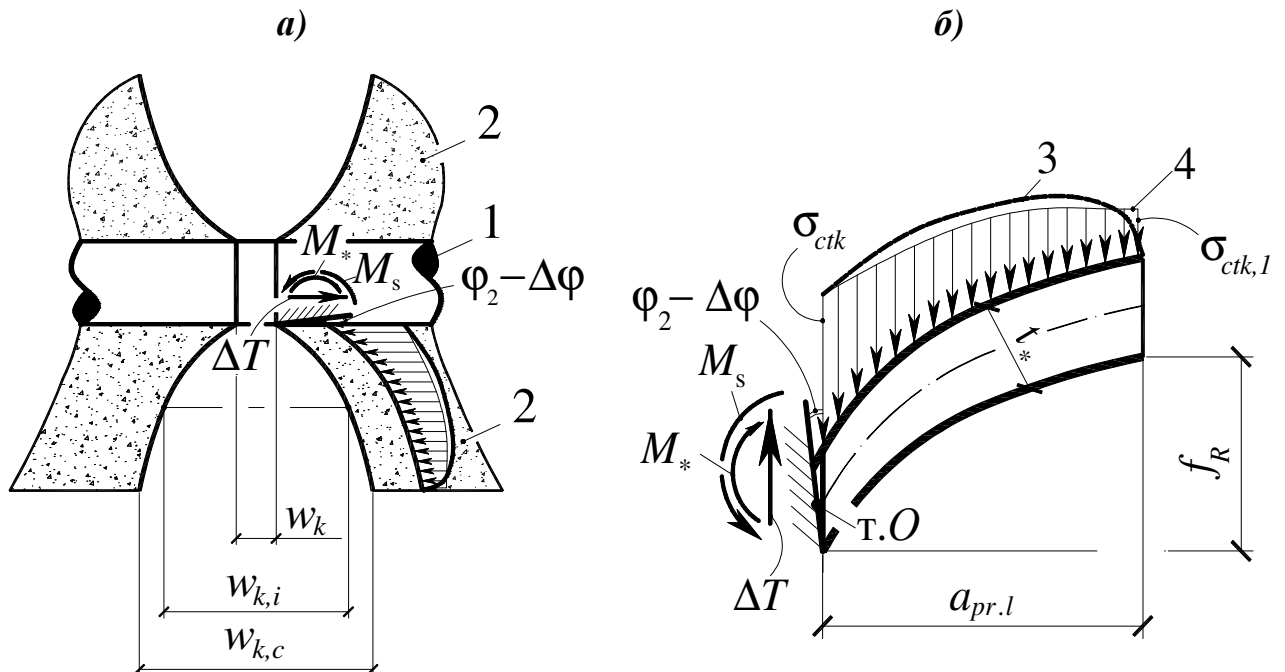


Рис. 5.8. Депланація бетону в перерізі з тріщиною: а – фрагмент навколоарматурної зони залізобетонної конструкції; б – розрахункова схема для визначення переміщень берегів тріщини, виділена у зоні захисного шару;

1 – арматурний стрижень; 2 – бетонна матриця; 3 – дійсна епюра напружень у бетоні навколоарматурної зони, прилеглої до тріщини; 4 – те саме, прийнята для розрахунку



Для цього використовується розрахункова схема для визначення переміщень берегів тріщини, виділена у зоні захисного шару (рис. 5.8, б). При цьому дійсна епюра напружень у бетоні навколоарматурної зони, прилеглої до тріщини замінюється для виконання розрахунку на трапецієподібну.

Тоді, значення напруження  $\sigma_{ctk,c1}$  (рис. 5.8, б) знаходиться із залежності:

$$\sigma_{ctk,c1} = \frac{2 \cdot \Delta T}{b \cdot a_{pr,l}} - \sigma_{ctk,c} \cdot \quad (5.42)$$

Переміщення в зоні захисного шару  $y_{pr,l}$  визначаються з використанням методу початкових параметрів:

$$\begin{aligned} EI \cdot y_{pr,l} = & \frac{\sum EI \cdot (\varphi_2 - \Delta \varphi) \cdot a_{pr,l}}{1!} + \frac{\sum M_* \cdot a_{pr,l}^2}{2!} - \frac{X_3 \cdot a_{pr,l}^2}{2!} + \\ & + \frac{\Delta T \cdot a_{pr,l}^3}{3!} - \frac{(\sigma_{ctk,c} \cdot b) \cdot a_{pr,l}^4}{4!} + \frac{\sum \left( \frac{\sigma_{ctk,c1}}{a_{pr,l}} \right) \cdot a_{pr,l}^5}{5!}. \end{aligned} \quad (5.43)$$

При цьому значення  $M_*$  приймається із знаком, отриманим із рівняння рівноваги суми моментів щодо точки  $O$  ( $\sum M_0 = 0$ ):

$$M_* = X_{3,*} - \frac{\sigma_{ctk,c} \cdot b \cdot a_{pr,l}^2}{2} + \frac{(\sigma_{ctk,c} - \sigma_{ctk,c1}) \cdot b \cdot a_{pr,l}^2}{4}. \quad (5.44)$$

Чисельний аналіз показує, що переміщення в зоні захисного шару  $y_{pr,l}$ , обчислене за запропонованою формулою досить близькі до експериментальних даних. У свою чергу, обробка таких даних дозволяє отримати наступну залежність:

$$2f_R = \frac{2 \cdot 0,0163 \cdot 100 \cdot \sigma_s \cdot (1 - e^{-0,516 \cdot r}) \cdot 10}{100 \cdot f_{yk}}. \quad (5.45)$$

У формулі (5.45) значення  $\sigma_s$  і  $f_{yk}$  приймаються у  $\frac{\kappa H}{\text{см}^2}$ , а значення  $f_R$  у мм. Відношення обчисленого переміщення в зоні захисного шару  $y_{pr,l}$  до експериментальних переміщень у розглянутій зоні  $f_R$  показує, що воно може бути прийнято постійним, близьким до 1,2.

Однак, до накопичення достатньої кількості експериментальних даних і проведення порівняльного аналізу прийнято за доцільне вводити у розрахунок коефіцієнт  $k_{r,dep}$ :

$$k_{r,dep} = \frac{y_{pr,l}}{f_R}. \quad (5.46)$$

З урахуванням зазначеного, ширина розкриття тріщин на рівні захисного шару буде обчислюватися за формулою:

$$w_{k,tot} = w_{k,S} + 2 \cdot \frac{y_{pr,l}}{k_{r,dep}}, \quad (5.47)$$

де

$$w_{k,S} = -\frac{2\Delta T}{G} + \frac{2B_{3*}}{B_*} (1 - e^{-B_* \cdot (0,5s_c - t_*)}), \quad (5.48)$$

зусилля  $\Delta T$  – визначається із розрахункової схеми двоконсольного елемента методами будівельної механіки, наведеного у розділі 4.

Продовжуючи дослідження опору розтягнутого бетону між тріщинами у залізобетонних конструкціях (у тому числі складених) із виразу (5.27) з урахуванням (5.28) і (5.36), після алгебраїчних перетворень отримаємо:

$$\varepsilon_{ctk}(x) = \frac{S_s G}{E_s A_s} \left( \frac{1}{K} - 1 \right) \int_0^x \varepsilon_g(x) dx - \frac{\beta}{t_*} [\Delta T \cdot Z + V(x + t_*)]. \quad (5.49)$$

Із урахуванням виразу (5.47), будемо мати:

$$\varepsilon_{br}(x) = \frac{S_s G}{E_s A_s} \left( \frac{1}{K} - 1 \right) \left[ \frac{\left( \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} - \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c} - \frac{\beta \cdot V}{t_* \cdot B_*} \right) e^{-B_* x}}{-B_*} + \frac{\beta \cdot V}{t_* \cdot B_*} \cdot x + C \right] - \frac{\beta}{t_*} [\Delta T \cdot Z + V \cdot (x + t_*)]. \quad (5.50)$$

Постійну інтегрування  $C$  знаходять із граничної умови, відповідно до якої при  $x = 0$ ,  $\varepsilon_{ctk}(x) = -\frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c}$ :

$$C = \frac{B_{3*}}{B_*} + \frac{1}{B_* (1 - K)} \left[ \frac{\beta}{t_*} (\Delta T \cdot Z + V \cdot t_*) - \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c} \right]. \quad (5.51)$$

$$\text{Тут, } B_{3,*} = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} - \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c} - B_{2,*}; \quad B_{2,*} = \frac{\beta \cdot V}{t_* \cdot B_*}. \quad (5.52)$$

Після підстановки  $C$  у рівняння (5.52) і виконання відповідних алгебраїчних перетворень отримаємо:

$$\varepsilon_{ctk}(x) = (1 - K) \left[ B_{3,*} (1 - e^{-B_* x}) + \frac{\beta \cdot V}{t_*} \right] - \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c} - \frac{\beta \cdot V}{t_*} x. \quad (5.53)$$

Із умови (5.26), беручи до уваги (5.53), при  $V \rightarrow 0$  (стосовно до зони нормальних тріщин), отримаємо:

$$e^{-B_* (0,5s_r - t_*)} = 1 + \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c B_{3,o} (K - 1)} + \frac{\varepsilon_{ctk,u}}{B_{3,o} (K - 1)}, \quad (5.54)$$

де  $B_{3,o}$  дорівнює значенню  $B_{3,*}$  (див. формули (5.52)) при  $B_{2,*} = 0$ .

Звідси,

$$\ln B_{4,*} = -B_* \left( \frac{s_r}{2} - t_* \right), \quad (5.55)$$

де параметр  $B_{4,*}$  обчислюється з наступної залежності:

$$B_{4,*} = 1 + \frac{\varepsilon_{ctk,u}}{B_{3,o} (K - 1)} + \frac{\sigma_{ctk,c}}{B_{3,o} \nu_c E_c (K - 1)}. \quad (5.56)$$

Необхідно відзначити, що для області дійсних чисел на параметр  $B_{4,*}$  накладаються такі обмеження.

$$0 < B_{4,*} < e^{B_* \cdot t_c}, \quad (5.57)$$

Із виразу (5.55) випливає, відстань між тріщинами  $s_r$ :

$$s_r = \frac{2(\ln B_{4,*} - B_* t_*)}{-B_*} = 2t_* - \frac{2 \ln B_{4,*}}{B_*}. \quad (5.58)$$

Аналіз співвідношення (5.58) показує, що збільшення деформацій у робочій арматурі та зміна параметрів  $\Delta T$  і  $\sigma_{ctk,c}$  при зростанні навантаження викликає зменшення відстані між тріщинами  $s_r$ . При цьому поява нового рівня тріщиноутворення відповідає рівню навантаження, при якому дотримується наступна нерівність:

$$s_{r,i} \leq \eta \cdot s_{r,i-1}, \quad (5.59)$$

де параметр  $\eta$  приймається зі співвідношення між напруженнями у поперечних хомутах відповідно до рис. 3.14, наведеному у третьому розділі.

Таким чином процес утворення тріщин триває аж до руйнування. Виділяється не один, як це прийнято в ряді відомих методик, а декілька рівнів тріщиноутворення:

$$\left. \begin{aligned} & s_r > s_{r,1} - \text{тріщин не має;} \\ & s_{r,1} > s_r > s_{r,2} - \text{перший рівень тріщиноутворення;} \\ & \dots\dots\dots; \\ & s_{r,n} > s_r > s_{r,n+1} - n - \text{ий рівень тріщиноутворення} \end{aligned} \right\}. \quad (5.60)$$

Відстань між тріщинами є найважливішим параметром, необхідним для визначення ширини розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях. З фізичних міркувань, нижче, в формулі для визначення ширини розкриття тріщин використовуються рівневе значення  $s_r$  відповідно до (5.58).

Вплив параметрів, які входять у залежності (5.58) для визначення відстані між тріщинами у залізобетонних конструкціях приведений у сьомому розділі та у додатку Б дисертації.

У підсумку, загальний алгоритм розрахунку відстані між тріщинами  $s_r$  зводиться до того, що спочатку визначають параметри напружено-деформованого стану розрахункового перерізу; після цього знаходять функціональне значення  $s_r$  за формулою (5.58). Потім із нерівностей (5.59) і (5.60) знаходять рівневе значення  $s_r$ .

Відстань між тріщинами є найважливішим параметром, необхідним для визначення опору розтягнутого бетону між тріщинами.

Складаючи вираз (5.57) і (5.37), отримаємо формулу для визначення деформацій арматурного стрижня  $\varepsilon_s(x)$ . Інтегрування  $\varepsilon_s(x)$  у межах відстані між тріщинами  $s_r$ , дозволяє отримати значення коефіцієнта врахування роботи розтягнутого бетону  $\psi_s$  за наступною формулою:

$$\begin{aligned} \psi_s = & \frac{2 \cdot K \cdot B_{*,3}}{\varepsilon_s \cdot s_r \cdot B_*} \cdot [1 - e^{-B_* \cdot (0,5s_k - t_*)}] + \frac{2}{\varepsilon_s \cdot s_r} \left( \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} - K \cdot B_{*,3} \right) \cdot (0,5s_r - t_*) + \\ & + \frac{\beta \cdot V \cdot K}{\varepsilon_s \cdot s_r \cdot B_* \cdot t_*} (0,5s_r - t_*)^2 + \frac{2 \cdot \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s + \Delta T}{\varepsilon_s \cdot s_r \cdot E_s \cdot A_s} \cdot t_*. \end{aligned} \quad (5.61)$$

Отримані залежності (5.56) – (5.61), враховують вплив низки важливих факторів, таких як: деформації арматури у перерізі із тріщиною, параметри зчеплення  $B_*$  арматури з бетоном, геометричні характеристики перерізу і характеристики бетону і арматури, депланацію бетону на поверхні конструкції по відношенню до радіусу граничного шару, деформаційний ефект (який виникає у залізобетонному елементі після порушення його суцільності), відносні умовно зосереджені взаємні зміщення бетону та арматури і, у необхідних випадках, вплив поперечної сили  $V$ .

### 5.3. Модель ширини розкриття тріщин різних типів і рівнів

Аналіз двоконсольного елемента, який використовується в механіці руйнування, може внести свої позитивні результати до розрахунку відстані між тріщинами  $s_r$  і ширини розкриття тріщин  $w_k$  у залізобетонних конструкціях (у тому числі складених [26, 141], які працюють на згин, позацентровий стиск, центральний розтяг, за наявності багатоярусної арматури, з вільною орієнтацією арматурних стрижнів та ін. [54, 62, 116, 346]).

Для складених залізобетонних конструкцій, які працюють на згин, позацентровий стиск, центральний розтяг, характерним є те, що у стадії II тріщини практично відразу (через те, що у зоні напружень розтягу – розвиток тріщин нестійкий) розвиваються до нейтральної вісі, а потім (потрапивши до зони гальмуючих стискаючих напружень) повільно зростають лише на декілька міліметрів. У цьому випадку довжину тріщини  $h_r$  можна розглядати як величину постійну – змінюється лише розкриття тріщин. Тоді у виділеному двоконсольному елементі (рис. 4.4–4.11) параметр  $h_r$  є незмінним і з'являється можливість спрощеного визначення зусиль зсуву у зонах, прилеглих до

тріщини – без використання функціоналу механіки руйнування, розглянутого стосовно до залізобетону. Тут можна обійтися використанням звичайних методів будівельної механіки.

В основу розрахунку ширини розкриття тріщин  $w_k$  покладені такі **основні передумови**:

- для середніх деформацій бетону і арматури у перерізі 1-1 (рис. 5.2) вважається справедливою гіпотеза плоских перерізів у межах кожного стрижня, які утворюють складений залізобетонний стрижень; напруження у бетоні та арматурі визначаються з використанням білінійних діаграм зв'язків  $\sigma - \varepsilon$ ;

- утворення тріщин відбувається після досягнення розтягнутими волокнами бетону вздовж вісі поперечної (повздовжньої) арматури граничних деформацій;

- у процесі навантаження виділяється декілька рівнів тріщиноутворення;

- зв'язок між напруженнями зчеплення  $\tau$  і відносними умовними зосередженими взаємними зміщеннями поперечної (повздовжньої) арматури і бетону  $\varepsilon_g(y)$  (рис. 5.9) приймається у вигляді:  $\tau(y) = G\varepsilon_g(y)$ , де  $G$  – умовний модуль деформацій зчеплення арматури з бетоном:

$$\varepsilon_g(y) = \varepsilon_{sw}(y) - \varepsilon_{ctk}(y), \quad (5.62)$$

де на підставі роботи [29]

$$\varepsilon_{sw}(y) = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}} - \frac{S_{sw}}{E_{sw} A_{sw}} \int_0^y \tau(y) dy. \quad (5.63)$$

У залежності (5.63) позначено:  $S_{sw}$  – периметр поперечного перерізу арматури;  $\varepsilon_s$  – деформації арматури в тріщині;  $\Delta T$  – результуюча умовних дотичних напружень в місцевій зоні, прилеглої до тріщини [42, 54, 61, 141 та ін.];  $\tau(x)$  – умовні дотичні напруження.

Характер епюри  $\varepsilon_{sw}(y)$ , виконаний із залученням досліджень інших авторів [26, 44, 54, 55, 61–63, 119, 125, 127, 132, 138, 145, 146, 148, 274–279 та ін.] показує, що при певній величині навантаження деформації на ділянках,

прилеглих до тріщин, починають зменшуватися і навіть змінюють знак, деформації ж у середині ділянки між тріщинами продовжують збільшуватися до тих пір, поки в цьому місці не з'являється нова тріщина. Аналіз характеру епюри  $\varepsilon_{ctk}(y)$  показує необхідність (рис. 5.9) урахування деформаційного впливу в тріщині [42].

Підставляючи  $\varepsilon_{ctk}(y)$ , що визначаються відповідно до методики [44, 54, 61], у рівняння (5.62), отримаємо:

$$\begin{aligned}\varepsilon_g(y) &= \varepsilon_{sw}(y) - \varepsilon_{sw} \cdot E_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{1}{D_{13,*}} + \varepsilon_{sw}(y) \cdot E_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{1}{D_{13,*}} - \frac{D_{14,*}}{D_{13,*}} \cdot y - \frac{D_{15,*}}{D_{13,*}} = \\ &= \varepsilon_{sw}(y) \left( 1 + \frac{E_{sw}(y) \cdot A_{sw}}{D_{13,*}} \right) - \varepsilon_{sw} \cdot E_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{1}{D_{13,*}} - \frac{D_{14,*}}{D_{13,*}} \cdot y - \frac{D_{15,*}}{D_{13,*}},\end{aligned}\quad (5.64)$$

де параметри  $D_{1,*} \dots D_{15,*}$  знаходяться із розрахункових схем другого рівня (рис. 3.14).

$$\begin{aligned}D_{1,*} &= \frac{Q_{j+1,up}}{h_{j+1,up}} - \frac{Q_{j,up}}{h_{j,up}}; \quad D_{2,*} = \left( \frac{Q_{j+1,up}}{h_{j+1,up}} - \frac{Q_{j,up}}{h_{j,up}} \right) \cdot t_* + \left( \frac{Q_{j+1,up}}{h_{j+1,up}} + \frac{Q_{j,up}}{h_{j,up}} \right) \cdot 0,5 Stg \alpha_r; \\ I_{m,up} &= \frac{b \cdot h_{m,up}^3}{12}; \quad h_k = \frac{h - 2a_s}{2}; \quad D_{3,*} = \frac{M_{j,up} + M_{j+1,up}}{2I_{m,up}}; \\ D_{4,*} &= \frac{M_{j,up} + M_{j+1,up}}{2I_{m,up}} \cdot (0,5h_{m,up} - t_*) + \frac{N_{j,up} + N_{j+1,up}}{2 \cdot b \cdot h_{m,up}}; \quad D_{5,*} = \tau_{xy,m,up} = \frac{Q_{j,up} + Q_{j+1,up}}{2b \cdot h_{m,up}}; \\ D_{6,*} &= \frac{tg^2 \alpha_r - \mu_c}{\cos \alpha_r \cdot E_b \cdot \nu_c}; \quad D_{7,*} = \frac{(\cos^2 \alpha_r - \sin^2 \alpha_r \cdot tg^2 \alpha_r)}{\nu_c \cdot E_c}; \\ D_{8,*} &= \frac{(\sin 2\alpha_r tg^2 \alpha_r + \sin 2\alpha_r)}{\nu_c \cdot E_c}; \quad D_{9,*} = 1 - \left( \frac{\mu_c}{1 - \mu_c^2} \right) \cdot E_c \cdot \nu_c \cdot \cos \alpha_r \cdot D_{6,*}; \\ D_{10,*} &= \frac{E_c \cdot \nu_c}{1 - \mu_c^2} \cdot \frac{D_{6,*}}{D_{9,*}}; \quad D_{11,*} = D_{3,*} \cdot D_{7,*} \cdot \frac{1}{D_{9,*}}; \quad D_{12,*} = \frac{D_{4,*} \cdot D_{7,*} + D_{5,*} \cdot D_{8,*}}{D_{9,*}}; \\ D_{13,*} &= \frac{E_c \cdot \nu_c}{(1 - \mu_c^2)} \cdot \frac{S \cdot b}{\cos \alpha_r} - \frac{\mu_c}{(1 - \mu_c^2)} \cdot E_c \cdot \nu_c \cdot S \cdot b \cdot D_{10,*}; \\ D_{14,*} &= D_{1,*} - \frac{\mu_c}{(1 - \mu_c^2)} \cdot E_c \cdot \nu_c \cdot S \cdot b \cdot D_{11,*}; \quad D_{15,*} = D_{2,*} + \frac{\mu_c}{(1 - \mu_c^2)} \cdot E_c \cdot \nu_c \cdot S \cdot b \cdot D_{12,*}\end{aligned}$$

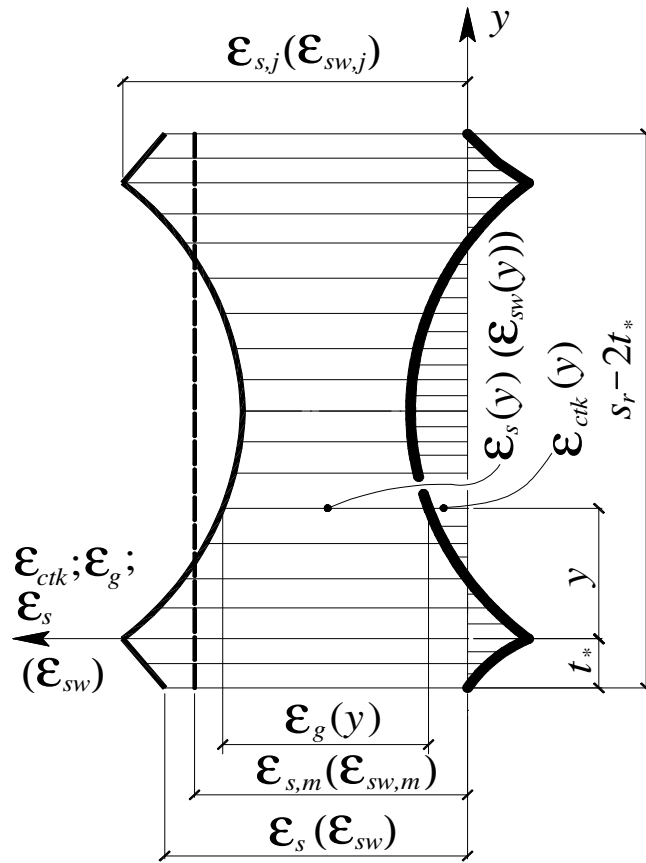


Рис. 5.9. Епюри деформацій бетону  $\varepsilon_{ctk}(y)$ , арматури  $\varepsilon_{sw}(y)$  і їх відносних взаємних зміщень  $\varepsilon_g(y)$  на ділянці між похилими тріщинами

Із урахуванням залежності (5.63), рівняння (5.64) матиме вигляд:

$$\begin{aligned} \varepsilon_g(y) = & \left( \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}} - \frac{S_{sw}}{E_{sw} A_{sw}} \int_0^y \tau(y) dy \right) \cdot \left( 1 + \frac{E_{sw} \cdot A_{sw}}{D_{13,*}} \right) - \\ & - \varepsilon_{sw} \cdot E_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{1}{D_{13,*}} - \frac{D_{14,*}}{D_{13,*}} \cdot y - \frac{D_{15,*}}{D_{13,*}} = \\ = & \varepsilon_{sw} + \left( \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}} - \frac{S_{sw}}{E_{sw} A_{sw}} \int_0^y \tau(y) dy \right) \cdot \left( 1 + \frac{E_{sw} \cdot A_{sw}}{D_{13,*}} \right) - \frac{D_{14,*}}{D_{13,*}} \cdot y - \frac{D_{15,*}}{D_{13,*}}. \end{aligned} \quad (5.65)$$

Позначимо,

$$\frac{1}{K} = 1 + \frac{E_{sw} \cdot A_{sw}}{D_{13,*}}. \quad (5.66)$$

Після підстановки (5.66) в (5.65) і беручи до уваги третю передумову отримаємо:



$$\varepsilon_g(y) = \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw} K} - \frac{S_{sw} \cdot G}{A_{sw} E_{sw} K} \int_0^y \varepsilon_g(y) dy - \frac{D_{14,*}}{D_{13,*}} \cdot y - \frac{D_{15,*}}{D_{13,*}}. \quad (5.67)$$

Позначимо,

$$B_* = \frac{S_{sw} \cdot G}{A_{sw} E_{sw} K}. \quad (5.68)$$

Після диференціювання (5.67) з урахуванням (5.68), отримаємо:

$$\frac{d\varepsilon_g(y)}{dy} + B_* \varepsilon_g(y) = \frac{D_{14,*}}{D_{13,*}}. \quad (5.69)$$

Рішення неоднорідного диференціального рівняння першого порядку (5.69) має вигляд:

$$\varepsilon_g(y) = C_{sw} \cdot e^{-B_* y} + \frac{D_{14,*}}{D_{13,*} \cdot B_*}. \quad (5.70)$$

Постійну інтегрування  $C_{sw}$  знаходять з граничної умови, відповідно з якою, при  $y = 0$ ,  $\varepsilon_g(y) = \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}} - \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c}$ :

$$C_{sw} = \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}} - \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c} - \frac{D_{14,*}}{D_{13,*} \cdot B_*}. \quad (5.71)$$

У рівнянні (5.71)  $\frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c}$  відповідає деформаціям бетону  $\varepsilon_{ctk}(y)$  у перерізі, розташованому на відстані  $t_*$  від перерізу з тріщиною (рис. 5.9). При цьому значення  $\sigma_{ctk,c}$  приймаються із знаком «мінус» тут і у всіх нижче наведених формулах (рис. 5.9).

Тоді,

$$\varepsilon_g(y) = \left( \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}} - \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c} - \frac{D_{14,*}}{D_{13,*} \cdot B_*} \right) e^{-B_* y} - \frac{D_{14,*}}{D_{13,*} \cdot B_*}. \quad (5.72)$$

Із виразу (5.62) з урахуванням (5.72) і (5.67), після алгебраїчних перетворень отримаємо:

$$\varepsilon_{ctk}(y) = \frac{S_{sw} G}{E_{sw} A_{sw}} \left( \frac{1}{K} - 1 \right) \int_0^y \varepsilon_g(y) dy. \quad (5.73)$$

Із урахуванням (5.72) будемо мати:

$$\varepsilon_{ctk}(y) = \frac{S_{sw} G}{E_{sw} A_{sw}} \left( \frac{1}{K} - 1 \right) \left[ \frac{\left( \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}} - \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c} - \frac{D_{14,*}}{D_{13,*} \cdot B_*} \right) e^{-B_* y}}{-B_*} + C_{sw} \right]. \quad (5.74)$$

Постійну інтегрування  $C_{sw}$  відшуковують із граничної умови, відповідно до якої при  $x = 0$ ,  $\varepsilon_{ctk}(x) = -\frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c}$ :

$$C_{sw} = \frac{B_{3,*}}{B_*} + \frac{1}{B_*(1-K)} \left[ \frac{D_{14,*}}{D_{13,*}} - \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c} \right]. \quad (5.75)$$

У рівнянні (5.75) прийняті наступні позначення:

$$B_{3,*} = \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}} - \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c} - B_{2,*}; \quad B_{2,*} = \frac{D_{14,*}}{D_{13,*} \cdot B_*}. \quad (5.76)$$

Після підстановки  $C_{sw}$  у рівняння (5.76) і виконання відповідних перетворень отримаємо:

$$\varepsilon_{ctk}(y) = (1-K) \left[ B_{3,*} (1 - e^{-B_* y}) + \frac{D_{14,*}}{D_{13,*}} \right] - \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c}. \quad (5.77)$$

Відстань між тріщинами  $s_r$  визначається на підставі другої передумови з умови, відповідно до якої видовження бетону на поверхні конструкції у середньому перерізі (на ділянці між тріщинами) рівні  $\varepsilon_{ctk,u}$ :

$$\varepsilon_{ctk}(y) \Big|_{y=0,5s_r-t_*} = \varepsilon_{ctk,u}. \quad (5.78)$$

Із умови (5.78), приймаючи до уваги (5.77), при  $B_{2,*} \rightarrow 0$  отримаємо:

$$e^{-B_*(0,5s_r-t_*)} = 1 + \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c B_{3,*} (K-1)} + \frac{\varepsilon_{ctk,u}}{B_{3,*} (K-1)}. \quad (5.79)$$

Тоді, за аналогією з формулами, наведеними у попередньому розділі 5.2, визначається параметр  $B_{4,*}$  за формулою (5.56) з відповідними обмеженнями (5.57) і обчислюється функціональна відстань між тріщинами за формулою (5.58).

Відстань між тріщинами  $s_r$ , яка визначається за формулою (5.58) є найважливішим параметром, необхідним для визначення ширини розкриття тріщин в залізобетонних конструкціях. Знаючи відстань між тріщинами  $s_r$ , можна переходити до визначення ширини розкриття тріщин  $w_k$ .

Продовжуючи дослідження ширини розкриття тріщин, відстані між тріщинами у залізобетонних конструкціях (в тому числі складених), отримані автором у попередньому підрозділі 5.2, нижче наводиться поширення цих залежностей стосовно визначення ширини розкриття тріщин в залізобетонних конструкціях.

При цьому для побудови розрахунку вводяться *додаткові передумови*. Основними з них є:

- розкриття тріщин – це накопичення відносних умовних зосереджених взаємних зсувів арматури і бетону на ділянках, розташованих по обидві сторони від тріщини (рис. 5.5 у випадку повздовжньої арматури і рис. 5.9 у випадку поперечної арматури), – розвиток гіпотези Томаса;
- враховується додатковий деформаційний вплив у тріщині, пов'язаний з порушенням суцільності матеріалу.

Таким чином, відповідно до першої додаткової передумови задача по визначенню  $w_k$ , зводиться до знаходження відносних взаємних зміщень арматури  $\varepsilon_g(y)$  і бетону на різних ділянках між тріщинами.

Деформації бетону  $\varepsilon_{ctk}(y)$  визначаються з умови рівноваги блоку, розташованого між перерізом із тріщиною і перерізом, який проходить на відстані  $y + t_*$  від тріщини.

Вираз (5.60) з урахуванням (5.63) і (5.66) приймає вигляд (5.75), де  $B_*$  – параметр зчеплення арматури з бетоном, який приймається у відповідності з позначенням (5.68).

Після виконання алгебраїчних перетворень, отримуємо диференціальне рівняння першого порядку (5.69), рішення якого відшукується у вигляді (5.70).

При цьому постійна інтегрування визначається за формулою (5.71) з урахуванням

$$\text{граничної умови, відповідно з якою, при } y = 0, \varepsilon_g(y) = \varepsilon_{sw} - \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c} + \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}}.$$

Слід зазначити, що межа між ділянками I і II визначена наближено – розподіл напружень в бетоні (рис. 5.7) відшукується у вигляді однієї елементарної функції (точніше було б описати цей розподіл на кожній ділянці окремою функцією).

Тепер, відповідно до додаткових передумов, можна записати:

$$w_k = 2 \int_0^{t_*} \varepsilon_g(y_1) dy_1 + 2 \int_0^{0,5s_r - t_*} \varepsilon_g(y) dy, \quad (5.80)$$

Після інтегрування ті алгебраїчних перетворень, отримаємо:

$$w_k = -\frac{2 \cdot \Delta T}{G} + \frac{2 \cdot B_{3,*}}{B} (1 - e^{-B_* \cdot (0,5s_r - t_*)}) + 2 \cdot B_{2,*} \left( \frac{s_r}{2} - t_* \right), \quad (5.81)$$

де параметри  $B_{2,*}$  і  $B_{3,*}$  визначаються відповідно до формули (5.67), а  $B_{4,*}$  – відповідно до формули (5.56).

Тоді

$$s_r = \frac{2(\ln B_{4,*} - B_* t_*)}{-B_*} = \frac{2 \ln B_{4,*}}{-B_*} + 2t_*. \quad (5.82)$$

$$B_{3,*} = \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}} - \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c} - B_{2,*} = \frac{q_{sw} S}{E_{sw} A_{sw}} + B_{a,1}, \quad (5.83)$$

$$B_{a,1} = \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}} - \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c} - B_{2,*}. \quad (5.84)$$

$$B_4 = 1 + \frac{\sigma_{ctk,c}}{(K-1)B_{3,*} \nu_c E_c} + \frac{\varepsilon_{ctk,u}}{B_{3,*}(K-1)} = 1 + \frac{1}{B_{3,*}} \cdot B_{a,2}, \quad (5.85)$$

$$B_{a,2} = \frac{1}{K-1} \cdot \left( \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c} + \varepsilon_{ctk,u} \right). \quad (5.86)$$

Підставляючи вирази (5.82) – (5.86) у рівняння (5.81) отримаємо:

$$w_k = -\frac{2\Delta T}{G} + \frac{2}{B_*} \left( \frac{q_{sw} S}{A_{sw} E_{sw}} + B_{a,1} \right) (1 - e^{\ln B_{4,*}}) - \frac{2B_{2,*}}{B_*} \ln B_{4,*} =$$

$$\begin{aligned}
&= -\frac{2\Delta T}{G} + \frac{2}{B_*} \left( \frac{q_{sw} S_{sw}}{A_{sw} E_{sw}} + B_{a,1} \right) \left( 1 - e^{\ln B_{4,*}} \right) \cdot -\frac{2B_{2,*}}{B_*} \ln \left( 1 + \frac{B_{a,2} \cdot A_{sw} E_{sw}}{q_{sw} S_{sw} + B_{a,1} A_{sw} E_{sw}} \right) = \\
&= -\frac{2\Delta T}{G} - \frac{2}{B_*} \left( \frac{q_{sw} S_{sw} + B_{a,1} A_{sw} E_{sw}}{A_{sw} E_{sw}} \right) \left( \frac{B_{a,2} \cdot A_{sw} E_{sw}}{q_{sw} S_{sw} + B_{a,1} A_{sw} E_{sw}} \right) - \frac{2B_{2,*}}{B_*} \ln \left( 1 + \frac{B_{a,2} \cdot A_{sw} E_{sw}}{q_{sw} S_{sw} + B_{a,1} A_{sw} E_{sw}} \right); \\
&w_k = -\frac{2\Delta T}{G} - \frac{2B_{a,2}}{B_*} - \frac{2B_{2,*}}{B_*} \ln \left( 1 + \frac{B_{a,2} \cdot A_{sw} E_{sw}}{q_{sw} S_{sw} + B_{a,1} A_{sw} E_{sw}} \right). \quad (5.87)
\end{aligned}$$

У результаті отримана формула (5.87) для визначення ширини розкриття тріщин на рівні вісі поперечного (повздовжнього) арматурного стрижня залізобетонних конструкцій.

#### 5.4. Нові підходи до визначення жорсткості залізобетонних конструкцій (в тому числі складених)

Для визначення жорсткості залізобетонних конструкцій на ділянках із похилими тріщинами, використовується метод, запропонований у роботах [54, 61, 143, 145]. При цьому розглянутий новий варіант моделювання формування похилих тріщин та арок з їхніми розрахунковими параметрами, відстаней між похилими тріщинами і ширини їхнього розкриття.

Розрахунок за деформаціями здійснюється з використанням кривизни в  $n$  обраних перерізах, яка визначається наступним чином.

В околицях зроблених перерізів виділяються одиничні смужки. Переміщення від розкриття тріщин у межах такої смужки розкладаються на горизонтальні і вертикальні складові. У підсумку приходимо до розрахункової схеми одиничної смужки складеного стрижня [50, 115, 123, 133, 137, 147, 338].

При цьому, крім податливості залізобетонного елемента в тріщинах враховується також податливість шва по поверхні зчеплення між бетоном і арматурою [61–63, 121–123], тобто ширина розкриття похилих тріщин.

Для виділених одиничних смужок складеного стержня визначається робота внутрішніх сил, яка складається з роботи напружень у стрижнях, роботи

податливих поперечних зв'язків і зв'язків зсуву [50, 54]. Слід зауважити, що переміщення, на яких відбувається робота, є малими, і тому може бути прийнята їхня лінійна залежність від зусиль і при пружньо-пластичній роботі.

Враховуючи внутрішні зусилля  $M$ ,  $N$  і  $V$  у складених стрижнях у вигляді позacentрового стиску (розтягу), можна записати роботу напружень в  $i$ -му стрижні, яка припадає на одиницю довжини у наступному вигляді:

$$A_i = \frac{M_i^2}{2E_i I_i}. \quad (5.88)$$

У формулі (5.88) позначено:

$$M_i = M_{0i} + N_{0i} \cdot e_i - T_{i-1} \cdot a_{i-1} - T_i \cdot b_i + S_{i-1} \cdot 0,5 - S_i \cdot 0,5, \quad (5.89)$$

де  $M_{0i}$  і  $N_{0i}$  – згинальний момент і повздовжня сила в  $i$ -ому стрижні від дії навантаження без урахування зусиль у зв'язках;  $e_i$  – ексцентриситет сили  $N_{0i}$  від нейтральної вісі  $i$ -го стрижня;  $T_{i-1}$ ,  $S_{i-1}$ ,  $T_i$ ,  $S_i$  – погонні зсувні і поперечні зусилля в  $i-1$ -ому та  $i$ -ому швах відповідно;  $a_{i-1}$ ,  $b_i$  – відстань від  $i-1$ -го і  $i$ -го шва до нейтральної вісі  $i$ -го стрижня.

З метою спрощення обчислень і єдиного методичного підходу, який використовується у подальшому для розрахунку систем залізобетонних елементів, під жорсткістю стрижневого залізобетонного елемента будемо розуміти коефіцієнт пропорційності між згинальним моментом і кривизною.

Тоді, виразивши у формулі (5.88) жорсткість  $E_i I_i$  через кривизну  $\chi_i$ , отримаємо:

$$A_i = \frac{M_i \chi_i}{2}. \quad (5.90)$$

Підсумовуючи роботу напружень за всіма стрижнями в одиничній смужці, яка прилягає до перерізу  $k$ , отримаємо:

$$A_k = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{n+1} M_i \chi_i. \quad (5.91)$$

Якщо при цьому врахувати додатковий згинальний момент у перерізі  $k$ , який виникає в результаті ефекту стиску-згину, отримаємо:

$$A_k = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{n+1} M_i \chi_i + \frac{1}{2} N_{0,k} y_k \chi_k, \quad (5.92)$$

де  $N_{0,k}$  – сумарна повздовжня сила в перерізі  $k$  складеного стрижня, яка викликана тільки навантаженням;  $y_k$  – відстань від точки прикладання рівнодіючої  $N_{0,k}$  до нейтральної вісі (визначається у процесі ітерації).

Перейдемо тепер до визначення роботи податливих поперечних зв'язків і зв'язків зсуву для виділеної одиничної смужки складеного стрижня, використовуючи залежності роботи [232]:

$$B = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \frac{(T_i)^2}{\xi_i} + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \frac{(S_i)^2}{\eta_i}, \quad (5.93)$$

де  $\eta_i$  і  $\xi_i$  – коефіцієнти жорсткості  $i$ -го шва для поперечних зв'язків і зв'язків зсуву.

Вираз (5.93) стосовно задачі, яка аналізується зручніше представити у вигляді:

$$B = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \tau_i \Gamma_i + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n S_i \Delta y_i, \quad (5.94)$$

де  $\tau_i$  – погонні зсувні зусилля в  $i$ -ому шві;  $\Gamma_i$  – різниця горизонтальних зсувів волокон, прилеглих до  $i$ -го шва;  $S_i$  – погонні зусилля у поперечних зв'язках  $i$ -го шва;  $\Delta y_i$  – різниця прогинів стрижнів, розташованих по обидві сторони  $i$ -го шва.

Робота податливих поперечних зв'язків і зв'язків зсуву одиничної смужки, прилеглої до перерізу  $k$ , на основі виразу (5.94) набуде вигляду:

$$B_k = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n q_{1sw,i} \cdot w_{k,i} \cdot \sin \alpha_i + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n q_{sw,i} \cdot w_{k,i} \cdot \cos \alpha_i, \quad (5.95)$$

де  $q_{1sw,i}$  і  $q_{sw,i}$  – відповідно горизонтальна і вертикальна складові погонного зусилля в  $i$ -ому шві у перерізі  $k$ ;  $w_{k,i}$  – ширина розкриття  $i$ -ої тріщини у перерізі  $k$ ;  $\alpha_i$  – кут нахилу  $i$ -ої тріщини в перерізі  $k$ .

Слід зауважити, що для перерізу, прилеглого до точки перетину похилою тріщиною вісі повздовжньої арматури, параметри  $q_{1sw,i}$  і  $q_{sw,i}$  включають, крім

горизонтальних і вертикальних зусиль у поперечній арматурі, також горизонтальну і вертикальну складові у поздовжній арматурі.

У результаті сумарна робота внутрішніх сил для одиначної смужки, прилеглої до перерізу  $k$ , дорівнює сумі виразів (5.92) і (5.95):

$$A_{k,\Sigma} = A_k + B_k. \quad (5.96)$$

Маючи у своєму розпорядженні величину  $A_{k,\Sigma}$ , можна замінити одиначну смужку складеного стрижня на еквівалентну одиначну смужку звичайного залізобетонного стрижня, внутрішня робота якої дорівнює  $A_{k,\Sigma}$ . При цьому для  $k$ -го перерізу значення кривизни може бути визначено з наступного виразу:

$$\chi_k = \frac{2A_{k,\Sigma}}{M_{0,k} + N_{0k} y_k}, \quad (5.97)$$

де  $M_{0,k}$  – сумарний момент в перерізі  $k$ , що викликаний зовнішнім навантаженням.

Положення нейтральної вісі розрахункової моделі похилих тріщин у перерізі  $k$  визначається з наступних припущень. Знаючи інформацію про рівні тріщиноутворення (за значенням  $s_{r,i}$ ), з рівнянь тріщиноутворення визначаємо деформації в поздовжній арматурі у місцях перетину її тріщинами. Після цього в межах розглянутого перерізу  $k$  відповідно до робіт [309, 313]: визначається параметр  $\psi_s$  і відшукуються середні деформації в арматурі  $\epsilon_{sm,k}$ . Маючи у своєму розпорядженні параметри  $\chi_k$  і  $\epsilon_{sm,k}$ , положення нейтральної вісі, можемо визначити як для звичайного залізобетонного елемента.

Зауважимо, що робота напружень від поперечних сил для виділеної одиначної смужки до уваги не береться у зв'язку з її малістю. Однак наявність похилих тріщин, які мають помітний вплив (формула (5.95)) на величину роботи напружень внутрішніх сил, звичайно ж, залежить у розглянутій задачі від дії поперечних сил. Нарешті, після порушення суцільності залізобетонного елемента ширина розкриття цих тріщин повинна враховуватися у формулах переміщень як зосереджена деформація зсуву, тому що ніяк не відобразиться на кривизні перерізів (роботи Н. В. Корноухова, наприклад «Избранные труды по



строительной механике». – М., 1963. – 324 с). Дійсно, якщо звернутися до рис. 5.10 а, виконується рівність:

$$\delta_{1,k} = \delta_{b,k} + \sum_{i=1}^n w_{k,i} \cdot \cos \alpha_i. \quad (5.98)$$

Таким чином переміщення нижньої грані залізобетонного елемента, що визначає прогин залізобетонного елемента, включає також деформації зосередженого зсуву  $\sum_{i=1}^n w_{k,i} \cdot \cos \alpha_i$ .

Ці деформації, а також зосереджені кутові деформації (рис. 5.10, а), безпосередньо включаються до рівнянь прогинів і кутів повороту.

Отже, якщо прийняти за лінію відліку прогинів нижню грань залізобетонного елемента, то відносно неї можна враховувати як деформації суцільного елемента, так і додаткові зосереджені деформації від розкриття утворених похилих тріщин. Якщо не прийняти за лінію відліку прогинів верхню грань залізобетонного елемента, то відносно неї зручно враховувати деформації суцільного елемента (тому що тріщини не перетинають верхню грань), інакше виникне руйнування від розвитку тріщин.

Таким чином, додаткові зосереджені деформації при порушенні суцільності елемента будуть додаватися до деформацій верхньої грані. З огляду на те, що у розрахунковій схемі відлік деформацій ведеться відносно нейтральної вісі, то врахування зосереджених деформацій зсуву слід вести для кожного поперечного перерізу на ділянці від верхньої грані до нейтральної вісі.

Підсумовується ширина розкриття похилих тріщин на цій ділянці (рис. 5.10 а, з):

$$\delta_k = \delta_{bk} + \sum_{i=1}^{n-m} w_{k,i} \cdot \cos \alpha, \quad (5.99)$$

де  $m$  – кількість похилих тріщин, які перетинають поперечний переріз  $k$  на ділянці від нейтральної осі до нижньої грані.

Після завершення розрахунку слід також побудувати епюру прогинів для нижньої грані (в цілій низці випадків вона є визначальною при перевірці

технологічних вимог). Для цього до отриманої з розрахунку епюри прогинів нейтральної вісі стиржня слід додати зосереджені переміщення, зібрані у кожному поперечному перерізі на ділянках від нейтральної вісі до нижньої грані. Зосереджені прогини враховуються в межах проєкцій  $C_i$  похилих тріщин.

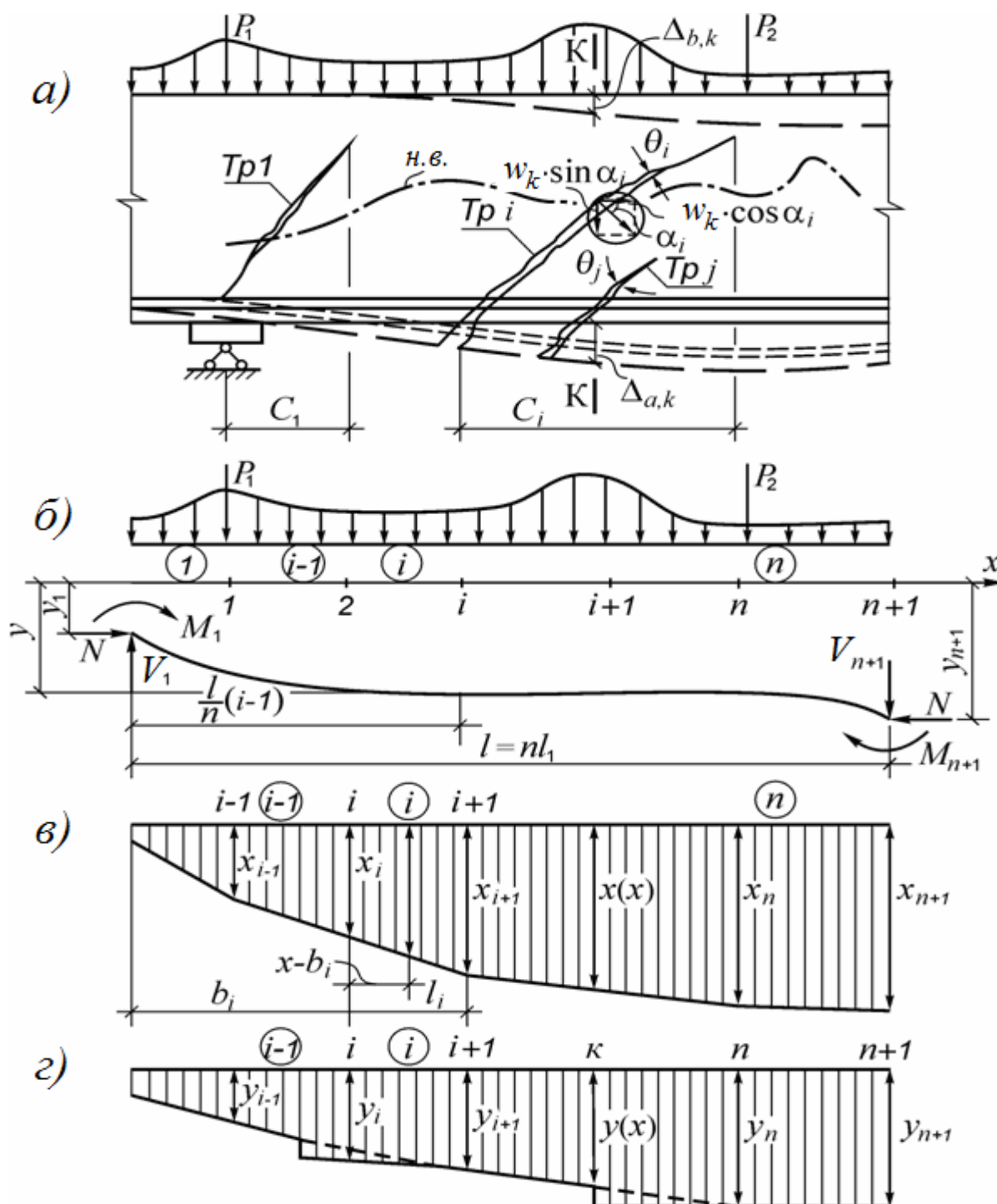


Рис. 5.10. До розрахунку залізобетонного елемента за деформаціями: а – схема тріщин і переміщення в перерізі  $k$ ; б – розрахункова схема стрижня; в – епюра кривизни; г – епюра прогинів

Тепер, маючи у своєму розпорядженні кривизни і зосереджені зрушення в обраних перерізах, досить точне рішення для визначення деформацій можна отримати, якщо прийняти кусочно-лінійну інтерполяцію кривизни, що аналогічно апроксимації зігнутої вісі залізобетонного стрижня кубічним сплайном.

Розглянемо довільно завантажений залізобетонний стрижень (рис. 5.10, б). Розіб'ємо його на  $n$  ділянок. Тоді для  $i$ -ої ділянки з абсцисами граничних точок  $b_i$  и  $b_i+l_i$  можна записати:

$$\chi(z) = \chi_i + \frac{\chi_{i+1} - \chi_i}{l_i}(z - b_i). \quad (5.100)$$

Підставимо цей вираз у диференціальне рівняння стиснуто-зігнутого стержня ( $y_i'' = x$ ) і вирішимо його щодо  $y$ . Потім, використовуючи рекурентні залежності у формі методу початкових параметрів, виражаємо постійні інтегрування для  $i$ -ої ділянки через постійні інтегрування першої ділянки. У результаті, рівняння зігнутої вісі стрижня набуде вигляду:

$$y_i = y_1 + \varphi_1 l \frac{i-1}{n} + \frac{l^2}{n^2} \left[ \frac{(3i-4)\chi_1 + \chi_i}{6} + \sum_{j=2}^{i-1} \chi_j (i-j) \right] + \delta_i, \quad (5.101)$$

а рівняння кутів повороту –

$$\varphi_i = \varphi_1 + \frac{l}{n} \left[ \frac{\chi_1 + \chi_i}{2} + \sum_{j=2}^{i-1} \chi_j \right] + \Theta_i. \quad (5.102)$$

Перше з них є справедливим при будь-яких  $1 \leq i \leq n+1$ , друге – при  $2 \leq i \leq n+1$ .

Тут за допомогою параметрів  $\delta_i$  і  $\Theta_i$  відповідно враховуються зосереджені деформації зсуву і зосереджені кутові деформації в  $i$ -ому перерізі на рівні нейтральної вісі (рис. 5.10, а):

$$\delta_i = \sum_{k=1}^{n-m} w_{k,i} \cdot \cos \alpha_i, \quad (5.103)$$

$$\Theta_i = \sum_{k=1}^{n-m} \frac{w_{k,j} \cos \alpha_i}{C_i}. \quad (5.104)$$

Рівняння деформацій (5.101), (5.102) використовуються і для зони залізобетонного елемента, яка моделює зону нормальних тріщин. При цьому параметри  $\delta_i$  і  $\Theta_i$  слід прийняти рівними нулю, а значення кривизн визначати за формулою  $\chi = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{d}$ , де  $d$  – робоча висота залізобетонного перерізу.

Позначимо тепер,

$$-\frac{M_i}{\chi_i} = B_i, \quad (5.105)$$

де  $B_i$  – коефіцієнт пропорційності між кривизною нейтральної вісі у поперечному перерізі і діючим у ньому моментом (жорсткість перерізу).

Відмінними рисами алгоритму запропонованого розрахункового апарату є (рис. 5.11) послідовна реалізація розрахунку за модулями "*переріз*", "*стрижневий елемент*", що моделюється за допомогою фізичних моделей опору [44, 54, 61, 320], "*система*".

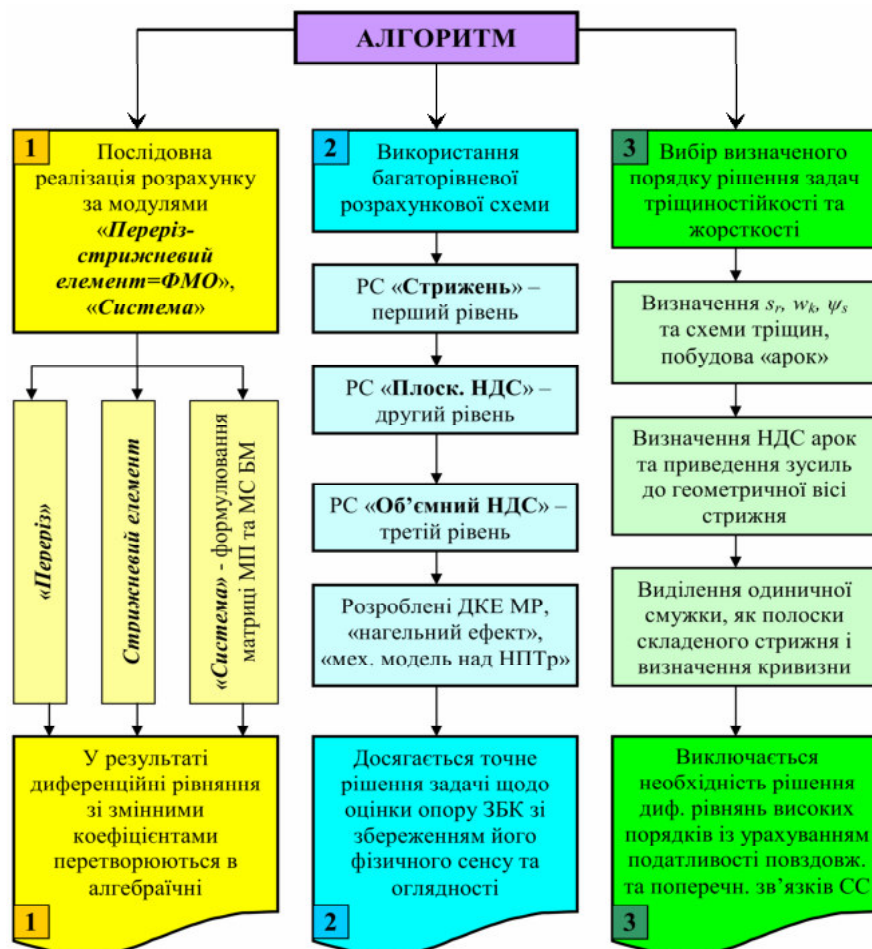


Рис. 5.11. Відмінні особливості алгоритму

Представляється можливим враховувати несумісність деформацій бетону і арматури та порушення суцільності бетону; 2) використання багаторівневої розрахункової схеми, яка дає можливість отримати досить точне рішення з одночасною його осяжністю; 3) вибір певного порядку вирішення задач тріщиностійкості та жорсткості, що дозволяє при врахуванні податливості повздовжніх і поперечних зв'язків у складеному стрижні, виключити диференціальні рівняння вищих порядків.

Загальний алгоритм розрахунку жорсткості залізобетонних конструкцій за наявністю похилих тріщин включає наступні операції.

1. На ділянках спільної дії  $M$ ,  $N$  і  $V$  у залізобетонному елементі наноситься схема тріщин.

Для цього використовується група рівнянь тріщиноутворення. Як відомі розглядаються деформації повздовжньої арматури в місцях їхнього перетину небезпечною похилою тріщиною ( $\varepsilon_{s2}$ ) і нормальною тріщиною ( $\varepsilon_{s1}$ ), найближчими до перерізу I-I (див. розрахункову схему для оцінки міцності на рис. 4.18 а [54]).

Зауважимо, що рівень навантаження може бути будь-яким, у тому числі відповідати експлуатаційному навантаженню (для граничних станів другої групи).

За  $\varepsilon_{s2}$  і  $\varepsilon_{s1}$  встановлюється кількість рівнів тріщиноутворення, визначаються відстані між тріщинами  $s_r$  уздовж вісі повздовжньої робочої арматури та ширина їхнього розкриття  $w_k$ .

Потім на бічну поверхню залізобетонного елемента наноситься схема похилих тріщин за параболічними траєкторіями, які проходять через точки перетину вісі повздовжньої арматури і їхню вершину, розташовану в точці з координатами  $z = a$   $y = d - x_b$  (рис. 4.19) [54].

Схема тріщин доповнюється тріщинами 3-го типу. Для цього за деформаціями поперечної арматури  $\varepsilon_{sw}$  (визначеними із розрахункової схеми рис. 5.2 для кожної похилої тріщини) за допомогою групи рівнянь тріщиноутворення, отриманої у п. 5.2, встановлюється кількість рівнів

тріщиноутворення вздовж поперечних арматурних стрижнів, визначаються відстані між тріщинами  $s_{r,wi}$  і ширина їхнього розкриття  $w_{k,i}$ . На першому кроці ітерацій використовується напружено-деформований стан балочної схеми, на наступних кроках він уточнюється за арочною схемою, відповідно до пунктів 2 і 3 алгоритму. Поєднавши прямими лініями точки перетину тріщинами вісей поперечної арматури, отримаємо схему траєкторій тріщин 3-го типу.

Слід зауважити, що тріщини 3-го типу можуть розташовуватися і між поперечними стрижнями. У цьому випадку вони встановлюються за напружено-деформованим станом утворених залізобетонних арок (п. 2 і 3 цього алгоритму). Із розрахункової схеми, наведеної у підрозділі 5.3, визначається ширина розкриття тріщин третього типу.

У разі необхідності визначення лише ширини розкриття тріщин, розрахунок виконується за найгіршою (з точки зору ширини розкриття) похилою тріщиною.

2. Виконується розрахунок утворених залізобетонних арок за напруженнями і деформаціями. При цьому у межах поперечного перерізу кожної арки перпендикулярно до її фізичної вісі використовується гіпотеза плоских деформацій, а зв'язок між напруженнями і деформаціями здійснюється за допомогою діаграм.

Визначення внутрішніх зусиль в арці виконується за відомими формулами опору матеріалів для двошарнірних арок. При цьому зусилля розпору відоме (зусилля у повздовжній арматурі у місці перетину її похилою тріщиною). Визначення напружено-деформованого стану здійснюється для їх  $n$  перерізів ( $n \geq 5$ ), на які розбивається для розрахунку розглянута ділянка залізобетонної конструкції. Інтенсивність деформацій укорочення в арках ( $\varepsilon_{c,i}$ ) не повинна перевищувати граничних ( $\varepsilon_{cu}$ ), інакше відбувається руйнування стінки залізобетонного елемента.

3. У повздовжній і поперечній арматурі визначається значення «нагельного ефекту». Для цього використовується схема другого рівня, розроблена за участю автора у роботах [54, 61, 125, 127].

4. Внутрішні зусилля в утворених залізобетонних арках замінюються додатковими зовнішніми зусиллями, прикладеними до первісної (до початку завантаження) геометричної вісі залізобетонного прямолінійного стрижня в обраних  $n$  поперечних перерізах.

У результаті уточнюється розрахункова схема залізобетонного стрижня в межах ділянки з похилими тріщинами.

5. Визначаються кривизни обраних  $n$  перерізів залізобетонного елемента у зоні похилих тріщин з використанням методики, розглянутої в монографії [26]. У результаті можливе отримання повного напружено-деформованого стану і картини тріщиноутворення із урахуванням їхньої історії (кількість рівнів тріщиноутворення) у прольоті «зрізу» залізобетонних конструкцій.

Жорсткості стрижневих  $b$  плосконапружених стінових залізобетонних конструкцій, із урахуванням тріщин, або, в тому числі стосовно оцінки сейсмостійкості будівель і споруд (де тріщини приймаються за схемою «конверта») [50, 143, 147], які проектуються та експлуатуються з урахуванням їхнього фактичного технічного стану, допускається визначати за двома варіантами.

Перший варіант виконується без зміни заданого спочатку порядку і номерів плоских скінченних елементів (СЕ), на які розбивається плосконапружена конструкція для розрахунку за методом скінчених елементів МСЕ. При цьому у скінченних елементах, прилеглих до неявних тріщин (схема тріщин проектується неявно), зменшується їхня товщина, яка для практичних розрахунків визначається з використанням різниці робіт тільки двох СЕ, прилеглих до горизонтальних і вертикальних відрізків неявної тріщини, що моделюється [50, 143, 147, 205, 338].

Робота кожної пари СЕ обчислюється двічі з використанням двоелементної консольної моделі (рис. 5.12): монолітне з'єднання двох СЕ ( $W_1$ ) і після їхнього «розшивання» ( $W_2$ ) (при цьому польове армування замінюється двома стрижневими СЕ, розташованими по краях плоских СЕ).

Усереднені зусилля у вузлах в горизонтальному і вертикальному напрямках двохелементної консольної моделі визначаються з нелінійного розрахунку всієї плосконапруженої конструкції. Для цього використовуються напруження в скінчених елементах бетону та арматури.

Переміщення вузлів визначаються з розрахунку двоелементної консольної моделі з навантаженнями, що додаються у вузлах (рис. 5.12). При цьому опорне закріплення двох вузлів консолі (шарнірно рухоме і шарнірно нерухоме), з метою усереднення, необхідно завдавати як зліва, так і справа.

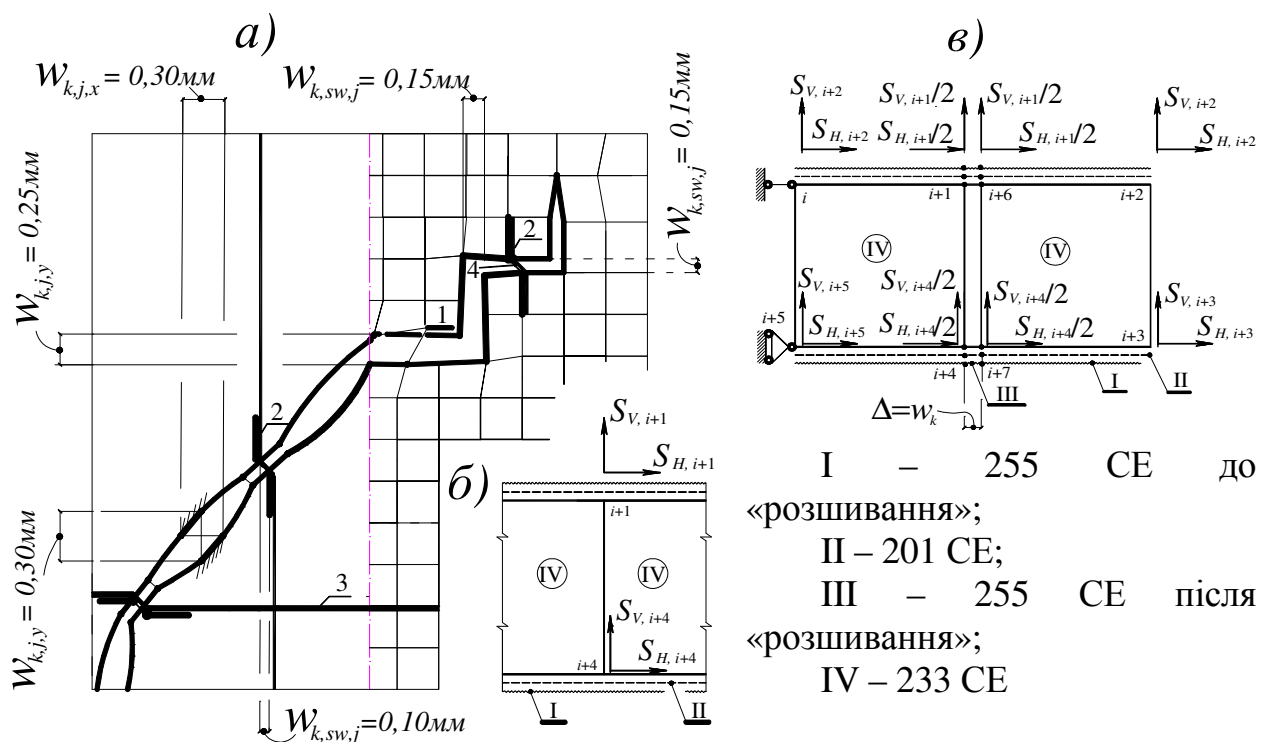


Рис. 5.12. Дійсна тріщина та її моделювання у ПК «Ліра-САПР» за допомогою «розшивання» CE і деформаційного впливу (а) та побудова розрахункових схем двоелементної моделі «без розшивання» (б) і після «розшивання» (в), відповідно;

1 – тріщина; 2 – поперечна арматура та її моделювання за допомогою 201 CE, 3 – повздовжня арматура та її моделювання за допомогою 201 CE; 4 – можливе закриття тріщини та його моделювання за допомогою 255 CE

У місцях переходу горизонтальної ділянки тріщин, що моделюються до вертикальної, роботи кутових плоских CE визначаються шляхом усереднення.



В результаті нова товщина СЕ, прилеглих до тріщини, визначається за формулою:

$$b_i = \frac{W_1}{W_i} \cdot b_1. \quad (5.106)$$

При розрахунку і визначенні ширини елементів, які належать до уявної щілини, отримуємо  $b_2$ , яке змінюється за інтерполяцією від т.  $A$  до т.  $B$ .

Такий самий підхід використовується і для стрижневих конструкцій при визначенні жорсткості у кутових зонах та у зонах похилих тріщин – з використанням моделі еквівалентної плосконапруженої конструкції (рис. 5.13).

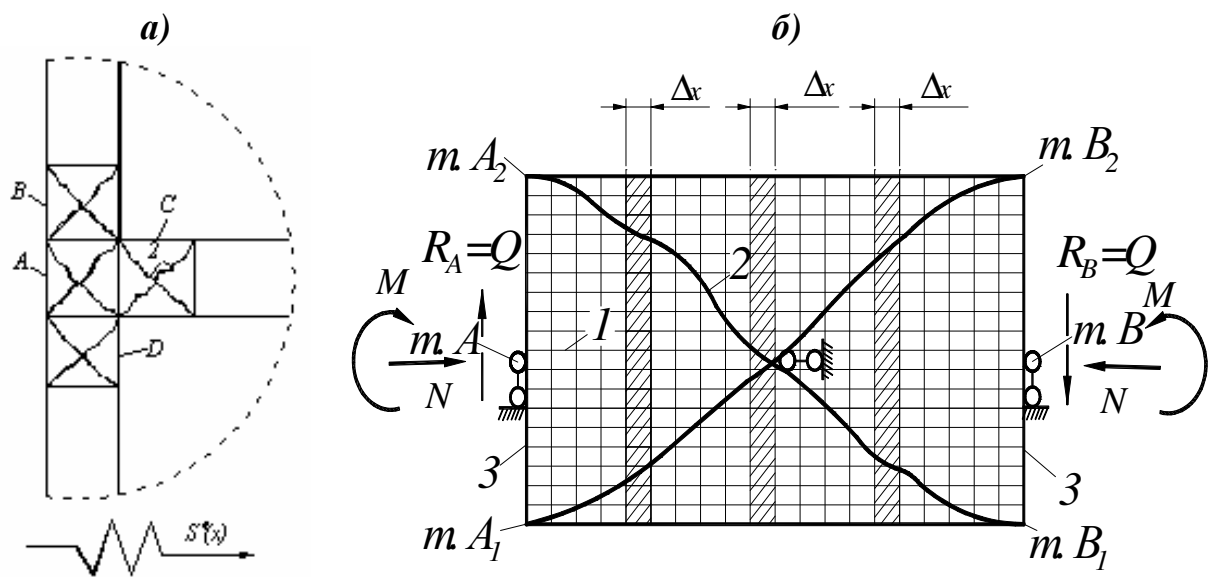


Рис. 5.13. До розрахунку стрижневих залізобетонних конструкцій у вузлових зонах і на ділянках з похилими тріщинами на статичні і сейсмічні впливи: *а* – виділення характерних зон і схем тріщин; *б* – розрахункова модель для уточнення жорсткості виділених зон;

1 – горизонтальні межі скінченних елементів; 2 – тріщини; 3 – абсолютно жорсткі торцеві вставки

Алгоритм розрахунку передбачає наявність ітераційного процесу, який регулюється досягнутою точністю товщини зазначених СЕ, які прилягають до неявних тріщин, і динамічних характеристик будівлі і споруди (наприклад, 5.13, б).

За другим варіантом жорсткість будівель і споруд з плосконапруженими і стрижневими конструкціями визначається з використанням спеціального підходу моделювання явних тріщин – щілин з урахуванням ефекту порушення

суцільності і несумісності деформацій бетону та арматури, які розташовуються, як правило, за головними діагоналями несучої конструкції, рис. 5.13. При цьому арматурні стрижні плосконапружених конструкцій моделюються додатковими СЕ, а також враховується розкриття і закриття тріщин із урахуванням наявних можливостей обчислювальних комплексів на основі МСЕ (з використанням 255 скінченного елемента), наприклад ПК «Ліра-САПР».

При реалізації розглянутих варіантів, в алгоритмі розрахунку передбачається побудова повної картини розвитку і розкриття тріщин відповідно до запропонованої вище класифікації різних тріщин стрижневих і плосконапружених залізобетонних конструкцій. Відстані між тріщинами визначаються за формулами (5.58), (5.59), (5.82), а ширина їхнього розкриття, – за формулою (5.87). При цьому також обчислюються проміжні параметри напружено-деформованого стану, які входять до складу зазначених залежностей, приведених у підрозділах 5.2 і 5.3 даної роботи.

Зауважимо, що запропонована модель визначення жорсткості стрижневих залізобетонних елементів на ділянках з похилими тріщинами дозволяє враховувати наявність тріщин, які не перетинаються та перетинаються між собою. Також це дозволяє враховувати фізичну нелінійність бетону та арматури, податливість зв'язків зсуву і поперечних зв'язків у швах (тріщинах) при їхньому нелінійному опорі. Важливо, що при цьому рішення складних диференціальних рівнянь (які не мають аналітичного рішення при нелінійній постановці задачі) складеного стрижня замінюється використанням фізичних багаторівневих розрахункових схем. Таким чином, забезпечується не тільки висока точність запропонованого розрахунку, але і його інженерна осяжність.

## **5.5. Висновки за розділом 5**

1. У результаті проведеного аналізу, виявлена справжня причина розбіжності зовнішніх і внутрішніх зусиль у поперечному перерізі залізобетонного елемента, який розраховується за теорією В. І. Мурашова,

отримані нові залежності для оцінки опору розтягнутого бетону між тріщинами залізобетонних конструкцій (у тому числі складених) при згині, позацентровому стиску.

2. Отримано рішення задачі утворення похилих тріщин третього типу залізобетонних конструкцій (в тому числі складених) при різних схемах завантаження, повздовжнього (з можливістю урахування попереднього напруження) і поперечного армування, класів бетону, геометричних характеристиках перерізу.

3. Отримані аналітичні залежності опору розтягнутого бетону від інтегральних внутрішніх зусиль стосовно до розрахунку залізобетонних конструкцій (у тому числі складених) з урахуванням ефекту порушення суцільності і відносних умовних взаємних зосереджених зсувів бетону та арматури і різними бетонами, у вигляді умовного зосередженого зсуву дозволяє істотно уточнити значення постійної інтегрування при вирішенні задачі опору розтягнутого бетону між тріщинами і відстані між ними у залізобетонних конструкціях.

4. Розроблено нові моделі деформування залізобетону, які базуються на більш тонкому інструментарії та основних положеннях механіки руйнування, для граничних станів другої групи з приведенням у відповідність розрахункових і експериментальних параметрів, які визначаються, у тому числі за допомогою мікроскопа.

5. Розроблено новий розрахунковий апарат для другої групи граничних станів стрижневих і плосконапружених залізобетонних конструкцій (у тому числі складених) для:

- визначення утворення тріщин, опору розтягнутого бетону між тріщинами у ЗБК (у тому числі складених);
- визначення відстані між тріщинами та ширини їхнього розкриття у ЗБК (у тому числі складених з урахуванням зосередженої зсуву між шарами різних бетонів і арматури, що базується на основних положеннях МР, адаптованих стосовно до залізобетону);

- визначення жорсткості залізобетонних конструкцій (у тому числі складених) на різних ділянках довільно орієнтованих тріщин.

6. Розроблена розрахункова схема у вигляді одиничної смужки і отримано стосовно неї рішення задачі залізобетонного складеного стрижня за наявністю тріщин в розтягнутій зоні залізобетонної конструкції для визначення жорсткості залізобетонних конструкцій на ділянках з похилими тріщинами при статичних і сейсмічних впливах.

7. Розроблено розрахункову модель для визначення жорсткості залізобетонних конструкцій на ділянках з похилими тріщинами, яка базується на сформульованих робочих гіпотезах з урахуванням умовних зосереджених зсувів у швах-тріщинах, несумісності деформацій бетону та арматури, і ефекту порушення суцільності бетону.

## РОЗДІЛ 6.

### РОЗРОБКА МЕТОДИКИ ТА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ДЛЯ ПЕРЕВІРКИ ЗАПРОПОНОВАНИХ ДЕФОРМАЦІЙНИХ МОДЕЛЕЙ ОПОРУ ЗАЛІЗОБЕТОНУ

#### 6.1. Мета і задачі проведення експериментальних досліджень

Експериментальні дослідження тріщиностійкості похилих перерізів залізобетонних складених конструкцій проведені лише у поодиноких випадках з обмеженою кількістю досліджуваних параметрів [26, 54, 135, 145, 148 та ін.]. На сьогодні практично відсутні фактичні дані про напружено-деформований стан і взаємні зсуви у зонах, прилеглих до шва між різними бетонами; це питання не досліджене і у тих випадках, коли шов розташований у стиснутій або розтягнутій зонах; виникають при цьому ефекти, пов'язані з порушенням суцільності залізобетону; не виявлений характер залежностей на тріщиностійкість залізобетонних складених конструкцій за похилими перерізами деформаційним впливом. Мала кількість експериментальних даних про довжину і приріст тріщин при збільшенні деформаційного навантаження. Проте зазначені параметри є визначальними для аналізу опору областей, прилеглих до місць перетину тріщинами робочої арматури, де, як показали останні дослідження [26, 44, 54, 61, 63, 94, 135, 145, 148, 275, 277, 306, 310, 346 і ін.], виникає ефект порушення суцільності (деформаційний ефект).

Досить зазначити, що вплив такого ефекту на рівновагу зусиль у поперечному перерізі за результатами обробки досліджень Немирівського [198], може становити близько 40%. Такий вплив помітно зростає, коли мова йде про такий диференціальний параметр, як тріщиностійкість. Такі відомості необхідні, перш за все, з двох причин. З одного боку, це дозволить помітно уточнити залежності для визначення основних параметрів залізобетонних складених конструкцій (зокрема  $v_{sup,cr}$ ), а з іншого – ця

інформація може надати більш повне уявлення про особливості опору залізобетону в цілому.

Для перевірки запропонованих деформаційних моделей були проведені серії експериментальних досліджень стрижневих і плосконапружених залізобетонних конструкцій (у тому числі серії складених) Г.К. Біджосяна (24 шт.) [312, 313], М.В. Усенка (36 шт.) [134, 139, 277], М.О. Гарби (40 шт.) [124], А.О. Баранецького (9 фрагментів вузлових сполучень) [307], виконаних під керівництвом і за участю автора [148, 306, 310, 312], Т.В. Тугай (24 шт.) [269], Я.В. Лимар [123, 345] (12 шт.), виконаних за участю автора.

Експериментальні дослідження проводились з *метою* виявлення закономірностей тріщиноутворення залізобетонних конструкцій (в тому числі складеного перерізу) при спільній деформаційній дії згинального моменту і поперечної сили і визначення основних параметрів, з урахуванням взаємних зсувів арматури і бетону, ефекту порушення суцільності і його аналізу на різних стадіях завантаження, а також для розробки рекомендацій щодо ефективного проектування залізобетонних складених конструкцій.

Також проведені експериментальні дослідження надають можливість перевірки достовірності запропонованих розрахункових моделей деформування ЗБК за граничними станами другої групи при перевірці багаторівневого процесу утворення тріщин, опору розтягнутого бетону між тріщинами, відстаней між ними та ширини їхнього розкриття і переконатися в адекватності робочих гіпотез при варіюванні діаметра і кроку хомутів, повздовжнього армування, класу основного і додаткового бетонів, у значній мірі доповняють наявний фактичний матеріал.

У процесі експериментальних досліджень вирішувались наступні **задачі**:

1) розробка методики експериментальних досліджень тріщиностійкості залізобетонних конструкцій (у тому числі складених) за похилими перерізами при дії деформаційного впливу;

2) перевірка запропонованого розрахункового апарату за уточненим розрахунком тріщиностійкості залізобетонних конструкцій (у тому числі

складених) за похилими перерізами з урахуванням взаємних зсувів арматури і бетону та ефекту порушення суцільності;

3) вивчення закономірностей напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій (в тому числі складених) при дії деформаційного впливу;

4) експериментальне визначення наступних параметрів: значення опорної реакції  $V_{sup,cr}$  в момент утворення похилих тріщин у прольоті «зрізу»; фактичної висоти стиснутої зони  $x_{fact}$  у перерізі I–I (поперечний переріз, що проходить у кінці прольоту «зрізу», у зоні дії зосередженої сили, по крайній частині опорної пластинки) і висоти стиснутого бетону над похилою тріщиною; відстань по горизонталі  $x$  і по вертикалі  $y$  від опорної реакції і від геометричної вісі, відповідно; прогинів; ширини розкриття тріщин на рівні вісі повздовжньої і поперечної розтягнутої арматури вздовж всього профілю тріщин; зміни відстані між тріщинами  $s_r$  і довжини тріщин  $h_r$  при збільшенні деформаційних впливів (навантаження) (із перевіркою багаторівневого процесу утворення тріщин); деформацій стиснутого бетону по обидва боки від шву між різними бетонами та середніх деформацій арматури.

## 6.2. Конструкції експериментальних зразків

Програма досліджень включала лабораторні випробування п'яти серій залізобетонних конструкцій [134]. Об'єм, основні параметри і дослідні конструкції наведені у табл. 6.1.–6.3 і на рис. 6.1.–6.3. Кількість випробовуваних конструкцій прийнято з урахуванням варіювання діаметра та кроку хомутів, повздовжнього армування, класу основного і додаткового бетонів і прольоту «зрізу». Для доведення до руйнування другого прольоту зрізу дослідної конструкції, використовуються спеціальні тяжі, що складаються із шпильок і





металевих пластин. Механічні характеристики арматури визначалися відповідно до діючих стандартів. При цьому було випробувано по п'ять стержнів довжиною 400 мм кожного діаметру, табл. 6.4.

Фактична фізична (умовна) межа текучості для арматурних стержнів складала: гладкої арматури A240CØ6мм – 256,4МПа, гладкої арматури A240CØ10мм – 256,2 МПа, арматурних стержнів періодичного профілю A400CØ10мм – 425,5 МПа, A400CØ16мм – 427,8 МПа.

Виготовлення балок здійснювалося в лабораторії будівельних конструкцій кафедри комп'ютерних технологій будівництва Національного авіаційного університету. Склад бетонів (за вагою) наведено в табл. 6.5. При цьому використовувався щебінь крупністю 5-10 мм. Фракції просівали у лабораторії будівельних матеріалів перед бетонуванням суворо через сита. Перед бетонуванням робили лабораторну перевірку розрахункових складів та їхнє коригування.

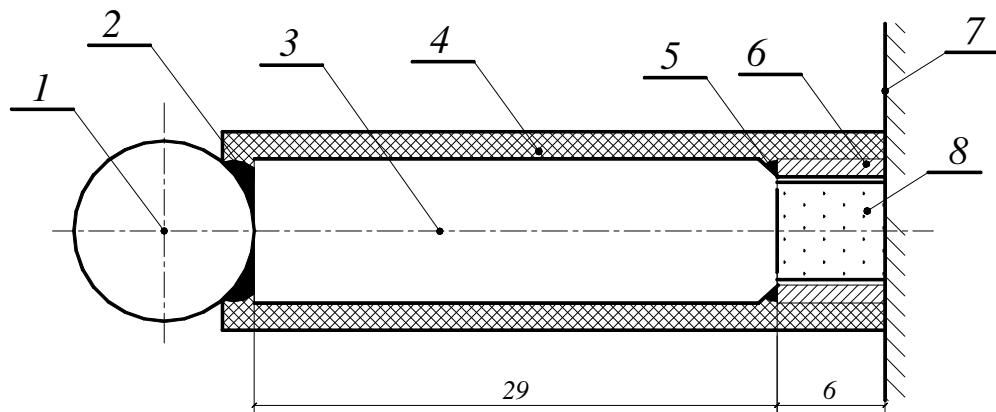


Рис. 6.2. Вимірювання деформацій арматури за допомогою гайок, приварених до арматурних стрижнів:

1 – робочий арматурний стрижень; 2 – зварювання; 3 – коротун із гладкої арматури, Ø8 мм; 4 – гумова трубка; 5 – зварювання; 6 – стандартна гайка М6; 7 – край опалубки; 8 – пластилін

Одночасно з основними залізобетонними складеними конструкціями для визначення характеристик міцності і деформативних характеристик бетону у віці 28 діб та у момент випробувань, – виготовлялися допоміжні бетонні зразки з бетонів того ж складу: куби  $100 \times 100 \times 100$  – 18 шт., призми

Таблиця 6.1

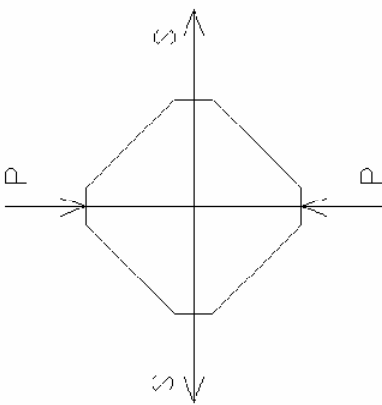
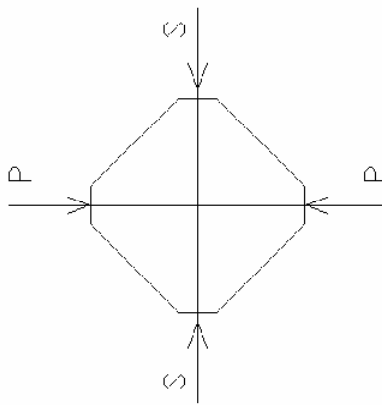
## Об'єм, серії та характеристики основних експериментальних конструкцій\*

| № серії | Шифр конструкції               | $h$ , мм | $b$ , мм | $l$ , мм | Арматура розтягнутої зони, діаметр – мм, клас | Арматура стиснутої зони, діаметр – мм, клас | Висота шару бетону «старого» бетону, мм | Висота шару бетону посилення, мм | Клас бетону основної конструкції | Клас бетону посилення |
|---------|--------------------------------|----------|----------|----------|-----------------------------------------------|---------------------------------------------|-----------------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|-----------------------|
| 1       | 2                              | 3        | 4        | 5        | 6                                             | 7                                           | 8                                       | 9                                | 10                               | 11                    |
| I       | БО-І-1,5-100                   | 251      | 101      | 1602     | 2Ø10A400C                                     | 2Ø6A240C                                    | 251                                     | –                                | C16/20                           | –                     |
|         | БС-І-1,5-100                   | 253      | 101      | 1601     | 2Ø10A400C                                     | 2Ø6A240C                                    | 201                                     | 52                               | C16/20                           | C25/30                |
|         | БО-І-1,5-150                   | 252      | 103      | 1601     | 2Ø10A400C                                     | 2Ø6A240C                                    | 252                                     | –                                | C16/20                           | –                     |
|         | БС-І-1,5-150                   | 252      | 99       | 1602     | 2Ø10A400C                                     | 2Ø6A240C                                    | 201                                     | 51                               | C16/20                           | C25/30                |
|         | БО-І-1,5-100- $l_x$            | 249      | 101      | 1601     | 2Ø10A400C                                     | 2Ø6A240C                                    | 249                                     | –                                | C16/20                           | –                     |
| II      | БС-І-1,5-100- $l_x$            | 253      | 102      | 1601     | 2Ø10A400C                                     | 2Ø6A240C                                    | 200                                     | 53                               | C16/20                           | C25/30                |
|         | БО-ІІ-2,7-100                  | 248      | 101      | 1603     | 2Ø10A400C                                     | 2Ø6A240C                                    | 248                                     | –                                | C16/20                           | –                     |
|         | БС-ІІ-2,7-100                  | 249      | 100      | 1601     | 2Ø10A400C                                     | 2Ø6A240C                                    | 198                                     | 51                               | C16/20                           | C25/30                |
|         | БО-ІІІ-2,7-100-320             | 248      | 101      | 1602     | 2Ø10A400C                                     | 2Ø6A240C                                    | 248                                     | –                                | C16/20                           | –                     |
|         | БС-ІІІ-2,7-100-320             | 251      | 102      | 1602     | 2Ø10A400C                                     | 2Ø6A240C                                    | 198                                     | 53                               | C16/20                           | C25/30                |
| III     | БС-ІІІ-2,7-100-Ø10 (Ø6 A240C)  | 251      | 102      | 1602     | 2Ø10A400C                                     | 2Ø6A240C                                    | 200                                     | 51                               | C16/20                           | C25/30                |
|         | БС-ІІІ-2,7-100-Ø10 (Ø10 A400C) | 201      | 99       | 1601     | 2Ø10A400C                                     | 2Ø6A240C                                    | 201                                     | 49                               | C16/20                           | C25/30                |
|         | БО-ІV-1,0-100                  | 252      | 101      | 1603     | 2Ø10A400C                                     | 2Ø6A240C                                    | 252                                     | –                                | C16/20                           | –                     |
|         | БС-ІV-1,0-100                  | 252      | 103      | 1603     | 2Ø10A400C                                     | 2Ø6A240C                                    | 201                                     | 51                               | C16/20                           | C25/30                |
|         | БО-ІV-1,0-150                  | 249      | 101      | 1601     | 2Ø10A400C                                     | 2Ø6A240C                                    | 249                                     | –                                | C16/20                           | –                     |
| IV      | БС-ІV-1,0-150                  | 249      | 102      | 1598     | 2Ø10A400C                                     | 2Ø6A240C                                    | 197                                     | 52                               | C16/20                           | C25/30                |
|         | БО-V-2-100                     | 252      | 101      | 1598     | 2Ø10A400C                                     | 2Ø6A240C                                    | 252                                     | –                                | C16/20                           | –                     |
|         | БС-V-2-100                     | 252      | 102      | 1599     | 2Ø10A400C                                     | 2Ø6A240C                                    | 203                                     | 49                               | C16/20                           | C25/30                |
|         |                                |          |          |          |                                               |                                             |                                         |                                  |                                  |                       |
|         |                                |          |          |          |                                               |                                             |                                         |                                  |                                  |                       |

\* **Примітка.** Шифр конструкції включає номер серії, БО або БС – балка звичайного або складеного перерізу відповідно; 1,5; 2,7; 1,0; 2,0 – прольоти «серію»; 100; 150; 320 – крок поперечної арматури; Ø6, Ø10 – діаметри поперечних стрижнів у ппів, у зоні чистого згину;  $l_x$  – констрекції з недостатнім анкеруванням; арматура Ø6A240C розкопується з бухт вручну, а не за допомогою валків (щоб не відбулося вигиування на ділянці текучості); після руйнування одного з прольотів «зрізу» на нього вставляється стяжка і до руйнування доводиться другий прольоту зрізу

Таблиця 6.2

## Об'єм, серії та характеристики плосконапружених залізобетонних конструкцій

| № | Шифр зразка     | Тип сітки | Довжина траверси | Кут нахилу | Кількість зразків | Співвідношення $S$ і $P$ | Вид навантаження                                   | Схема навантаження                                                                 |
|---|-----------------|-----------|------------------|------------|-------------------|--------------------------|----------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|
| 1 | ПН1-РС-0,5Р-С2  | 2         | 793              | 90         | 2                 | $S=0,5P$                 | вертикальне здавлювання, горизонтальний розтяг     |   |
| 2 | ПН2-РС-0,58Р-С2 | 2         | 1190             | 60         | 2                 | $S=0,58P$                | вертикальне здавлювання, горизонтальний розтяг     |                                                                                    |
| 3 | ПН3-РС-0,71Р-С2 | 2         | 1190             | 60         | 2                 | $S=0,71P$                | вертикальне здавлювання, горизонтальний розтяг     |                                                                                    |
| 4 | ПН4-РС-0,5Р-С1  | 1         | 793              | 90         | 2                 | $S=0,5P$                 | вертикальне здавлювання, горизонтальний розтяг     |                                                                                    |
| 5 | ПН5-СС-0,5Р-С2  | 2         | 793              | 90         | 2                 | $S=0,5P$                 | вертикальне здавлювання, горизонтальне здавлювання |  |
| 6 | ПН6-СС-0,58Р-С2 | 2         | 1190             | 60         | 2                 | $S=0,75P$                | вертикальне здавлювання, горизонтальне здавлювання |                                                                                    |
| 7 | ПН7-СС-0,71Р-С2 | 2         | 1190             | 60         | 2                 | $S=P$                    | вертикальне здавлювання, горизонтальне здавлювання |                                                                                    |
| 8 | ПН8-СС-0,5Р-С1  | 1         | 793              | 90         | 2                 | $S=0,5P$                 | вертикальне здавлювання, горизонтальне здавлювання |                                                                                    |

**Примітка:** ПН – плосконапружений елемент; цифра – номер серії; РС/СС – вертикальне здавлювання, горизонтальний розтяг і вертикальне здавлювання, горизонтальне здавлювання, відповідно; 0,5Р ... Р – співвідношення горизонтального зусилля  $S$  та вертикального зусилля  $P$ ; С1 и С2 – тип арматурної сітки

**Об'єм, серії і характеристики експериментальних зразків  
залізобетонних складених балок-стінок**

| № серії | Шифр зразка | $h$ , мм | $b$ , мм | $l$ , мм | Арматура нижньої частини балки-стінки, діаметр – мм, клас | Арматура верхньої частини балки-стінки, діаметр – мм, клас | Висота шару першого бетону, мм | Висота шару другого бетону, мм | Клас першого бетону | Клас другого бетону |
|---------|-------------|----------|----------|----------|-----------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------|---------------------|
| I       | ІБО30       | 251      | 102      | 502      | 2Ø12A500C                                                 | 2Ø12A500C                                                  | 251                            | 0                              | C25/30              | C25/30              |
| II      | ІІБО30      | 252      | 103      | 502      | 4Ø12A500C                                                 | 2Ø12A500C                                                  | 252                            | 0                              | C25/30              | C25/30              |
| III     | ІІІБС30–30  | 251      | 101      | 501      | 2Ø12A500C                                                 | 2Ø12A500C                                                  | 209                            | 42                             | C25/30              | C25/30              |
| IV      | ІVБС30      | 252      | 102      | 503      | 4Ø12A500C                                                 | 2Ø12A500C                                                  | 182                            | 70                             | C25/30              | C25/30              |
| V       | VБС30–40    | 252      | 102      | 501      | 4Ø12A500C                                                 | 2Ø12A500C                                                  | 181                            | 71                             | C25/30              | C35/40              |
| VI      | VIБС30–20   | 252      | 103      | 501      | 4Ø12A500C                                                 | 2Ø12A500C                                                  | 180                            | 72                             | C25/30              | C16/20              |

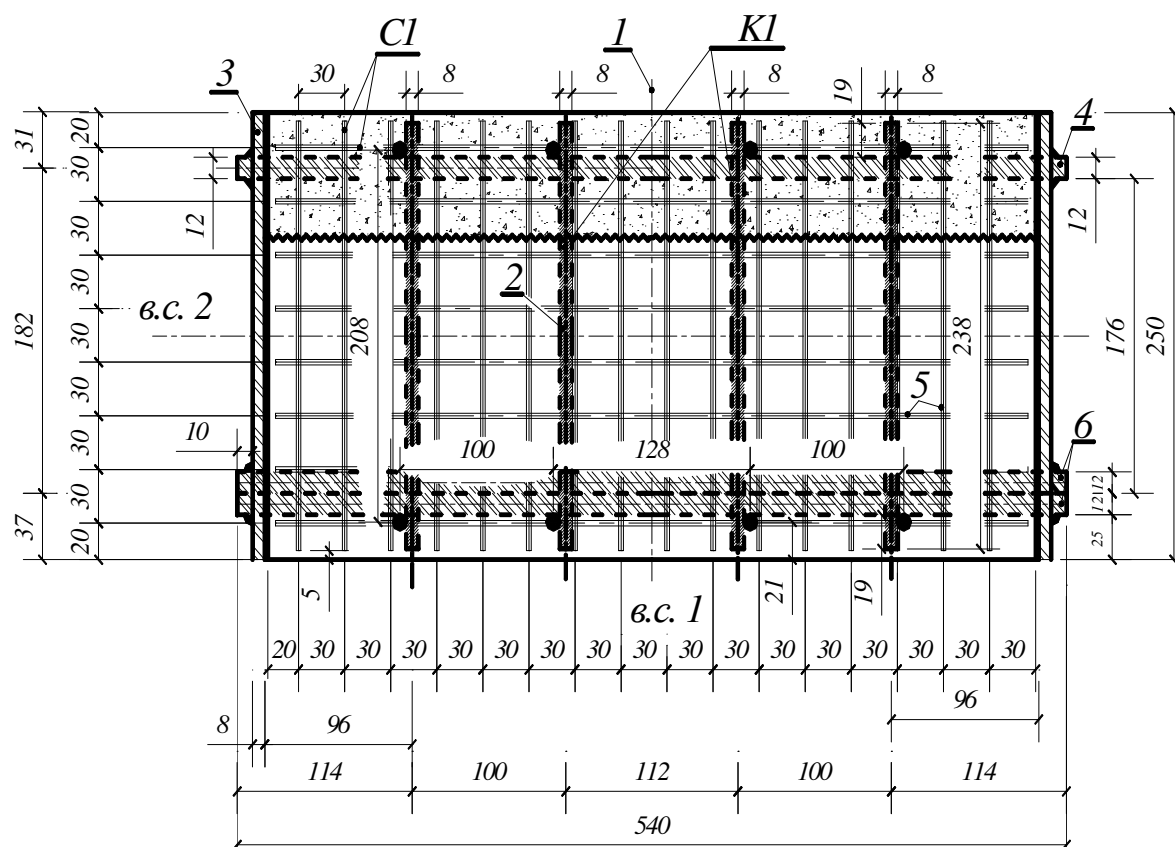


Рис. 6.3. Конструкція експериментальних залізобетонних складених балок-стінок: 1 – вертикальна вісь симетрії зразка; 2 – поперечна арматура Ø8мм, класу А240С; 3 – пластина, товщиною 8мм, приварена до повздовжньої робочої арматури; 4 – повздовжня арматура, розташована у верхній частині балки-стінки, Ø12мм, класу А500С; 5 – арматурні сітки Ø3мм, з розмірами комірки 30×30мм; 6 – повздовжня арматура, розташована у нижній частині балки-стінки, Ø12мм, класу А500С

суцільного перерізу  $100 \times 100 \times 400$  – 18 шт., складені бетонні призми  $100 \times 100 \times 400$  – 24 шт. і складені армовані призми  $100 \times 100 \times 400$  – 48 шт (рис. 6.6).



Рис. 6.4. Опалубні форми основних зразків: стрижневих (а) і плосконапружених (б) залізобетонних конструкцій

Таблиця 6.4

#### Значення механічних характеристик арматурної сталі

| Діаметр,<br>клас арматури | $N$<br>зразка | $A_s$ , мм <sup>2</sup> | $P_u$ , кН | Фізична (умовна)<br>межа текучості,<br>$\sigma_{su}$ ( $\sigma_{0,2}$ ), МПа |
|---------------------------|---------------|-------------------------|------------|------------------------------------------------------------------------------|
| 1                         | 2             | 3                       | 4          | 5                                                                            |
| круг А240СØ6,5мм          | 1             | 33,2                    | 8,51       | 256,3                                                                        |
|                           | 2             | 33,2                    | 8,46       | 254,8                                                                        |
|                           | 3             | 33,2                    | 8,57       | 258,2                                                                        |
| Середнє                   |               | 33,2                    | 8,51       | 256,4                                                                        |
| А240СØ10мм                | 1             | 78,5                    | 20,13      | 256,4                                                                        |
|                           | 2             | 78,5                    | 20,03      | 255,2                                                                        |
|                           | 3             | 78,5                    | 20,18      | 257,1                                                                        |
| Середнє                   |               | 78,5                    | 20,11      | 256,2                                                                        |
| А400СØ10мм                | 1             | 78,5                    | 33,38      | 425,2                                                                        |
|                           | 2             | 78,5                    | 33,35      | 424,8                                                                        |
|                           | 3             | 78,5                    | 33,49      | 426,6                                                                        |
| Середнє                   |               | 78,5                    | 33,40      | 425,5                                                                        |
| А400СØ16мм                | 1             | 201,0                   | 85,57      | 425,7                                                                        |
|                           | 2             | 201,0                   | 86,25      | 429,1                                                                        |
|                           | 3             | 201,0                   | 86,15      | 428,6                                                                        |
| Середнє                   |               | 201,0                   | 85,99      | 427,8                                                                        |

При цьому середня фактична міцність кубів бетону на стиск відповідно до [178] склала: для стиснутої зони (додаткове бетонування новим бетоном основних конструкцій) зразків всіх серій – 37,7 МПа, для зразків всіх серій (розтягнутої зони) – 25,8 МПа.

Таблиця 6.5

### Склад бетону експериментальних зразків

| Клас бетону | $\overline{f_{cm}}$ , МПа | В:Ц  | Марка цементу | Витрата матеріалу на 1 м <sup>3</sup> бетону у кг |       |        |      | Осадка конуса, см |
|-------------|---------------------------|------|---------------|---------------------------------------------------|-------|--------|------|-------------------|
|             |                           |      |               | цемент                                            | пісок | щебень | вода |                   |
| C16/20      | 25,69                     | 0,6  | M400          | 337                                               | 741   | 1111   | 202  | 6–8               |
| C25/30      | 37,67                     | 0,48 | M400          | 440                                               | 630   | 1149   | 211  | 6–8               |

Опалубка для бетонування основних зразків наведена на рис. 6.4. Вона включає дерев'яні форми, покриті жерстяним покриттям.

### 6.3. Методика проведення експерименту

Залізобетонні зразки випробовувались у горизонтальному положенні (із вільним доступом до розтягнутої зони), що дозволяло детально вивчити картину утворення, розвитку і розкриття тріщин. Експериментальна установка дозволяє реалізовувати намічену схему навантаження із заданими прольотами «зрізу» (рис. 6.10).

З огляду на те, що дослідження такого диференціального параметра, як ширина розкриття тріщин, проводяться з позиції механіки руйнування, то це знаходить відображення в методиці проведення експерименту.

Розміщення механічних приладів на дослідні конструкції приведено на рис. 6.5, з. На рис. 6.5, а показані зони встановлення ЕТ базою 20 мм.

При розробці методики експериментальних досліджень передбачаються шість груп ЕТ на основні експериментальні залізобетонні складені

конструкції, і на допоміжні складені призми з різних класів бетонів (C25/30-C25/30-C25/30; C16/20- C25/30-C16/20), рис. 6.6, 6.7.

**I група ЕТ** (рис. 6.5, *а*). ЕТ встановлюються за висотою поперечного перерізу I–I експериментальних залізобетонних конструкцій (у тому числі складених) основних серій у фібрових волокнах, в місцях визначення нульової точки, тобто переходу від видовження до скорочення, а також на берегах шва (на відстані 5 мм від шва) і у шарах, прилеглих до шва між бетонами на відстані 10 мм між їх центрами. Метою встановлення ЕТ є вивчення розподілу деформацій по всій висоті стиснутої зони, визначення розмірів стиснутої зони і фактичної висоти тріщин  $h_r$ , що розвиваються. ЕТ встановлюються ланцюжком за висотою зразків по обидві сторони шва ("старого" і "нового") бетонів. Для забезпечення надійності та доповнення дослідної інформації передбачаються мембранні розетки (які входять до складу II групи ЕТ), розташовані у двох однаково напружених (симетричних) перерізах.

**II група ЕТ** – мембранні розетки, наклеєні на бетон у прилеглих до шва шарах "старого" і "нового" бетонів – рис. 6.5, *а*.

Метою їхнього встановлення є дослідження складного напружено-деформованого стану у шарах "старого" і "нового" бетонів, прилеглих до шва. Розетки встановлюються у зоні перерізу I–I експериментальних складених конструкцій, розташованих на відстані 25 мм від шва між бетонами, симетрично ланцюжку ЕТ, які складають групу I.

Цей ланцюжок складається з двох розеток, встановлених із зазором 25 мм до шва між різними бетонами. У разі пошкодження однієї з розеток, інформацію отримуємо від ЕТ I групи.

**III група ЕТ** – розетки над небезпечною косою тріщиною у стиснутому бетоні, у зоні, прилеглий до перерізу I–I, необхідні для виявлення характеру руйнування у зоні, яка досліджується. Схема розміщення розеток приведена на рис. 6.5, *б*.

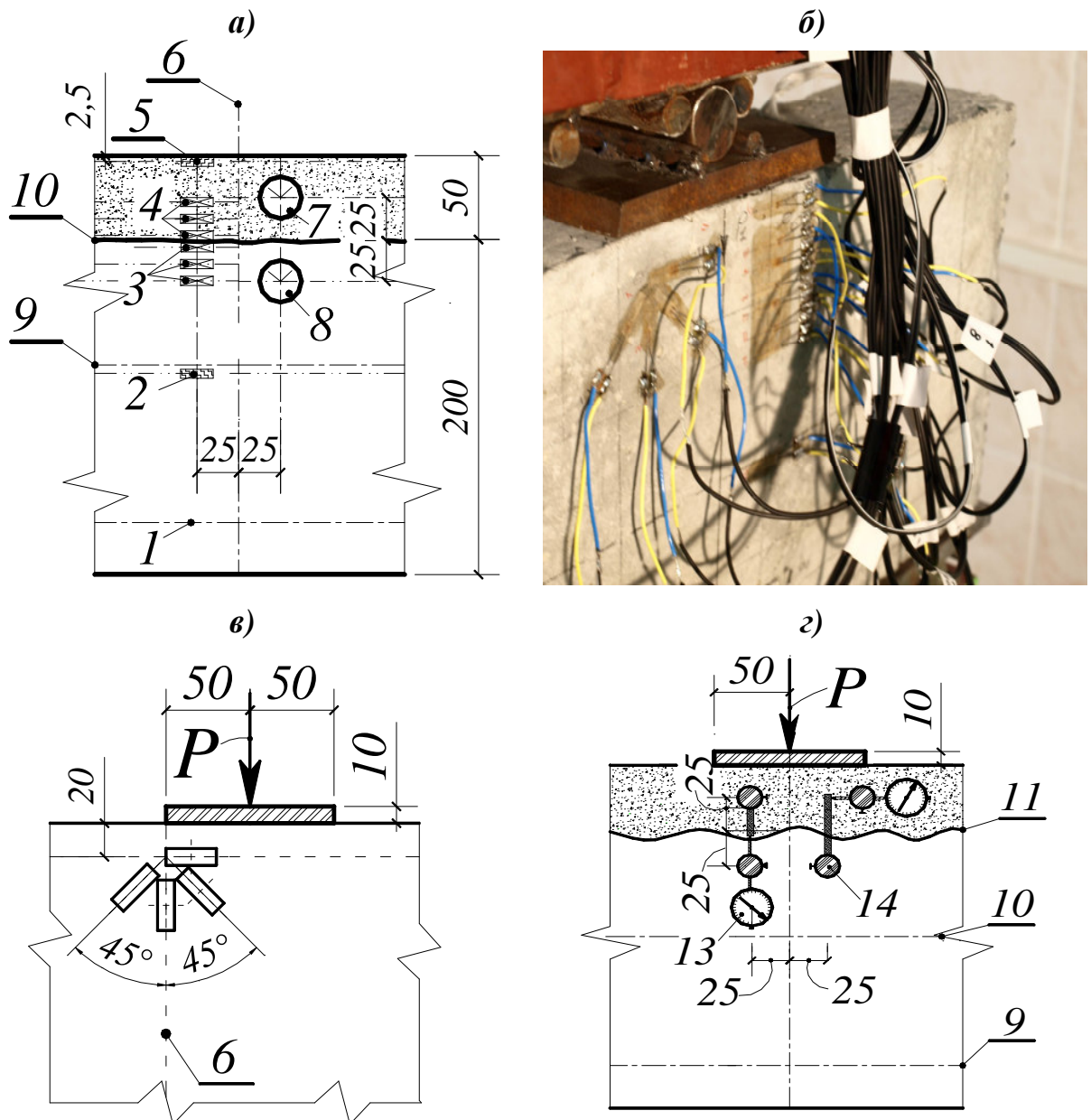


Рис. 6.5. Схема розташування першої, другої груп ЕТ і механічних приладів у досліджуваних зонах залізобетонних складених конструкцій: *а* – схема розташування перших двох груп ЕТ і механічних приладів; *б* – загальний вигляд встановлених ЕТ першої і третьої групи; *в* – схема розміщення розеток в зоні перерізу I–I над небезпечною похилою тріщиною; *г* – схема розташування механічних приладів для визначення лінійних деформацій і деформацій зсуву в околиці шва

На рис. 6.5 позначено: *1*– гайки, приварені до робочої арматури, розташовані перпендикулярно до вісі розтягнутої арматури *9*; *2* – ЕТ, розташовані знизу від нейтральної вісі *11*; *3* – те ж, розташовані у зоні бетону



основної конструкції, яка прилягає до шва; 4 – те ж, у зоні бетону посилення, яка прилягає до шва; 5 – те ж, розташовані вздовж фібрових волокон бетону посилення; 6 – переріз 1–1; 7 – мембранні розетки ЕТ, розташовані у зоні бетону посилення, що прилягає до шва; 8 – те ж, у зоні бетону основної конструкції; 9 – центральна (і) вісь (вісі) розтягнутої арматури; 10 – середня нейтральна вісь зразка; 11 – шов між бетонами; 12 – центральні вісі розташування ЕТ, встановлених на бетон; 13 – И1 – індикатор годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм для вимірювання лінійних деформацій; 14 – И2, те ж, для вимірювання деформацій зсуву

Для підвищення достовірності експериментальних даних робота ЕТ дублюється (там, де це можливо) за допомогою механічних приладів (з ціною поділки 0,001 мм) (рис. 6.5, з). При цьому також встановлюються механічні прилади уздовж вісі найбільш розтягнутої арматури (рис. 6.5, а), які дають можливість визначити середні деформації арматури і у поєднанні з іншими механічними приладами і ЕТ, – перевірити гіпотезу плоских перерізів у перерізі I–I для середніх деформацій у межах кожного із складених стрижнів.

В околиці шва між бетонами встановлюються механічні прилади для визначення місцевих лінійних деформацій у напрямку, перпендикулярному до шва (індикатор годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм – И1) і місцевих деформацій зсуву уздовж шва (індикатор годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм – И2). Схема їхнього розташування наведена на рис. 6.5, в.

Для вимірювання максимальних прогинів також встановлюються прогиноміри (з ціною поділки 0,01 мм) – (встановлені прогиноміри на опорах на рис. 6.5, з умовно не показані). З метою виключення впливу навколишнього бетону на положення гайок при деформаціях, на гайки надягають спеціальні гумові трубки перед бетонуванням, а торці гайок закриваються за допомогою пластиліну (рис. 6.2, 6.5, а).

**IV група ЕТ** (встановлення розеток ЕТ на складені бетонні та залізобетонні призми (рис. 6.6)  $400 \times 100 \times 100$ ), рис. 6.7, б.

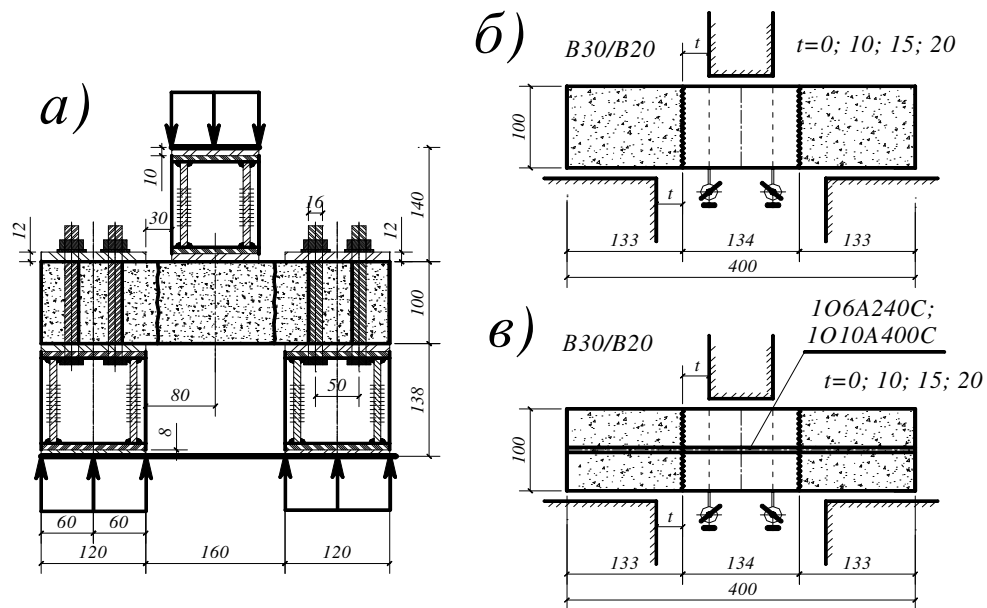


Рис. 6.6. Експериментальні дослідження податливості шва: *а* – схема завантаження складених призм; *б* – складені призми бетонні 400×100×100; *в* – складені армовані призми 400×100×100

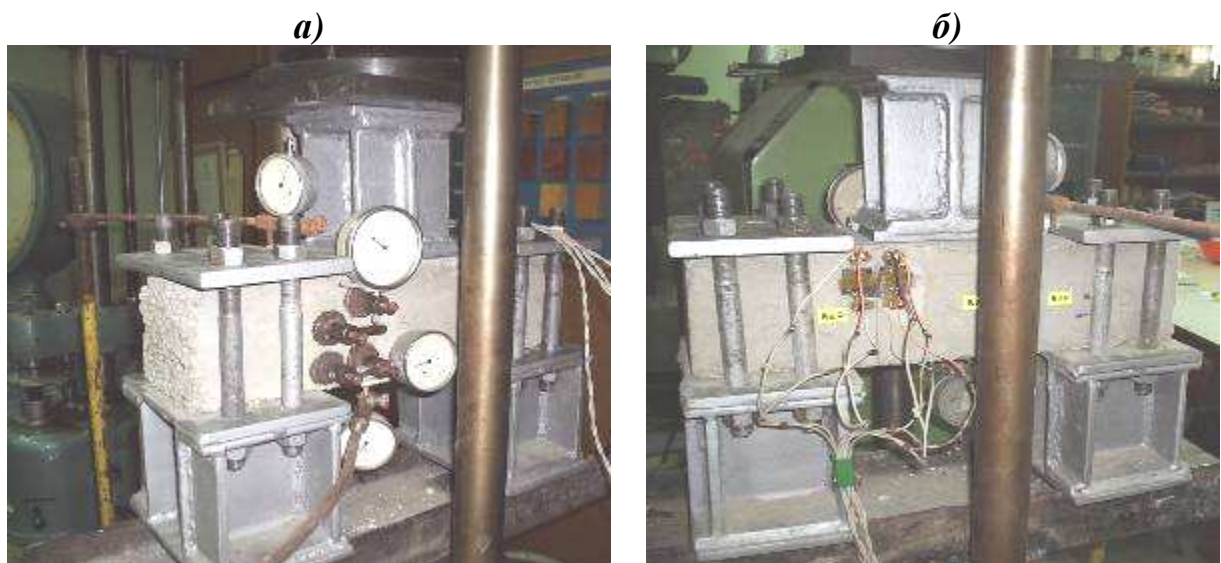


Рис. 6.7. Схема розміщення механічних приладів (*а*) і установка ЕТ розеток (*б*) на складені бетонні (залізобетонні) призми з бетонів різних класів (C25/30- C25/30-C25/30; C16/20- C25/30-C16/20)

Аналогічно другій групі датчиків, мембранні розетки встановлюються по 1 розетці з кожного боку шва. Центр розетки розташовується на відстані 25мм від шва між різними бетонами.

**V група ЕТ** – встановлення ЕТ уздовж вісі повздовжньої арматури (рис. 6.8), у тому числі і на берегах тріщини (рис. 6.9). Встановлення цієї

групи ЕТ поряд з іншими показано на рис. 6.8 та 6.9. П'ята група ЕТ встановлювалася на бетон на берегах тріщин (після їх утворення) на рівні вісі арматури за допомогою клею "Циакрін-90". Призначення цієї групи ЕТ полягало у необхідності заміру експериментальних деформацій бетону на рівні вісі арматури у безпосередній близькості біля тріщини – зоні, де проявляється деформаційний ефект у залізобетоні.



Рис. 6.8. Загальний вигляд електротензометричних вимірювань при проведенні експериментальних досліджень

**VI група ЕТ** – встановлення ЕТ спеціальним розташуванням у вигляді "пастки" (рис. 6.9, *а*) на шляху поширення тріщини (рис. 6.9, *а, б*) з метою виміру експериментальних характеристик зони передруйнування. Ця група тензорезисторів наклеювалася на поверхню бетону після утворення тріщини зліва і праворуч від тріщини, яка досліджувалася, а також у напрямку розвитку тріщини (рис. 6.9, *а*). На достовірність і правильність експериментальних даних впливає те, що на експериментальні зразки встановлюються не тільки дублюючі групи ЕТ, але також механічні прилади і розетки.

У якості механічних приладів у складених бетонних призмах використовуються індикатори годинникового типу И2 з ціною поділки 0,001 мм, для вимірювання місцевих лінійних деформацій в напрямку перпендикулярному до шва, а також індикатори годинникового типу И1 з ціною поділки 0,001 мм для вимірювання місцевих деформацій зсуву уздовж

шва між бетонами. Схема установки механічних приладів в околиці шва на складених призмах аналогічна рис. 6.5,  $z$  і показана на рис. 6.7,  $a$ .

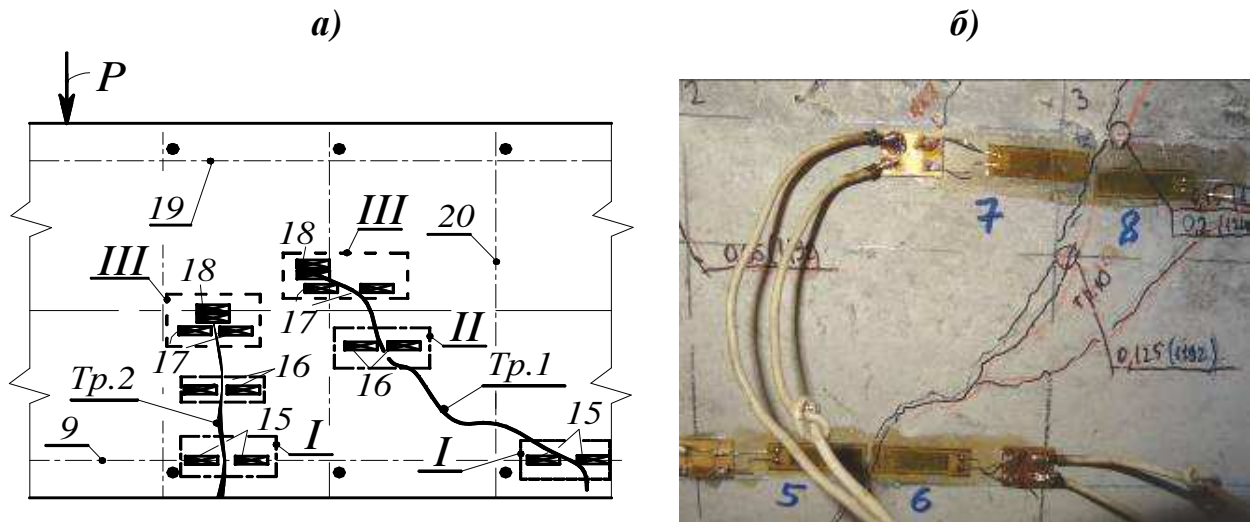


Рис. 6.9. Розташування V і VI груп ЕТ по берегах похилої тріщини і за схемою «пастка» (а), приклад електротензометричних вимірювань на берегах тріщини (б);

15–16, 17–18 – ЕТ I, II, III, V, VI груп, відповідно; 19 – вісь конструктивної арматури

Для вимірювання прогинів складених призм на видаленні 1 см, 1,5 см, 2 см від шва встановлюються прогиноміри (з ціною поділки 0,01 мм), рис. 6.7.

Таким чином, на підставі розробленої методики експериментальних досліджень залізобетонних конструкцій (у тому числі складених), представляється можливим отримати достовірні дані про складний напружено-деформований стан у прольотах «зрізу» стрижневих ЗБК, перевірити запропоновану у третьому розділі роботи схему тріщин плосконапружених конструкцій (у тому числі складених).

Перед початком випробувань проводився ретельний огляд конструкції, тобто відзначались початкові тріщини, раковини, викривлення тощо.

З метою вилучення максимуму інформації кожен зразок випробовувався з доведенням до руйнування. Навантаження залізобетонних конструкцій здійснювалося плавно, – дрібними ступенями, що складали

$(0,05 - 0,1)\Delta_u$  ( $\Delta_u$  – деформаційний вплив, що відповідає руйнуванню залізобетонної конструкції), рис. 6.10. Це було необхідно для виявлення особливостей деформування при утворенні тріщин першого, другого і т.п. рівнів. Витримка на ступенях контрольного навантаження за тріщиностійкістю і жорсткістю здійснювалась протягом години. Витримка на всіх ступенях, крім контрольної, для перевірки жорсткості і тріщиностійкості становить 0,5 години. У процесі короткочасного навантаження відліки за механічними приладами і датчиками знімалися двічі на етапі: відразу після прикладення навантаження і після витримки.

Перед очікуваним моментом тріщиноутворення розтягнута зона кожної конструкції ретельно оглядалася, поява тріщин фіксувалася візуально і за допомогою мікроскопа МПБ-2 із 24-х кратним збільшенням таціною поділки 0,05мм із точністю до 0,025мм. За мірою подальшого навантаження проводилися спостереження за появою нових тріщин і розвитком вже наявних тріщин; замірювалася ширина розкриття тріщин на двох бічних гранях у вище відмічених рівнях уздовж всього складного профілю тріщини.

Замальовування тріщин проводилося на спеціальних планшетах. Під час проведення експериментальних досліджень, за допомогою мікроскопа МПБ-2 замірювалася ширина розкриття тріщин на рівні вісі повздовжньої робочої арматури і поперечних стрижнів, а також у декількох місцях за напрямком розвитку тріщини (наприклад у місцях перетину тріщини з арматурними хомутами, на віддаленні 2-3 діаметра робочої арматури, на геометричному центрі конструкцій, тощо), фіксувалися координати появи тріщин, замірялася відстань між тріщинами. Картина тріщин, їхнє розкриття і поширення на кожній ступені наносилося на спеціальні планшети у масштабі 1:1.

Крім основних зразків випробовувались допоміжні складені призми, які складалися з окремих об'ємів (з різними класами бетону), розділених швами. У ході проведення експериментальних досліджень була розроблена спеціальна випробувальна установка, яка дозволила реалізовувати схему дослідження податливості зон, прилеглих до шва різних класів бетону (по два шва у кожній).



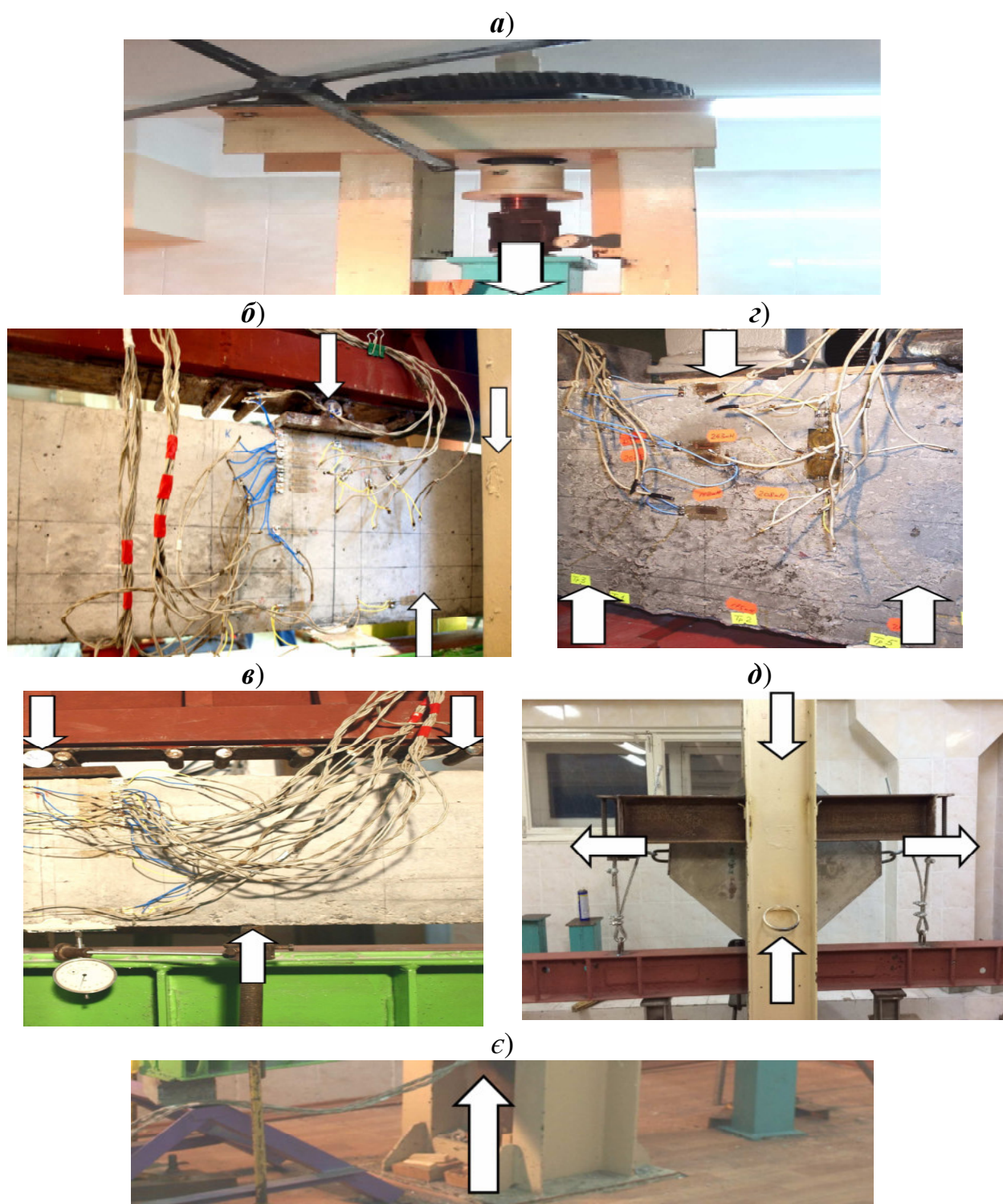


Рис. 6.10. Загальний вигляд випробувань залізобетонних конструкцій деформаційним впливом: *a* – верхня частина установки зі зубчастим редуктором і динамометром; випробування звичайних (*б*) і складених (*в*) стрижневих конструкцій; випробування плосконапружених конструкцій за схемою, наведеною на рис. 3.11, *a* і за схемою «стиск-розтяг» (*г*) і (*д*), відповідно; *е* – нижня частина установки із замкненою рамою та центральним сердечником

Запропонована методика експериментальних досліджень (рис. 6.10) охоплює широке коло питань, які так необхідні при розробці нових розрахункових моделей деформування залізобетонних конструкцій (у тому числі складених).

Проведені експериментальні дослідження, представляють можливість перевірки достовірності розрахункового апарату тріщиностійкості та жорсткості за нормальними та похилими перерізами, відстаней між тріщинами у прольоті «зрізу» (при перевірці багаторівневого процесу їхнього утворення) і переконатися у адекватності робочих гіпотез при варіюванні діаметра і кроку хомутів, повздовжнього армування, класу основного і додаткового бетонів, прольоту «зрізу», і доповнюють наявний фактичний матеріал.

#### **6.4. Експериментальна перевірка нових ефектів деформування залізобетону**

Основними параметрами, за якими велися спостереження в експерименті були картини утворення, розкриття і розвитку тріщин при відповідних деформаційних впливах ( $\Delta_i/\Delta_u$ ) або навантаженнях ( $P_i/P_u$ ), характері руйнування та величині руйнівного навантаження  $\Delta_u$  або ( $P_u$ ), а також значення прогинів на відповідних ступенях навантаження ( $f_i$ ). Вельми інформаційними у цьому відношенні можна розглядати картини тріщин (рис. 6.11), замальованих під час експерименту на спеціальних планшетах, показання ЕТ і мембранних розеток, а також графіки середніх деформації стиснутого бетону і розтягнутої арматури (рис. 6.12, 6.13).

При проведенні експериментальних досліджень з'ясовано, що арматура стримує розкриття тріщини, протидіючи розкриттю її берегів. Виникаючі при цьому реакції викликають місцевий стиск у бетоні в околиці тріщини у навколоарматурній зоні – ефект порушення суцільності (деформаційний ефект).





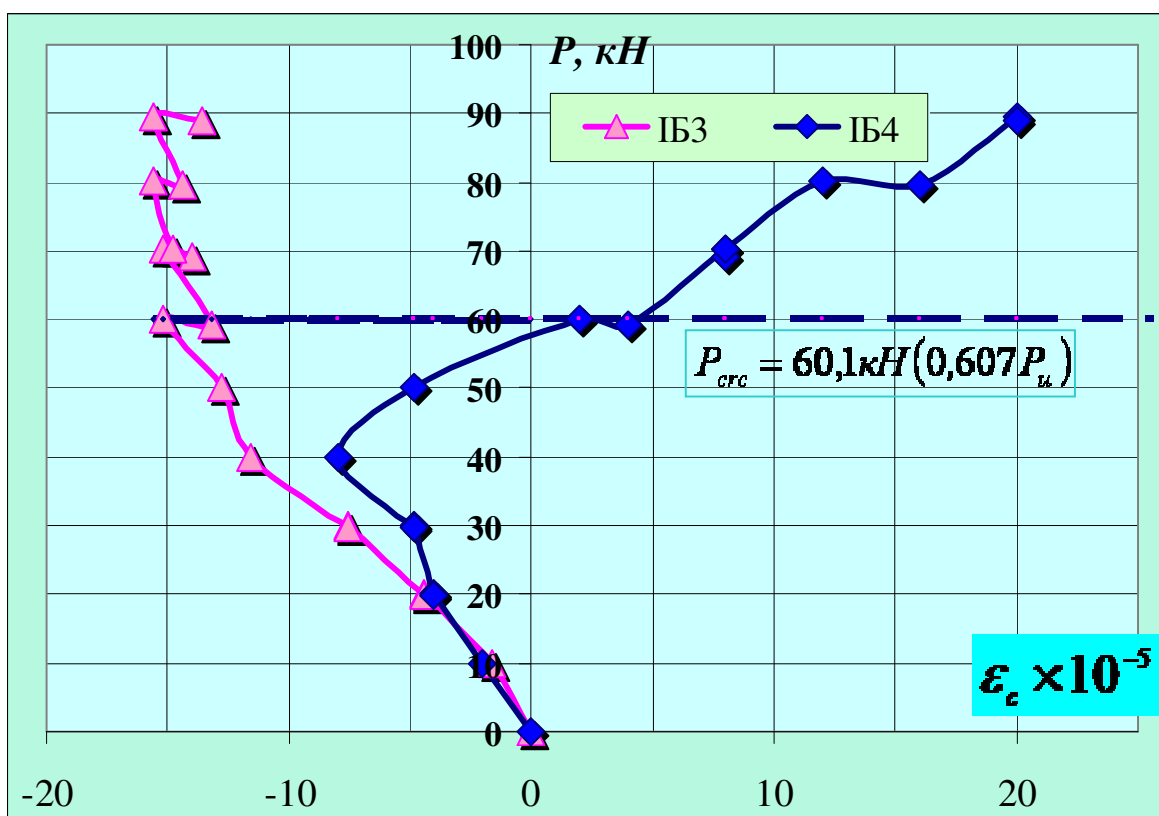


Рис. 6.12. Графіки залежності деформацій стиснутого бетону по механічним приладам від навантаження у  $\text{kH} \times 10^{-1}$  в експериментальній конструкції першої серії Б0 – І – 1,5 – 150 суцільного перерізу

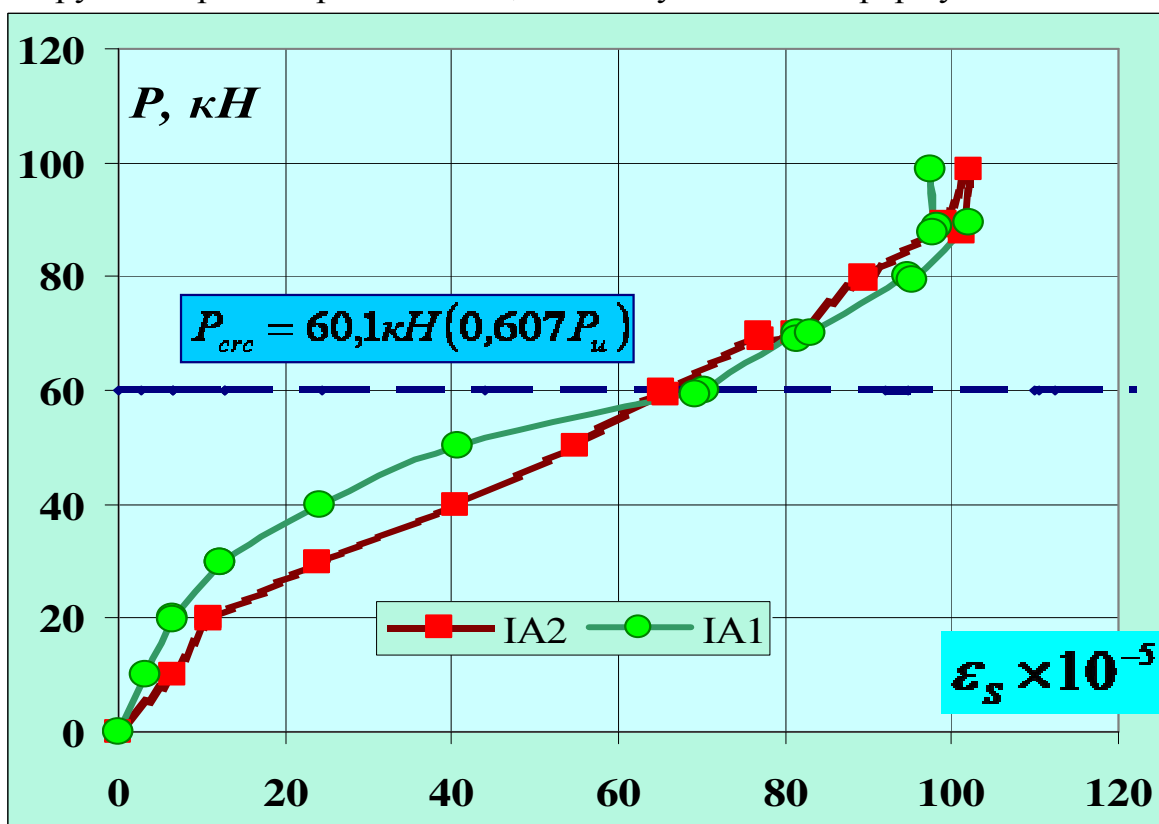


Рис. 6.13. Графіки залежності деформацій робочої арматури по механічним приладам від навантаження у  $\text{kH} \times 10^{-1}$  в експериментальній конструкції першої серії Б0 – І – 1,5 – 150 суцільного перерізу

Одночасна дія  $M$ ,  $V$  і наявність потужної розтягнутої арматури призводять до того, що тріщини мають максимальне розкриття не на рівні вісі арматури, а у деякій зоні – 2 – 3 діаметра арматури (між нейтральною віссю і віссю розтягнутої арматури) вище вісі розтягнутої арматури або у зоні нейтральної вісі між хомутами. Рух тріщини йде за двома напрямками: у сторону стиснутої зони бетону і в сторону повздовжньої розтягнутої арматури. При цьому на перетині з хомутами ширина розкриття тріщин менше, ніж на деякому (близько двох діаметрів) віддаленні від хомутів. Аналогічні експериментальні дані були отримані для всіх серій стрижневих і плосконапружених зразків, які випробовувалися.

Дуже важливими є також графіки середніх деформацій (рис. 6.12, 6.13) стиснутого бетону і розтягнутої арматури, у поперечному перерізі дослідних зразків, розташованих в перерізі 1–1, в середині прольоту, які побудовані на основі показань ЕТ і механічних приладів з ціною поділки 0,001(0,002) мм. Крім експериментальних даних про деформації стиснутого бетону і розтягнутої арматури на відповідних ступенях навантаження, ці графіки дають можливість отримати фактичну висоту стиснутої зони і оцінити можливість використання гіпотези плоских перерізів для середніх деформацій бетону і арматури (база механічних приладів ( $l = 250$  мм) порівняна з відстанню між тріщинами при експлуатаційному рівні навантаження).

Слід зазначити, що проведений аналіз таких графіків дозволяє із впевненістю стверджувати про доцільність використання гіпотези плоских перерізів у межах кожного із складових стержнів для середніх деформацій бетону і арматури у залізобетонних конструкціях (у тому числі складених) на всьому діапазоні навантаження.

Для експериментальної конструкції першої серії БС–І–1,5–150 (робоча повздовжня арматура 2Ø16А400С) тріщини утворилися в області нейтральної вісі і розвивалися як за напрямком верхньої грані, так і у напрямку повздовжньої розтягнутої арматури.

При цьому максимальне розкриття похилих тріщин на рівні вісі робочої повздовжньої арматури на XI ступені навантаження (0,7 від руйнівного) становило 0,23 мм, а на віддаленні 2 діаметрів арматури – 0,36 мм відповідно.

Для експериментальної конструкції третьої серії БС – III – 2,7 – 100Ø10 (Ø10A400C) (розтягнута арматура 2Ø16A400C) тріщини утворилися у зоні нейтральної вісі і розвивалися як напрямком верхньої грані, так і за напрямком повздовжньої розтягнутої арматури. При цьому максимальне розкриття похилих тріщин на рівні повздовжньої вісі поперечної арматури на X ступені навантаження (0,79 від руйнівного) становило 0,2 мм, а на віддаленні 2 діаметрів арматури – 0,3 мм відповідно.

Картина утворення і розвитку тріщин приведена на рис. 6.13. Тут розташовані три похилих тріщини, що утворюють «віяло» тріщин I. Перша тріщина, прилегла до сили, з'явилася на п'ятому ступені навантаження. Друга тріщина з'явилася на дев'ятому ступені навантаження (вона ж у подальшому стала руйнівною). Третя похила тріщина, розташована з боку опори, з'явилася на одинадцятому ступені навантаження. Друга похила тріщина, підійшовши до шва, з'єдналася з горизонтальною тріщиною, утвореною вздовж шва на дванадцятому ступені.

Слід зауважити, що для всіх серій на графіках експериментальних залежностей  $w_{k,exp} - \Delta_i / \Delta_u$  ширина розкриття тріщин зростає при збільшенні рівня навантаження, незважаючи на те, що при збільшенні напружень в арматурі відбувається одночасне зменшення відстані між тріщинами (рис. 6.14–6.15). При урахуванні багаторівневого процесу утворення тріщин можна було очікувати зменшення ширини розкриття тріщин, тому що, незважаючи на збільшення рівня навантаження і зростання напружень в арматурі, відбувається зменшення відстані між тріщинами (зміна відстані між тріщинами відбувається дискретно (зворотно, пропорційно зміні згинальних моментів), яка носить протилежний характер впливу на ширину розкриття тріщин. Однак цього не сталося.

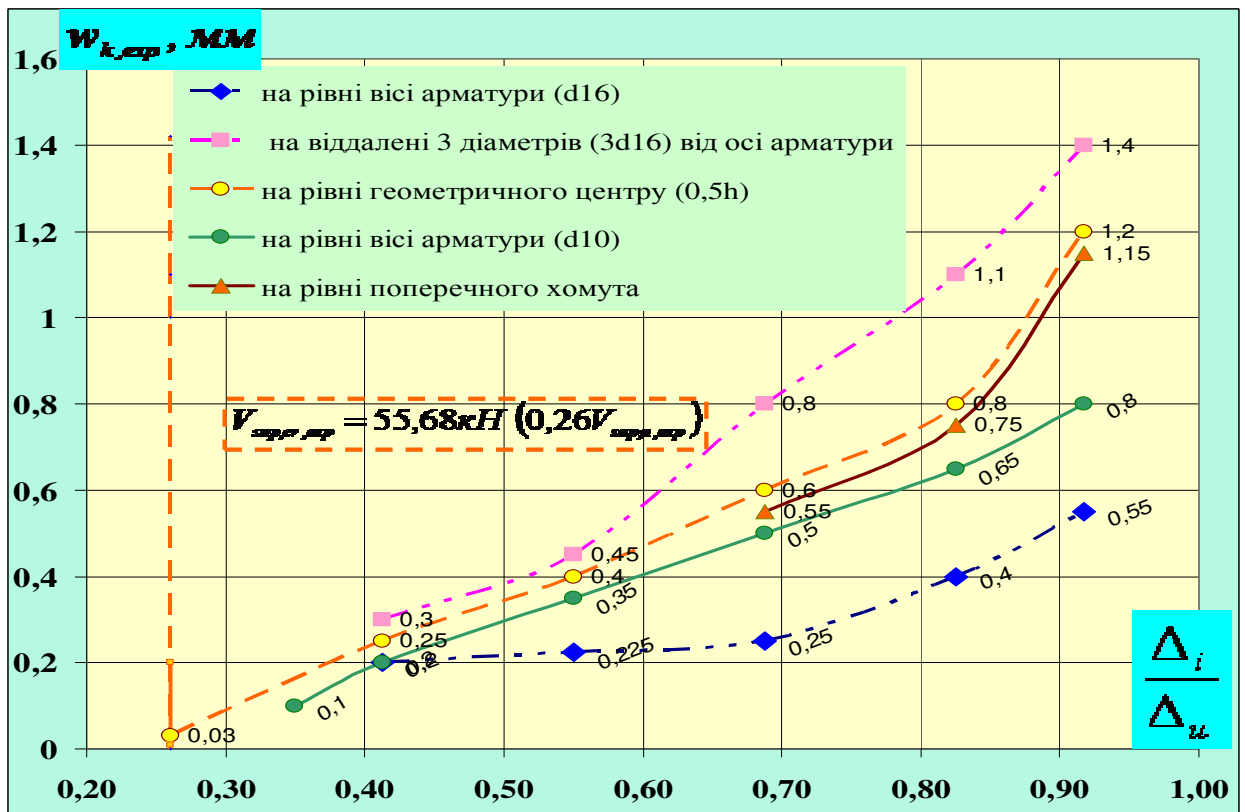


Рис. 6.14. Графіки залежностей ширини розкриття утвореної тріщини Тр1. першого рівня тріщиноутворення (сторона А) від  $\Delta_i/\Delta_u$  експериментальної складеної конструкції четвертої серії БС-IV-1,0-150 прольотом «зрізу» 1,0

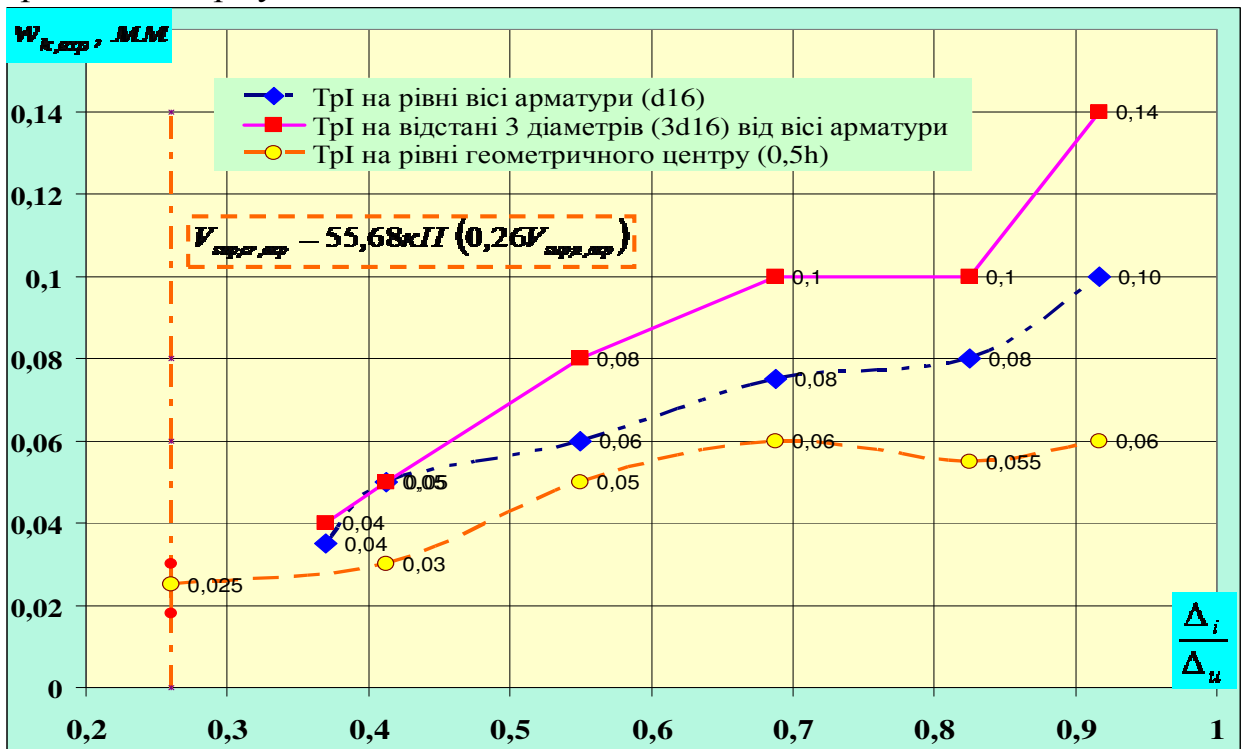


Рис. 6.15. Графіки залежностей ширини розкриття першої утвореної тріщини ТрI. (сторона Б) від  $\Delta_i/\Delta_u$  експериментальної конструкції четвертої серії БС-IV-1,0-150 прольотом «зрізу» 1,0

Отриманий експериментальний результат ставить доволі конкретну вимогу до запропонованих розрахункових моделей: розрахунок хоча б якісно повинен підтвердити цю закономірність, помічену у дослідях. Вельми важливим також є отриманий результат того, що у межах експлуатаційного навантаження (0,6 – 0,8 від руйнуючого), висота стиснутої зони бетону практично не змінюється. При цьому плоскі перерізи перетинаються в одній точці (немов обертаючись навколо неї). Результати обробки електротензометричних ланцюгів та розеток, встановлених на основні зразки та складені призми, дозволили отримати наступні експериментальні значення коефіцієнта жорсткості шва  $\xi$ : для швів між бетонами C16/20–C25/30,  $\xi = 1982,2 \text{ кН} / \text{см}^2$ ; для швів між бетонами C25/30–C25/30,  $\xi = 2528,5 \text{ кН} / \text{см}^2$ .

Таким чином, на підставі проведених лабораторних експериментів та результатів їхньої обробки для експериментальних конструкцій всіх серій підтверджено багаторівневу схему тріщиноутворення (згідно з якою тріщини утворюються на всьому діапазоні навантаження аж до руйнування, – отримані картини, аналогічні рис. 6.11) і побудовані графіки експериментальної залежності  $w_{k,exp} - \Delta / \Delta_u$  (рис. 6.14–6.15), у тому числі складених залізобетонних конструкцій у залежності від рівня навантаження.

Характер руйнування експериментальних конструкцій із варіюванням «прольоту зрізу» 1,5; 2,0 і 2,7 має деякі особливості. Руйнування зразків четвертої серії відбулося на чотирнадцятій ступені. При цьому на характер руйнування вплинула тріщина, що йде за всією висотою поперечного перерізу. Цей вид руйнування слід виділити в окремий випадок, – руйнування за похилих перерізами від втрати зчеплення у шві між бетонами, яке характерно для великих прольотів «зрізу».

Руйнування зразків першої серії відбулося на XV ступені від зрізу з роздавлюванням бетону над небезпечною похилою тріщиною. При цьому на чотирнадцятій ступені утворилися тріщини вздовж шва між бетонами. Їхній розвиток ішов від торців складеної конструкції, проте до зони руйнування на п'ятнадцятій ступені ці тріщини не дійшли.

Отримані експериментальні дані наступних основних параметрів: ширини розкриття тріщин на рівні вісі поздовжньої і поперечної розтягнутої арматури і у декількох рівнях над розтягнутою арматурою ( $w_k$  уздовж всього профілю тріщини); зміни відстані між тріщинами  $s_r$  (функціонального і рівневого) і довжини тріщин  $h_r$  за мірою збільшення навантаження (з виявленням багаторівневого процесу утворення тріщин), середніх деформацій поздовжньої і поперечної арматури в тріщині і між тріщинами з урахуванням ефекту порушення суцільності, несумісних деформацій бетону та арматури, умовного зосередженого зсуву в швах, фібрових деформацій стиснутого бетону, висоти стиснутої зони бетону при варіюванні різних прольотів «зрізу», діаметра і кроку хомутив.

Таким чином, отримані експериментальні дані у значній мірі доповнюють накопичений експериментальний матеріал і надають можливість перевірки запропонованих моделей деформування залізобетону за уточненим визначенням ширини розкриття тріщин з урахуванням ефекту порушення суцільності, несумісних деформацій бетону та арматури, умовного зосередженого зсуву в швах та їхнього аналізу на різних стадіях навантаження з перевіркою запропонованих розрахункових залежностей для подальшого ефективного проектування залізобетонних конструкцій (у тому числі складених) будівель та споруд або при проведенні їхньої реконструкції.

### **6.5. Експериментальні дослідження системи «залізобетонна балка - деформована основа»**

Експериментальна установка, яка моделює пружну основу, являє собою секційну систему незалежних пружинних опор основи. Кожна опора складається з нерухомої нижньої і рухомої верхньої жорстких розподільчих траверс, з'єднаних загальною направляючою, яка, у свою чергу, закріплена в основі установки (рис. 6.16). Між траверсами встановлюються пакети

пружин, кількість і жорсткість яких підбираються відповідно до задач, поставлених в експерименті [62].

Такі опори об'єднані в секції довжиною 1м, які дозволяють незалежно деформуватися кожної з пружинних опор основи відповідно до діючого на неї навантаження.

Завантажувальний пристрій складається із стійок і траверс. Навантаження створювалася системою гідродомкратів, поміщених між траверсами завантажувальних пристроїв і експериментальним зразком. Максимальне зусилля, що розвивалося одним гідродомкратом – 500 кН.

Між опорою основи і конструкцією, яка випробовувалася, встановлювалися каткові опори на цементній підливці, що забезпечувало включення в роботу всіх опор з самого початку випробування. Конструкція установки показана на рис. 6.16.

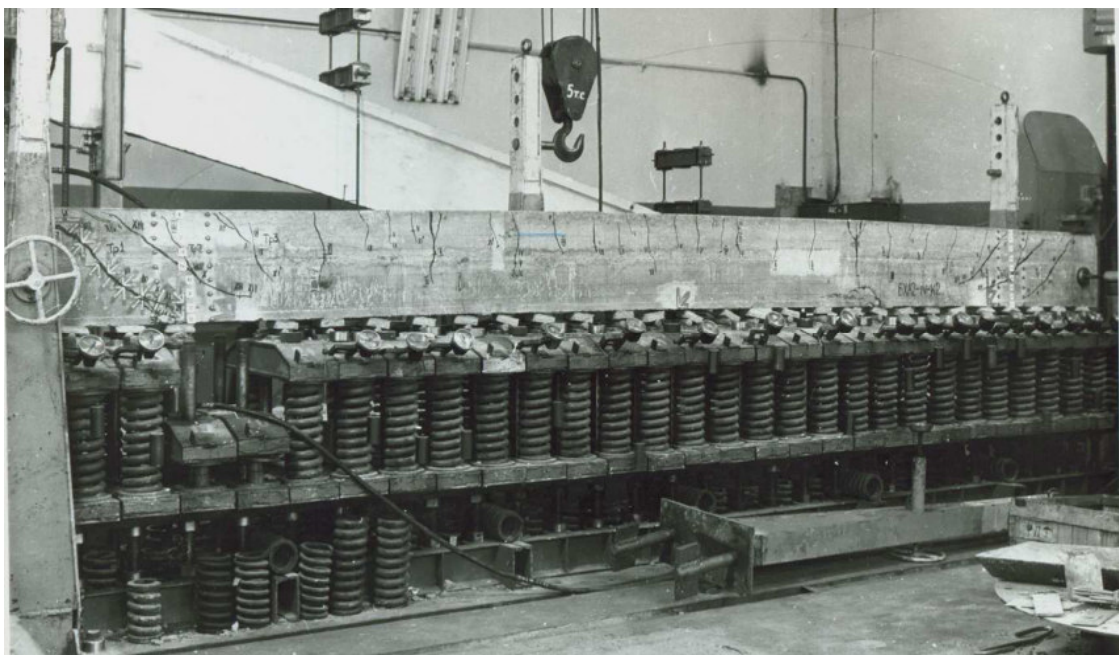


Рис. 6.16. Конструкція установки і загальний вигляд випробувань балок на деформованій основі

Обсяг і зміст випробувань наведені в табл. 2.11, роботи [62]. Створення таких полярних схем деформаційних навантажень дозволило оцінити ймовірність появи: похилих або нормальних тріщин у зоні спільної дії згинального моменту і поперечної сили, виявити характер

тріщиноутворення і руйнування конструкції, а також визначити несучу здатність за похилими перерізами.

Експериментальні конструкції, у схемі випробування яких створювалися деформаційні впливи, випробовувалися на цій же установці, однак у зоні деформаційного впливу створювалося вимушене зміщення каткових опор, таким чином, що опора основи у цьому місці не сприймала навантаження від експериментального зразка (вона перерозподілялася на інші опори основи).

Випробування виконувалося у наступній послідовності. Балка за допомогою крана встановлювалася на стенд строго вертикально по виску. Опирання балки на стенд і передача зусилля від силозбуджувачів здійснювалися за допомогою каткових опор, що дозволило звести до мінімуму вплив сил тертя.

Після цього з двох сторін балки встановлювалися прилади 1ИГИ і 2ИГИ для вимірювання повздовжніх деформації на базі 300 мм. Встановлення приладів на декількох рівнях дозволило перевірити прийнятність гіпотези про лінійний розподіл деформацій за висотою перерізу.

Осадка пружин визначалася за переміщенням рухомих траверс установки, яка вимірюється прогиномірами ПМ-3, що встановлювалися з обох сторін кожної траверси.

Перед початком випробувань при навантаженні, яке приблизно дорівнювало  $(0,1 \dots 0,15) P_u$  вироблялося центрування силових пристроїв. Відцентрована система завантажувалася ступенями  $(0,1 \dots 0,15) P_u$ , при цьому зусилля, яке передається на балку, контролювалося за допомогою силовимірювачів – зразкових манометрів, встановлених на гідродомкратах.

Конструкції експериментальних зразків і методика їхніх випробувань наведені в роботі [54] (зокрема, додаток 1, рис. 1.1.1, 1.2.11, 1.2.13). У процесі випробувань замірялися деформації бетону за різними напрямками у зоні над небезпечною похилою тріщиною (додаток 1, рис. 1.2.11 а [54]), а також деформації бетону перпендикулярно до напрямку головних стискаючих і головних розтягуючих напружень у прольоті «зрізу» (додаток 1, рис. 1.2.11 б [54]). Для вимірювання цих деформацій на поверхню бетону наклеювалися



окремі тензорезистори, їхні розетки і ланцюжки тензорезисторів із базою 30 мм. Крім того, в окремих зонах (додаток 1, рис. 1.1.1 [54]) були встановлені магнітопружні перетворювачі (МУП) типу Ц124-400 для вимірювання внутрішніх стискаючих напружень бетону. Деформації за напрямом заміряних напружень визначалися за допомогою тензорезисторів.

Висока міцність (щільність) бетону сприяла гарній роботі наклеєних на ньому тензорезисторів. Більш того, використана схема розеток із здвоєними тензорезисторами дозволила підвищити точність і надійність вимірювань деформацій бетону.

Поперечні деформації поздовжньої арматури вимірювалися за допомогою малобазних тензорезисторів із базою 1 мм, встановлених в лунки, які були вифрезеровані в арматурних стрижнях відповідно до додатку 1, рис. 1.1.1 [54].

Для контролю текучості поперечної арматури на ступенях, що передують руйнуванню, в низці хомутів в місцях їх перетину небезпечною похилою тріщиною були встановлені ланцюжки тензорезисторів. Окремі тензорезистори встановлювалися також в місцях приєднання хомутів до поздовжньої арматури (додаток 1, рис. 1.1.1 [54]).

## **6.6. Аналіз експериментальних досліджень для перевірки запропонованих моделей деформування**

В сучасній технічній літературі наводяться результати досліджень тріщиностійкості залізобетонних елементів, які піддаються різним силовим впливам [14, 26, 27, 48, 56, 58, 61, 76, 85, 88, 93, 94, 106, 118, 139, 152, 154, 156, 168-170, 182, 198, 206, 221, 235, 242, 251, 252, 255, 259, 260, 262, 264, 265, 267, 274, 278, 280, 285, 286, 297 і ін.]. Відомі також дослідження тріщиностійкості натурних елементів, які згинаються [198]. Разом із тим немає даних про параметри тріщиностійкості, коли натурний елемент одночасно піддається впливу  $M$ ,  $N$  і  $V$ , хоча такі відомості необхідні як мінімум із двох причин. З

одного боку, багато конструкцій піддаються саме таким діям, з іншого — ця інформація може дати більш повне уявлення про особливості тріщиностійкості залізобетону при згаданих силових впливах.

Експериментальні дослідження стрижневих елементів, виконаних під керівництвом авторів [54, 58], проводили з метою визначення основних параметрів тріщиностійкості з урахуванням впливів  $M$ ,  $N$  і  $V$ , їхнього аналізу на різних стадіях навантаження, перевірки розрахункового апарату, який розроблюється, а також для впровадження у виробництво ефективних залізобетонних конструкцій.

Кількість зразків, що випробовувалися було прийнято з урахуванням варіювання їхньої розрахункової довжини, висоти поперечного перерізу, армування, а також схеми навантаження і величини навантаження, наведені в табл. 2.17 [63]. Програма досліджень включала натурні випробування консольних балок під навантаження 6, 12, 15, 18, 21 і 24 кН/м для виробничих будівель шириною 18 і 21 м. Конструкції наведені на рис. 1.2.15 додатку 1, роботи [54]. Категорія тріщиностійкості конструкцій – третя [58].

Навантаження балок здійснювалося дрібними ступенями, які складали  $0,1M_{cr}$ . Це було необхідно для виявлення особливостей деформування при утворенні тріщин першого, другого і подальших рівнів. Однак показання на ступенях навантаження знімали лише в тому випадку, коли утворювався новий рівень тріщин або ж при величині навантаження, що становить  $0,1M_u$ . Ширина розкриття тріщин вимірювалася на двох бічних гранях на рівні розташування розтягнутої арматури і в декількох рівнях за висотою перерізів балок. Під час витримки під навантаженням відзначали розвиток тріщин за висотою. Замальовування та фіксація тріщин відбувалась на спеціальних планшетах.

Розгляд отриманих експериментальних даних представляє інтерес, у першу чергу, з точки зору оцінки впливу жорсткості основи, а також схеми прикладання силових і деформаційних впливів на несучу здатність

конструкцій, параметри небезпечної похилої тріщини і напружено-деформований стан у цій зоні.

Характер руйнування зразків, які випробовувались, за схемою 1 і схема встановлення тензометричних розеток, наведені на рис. 6.17.

В експерименті було відзначено уповільнення зростання тріщин на ступенях, які передують руйнуванню (рис. 6.18), що було пов'язано з виходом деформацій арматури в тріщинах за межі границі текучості. При цьому значення коефіцієнта  $\psi_s$  не досягають одиниці (рис. 6.19), так як середні деформації арматури  $\varepsilon_{s,m}$  не досягають деформацій арматури у перерізах із тріщинами.

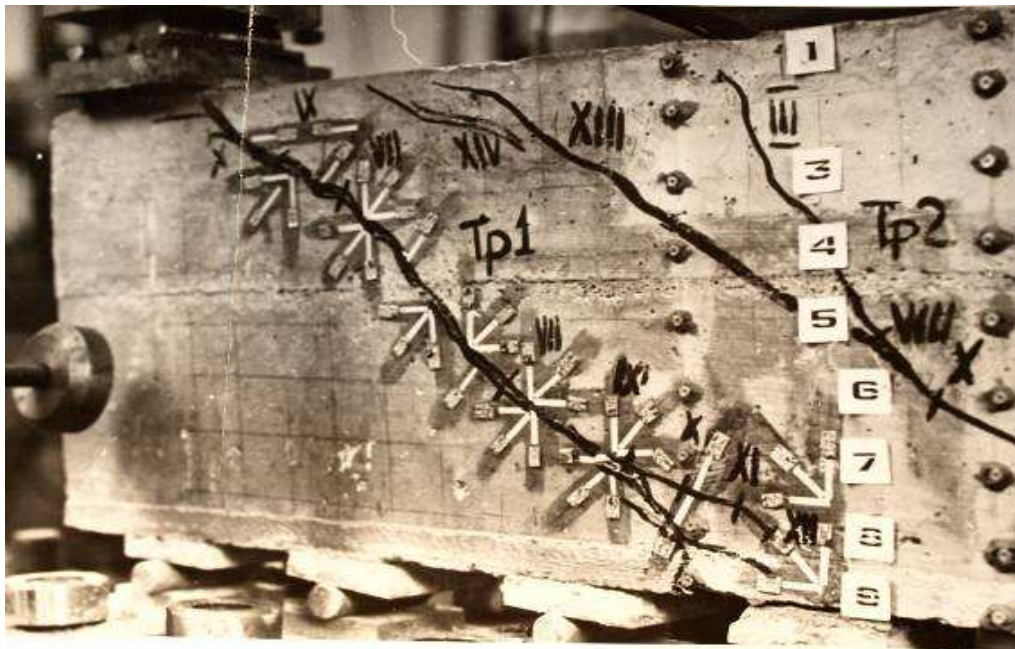


Рис. 6.17. Характер руйнування зразків випробовуваних, за схемою 1 і схема установки розеток ЕТ

Зі збільшенням навантаження відстань між тріщинами  $s_r$  зменшується, а різниця деформацій  $\varepsilon_{sm}$  і  $\varepsilon_s$  збільшується. Отже, значення  $\psi_s$  зменшуються. При певній величині навантаження значення  $\psi_s$  досягають своїх мінімальних величин (рис. 6.29), а потім починають зростати. Така ж закономірність зміни коефіцієнта  $\psi_s$  спостерігалася і у дослідях [198, 312 і ін.]. Відмінність полягала лише в тому, що в описаному експерименті  $\psi_s$  не досягало значення, рівного одиниці, навіть у момент руйнування.

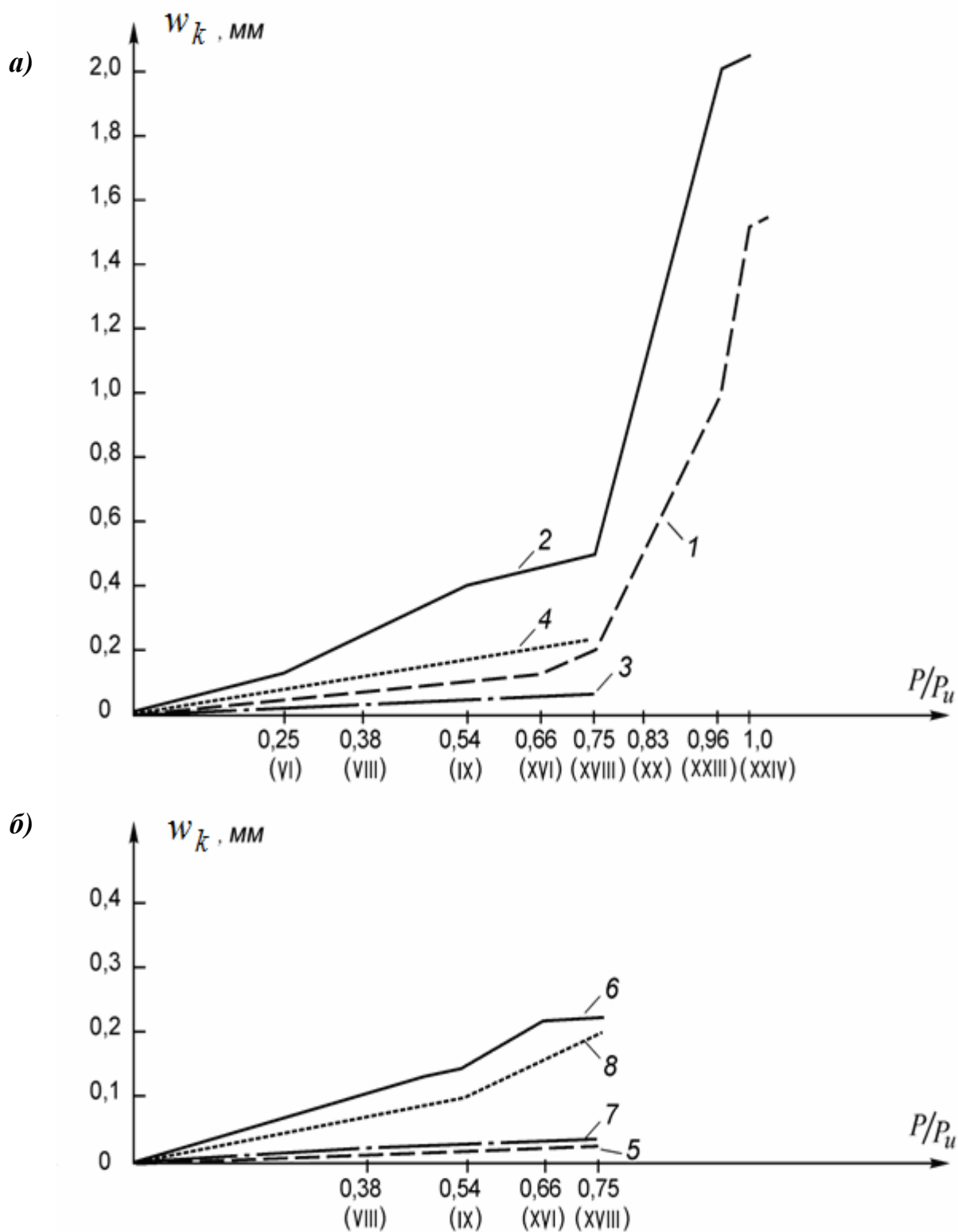


Рис. 6.18. Графіки залежності  $w_k - P/P_u$  для балки 6БК 21–18: *a* – у тріщинах Тр.1 і Тр.2 (відповідно 1 і 3 – криві на рівні вісі нижньої арматури, 2 і 4 — криві вище цього рівня на 40 мм); *б* – те ж, у тріщинах Тр.3 і Тр.4 (відповідно 5 і 7 – криві на рівні вісі арматури, 6 і 8 – криві вище цього рівня на 40 мм)

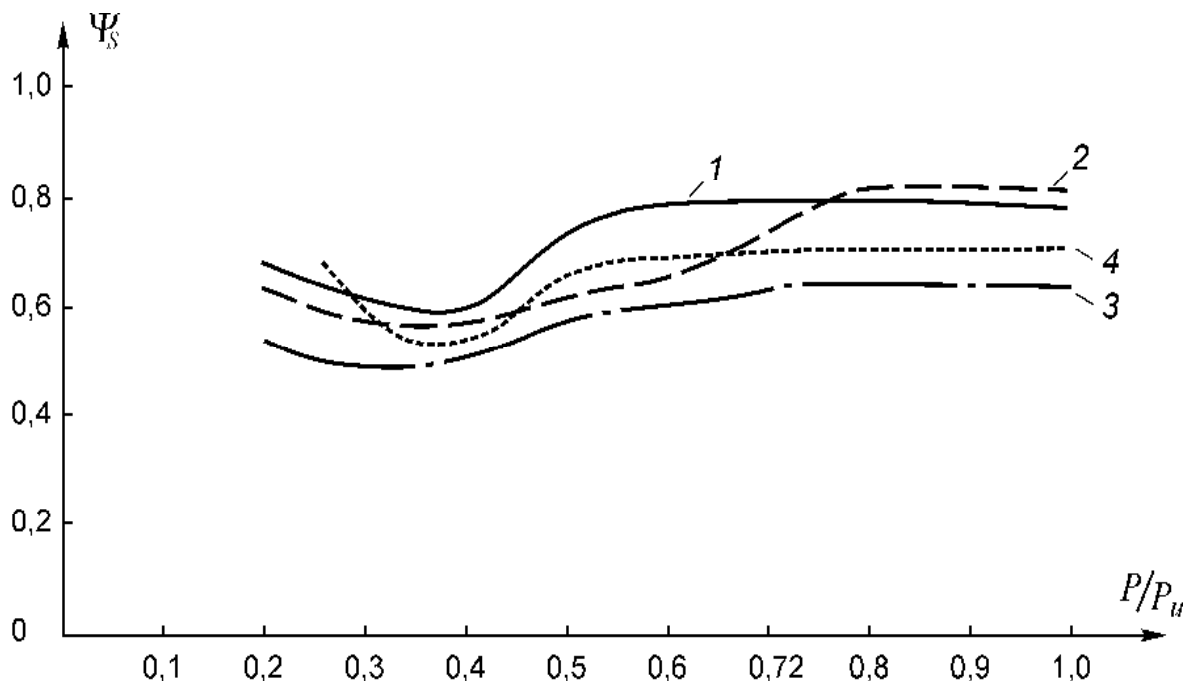


Рис. 6.19. Зміна експериментальних значень  $\Psi_s$  із збільшенням навантаження:

1 – у дослідній натурній конструкції 1БК 18-6; 2 – те ж у 3БК 18-24;

3 – те ж у 4БК 21-6; 4 – те ж у 6БК 21-18

У проведених експериментах поряд із виявленням багаторівневого характеру тріщиноутворення новим результатом безумовно є виявлений ефект стиснутого бетону в розтягнутій зоні залізобетонного елемента, який було виявлено в околицях тріщин.

Уточнення основних серій напружено-деформованого стану перерізу залізобетонного елемента стало наслідком цих результатів.

Безсумнівно, накопичені експериментальні дані будуть вельми корисні і для оцінки вже відомого «нагельного ефекту» [54, 61, 145], і для якісної і кількісної оцінки цілого ряду експериментальних параметрів, які характеризують опір залізобетонних елементів.

Таким чином, утворення тріщин у залізобетонних елементах показує досить істотний взаємовплив на напружено-деформований стан їхніх окремих зон. Тому, при побудові розрахункового апарату, схеми тріщиноутворення повинні знайти в ньому належне відображення.

Наявність характерних зон стиску і розтягу повздовжніх стрижнів сіток за висотою конструкцій балок дозволяє уточнити якісну картину її напружено-деформованого стану у прольоті «зрізу» і переконливо підтверджуює аркову схему опору.

Поряд із вивченням «нагельного ефекту» на зразках, наведених у табл. 2.18 монографії [62], було виявлено ефект стиснутого бетону в розтягнутій зоні залізобетонного елемента, який проявляється в околицях тріщин.

Якщо звернутися до графіків  $\varepsilon_s - P/P_u$ ,  $\Delta\varepsilon - P/P_u$  (рис. 6.20, 6.21), то можна відзначити, що поблизу небезпечної похилої тріщини деформації арматури зменшуються (рис. 6.20). Особливо яскраво це виражено при появі тріщини на прирощеннях деформацій арматури – графік 2 на рис. 6.20, 6.21, а.

Цікавими є також графіки осьових деформацій арматури за довжиною бетонного блоку між тріщинами (рис. 6.22, б). Тут, в оточенні небезпечної похилої тріщини, деформації арматури можуть помітно зменшуватися. Слід зауважити, що це явище стабільно простежується тільки при вимірюваннях суцільними ланцюжками тензорезисторів.

Характерними є графіки  $w_k - P/P_u$  повздовжньої і поперечної арматури у вигляді кривих 1, 2, 3, 6, 7, які наближаються до вісі ординат (рис. 6.22). У зоні між хомутами ці криві вирівнюються, наближаючись до прямої. Таким чином, арматурні стрижні стримують розкриття тріщин – звідси і виникають деформації скорочення бетону в околицях перетину тріщиною арматури.

Проведені експерименти унікальні і за кількістю отриманої інформації. Частина її приведена у роботі [54]. Звідти випливає, що абсолютно по-новому йде справа з рівнями тріщиноутворення – їх повинно бути декілька (а не один), і їхня поява відбувається на всьому діапазоні навантаження, аж до самого руйнування. Експериментальні картини тріщиноутворення (в тому числі у вузлах сполучення) показують його найтісніший зв'язок із жорсткістю та міцністю залізобетонних конструкцій, що вимагає приділення особливої уваги дослідників і необхідності розробки відповідної групи рівнянь тріщиноутворення для таких несучільних матеріалів, як залізобетон.

Отриманий експериментальний матеріал дозволяє проводити аналіз напружено-деформованого стану та ефектів опору залізобетону, а також проводити статистичну обробку точності і надійності запропонованих моделей деформування залізобетону та їхнього розрахункового апарату.

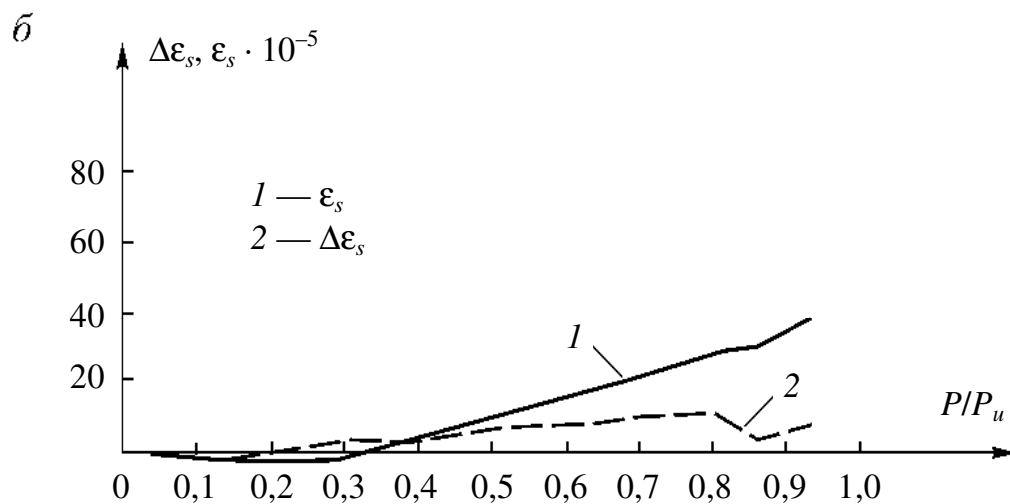
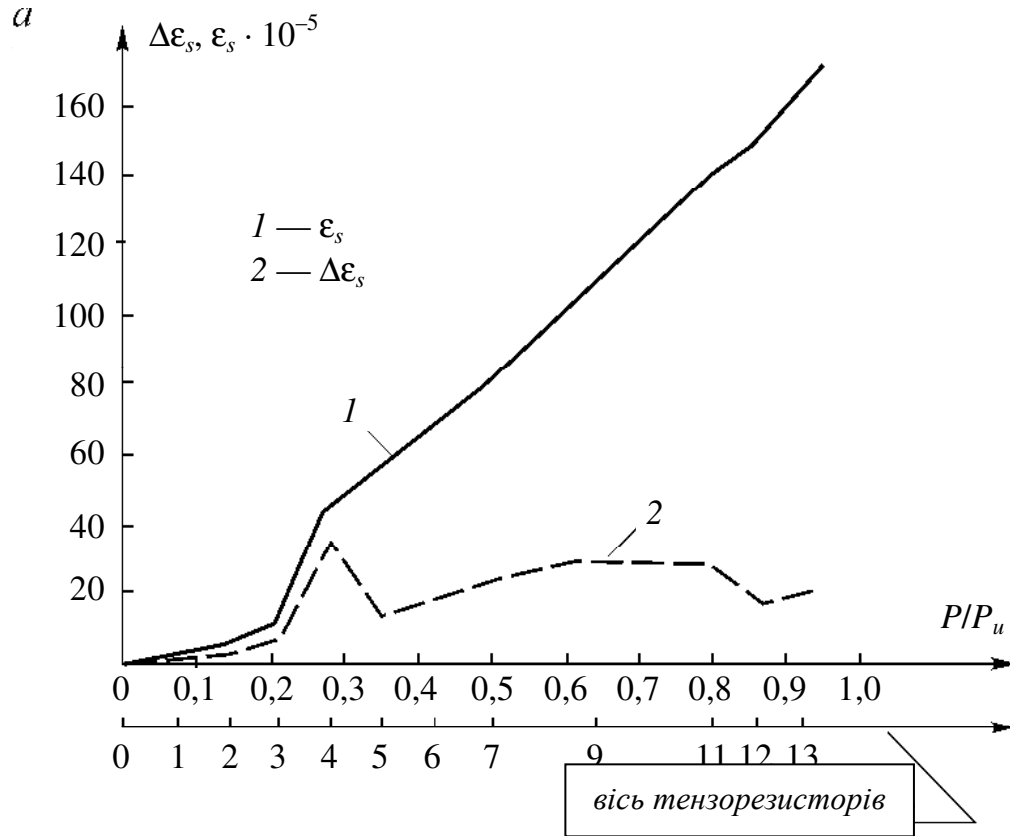


Рис. 6.20. Деформації повздовжньої арматури для натурної дослідної конструкції балки Б-V-2-1-22: *a* – у середині бетонного блоку між тріщинами; *б* – поблизу небезпечної похилої тріщини

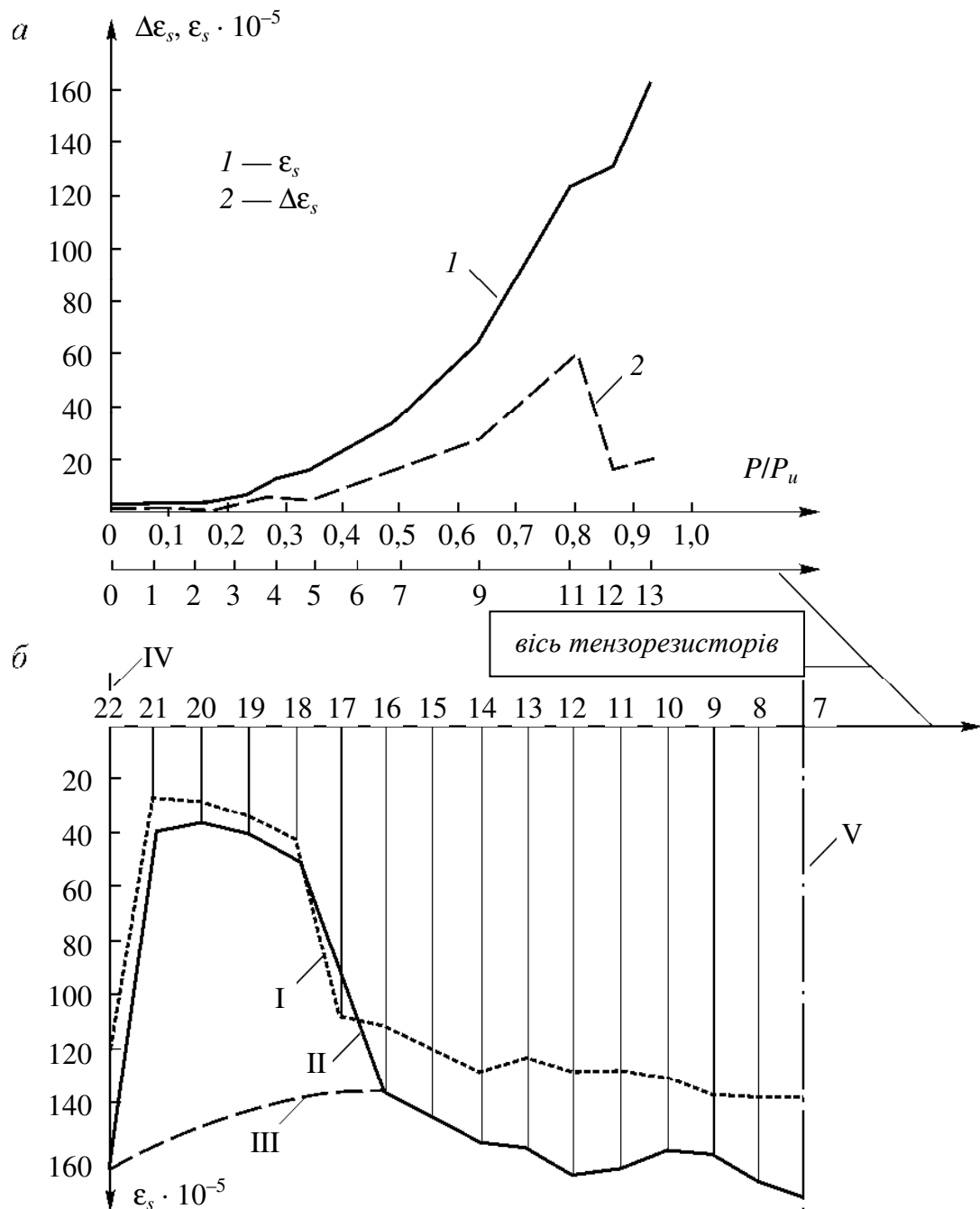


Рис. 6.21. Деформації повздовжньої арматури для натурної дослідної конструкції балки Б-V-2-1-22 у місці перетину небезпечною похилою тріщиною (а) і між тріщинами (б):

I –  $P/P_u = 0,68$ ; II –  $P/P_u = 0,9$ ; III – графік, побудований за несучільним ланцюжком тензорезисторів; IV – лінія, яка проходить в околиці небезпечної похилої тріщини; V – лінія, яка проходить між тріщинами

На основі проведених експериментів і їхнього аналізу виявлена багаторівнева схема тріщиноутворення (згідно з якою тріщини утворюються



на всьому діапазоні навантаження, аж до самого руйнування). Помічений та підтверджений новий ефект стиснутого бетону в розтягнутій зоні залізобетонних конструкцій, що виявляється в околицях тріщин.

Ці результати призвели до необхідності уточнення основних стадій напружено-деформованого стану залізобетону.

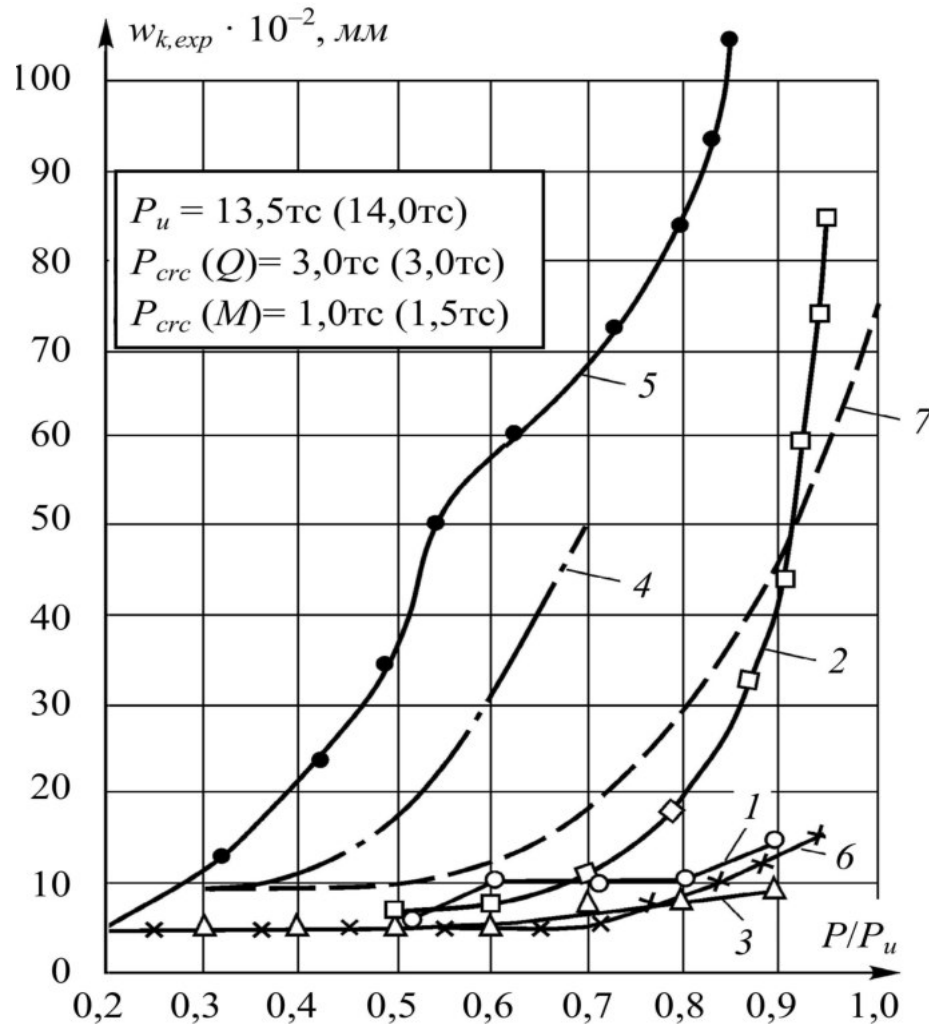


Рис. 6.22. Графіки залежності  $w_k - P/P_u$  для натурної дослідної конструкції балки Б-І-1-2-2-16 небезпечної похилої тріщини:

1, 2, 3 – відповідно на першому, другому, третьому хомутах, рахуючи від сили; 4, 5 – між першим і другим, другим і третім хомутами відповідно; 6, 7 – на повздовжній арматурі першого і другого ярусу (рахуючи знизу) відповідно між третім і четвертим хомутами

Встановлено, що після появи тріщин спостерігається значна різниця (в 2 ... 3 рази і більше) між шириною розкриття тріщин на рівні повздовжньої

арматури і вище цього рівня на відстані 1,5 ... 2 діаметра арматури. Ця різниця зменшується лише на останніх ступенях навантаження, після настання текучості в арматурі. Помічено, що у низці випадків опір залізобетонного елемента триває при  $\sigma_s > f_{yk}$ , тобто після появи деформацій текучості в арматурі. Виявлено помітне зменшення деформації арматури в зоні тріщини, пов'язане з її розкриттям.

Отримано основні експериментальні параметри деформованого стану залізобетону при спільній дії  $M$ ,  $N$  і  $V$  із різними видами поперечного армування (хомутами, відгинами, сітками) при різних видах і схемах дії зовнішнього навантаження (зосередженого, розподіленого, змішаного, яке імітує провали в основі, яка деформується), що значною мірою доповнюють наявний експериментальний матеріал.

При цьому повна картина деформування стрижнів сіток дозволила скоригувати аркову схему опору прямих залізобетонних стрижнів у прольотах «зрізу». Уточнені величина проекції найбільш не вигідного похилого положення і опір стиснутої зони бетону над небезпечною похилою тріщиною, величина відносних взаємних зміщень бетону та арматури (яка найбільш повно характеризує їхнє зчеплення) і характер деформування арматури (у тому числі «нагельний ефект» і пов'язані з ним явища відриву бетону уздовж повздовжньої арматури). Досліджені місцеві пластичні деформації скорочення бетону у зоні дії зосереджених сил, що уповільнюють розвиток критичної похилої тріщини, і таке ін.

Встановлено взаємозалежність опору окремих зон стрижневих залізобетонних елементів, яка пов'язана із схемою тріщиноутворення цих зон і з впливом концентрації деформацій у вхідних кутах вузлів, які призводять до істотного перерозподілу зусиль.

У процесі експериментів отримані всі основні типи руйнування залізобетонних елементів при спільній дії  $M$ ,  $N$  і  $V$ : роздавлювання з виколом, розколювання бетону вздовж повздовжньої арматури, розвиток похилої тріщини до верхньої грані залізобетонного елемента.

## 6.7. Висновки за розділом 6

1. Розроблено методику експериментальних досліджень утворення, відстані між тріщинами та ширини їхнього розкриття у стрижневих і плосконапружених залізобетонних конструкціях (в тому числі складених) з метою перевірки запропонованих розрахункових моделей деформування залізобетону на засадах механіки руйнування, що враховує різні типи похилих тріщин, ефект порушення суцільності та взаємні зміщення арматури і бетону та умовні зосереджені зсуви у швах між різними бетонами.

2. Проведені експериментальні дослідження та отримані нові експериментальні дані залізобетонних конструкцій (в тому числі складених) для наступних основних параметрів: момента утворення нормальних і похилих тріщин, ширини розкриття тріщин на рівні вісі повздовжньої розтягнутої арматури і уздовж всього профілю тріщини; зміни відстані між тріщинами  $s_r$  і довжини тріщин  $h_r$  за мірою збільшення навантаження, деформацій робочої арматури і бетону вздовж вісі робочої арматури між тріщинами, які в значній мірі доповнюють накопичений експериментальний матеріал та надають можливість перевірки запропонованих моделей деформування залізобетону. При цьому підтверджено, що арматура стримує розкриття тріщини, протидіючи розкриттю її берегів. Реакції, які виникають при цьому, викликають місцевий стиск у бетоні в околиці тріщини – ефект порушення суцільності, який і призводить до зміни профілю тріщини від трикутного до складного.

3. Виконаний аналіз експериментальних картин утворення і розвитку тріщин, дозволяє виявити декілька рівнів появи тріщин. Причому тріщини наступного рівня з'являються, як правило, у середині відстані між тріщинами попереднього рівня (у серіях проведених експериментів спостерігалось два-три рівня тріщиноутворення).

Одночасна дія  $M$  і  $V$  та наявність потужної розтягнутої арматури призводять до того, що тріщини мають максимальне розкриття не на нижній

грані, а у деякій зоні (між нейтральною віссю і віссю розтягнутої арматури) вище вісі розтягнутої арматури. Рух тріщини йде за двома напрямками: за напрямом стиснутої грані бетону та за напрямом повздовжньої розтягнутої арматури. Тріщини, які виникають у зоні біля опори, в середині «стовпа утвореної арки», можуть виходити на верхню грань залізобетонної конструкції практично у будь-яку точку (причому вона необов'язково збігається з точкою прикладання сили) при прольотах «зрізу» більше двох.

4. Стосовно залізобетонних складених конструкцій, експериментально підтверджена правомірність використання гіпотези плоских перерізів для середніх деформацій робочої арматури і стиснутого бетону в кожному зі складених стрижнів бетону. Отримана можливість експериментального визначення висоти стиснутої зони бетону у залізобетонних складених стрижнях. У межах експлуатаційного навантаження (0,6–0,8 від руйнівного), висота фактичної стиснутої зони бетону практично не змінюється (стиснута зона бетону призупиняє її розвиток на стільки, що збільшення її висоти відбувається лише на декілька міліметрів на наступних ступенях навантаження).

5. Для всіх серій на графіках експериментальних залежностей  $w_{k,exp} - \Delta_i / \Delta_u$  ширина розкриття тріщин зростає із збільшенням рівня навантаження, незважаючи на те, що відбувається одночасне зменшення рівневої відстані між тріщинами, яка надає протилежний вплив на ширину розкриття тріщин. Отриманий експериментальний результат ставить досить конкретну вимогу до запропонованих розрахункових моделей деформування: розрахунок хоча б якісно повинен підтвердити закономірність, яка помічена у дослідях.

6. У залізобетонних складених конструкціях, у місці шва між бетонами відбуваються збурення деформацій, які можливо замінити умовним зосередженим зсувом при екстраполяції гіпотези плоских деформацій кожного шару складеного стрижня у місцевих зонах, прилеглих до шва.

7. Встановлено, що після появи тріщин спостерігається значна різниця (у 2 ... 3 рази і більше) між шириною розкриття тріщин на рівні повздовжньої арматури і вище цього рівня на відстані 1,5 ... 2 діаметра робочої арматури. Ця різниця зменшується лише на останніх ступенях навантаження, після настання текучості в арматурі. Помічено, що у ряді випадків опір залізобетонного елемента триває при  $\sigma_s > f_{yk}$ , тобто після виникнення деформацій текучості в арматурі. Виявлено помітне зменшення деформації арматури в зоні тріщини, пов'язане з її розкриттям.

8. Отримані експериментальні дані надають можливість перевірки запропонованої моделі утворення тріщин на різних рівнях всіх трьох типів і основних робочих гіпотез із урахуванням умовних зосереджених зсувів у шві між бетонами, несумісності деформацій бетону і арматури і ефекту порушення суцільності бетону для ефективного проектування залізобетонних конструкцій (у тому числі складених), при варіюванні різних класів бетону та армування.

## РОЗДІЛ 7.

### ЧИСЕЛЬНИЙ АНАЛІЗ І ПОРІВНЯЛЬНА ОЦІНКА РОЗРОБЛЕНИХ МОДЕЛЕЙ ДЕФОРМУВАННЯ З ІСНУЮЧИМИ МЕТОДАМИ РОЗРАХУНКУ ТА НОРМАТИВНИМИ ДОКУМЕНТАМИ

#### 7.1. Розрахункові алгоритми утворення тріщин, відстаней між ними, оцінки опору розтягнутого бетону та ширини розкриття тріщин

*Алгоритм розрахунку утворення тріщин, відстані між тріщинами, ширини розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях (у тому числі складених)*

Похилі тріщини третього типу утворюються у точці з координатами( $x; y$ ), де головні деформації подовження бетону досягають своїх граничних значень. Для практичних розрахунків зручніше представляти опір бетону утворенню похилої тріщини третього і другого типу (якщо тріщина не перетинає повздовжню розтягнуту арматуру) через значення узагальненого навантаження  $V_{sup,cr}$ . При цьому з метою виключення громіздкості алгебраїчних виразів у місце підстановки невідомих у загальну залежність, доцільно використовувати ітераційний процес. На першому кроці ітерації значення  $V_{sup,cr}$  рекомендується приймати рівним 0,2 від  $V_{sup,u}$  ( $V_{sup,u}$  – величина опорної реакції в момент руйнування залізобетонної складеної конструкції за нормальними перерізами).

При виконанні чисельних досліджень було розроблено алгоритм, рішення задачі появи похилих тріщин третього і другого типу (якщо тріщина не перетинає повздовжню розтягнуту арматуру) залізобетонних складених конструкцій при різних схемах завантаження, повздовжнього (з можливістю урахування попереднього напруження) і поперечного армування, класах бетону, геометричних характеристиках перерізу. Цей алгоритм включає наступні основні пункти.

*Утворення першої похилої тріщини*

1. Виконується розрахунок за міцністю нормальних перерізів і на першому кроці ітерації  $V_{sup,cr}$  приймається рівним 0,2 від  $V_{sup,u}$ ,  $\sigma_x$  приймається рівною нулю, а координати точки виникнення першої похилої тріщини приймаються у точці на нейтральній осі, розташованій між опорою і силою.

2. З рівняння зв'язку між нормальними напруженнями в поперечному перерізі, розташованому на відстані  $x$  від опори, записаних із урахуванням повздовжньої сили  $N$ , яка включає зусилля попереднього напруження, згинаючого моменту  $V_{sup} \cdot x$  від зовнішніх сил і згинаючого моменту  $P_0 \cdot e_{0,p}$  від зусилля попереднього напруження, а також із урахуванням місцевих впливів  $\frac{V_{sup}}{b \cdot h} \cdot \varphi_x$ , і зовнішнім навантаженням, вираженим через опорну реакцію  $V_{sup}$ , у вигляді узагальненого навантаження в момент утворення похилих тріщин третього і другого типу (якщо тріщина не перетинає повздовжню розтягнуту арматуру), визначається узагальнене навантаження  $V_{sup}$ :

$$V_{sup} = \frac{\sigma_x \cdot A_{red} \cdot I_{red} - N \cdot I_{red} \mp P_0 \cdot e_{0,p} \cdot A_{red} \cdot y}{\pm x \cdot y \cdot A_{red} + \varphi_x \cdot I_{red}} ..$$

3. Для визначення дотичних напружень  $\tau_{xy}$ , обчислюються параметри  $B_1$  і  $B_2$ :

$$B_1 = \frac{S_{n,ax}}{I_{red} \cdot b};$$

– у випадку I (рис. 5.4, б)

$$B_2 = \frac{1}{I_{red} \cdot b \cdot (h - y_d - h'_f)},$$

– у випадку II (рис. 5.4, в)

$$B_2 = \frac{1}{I_{red} \cdot b \cdot (y_d - h_f)}.$$

При цьому для прямокутних перетинів параметр  $h'_f$  приймається рівним  $\frac{1}{3}(h - y_d)$ , а параметр  $h_f$  приймається рівним  $\frac{1}{3}y_d$ .

4. Дотичні напруження  $\tau_{xy}$  у поперечному перерізі, розташованому на відстані  $x$  від опори, визначаються за формулою:

$$\tau_{xy} = (V_{sup} - Q_{inc})B_1 - (V_{sup} - Q_{inc}) \cdot B_2 \cdot y + \frac{R_{sup}}{A_{red}} \cdot \varphi_{xy}.$$

5. Для визначення нормальних напружень  $\sigma_y$ , обчислюється параметр  $B_3$ :

$$B_3 = \frac{\sigma_{sw,p} \cdot A_{sw,p}}{s_{sw,p} \cdot b} + \frac{\sigma_{inc,p} \cdot A_{inc,p}}{s_{inc,p} \cdot b} \cdot \sin \theta.$$

6. Із рівняння зв'язку зовнішнього навантаження (вираженого через опорну реакцію  $V_{sup}$ ) і нормальних напружень  $\sigma_y$  у точці, з координатами в якій вони знаходяться (записаного з урахуванням місцевих полів від опорної реакції і зосередженої сили, а також із урахуванням попереднього напруження в хомутах і відгинах), визначаються нормальні напруження  $\sigma_y$

$$\sigma_y = \frac{V_{sup}}{A_{red}} \cdot (\varphi_y + k \cdot \varphi_{2,y}) + B_3.$$

7. Із рівняння для визначення головних напружень розтягу відшукуються нормальні напруження  $\sigma_x$  у поперечному перерізі, що знаходиться на відстані  $x$  від опори

$$\sigma_x = \frac{f_{ctk}^2 - f_{ctk} \cdot \sigma_y - \tau_{xy}^2}{f_{ctk} - \sigma_y}.$$

8. Для визначення невідомої координати  $y$  виникнення першої похилої тріщини третього і другого типу (якщо тріщина на перетинає повздовжню розтягнуту арматуру) обчислюються параметри  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$ :

$$C_1 = \mp B_2 \cdot P_0 \cdot e_{0,p} \cdot A_{red}^2 \mp x \cdot B_2 \cdot Q_{inc} \cdot A_{red}^2;$$

$$C_2 = \sigma_x \cdot B_2 \cdot I_{red} A_{red}^2 - N \cdot B_2 \cdot I_{red} A_{red} - \varphi_x \cdot B_2 \cdot Q_{inc} \cdot I_{red} A_{red} \pm$$



$$\pm B_1 \cdot P_0 \cdot e_{0,p} \cdot A_{red}^2 \pm x \cdot B_1 \cdot Q_{inc} \cdot A_{red}^2 \pm P_0 \cdot e_{0,p} \cdot A_{red} \cdot \varphi_{xy} \pm x \cdot \tau_{xy} \cdot A_{red}^2 ;$$

$$C_3 = B_1 \cdot N \cdot I_{red} A_{red} - B_1 \sigma_x \cdot I_{red} A_{red}^2 + B_1 \cdot \varphi_x \cdot Q_{inc} \cdot I_{red} A_{red} -$$

$$- \sigma_x \cdot A_{red} \cdot I_{red} \cdot \varphi_{xy} + N \cdot I_{red} \cdot \varphi_{xy} + \tau_{xy} \varphi_x A_{red} \cdot I_{red} .$$

9. З умови виникнення похилих тріщин третього типу в прольоті «зрізу» (де головні деформації подовження бетону рівні  $\varepsilon_{ctk,ul}$ , і відповідних алгебраїчних перетворень, виключають невідоме  $V_{sup}$ ), визначається невідома координата  $y$  виникнення першої похилої тріщини третього і другого типу (якщо тріщина не перетинає повздовжню робочу арматуру):

$$y + \frac{C_2}{2C_1} - \left( \left( \frac{C_2}{2C_1} \right)^2 - \frac{C_3}{C_1} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.$$

10. Для визначення невідомої координати  $x$  виникнення першої похилої тріщини третього і другого типу (якщо тріщина не перетинає повздовжню розтягнуту арматуру) обчислюються параметри  $S_1 \dots S_{21}$ .

11. Після визначення екстремума функції багатьох змінних  $F = V_{sup,cr}(x, y, \sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy})$  та алгебраїчних перетворень отримаємо рівняння, завдяки якому визначається невідома координата  $x$  виникнення першої похилої тріщини третього і другого типу (якщо тріщина не перетинає повздовжню розтягнуту арматуру):

$$S_1 \cdot x^{20} + S_2 \cdot x^{19} + S_3 \cdot x^{18} + S_4 \cdot x^{17} + S_5 \cdot x^{16} + S_6 \cdot x^{15} + S_7 \cdot x^{14} + S_8 \cdot x^{13} +$$

$$+ S_9 \cdot x^{12} + S_{10} \cdot x^{11} + S_{11} \cdot x^{10} + S_{12} \cdot x^9 + S_{13} \cdot x^8 + S_{14} \cdot x^7 + S_{15} \cdot x^6 +$$

$$S_{16} \cdot x^5 + S_{17} \cdot x^4 + S_{18} \cdot x^3 + S_{19} \cdot x^2 + S_{20} \cdot x + S_{21} = 0.$$

### **Утворення похилих тріщин другого рівня**

12. Після того, як визначені координати  $(x; y)$  і значення узагальненого навантаження  $V_{sup,cr}$  при утворенні першої похилої тріщини третього і другого типу (якщо тріщина не перетинає повздовжню розтягнуту арматуру), так і тріщин першого і другого типу (якщо тріщина перетинає повздовжню розтягнуту арматуру), необхідно з'ясувати наступні рівні утворення похилих тріщин. Для цього визначаються деформації подовження бетону вздовж осей

робочої повздовжньої і поперечної арматури з використанням спеціальних розрахункових моделей другого рівня, наведених у третьому та п'ятому розділах, розроблених за участю автора [59, 72, 165]. Алгоритм пошуку зазначених тріщин для наступних рівнів тріщиноутворення приведений нижче. Він включає наступні основні пункти.

13. Для визначення деформацій розтягнутого бетону вздовж осі поперечної арматури обчислюються параметри  $D_{1,*} \dots D_{15,*}$ , які знаходяться за аналітичними виразами, наведеними у п. 5.3 дисертації.

14. Обчислюються деформації розтягнутого бетону вздовж осі поперечної арматури за формулою:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ctk}(y) &= \sigma_{sw} A_{sw} \cdot \frac{1}{D_{13,*}} - \sigma_{sw}(y) A_{sw} \cdot \frac{1}{D_{13,*}} + \frac{D_{14,*}}{D_{13,*}} \cdot y + \frac{D_{15,*}}{D_{13,*}} = \\ &= \varepsilon_{sw} \cdot E_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{1}{D_{13,*}} - \varepsilon_{sw}(y) \cdot E_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{1}{D_{13,*}} + \frac{D_{14,*}}{D_{13,*}} \cdot y + \frac{D_{15,*}}{D_{13,*}}. \end{aligned}$$

15. Стосовно до тріщин першого і другого типу (якщо тріщини перетинають повздовжню арматуру), функціональна відстань між тріщинами уздовж осі повздовжньої арматури (рис. 5.5), визначається за формулами (які справедливі і у разі наявності обривів повздовжньої арматури):

$$\eta_i = \frac{s_{r,lef,i}}{s_{r,rig,i}} = \frac{M_{rig,i}}{M_{lef,i}} \cdot \frac{A_{S,rig,i}}{A_{S,lef,i}}, \quad \eta_{*,i} = \frac{s_{r,lef,*,i}}{s_{r,rig,*,i}} = \frac{M_{rig,*,i}}{M_{lef,*,i}} \cdot \frac{A_{S,rig,*,i}}{A_{S,lef,*,i}}.$$

16. Поява другого рівня тріщиноутворення (дискретне значення відповідає нерівності  $s_{r,i}$

$$s_{r,i} \leq \eta \cdot s_{r,i-1}.$$

17. Відшукується відстань між тріщинами першого і другого типу другого рівня тріщиноутворення за наступними формулами:

$$s_{r,1} = \frac{a \cdot (M_I - M_{cr})}{M_I}, \quad s_{r,2} = \frac{a \cdot (M_I - M_C)}{M_I}.$$

18. Маючи в своєму розпорядженні значення деформації розтягнутого бетону вздовж осі поперечної арматури  $\varepsilon_{ctk}(y)$ , обчислюються параметри, необхідні для розрахунку відстані між тріщинами всіх трьох типів, –  $s_r$ :

$$B_{4,*} = 1 + \frac{\varepsilon_{ctk,u}}{B_{3,o}(K-1)} + \frac{\sigma_{ctk,c}}{B_{3,o} \nu_c E_c (K-1)}.$$

Необхідно відзначити, що для області дійсних чисел на параметр  $B_{4,*}$  накладаються наступні обмеження.

$$0 < B_{4,*} < e^{B_* \cdot t_c}, \quad B_{3,*} = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} - \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c} - B_{2,*}; \quad B_{2,*} = \frac{\beta \cdot V}{t_* \cdot B_*},$$

де  $B$  – параметр зчеплення арматури з бетоном, що дорівнює

$$B_* = \frac{S_s \cdot G}{K \cdot A_s \cdot E_s}, \quad \frac{1}{K} = 1 + 2\rho_1 \alpha_s, \quad t_* = \frac{A_s E_c}{2\rho_1},$$

где  $\alpha_s = \frac{E_s}{E_c}, \rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot d}.$

При цьому, стосовно до тріщин першого і другого типу (якщо тріщини перетинають повздовжню арматуру), для визначення параметра  $K$ , при складанні відповідних умов рівноваги, вирізний залізобетонний елемент в околиці тріщини, у першому наближенні може розглядатися як центрально розтягнутий.

19. Функціональна відстань між тріщинами  $s_r$  для третього і другого типу другого рівня обчислюється за формулою:

$$s_r = 2t_* - \frac{2 \ln B_{*,4}}{B_*}.$$

20. Порівнюючи функціональне і рівневе значення  $s_r$ , виконується аналіз можливої реалізації появи наступних рівнів тріщиноутворення для тріщин віяла I.

Маючи в своєму розпорядженні рівні тріщиноутворення вздовж повздовжньої арматури у прольоті «зрізу», будується ймовірне віяло тріщин першого і другого типів (якщо тріщини перетинають повздовжню арматуру), яка прилягає до зосередженої сили. Ступінь реалізації тріщин віяла I (чи перетнуть ці тріщини поперечну арматуру, або її буде перетинати тільки небезпечна похила тріщина), визначаються з розгляду напружено-деформованого стану вздовж хомутів на підставі розрахункової схеми,

наведеної у розділі 5, на рис. 5.5, 5.6, які «замикаються» на розрахункову модель, наведену на рис. 5.2.

При цьому з розрахункової моделі (рис. 5.2) на підставі зусиль у поперечній і повздовжній арматурі у небезпечній похилій тріщині віяла I визначаються зусилля поперечної і повздовжньої арматури у будь-якій  $i$ -тій тріщині за формулами (які випливають із рівнянь рівноваги заштрихованої на рис. 5.2 арки,  $-\left(\sum M_{B_s} = 0\right), \left(\sum Y = 0\right)$ ):

$$\begin{aligned} N_{S,i}(d-x_B) - N_S(d-x_B) + V_{S,i}(l_{*,i} + c_{i,1}) - V_S c_{i,1} + q_{sw,i} \cdot 0,5(l_{*,i} + c_{i,1})^2 - \\ - q_{sw} \cdot 0,5c_{i,1}^2 + q_{sw,i,hor} \cdot 0,5(l_{*,i} + c_{i,1})^2 - q_{sw,hor} \cdot 0,5c_{i,1}^2 = 0; \\ V_{S,i} - V_S + q_{sw,i}(l_{*,i} + c_{i,1}) - q_{sw} \cdot c_{i,1} = 0. \end{aligned}$$

У цих рівняннях невідомими є  $N_{S,i}$  та  $q_{sw,i}$ . При цьому  $V_{S,i}$  дорівнює  $0,2 N_{S,i}$ , а  $q_{sw,i,hor}$  орівнює  $0,2 q_{sw,i}$ .

Послідовно переходячи від однієї тріщини до іншої, використана розрахункова модель (рис. 5.2) дозволяє визначити зусилля у повздовжній і поперечній арматурі у будь-якій тріщині з віяла I та з рівнянь наведених в цьому пункті.

21. Порівнюючи функціональне і урівневе значення  $s_r$  виконується аналіз можливої реалізації появи наступних рівнів тріщиноутворення для тріщин віяла II. При цьому, дотичні напруження  $\tau_{xy}$  в  $i$ -му стрижні, які входять у залізобетонний складений стрижень, визначаються за формулою:

$$\tau_{xy} = \frac{1}{B(z_i)} \left[ \frac{\tau_i - \tau_{i-1}}{A_i} \cdot A(z_i) - \frac{V^0 E_i I_i}{\sum EI} - \frac{S(z_i)}{I_i} + \sum_{j=1}^n \tau_j c_j \cdot \frac{E_i I_i}{\sum EI} \frac{S(z_i)}{I_i} + \tau_{i-1} \right],$$

в якій, при відсутності тріщин (або за наявності тріщин у разі відшукування наступних рівнів тріщиноутворення)

$$\tau_i = T' = \xi_m^2 \mathcal{E} e^{\xi_m z} \int \frac{\Delta(z)}{e^{\xi_m z}} dz + \xi_m e^{\xi_m z} \frac{\Delta(z)}{e^{\xi_m z}} + C_\tau,$$

$$\Delta(z) = -\frac{N_{0,1}}{(E_{c,1} A_{c,1})_{ekv}} + \frac{N_{0,2}}{(E_{c,2} A_{c,2})_{ekv}} - \frac{f(x_r)}{\rho},$$

$$\lambda = \sqrt{\xi \gamma} = \sqrt{\xi \left[ \frac{1}{(E_{c,1} A_{c,1})_{ekv}} + \frac{1}{(E_{c,2} A_{c,2})_{ekv}} + \frac{f^2(x_r)}{M \cdot \rho} \right]},$$

де  $N_{0,1}$ ,  $N_{0,2}$  – повздовжні сили від зовнішнього навантаження у першому і другому залізобетонному стрижні відповідно;  $N_i$  – осьова сила в кожному складеному стрижні ( $N_i = N_i^0 = -T_i + T_{i-1}$ ),  $N_i^0$  – нормальні зусилля, викликані в  $i$ -му стрижні тільки зовнішнім навантаженням;  $(E_{c,1} A_{c,1})_{ekv}$ ,  $(E_{c,2} A_{c,2})_{ekv}$  – еквівалентні жорсткості поперечних перерізів окремих залізобетонних стрижнів;  $f(x_{fact,m})$  у разі розташування нейтральної осі складеного стрижня в межах першого зі складених стрижнів приймається рівною  $(x_{fact,m} - 0,5h_{f,2})$  або, у випадку розташування нейтральної осі складеного стрижня в межах другого зі складених стрижнів, приймається рівною  $(2x_{fact,m} - 1,5h_{f,2})$ , где  $x_{fact,m}$  – фактична висота стиснутої зони бетону, усереднена у блоці між тріщинами;  $\rho$  – радіус кривизни для залізобетонного складеного стрижня;  $\sum EI = M \cdot \rho$ ,  $E_i I_i = M_i \cdot \rho$ ;  $M$  – повний момент у складеному стрижні;  $M_i$  – згинальний момент, який у кожному стрижні становить  $\left( M_i = \frac{M^0 E_i I_i}{\sum EI} - \sum_{j=1}^n \frac{T_j c_j E_i I_i}{(\sum EI)} \right)$ ,  $M_i^0$  – згинальний момент, який виникає у кожному окремому стрижні від дії зовнішнього навантаження без урахування зусиль, які передаються від поперечних зв'язків і зв'язків зсуву;  $\xi$  – жорсткість шва, – визначається на підставі експериментальних досліджень складених призм, у тому числі армованих;  $(E_{c,i} A_{c,i})_{ekv} = N_i / \varepsilon_0$ ;  $\varepsilon_0 = B_{12} M_i + B_{22} N_i$ ,  $B_{12}$  і  $B_{22}$  виражені у вигляді функцій від наступних параметрів:  $z_s; z_c; b; d; \xi; A_s; E_s; E_c; \tilde{\nu}; \psi_s; \psi_c; \varphi_f$ ;  $M_{act}$  – момент всіх сил, розташованих по одну сторону розглянутого перерізу, складеного стрижня щодо обраної осі  $y$ , включаючи зсувні сили у шві;  $N_l$  — зовнішня повздовжня сила, прикладена на рівні осі  $y$  і приймається при розтягу зі знаком "плюс", включаючи зсувні сили у шві;  $z_s$ ,  $z_c$  – відстані від обраної осі  $y$  до точки

прикладання рівнодіючих зусиль відповідно у робочій розтягнутій арматурі та у стисненому бетоні; параметри  $\xi, \tilde{v}, \varphi_f, \psi_s, \psi_c$  – визначається згідно з нормами [37];  $z_i$  – відстань від центра ваги  $i$ -го перерізу до розглянутого волокна. У разі відсутності тріщин  $(E_{c,1}A_{c,1})_{ekv}, (E_{c,2}A_{c,2})_{ekv}$  приймаються рівними  $E_{c,1}A_{c,1}, E_{c,2}A_{c,2}$ , і замість  $\rho$  слід вставити  $\frac{\sum EI}{M_0}$ , а у знаменнику останнього доданка замість складової  $(M \cdot \rho)$  необхідно вставити  $\sum EI$ .

Маючи в своєму розпорядженні значення дотичних напружень, розглянутих вище, можна визначити деформації відносного зосередженого зсуву у шві  $\varepsilon_{qm}$ , які необхідні для визначення параметрів напружено-деформованого стану у  $i$ -х перерізах у прольоті «зрізу».

Повздовжні напруження в напрямку осі  $x$  в кожному зі складених стрижнів, визначаються за формулою теорії складених стрижнів [232]:

$$\sigma_x = \frac{N_i}{A_i} + \frac{M_i \cdot y_i}{I_i}.$$

У разі наявності тріщин (при знаходженні наступних рівнів тріщиноутворення) у цю формулу замість  $A_i, I_i$  вводяться їхні еквівалентні характеристики, розшифровані у п. 21 алгоритму.

22. Для визначення деформацій подовження бетону, які призводять до утворення наступної тріщини першого–третього типу, врізається елемент  $I_i A_i A_{i+1} I_{i+1}$ , наведений в розділі 5 на рис. 5.2, між двома поперечними перерізами, розташованими на відстані рівному кроці хомутів. Напружено-деформований стан в обраних перерізах визначається відповідно до п. 1 і 2 цього алгоритму, і перевіряється реалізація тріщин віяла I і II (чи перетинають тріщини цих віял поперечну і подовжню арматуру).

У результаті є можливим отримання повного напружено-деформованого стану і картини тріщиноутворення з урахуванням їхньої історії (кількість рівнів тріщиноутворення) в прольоті «зрізу» залізобетонних конструкцій (у тому числі складених).

23. Коефіцієнт врахування роботи розтягнутого бетону  $\psi_s$  визначається за формулою, отриманою при інтегруванні  $\varepsilon_s(x)$  у межах відстані між тріщинами  $s_r$ :

$$\psi_s = \frac{2 \cdot K \cdot B_{*,3}}{\varepsilon_s \cdot s_r \cdot B_*} \cdot [1 - e^{-B_* \cdot (0,5s_r - t_*)}] + \frac{2}{\varepsilon_s \cdot s_r} \left( \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} - K \cdot B_{*,3} \right) \cdot (0,5s_r - t_*) + \\ + \frac{\beta \cdot V \cdot K}{\varepsilon_s \cdot s_r \cdot B_* \cdot t_*} (0,5s_r - t_*)^2 + \frac{2 \cdot \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s + \Delta T}{\varepsilon_s \cdot s_r \cdot E_s \cdot A_s} \cdot t_*.$$

24. Ширина розкриття тріщин залізобетонних конструкцій на рівні вісі арматури визначається за наступною формулою:

$$w_k = -\frac{2\Delta T}{G} - \frac{2B_{a,2}}{B_*} - \frac{2B_{2,*}}{B_*} \ln \left( 1 + \frac{B_{a,2} \cdot A_{sw} E_{sw}}{q_{sw} S_{sw} + B_{a,1} A_{sw} E_{sw}} \right),$$

де параметри визначаються з наступних співвідношень

$$B_{3,*} = \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}} - \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c} - B_{2,*} = \frac{q_{sw} S}{E_{sw} A_{sw}} + B_{a,1}, \\ B_{a,1} = \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}} - \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c} - B_{2,*}, \quad B_{a,2} = \frac{1}{K-1} \cdot \left( \frac{\sigma_{ctk,c}}{\nu_c E_c} + \varepsilon_{ctk,u} \right) \\ B_4 = 1 + \frac{\sigma_{ctk,c}}{(K-1) B_{3,*} \nu_c E_c} + \frac{\varepsilon_{ctk,u}}{B_{3,*} (K-1)} = 1 + \frac{1}{B_{3,*}} \cdot B_{a,2},$$

а параметр зчеплення між арматурою і бетоном  $B_*$  обчислюється за п. 18 даного алгоритму.

Таким чином, отримані залежності для визначення координат утворення, впливу розтягнутого бетону, відстані між тріщинами та ширини їхнього розкриття, а також враховують вплив ряду важливих факторів, таких як: деформації арматури в перерізі з тріщиною, параметри зчеплення  $B_*$  арматури з бетоном, геометричні характеристики перерізу і характеристики бетону і арматури, депланація бетону на поверхні конструкції по відношенню до радіусу граничного шару, деформаційний ефект (який виникає в залізобетонному елементі після порушення суцільності), відносні умовні зосереджені взаємні зміщення бетону і арматури та, у необхідних випадках, вплив поперечної сили  $V$ .

## 7.2. Чисельний аналіз параметрів запропонованих моделей деформування залізобетону

З метою оцінки впливу основних розрахункових параметрів на запропоновані моделі деформування залізобетону: врахування роботи розтягнутого бетону залізобетонних конструкцій (в тому числі складених)  $\psi_s$ , відстані між тріщинами  $s_r$  та ширину розкриття тріщин  $w_k$ , необхідно проведення відповідних чисельних досліджень впливу основних параметрів.

Для зручності обчислень, незважаючи на те, що запропоновані моделі орієнтовані на виконання розрахунку аналітично, при розрахунку за розробленим алгоритмом, використовується прикладний пакет MS Excel.

На підставі чисельних досліджень проаналізовані графіки залежностей врахування коефіцієнта розтягнутого бетону, відстані між тріщинами і ширини їхнього розкриття від різних параметрів, які впливають на значення заданих величин на прикладі натурального залізобетонного зразка ЗБК–18–18 з експериментальних досліджень [54, 58].

У відповідності з розробленим алгоритмом розрахунку, вводяться необхідні обмеження. Слід розставити акценти на тому, що при вивченні впливу основних розрахункових параметрів, необхідно враховувати обмеження, прийняті при побудові алгоритму розрахунку (п. 7.1). Ці обмеження знайдуть відображення на кожному графіку. При цьому для зручності опису, позначимо введені обмеження наступним чином:

– **обмеження (1)** – відповідає нерівності  $s_r \geq 6t_*$ , тобто останньому фізично можливому рівню тріщиноутворення;

$$\text{– обмеження (2) – } s_r \geq -2 \cdot \frac{\ln\left(1 - \frac{\Delta T \cdot B_*}{B_{3,*} \cdot G}\right)}{B_*} + 2t_* \text{ та } w_k \geq 0, \text{ умови, які}$$

випливають із фізичного обмеження (коли тріщин немає);

– **обмеження (3)** –  $s_r \geq 2 \cdot (0,527/B_*) + 2t_*$  отримано з чисельного аналізу графіків;



– **обмеження** (4) –  $0 < B_{4,*} \leq \frac{B_*}{0,3}$  отримано з чисельного аналізу графіків;

– **обмеження** (5) –  $s_{r,рівн.,i} \leq s_{r,рівн.,i-1}$ ,  $s_{r,рівн.}$  не може повертатися на більший рівень, воно може тільки зменшуватися;

– **обмеження** (6) – відповідає нерівностям п. 16 алгоритму розрахунку  $s_{r,функц.}$ , може змінюватися у будь-яких напрямках, але тільки у межах зміни одного рівня  $s_{r,рівн.}$ , тобто  $s_{r,функц.} = s_{r,рівн.,i-1}$ , де  $i$  – рівень, при якому  $s_{r,рівн.}$  повертається на більший рівень.

При зміні діаметра арматури Ø8, Ø10, Ø12, Ø14, Ø16, Ø18 мм, визначається залежність параметра  $B$  від площі поперечного перерізу арматури  $A_s$ , периметра перерізу арматури  $S_s$  і, відповідно, змінюється ширини розкриття тріщин  $w_k$ . Коефіцієнт  $K$  змінюється, так як залежить від відсотка армування  $\rho_1$ , тобто від діаметра арматури. Зміна напружень в арматурі  $\sigma_s$  відображається на величині деформацій  $\varepsilon_s$  арматурного стрижня в тріщині. Постійними у цьому випадку виступають наступні величини  $\sigma_{ctk,c}, \Delta T, E_s, E_c, \varepsilon_{ctk,u} = const$ . Параметри  $B_{3,*}, B_{4,*}$  змінюються у процесі розрахунку.

Проаналізуємо залежність **коефіцієнта врахування роботи розтянутого бетону**  $\psi_s$  від площі поперечного перерізу арматури, при зміні діаметра від Ø 8мм до Ø18 мм з кроком 1 мм (рис. 7.1, а, б).

Аналіз отриманої залежності показує, що при збільшенні площі поперечного перерізу арматури, коефіцієнт врахування роботи розтянутого бетону  $\psi_s$  при функціональній відстані між тріщинами без обмеження (1) плавно зменшується (рис. 7.1, а, крива 2). На всій ділянці графіки функціонального значення  $s_r$ , без обмеження і з обмеженням (1), наближаються один до одного (рис. 7.1, а, криві 1 і 2).

Якщо врахувати обмеження (1), то при збільшенні площі поперечного перерізу арматури, коефіцієнт врахування роботи розтянутого бетону  $\psi_s$

плавню збільшується, причому, як при  $s_r$  рівневому, так і при  $s_r$  функціональному (рис. 7.1, а, криві 1, 3, 4).

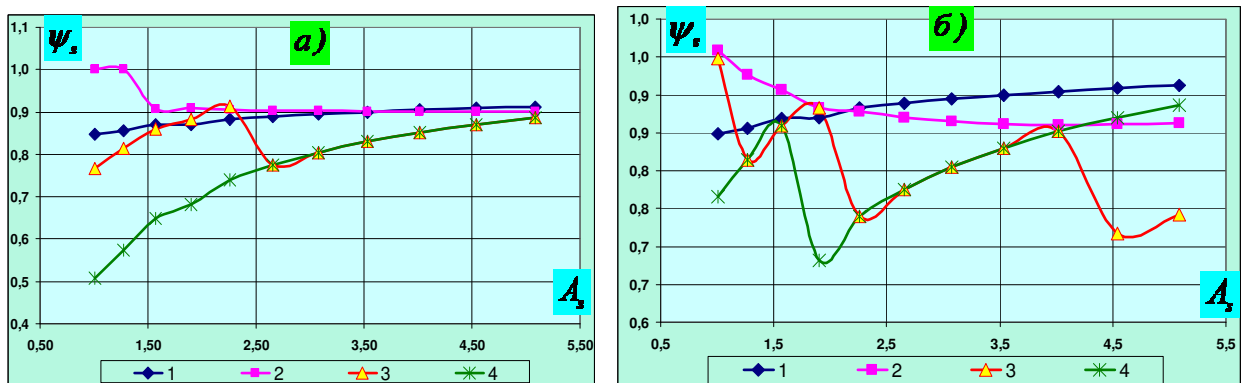


Рис. 7.1. Графіки коефіцієнта урахування роботи розтянутого бетону  $\psi_s$  від площі поперечного перерізу арматури  $A_s$  (у  $\text{см}^2$ ): а – без урахування обмеження на параметр  $B_{4,*} \leq B_*/0,3$ ; б – з урахуванням обмеження  $B_{4,*} \leq B_*/0,3$ ;

1 – при функціональній  $s_r$  з обмеженням (1); 2 – при функціональній  $s_r$  функціональному без обмеження (1); 3 – при  $s_r$  рівневій без обмеження (1); 4 – при  $s_r$  рівневій з обмеженням (1)

Помічена цікава тенденція, яка заключається в тому, що при  $s_r$  рівневій з обмеженнями (1), при збільшенні площі поперечного перерізу арматури, коефіцієнт  $\psi_s$  відповідає одному рівню тріщиноутворення, а при рівневій  $s_r$  без обмеження (1), коефіцієнт  $\psi_s$  плавно збільшується із стримкоподібним переходом на криву, побудовану при  $s_r$  рівневому з обмеженням (1) (рис. 7.1, а, криві 3, 4). Це говорить про те, що обмеження (1) не змінює якісне протікання процесу. Стрибок обумовлений переходом із одного рівня тріщиноутворення на інший. Обмеження (1) дає збіг аналізованої залежності при збільшенні площі поперечного перерізу арматури від  $2,6 \text{ см}^2$ .

Обмеження (1) змінює направлення кривої, побудованої при функціональній  $s_r$  – крива 1 (рис. 7.1, б) за аналогією з рис. 7.1, а. Це

говорить про те, що обмеження (4) правильно відображає якісний характер протікаючих процесів. Необхідно відмітити, що введення обмеження (4), стосовно параметра  $B_{4,*}$ , сприяє зближенню рівневих кривих – криві 3, 4 (рис. 7.1, б). Графік рівневого значення  $s_r$  без обмеження (1) має три рівня тріщиноутворення, а з обмеженням (1) – два, вони зближуються і накладаються один на одного (рис. 7.1, б, криві 3 и 4). Це говорить про те, що обмеження (1) і (4) не змінюють якісного протікання процесу. Стрибки обумовленні переходом із одного рівня на інший.

Проаналізуємо залежність *відстані між тріщинами*  $s_r$  від площі поперечного перерізу арматури, при зміні діаметра від Ø8мм до Ø18 мм з кроком 1 мм (рис. 7.2, а, б).

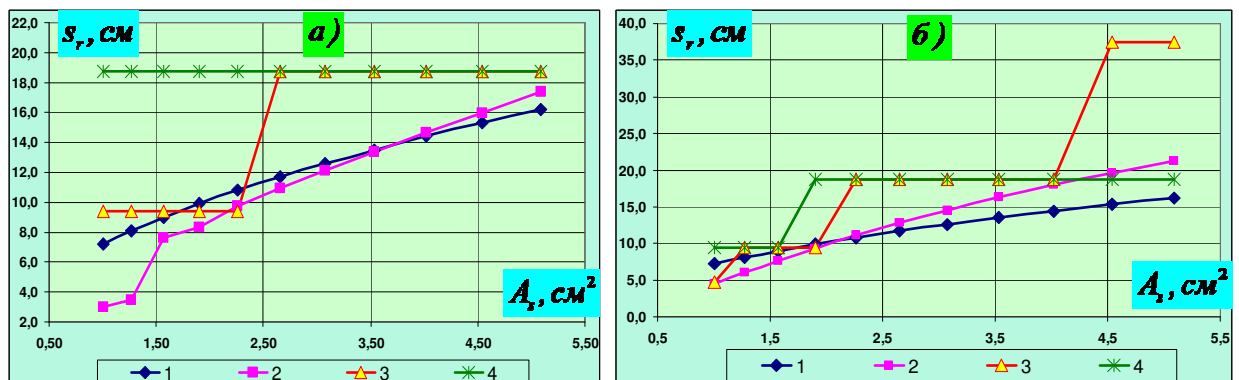


Рис. 7.2. Графіки залежності відстані між тріщинами  $s_r$  від площі поперечного перерізу арматури  $A_s$  (у  $\text{см}^2$ ): а – без урахування обмеження на параметр  $B_{4,*} \leq B_*/0,3$ ; б – з урахуванням обмеження  $B_{4,*} \leq B_*/0,3$ ;

1 – при функціональній  $s_r$  із обмеженням (1); 2 – при функціональній  $s_r$  без обмеження (1); 3 – при рівневій  $s_r$  без обмеження (1); 4 – при рівневій  $s_r$  із обмеженням (1)

Аналіз отриманої залежності показує, при збільшенні площі поперечного перерізу арматури, функціональна відстань між тріщинами без обмеження (1) плавно збільшується (рис. 7.2, а, крива 2). На всій дослідній ділянці графіки функціонального значення  $s_r$ , без обмеження і з обмеженням (1), наближуються один до одного (рис. 7.2, а, криві 1 і 2).

Якщо врахувати обмеження (1), то при збільшенні площі поперечного перерізу арматури, відстань між тріщинами плавно збільшується, причому, як при  $s_r$  рівневному, так і при  $s_r$  функціональному (рис. 7.2, а, криві 1, 2, 3).

Помітна цікава тенденція, яка полягає в тому, що при  $s_r$  рівневному з обмеженням (1), при збільшенні площі поперечного перерізу арматури відстань між тріщинами відповідає одному рівню тріщиноутворення, а при  $s_r$  рівневному без обмеження (1), відстань між тріщинами плавно збільшується зі стримкоподібним переходом на криву, побудовану при  $s_r$  рівневному з обмеженням (1) (рис. 7.2, а, криві 3, 4). Це говорить про те, що обмеження (1) не змінює якісне протікання процесу.

Стрибок обумовлений переходом із одного рівня тріщиноутворення на інший. Обмеження (1) дає збіг аналізуємій залежності при збільшенні площі поперечного перерізу арматури від  $3,1 \text{ см}^2$ .

Слід відзначити, що введення обмеження (4), стосовно  $B_{4,*}$ , правильно відображає якісний характер протікаючих процесів (рис. 7.2, б). При цьому, відміченні вище тенденції зближення рівневих і функціональних значень  $s_r$  із обмеженням (1) також мають місце, рис. 7.2, б криві 1, 2 та 3, 4.

На всій дослідній ділянці графіки при функціональному значенні  $s_r$ , без обмеження і з обмеження (1), наближується один до одного (рис. 7.2, б, криві 1 і 2).

Графік рівневого значення  $s_r$  без обмеження має три рівня тріщиноутворення, а з обмеженням (1) – два, вони наближаються і накладаються один на одного (рис. 7.2, б, криві 3 і 4). Це говорить про те, що обмеження (1) і (4) не змінює якісне протікання процесу. Стрибки обумовленні переходом із одного рівня тріщиноутворення на інший.

Проаналізуємо залежність ширини розкриття тріщин  $w_k$  від площі поперечного перерізу арматури  $A_s$ , при варіюванні діаметра робочої арматури від  $\varnothing 8 \text{ мм}$  до  $\varnothing 18 \text{ мм}$  з кроком  $1 \text{ мм}$  (рис. 7.3 а, б).

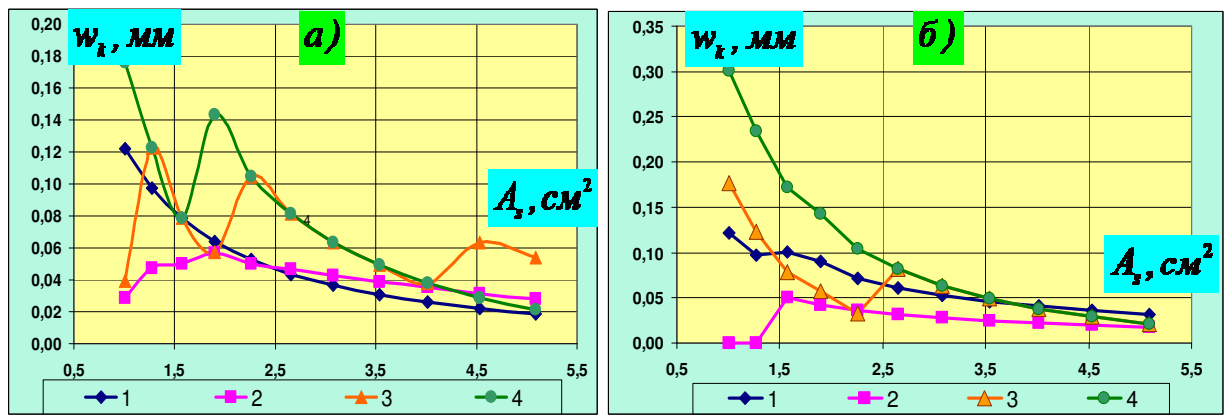


Рис. 7.3. Графіки залежності ширини розкриття тріщин  $w_k$  від площі поперечного перерізу арматури  $A_s$  (у  $\text{cm}^2$ ): а – без урахування границі на параметр  $B_{4,*} \leq B_*/0,3$ ; б – з урахуванням границі  $B_{4,*} \leq B_*/0,3$ ;

1 – при функціональній  $s_r$  із обмеженням (1); 2 – при функціональній  $s_r$  без обмеження (1); 3 – при рівневій  $s_r$  без обмеження (1); 4 – при рівневій  $s_r$  із обмеженням (1)

Аналіз отриманої залежності показує, що при збільшенні площі поперечного перерізу арматури, у ширині розкриття тріщин відбувається зміна напрямку: від зростання (до  $1,5\text{cm}^2$ ) на спадання (від  $1,5\text{cm}^2$ ) при функціональному значенні  $s_r$ , без обмеження (1) (рис. 7.3 а, крива 2). Практично на всьому дослідному проміжку графіки функціонального значення  $s_r$ , без обмеження та з обмеженням (1), наближується один до одного (рис. 7.3 а, криві 1 і 2), причому, обмеження (1) змінює напрямлення функціонального значення  $s_r$  зі збільшенням на зменшення. Такі ж залежності характерні і для рівневих значень  $s_r$  із обмеженням та без обмеження (1) (рис. 7.3, а, криві 3 і 4).

Причому, практично на всій дослідній ділянці, спостерігається тенденція до зближення функціональних і рівневих значень, що говорить про якісний збіг фізичних процесів (рис. 7.3, а, криві 1–4).

Якщо врахувати обмеження (1), то при збільшенні площі поперечного перерізу арматури  $A_s$ , ширина розкриття тріщин плавно зменшується, причому, як для  $s_r$  рівневого, так і для  $s_r$  функціонального (рис. 7.3, а, криві 1, 3, 4).

Слід відзначити, що введення обмеження (4), стосовно параметру  $B_{4,*}$ , правильно відображає якісний характер протікаючих процесів (рис. 7.3, б). При цьому, зазначені вище тенденції зближення рівневих і функціональних значень  $s_r$  із обмеженням (1) також мають місце рис. 7.3, б, криві 1–4.

### **7.3. Порівняльний аналіз теоретичних та експериментальних значень параметрів тріщиноутворення залізобетонних конструкцій (у тому числі складених)**

У відповідності з поставленими завданнями виконано співставлення достовірних значень опорних реакцій  $V_{sup}$  і координат утворення першої похилої тріщини залізобетонних конструкцій (у тому числі складених), виконаних під керівництвом і безпосередньою участю автора. Для зручності обчислень, незважаючи на те, що запропонований спосіб орієнтований на виконання розрахунку аналітично, максимально використовувався прикладний пакет математичних програм MS Excel.

Результати порівняльного аналізу наведені у табл. 7.1. Крім цього була зібрана представницька статистична вибірка з 175 дослідів (яка включає досліді інших авторів). Співставлення виконувалося за запропонованою моделлю і за нормативною методикою [37].

Вибір нормативної методики обумовлений по-перше тим, що вона є загальновизнаною, а по-друге, тим, що цілий ряд інших методик містить ту чи іншу кількість дослідних параметрів або взагалі тих, яким важко дається експериментальна оцінка, або отримали таку оцінку тільки у дослідях самих авторів. Результати таких розрахунків за зазначеними моделями представлені на рис 7.4 – 7.17 і у таблицях 7.1 і 7.2.

Проведений аналіз показує узгодження теоретичних та експериментальних значень опорних реакцій  $V_{sup,cr}$ , які відповідають утворенню першої похилої тріщини залізобетонних конструкцій (у тому

числі складених) за запропонованою моделлю утворення тріщин і, отже, необхідність урахування податливості шва між «старим» і «новим» бетоном у вигляді умовного зосередженого зсуву, ефекту порушення суцільності.

Чисельні значення відносин опорних реакцій  $\frac{V_{sup,cr}}{V_{sup,cr,exp}}$  (див. рис. 7.7 – 7.17)

були піддані відповідній статистичній обробці. Результати обробки наведені у табл. 7.2.

Як видно з табл. 7.2, запропонована модель має помітні переваги порівняно з нормативною методикою.

Із аналізу статистичних даних випливає, що запропонована розрахункова модель дає прийнятні результати в оцінці утворення похилих тріщин залізобетонних конструкціях (у тому числі складених) із урахуванням деформаційного впливу в тріщині, про що свідчить коефіцієнт варіації  $C_v = 12,55\%$ ; значення середнього  $\bar{X}$ , близького до одиниці.

Таблиця 7.2

## Співставлення даних розрахункових методик

| Розрахункова методика                 | Кількість дослідів | Результати статичної обробки даних |          |        |
|---------------------------------------|--------------------|------------------------------------|----------|--------|
|                                       |                    | $\bar{X}$                          | $\sigma$ | $C_v$  |
| Запропонована модель тріщиноутворення | 175                | 1,0275                             | 0,129    | 12,55% |
| Методика норм [37]                    | 175                | 0,780                              | 0,215    | 27,56% |

Це дозволяє зробити висновок, що запропонована модель досить ефективна для визначення утворення похилих тріщин у залізобетонних конструкціях (у тому числі складених).

Таблиця 7.1.

## Порівняльний аналіз теоретичних та експериментальних параметрів утворення похилих тріщин

| №<br><i>n/n</i> | Шифр<br>конструкції                    | $V_{sup,u,exp},$<br><i>кН</i> | $\frac{V_{sup,cr,exp}}{V_{sup,u,exp}},$ | $V_{sup,cr,exp},$<br><i>кН</i> | $V_{sup,cr,theor},$<br><i>кН</i> | $\frac{V_{sup,cr,theor}}{V_{sup,cr,exp}}$ | $x_{exp},$<br><i>см</i> | $x_{theor},$<br><i>см</i> | $\frac{x_{theor}}{x_{exp}}$ | $y_{exp},$<br><i>см</i> | $y_{theor},$<br><i>см</i> | $\frac{y_{theor}}{y_{exp}}$ |
|-----------------|----------------------------------------|-------------------------------|-----------------------------------------|--------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------------|-------------------------|---------------------------|-----------------------------|-------------------------|---------------------------|-----------------------------|
| 1               | 2                                      | 3                             | 4                                       | 5                              | 6                                | 7                                         | 8                       | 9                         | 10                          | 11                      | 12                        | 13                          |
| 1               | БО–І–1,5–100<br>(ліва сторона)         | 84,3                          | 0,358                                   | 30,16                          | 26,84                            | 0,89                                      | 25,4                    | 24,3                      | 0,96                        | -3,5                    | -3,96                     | 1,1314                      |
| 2               | БО–І–1,5–100<br>(права сторона)        | 92,915                        | 0,340                                   | 31,56                          | 28,72                            | 0,91                                      | 22,7                    | 24,3                      | 1,07                        | -3,6                    | -3,96                     | 1,1                         |
| 3               | БС–І–1,5–100<br>(ліва сторона)         | 65,625                        | 0,480                                   | 31,48                          | 33,99                            | 1,08                                      | 20,6                    | 21,5                      | 1,044                       | -2,6                    | -2,79                     | 1,073                       |
| 4               | БС–І–1,5–100<br>(права сторона)        | 60,205                        | 0,489                                   | 29,44                          | 32,06                            | 1,089                                     | 19,6                    | 21,5                      | 1,097                       | -2,4                    | -2,79                     | 1,163                       |
| 5               | БО–І–1,5–150<br>(ліва сторона)         | 48,66                         | 0,515                                   | 25,06                          | 27,82                            | 1,11                                      | 19,0                    | 20,7                      | 1,09                        | -6,2                    | -5,5                      | 0,89                        |
| 6               | БО–І–1,5–150<br>(права сторона)        | 52,745                        | 0,497                                   | 26,19                          | 28,73                            | 1,097                                     | 19,2                    | 20,7                      | 1,08                        | -5,9                    | -5,5                      | 0,93                        |
| 7               | БС–І–1,5–150<br>(ліва сторона)         | 60,15                         | 0,414                                   | 24,91                          | 26,15                            | 1,05                                      | 20,8                    | 18,2                      | 0,875                       | -2,3                    | -2,08                     | 0,91                        |
| 8               | БС–І–1,5–150<br>(права сторона)        | 62,675                        | 0,419                                   | 26,28                          | 29,43                            | 1,12                                      | 16,9                    | 18,2                      | 1,077                       | -1,84                   | -2,08                     | 1,13                        |
| 9               | БО–І–1,5–100– $l_x$<br>(ліва сторона)  | 56,3                          | 0,638                                   | 35,9                           | 38,63                            | 1,076                                     | 20,8                    | 19,7                      | 0,9471                      | -3,0                    | -3,27                     | -1,09                       |
| 10              | БО–І–1,5–100– $l_x$<br>(права сторона) | 59,96                         | 0,621                                   | 37,265                         | 33,17                            | 0,89                                      | 17,8                    | 19,7                      | 1,1067                      | -3,7                    | -3,27                     | -0,884                      |



Продовження табл.7.1.

| 1  | 2                                      | 3      | 4     | 5     | 6     | 7     | 8    | 9    | 10     | 11   | 12    | 13     |
|----|----------------------------------------|--------|-------|-------|-------|-------|------|------|--------|------|-------|--------|
| 11 | БС-I-1,5-100- $l_x$<br>(ліва сторона)  | 79,75  | 0,273 | 21,81 | 20,06 | 0,92  | 21,3 | 18,8 | 0,8826 | -4,6 | -4,97 | 1,08   |
| 12 | БС-I-1,5-100- $l_x$<br>(права сторона) | 83,58  | 0,286 | 23,88 | 21,02 | 0,88  | 17,1 | 18,8 | 1,0994 | -5,6 | -4,97 | 0,89   |
| 13 | БО-II-2,7-100<br>(ліва сторона)        | 45,055 | 0,335 | 15,09 | 13,89 | 0,92  | 44,0 | 41,8 | 0,95   | -3,4 | -3,84 | 1,129  |
| 14 | БО-II-2,7-100<br>(права сторона)       | 47,67  | 0,332 | 15,81 | 17,23 | 1,09  | 46,6 | 41,8 | 0,897  | -4,2 | -3,84 | 0,91   |
| 15 | БС-II-2,7-100<br>(ліва сторона)        | 40,115 | 0,381 | 15,29 | 16,48 | 1,078 | 46,4 | 47,7 | 1,03   | -6,6 | -6,05 | 0,92   |
| 16 | БС-II-2,7-100<br>(права сторона)       | 43,405 | 0,360 | 15,64 | 13,92 | 0,89  | 42,3 | 47,7 | 1,127  | -5,4 | -6,05 | 1,12   |
| 17 | БО-III-2,7-100-320<br>(ліва сторона)   | 46,955 | 0,344 | 16,14 | 14,85 | 0,92  | 40,6 | 43,2 | 1,064  | -3,9 | -3,41 | 0,87   |
| 18 | БО-III-2,7-100-320<br>(права сторона)  | 45,06  | 0,337 | 15,17 | 14,11 | 0,93  | 42,5 | 43,2 | 1,017  | -3,5 | -3,41 | 0,97   |
| 19 | БС-III-2,7-100-320<br>(ліва сторона)   | 33,855 | 0,423 | 14,31 | 12,59 | 0,88  | 54,0 | 51,7 | 0,96   | -3,4 | -3,8  | 1,1176 |
| 20 | БС-III-2,7-100-320<br>(права сторона)  | 32,425 | 0,425 | 13,77 | 14,51 | 1,054 | 46,6 | 51,7 | 1,11   | -4,2 | -3,8  | 0,9048 |

Продовження табл. 7.1.

| 1  | 2                                                     | 3      | 4     | 5     | 6     | 7     | 8     | 9    | 10     | 11    | 12    | 13     |
|----|-------------------------------------------------------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|------|--------|-------|-------|--------|
| 21 | БС–ІІІ–2,7–100–<br>Ø10 (Ø6 А240С)<br>(ліва сторона)   | 45,775 | 0,326 | 14,90 | 16,07 | 1,078 | 45,2  | 51,2 | 1,1327 | -3,65 | -3,53 | 0,9671 |
| 22 | БС–ІІІ–2,7–100–<br>Ø10 (Ø6 А240С)<br>(права сторона)  | 49,895 | 0,316 | 15,77 | 16,86 | 1,069 | 47,8  | 51,2 | 1,0711 | -3,21 | -3,53 | 1,0997 |
| 23 | БС–ІІІ–2,7–100–<br>Ø10 (Ø10 А400С)<br>(ліва сторона)  | 50,1   | 0,762 | 39,65 | 37,90 | 0,956 | 37,4  | 35,2 | 0,94   | -3,9  | -3,4  | 1,097  |
| 24 | БС–ІІІ–2,7–100–<br>Ø10 (Ø10 А400С)<br>(права сторона) | 53,355 | 0,604 | 40,64 | 38,2  | 0,94  | 40,2  | 35,2 | 0,88   | -3,1  | -3,4  | 0,872  |
| 25 | БО–ІV–1,0–100<br>(ліва сторона)                       | 72,23  | 0,591 | 43,66 | 39,73 | 0,91  | 11,4  | 12,2 | 1,07   | -5,5  | -5,9  | 1,07   |
| 26 | БО–ІV–1,0–100<br>(права сторона)                      | 76,925 | 0,268 | 45,49 | 49,81 | 1,095 | 10,95 | 12,2 | 1,11   | -4,8  | -5,9  | 1,23   |
| 27 | БС–ІV–1,0–100<br>(ліва сторона)                       | 111,88 | 0,266 | 29,94 | 31,94 | 1,067 | 9,8   | 11,1 | 1,13   | -3,2  | -3,48 | 1,088  |
| 28 | БС–ІV–1,0–100<br>(права сторона)                      | 114,79 | 0,393 | 30,54 | 33,90 | 1,11  | 10,7  | 11,1 | 1,037  | -3,7  | -3,48 | 0,941  |

Продовження табл. 7.1.

| 1  | 2                                 | 3      | 4     | 5      | 6      | 7     | 8    | 9    | 10    | 11    | 12   | 13     |
|----|-----------------------------------|--------|-------|--------|--------|-------|------|------|-------|-------|------|--------|
| 29 | БО–IV–1,0–150<br>(ліва сторона)   | 102,05 | 0,384 | 40,06  | 43,83  | 1,094 | 12,8 | 11,2 | 1,098 | -7,1  | -6,8 | 0,96   |
| 30 | БО–IV–1,0–150<br>(права сторона)  | 108,59 | 0,262 | 41,705 | 38,369 | 0,92  | 10,2 | 11,2 | 0,875 | -6,2  | -6,8 | 1,097  |
| 31 | БС–IV –1,0–150<br>(ліва сторона)  | 106,25 | 0,271 | 27,84  | 24,917 | 0,895 | 11,7 | 10,2 | 0,87  | -2,4  | -2,7 | -1,125 |
| 32 | БС–IV –1,0–150<br>(права сторона) | 109,87 | 0,426 | 29,815 | 32,797 | 1,1   | 10,8 | 10,2 | 0,94  | -3,05 | -2,7 | -0,885 |
| 33 | БО–V–2–100<br>(ліва сторона)      | 42,27  | 0,444 | 18,015 | 19,6   | 1,088 | 32,8 | 34,5 | 1,052 | -4,2  | -4,6 | 1,048  |
| 34 | БО–V–2–100<br>(права сторона)     | 39,155 | 0,292 | 17,39  | 18,503 | 1,064 | 31,2 | 34,5 | 1,106 | -3,9  | -4,6 | 1,128  |
| 35 | БС–V –2–100<br>(ліва сторона)     | 57,02  | 0,296 | 16,665 | 14,999 | 0,9   | 31,9 | 35,4 | 1,11  | -5,1  | -4,7 | -0,92  |
| 36 | БС–V –2–100<br>(права сторона)    | 59,13  | 0,762 | 17,532 | 15,709 | 0,896 | 31,6 | 35,4 | 1,12  | -4,5  | -4,7 | -1,04  |

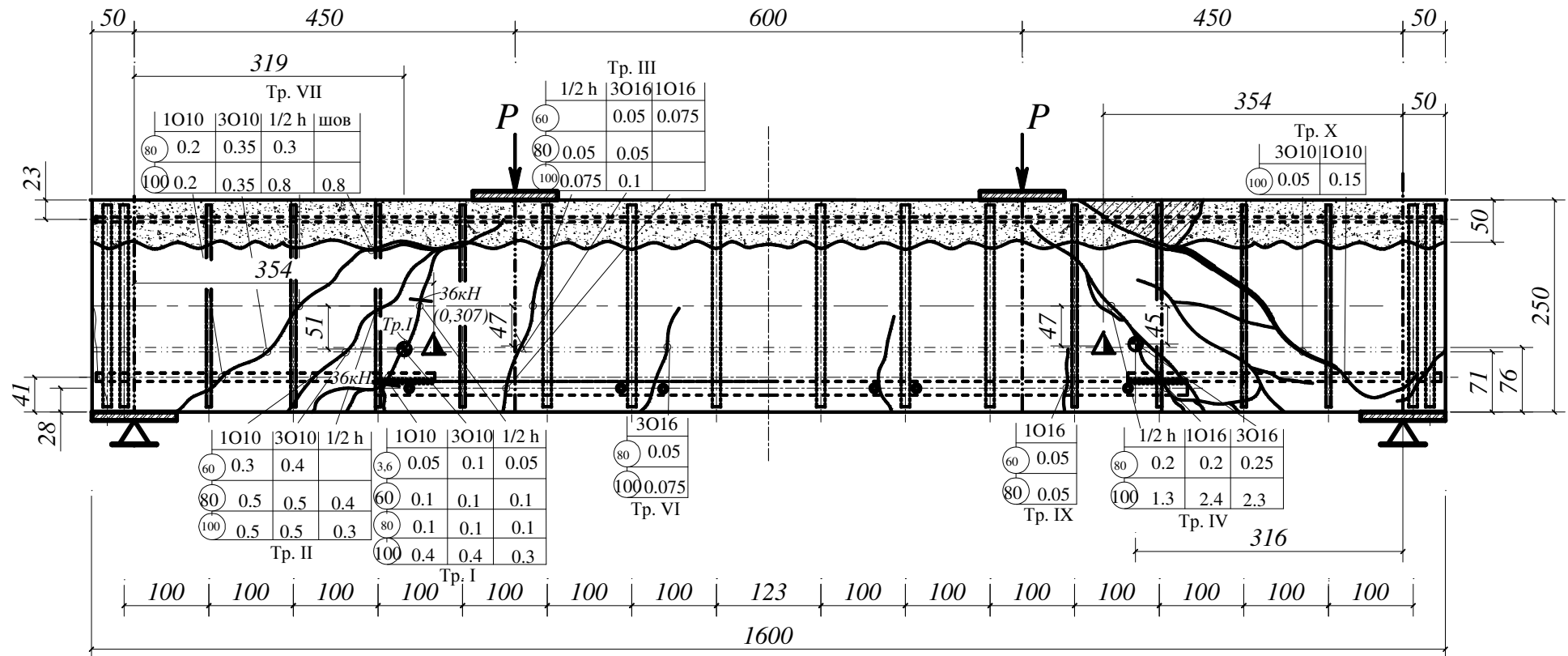


Рис. 7.4. Порівняльний аналіз теоретичних і експериментальних координат (x; y) утворення похилих тріщин у залізобетонній складеній конструкції п'ятої серії **БС-V -2-100**

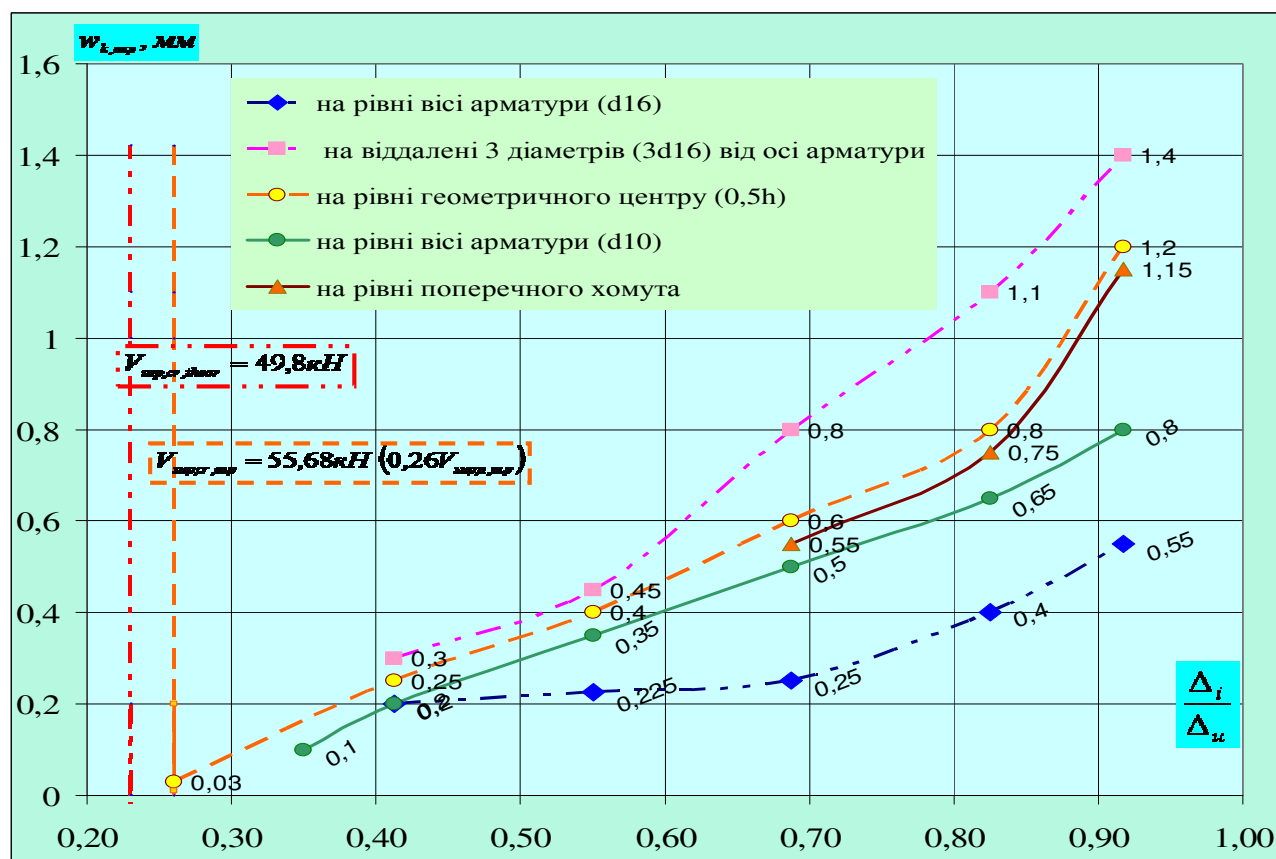


Рис. 7.5. Графіки залежностей ширини розкриття першої утвореної тріщини,  $Tr.1$  (сторона  $A$ ) від  $\Delta_i/\Delta_u$  експериментальної конструкції четвертої серії БС-IV-1,0-150 прольотом «зрізу» 1,0

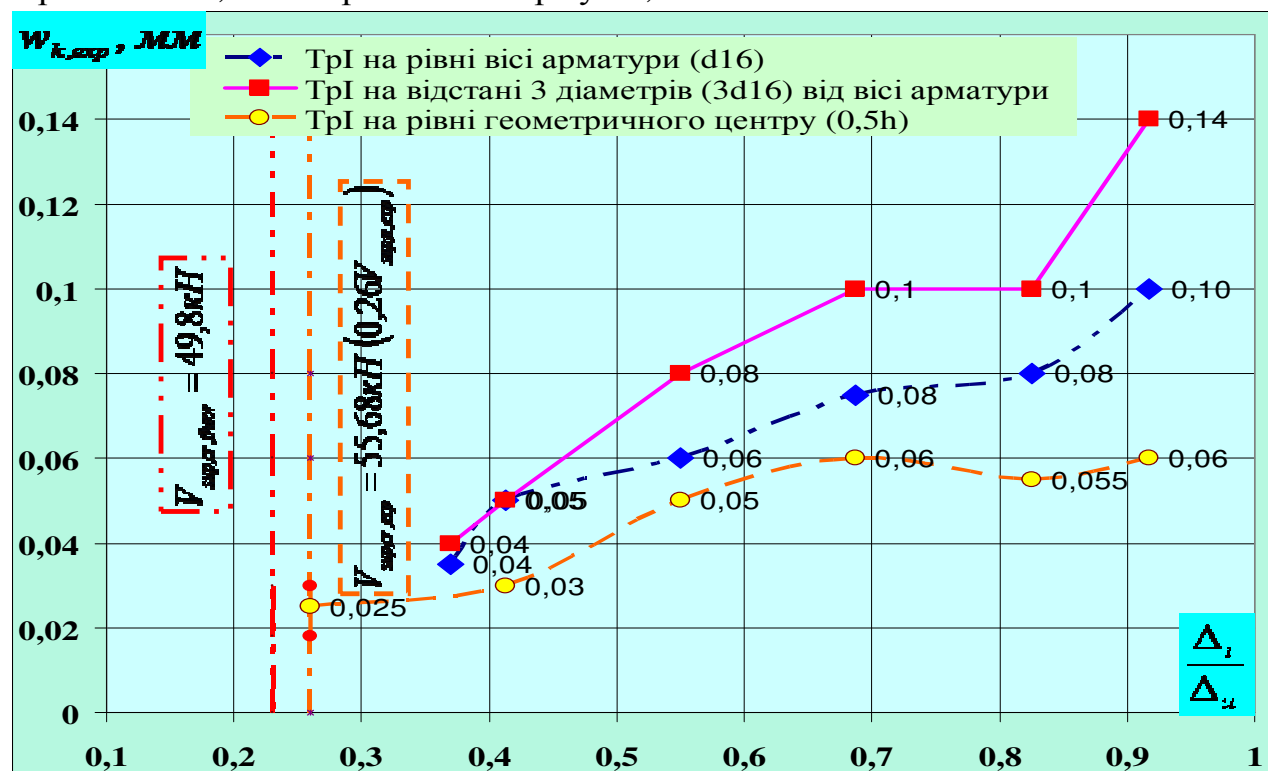


Рис. 7.6. Графіки залежностей ширини розкриття першої утвореної тріщини  $Tr.I$  (сторона  $B$ ) від  $\Delta_i/\Delta_u$  експериментальної конструкції четвертої серії БС-IV-1,0-150 прольотом «зрізу» 1,0

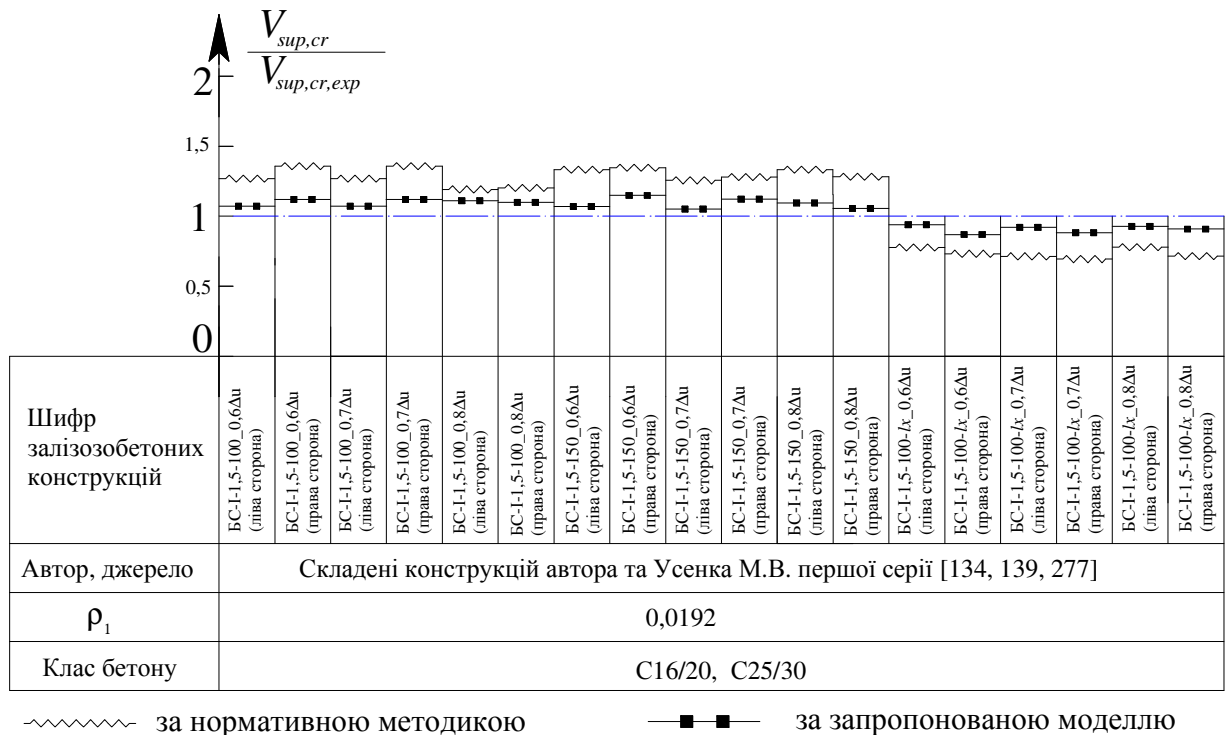


Рис. 7.7. Діаграма порівняння теоретичних значень опорних реакцій з дослідними даними: —■— за запропонованою моделлю; ~~~~~ за нормативною методикою

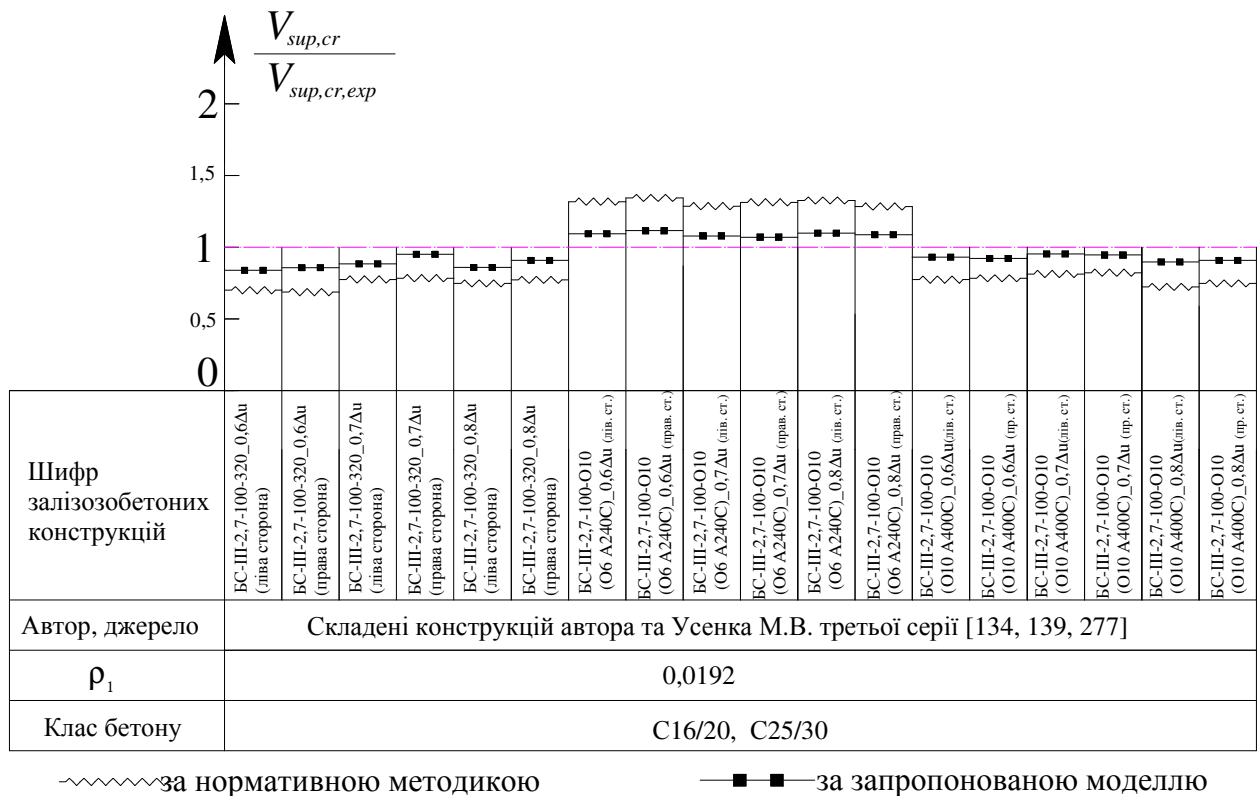
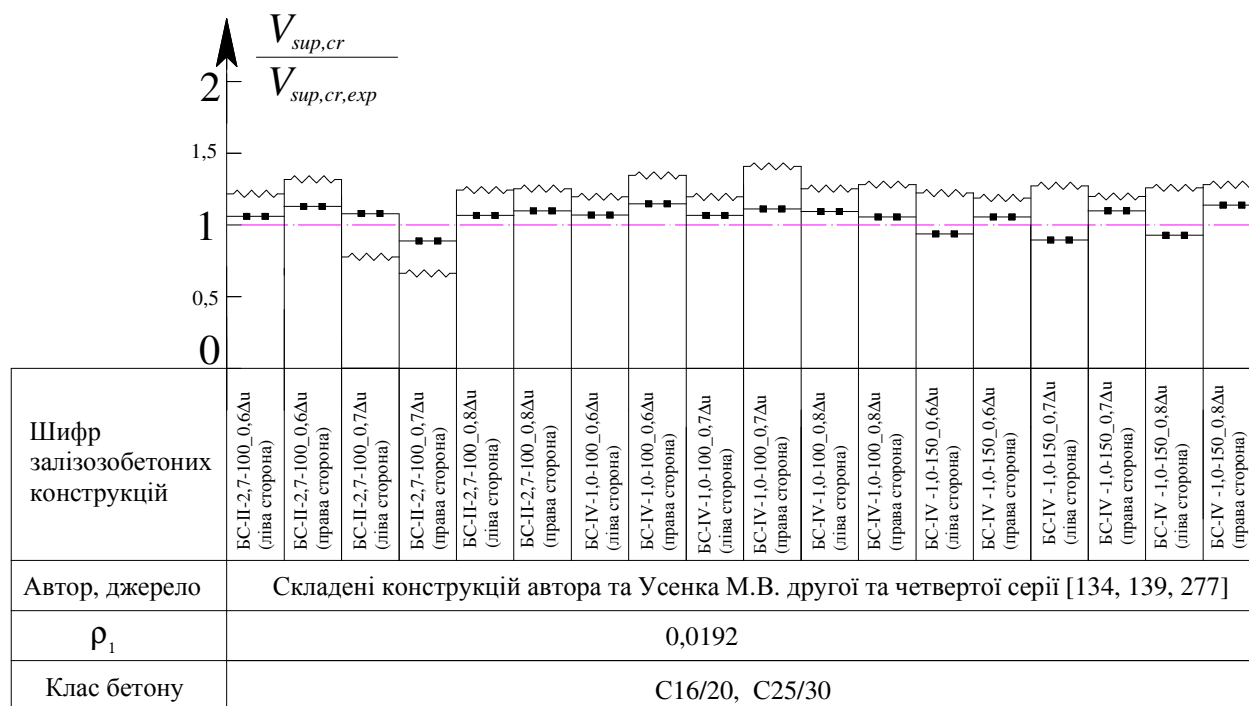


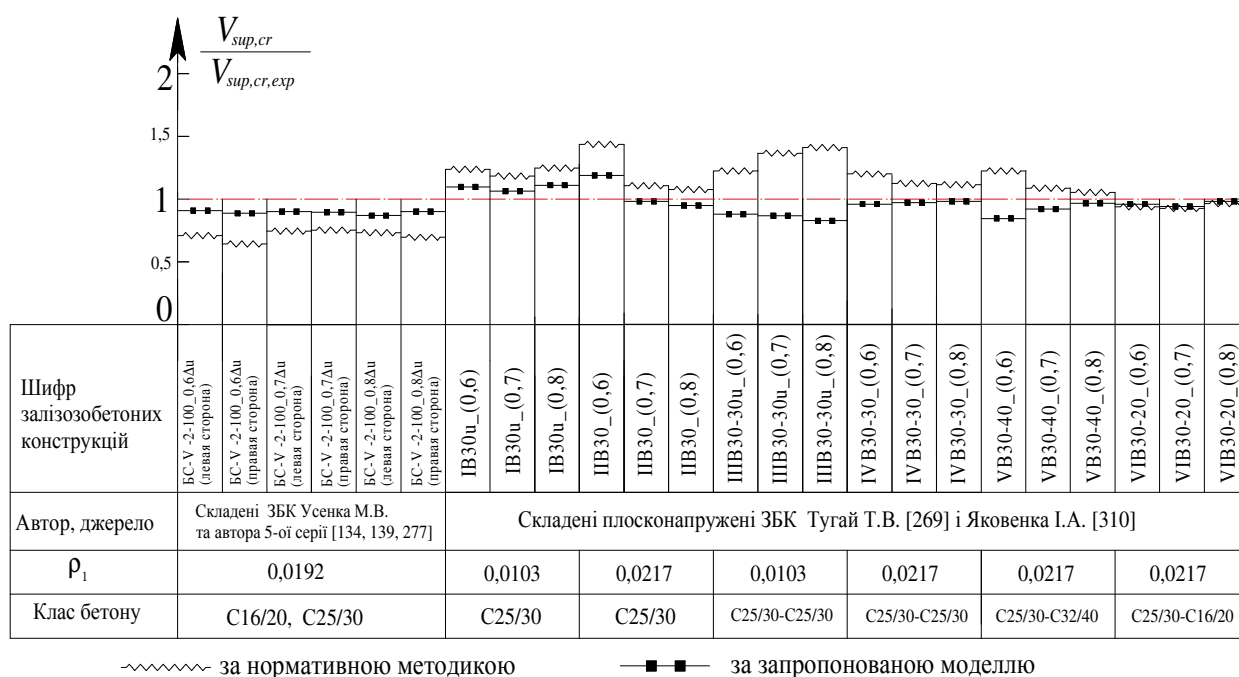
Рис. 7.8. Діаграма порівняння теоретичних значень опорних реакцій з дослідними даними: —■— за запропонованою моделлю; ~~~~~ за нормативною методикою



~~~~~ за нормативною методикою

—■— за запропонованою моделлю

Рис. 7.9. Діаграма порівняння теоретичних значень опорних реакцій з дослідними даними: —■— — за запропонованою моделлю; ~~~~~ — за нормативною методикою



~~~~~ за нормативною методикою

—■— за запропонованою моделлю

Рис. 7.10. Діаграма порівняння теоретичних значень опорних реакцій з дослідними даними: —■— — за запропонованою моделлю; ~~~~~ — за нормативною методикою

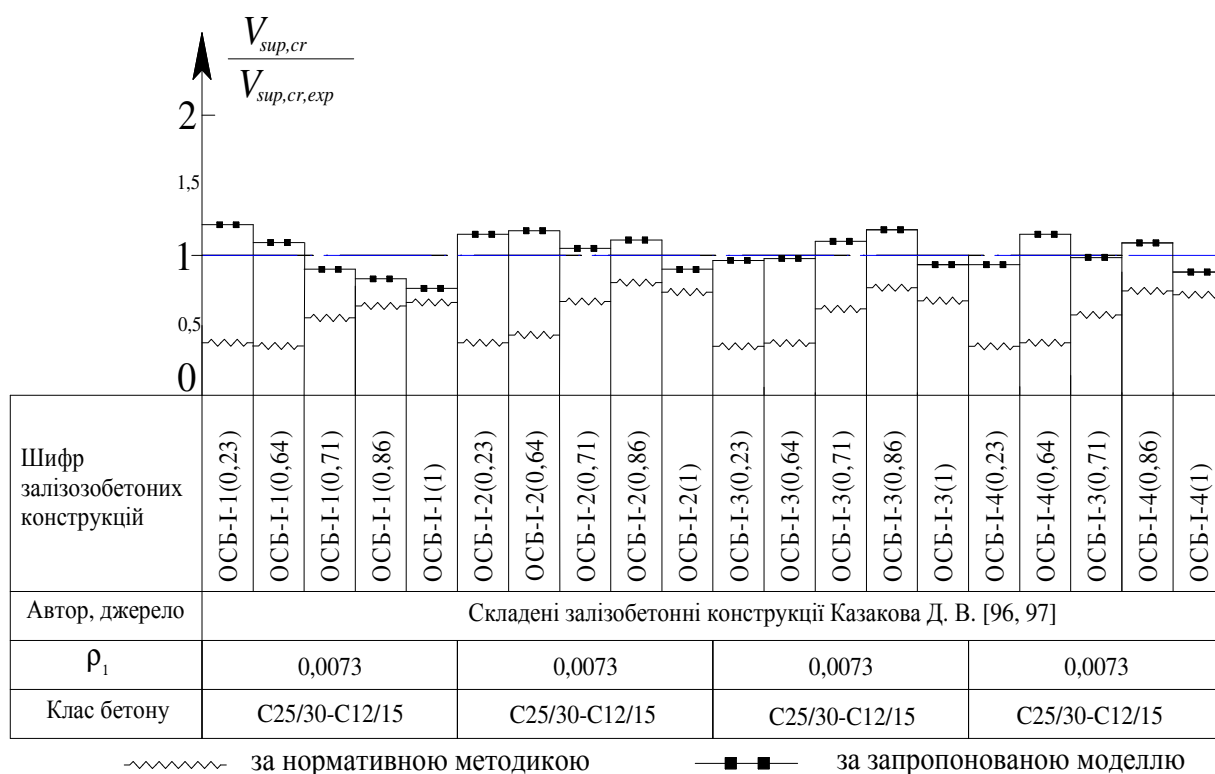


Рис. 7.11. Діаграма порівняння теоретичних значень опорних реакцій з дослідними даними: —■— — за запропонованою моделлю; ~~~~~ — за нормативною методикою

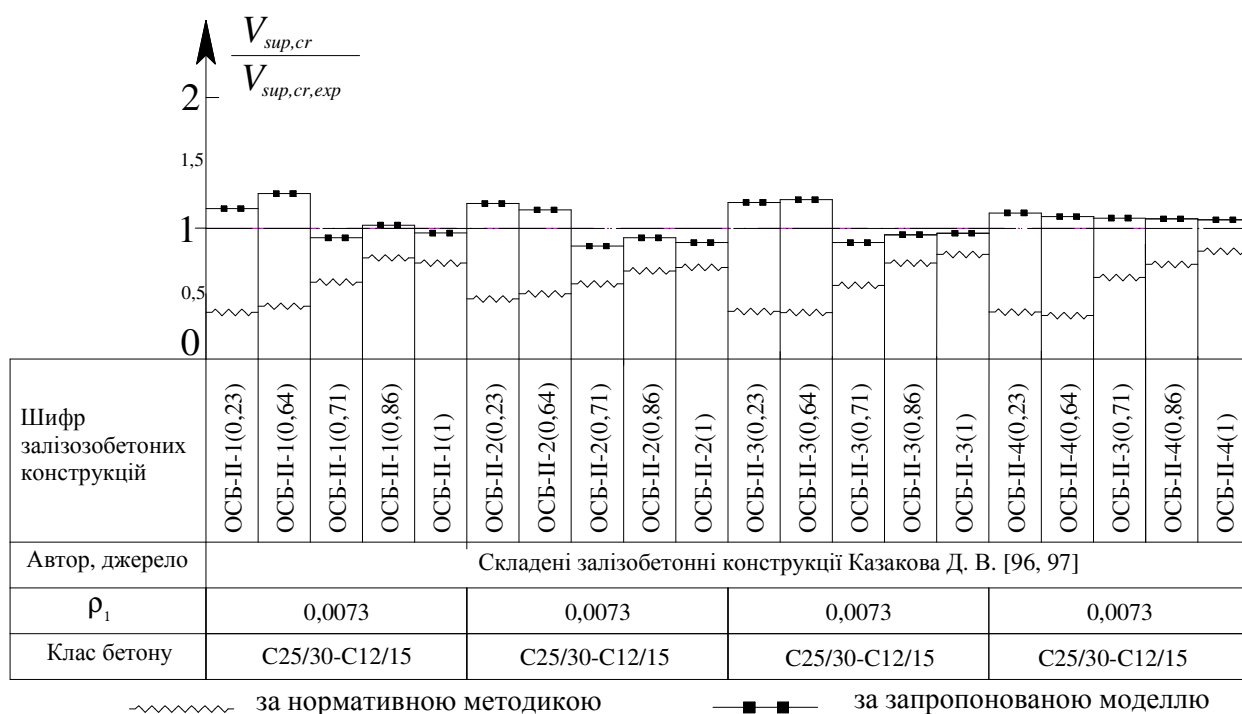


Рис. 7.12. Діаграма порівняння теоретичних значень опорних реакцій з дослідними даними: —■— — за запропонованою моделлю; ~~~~~ — за нормативною методикою



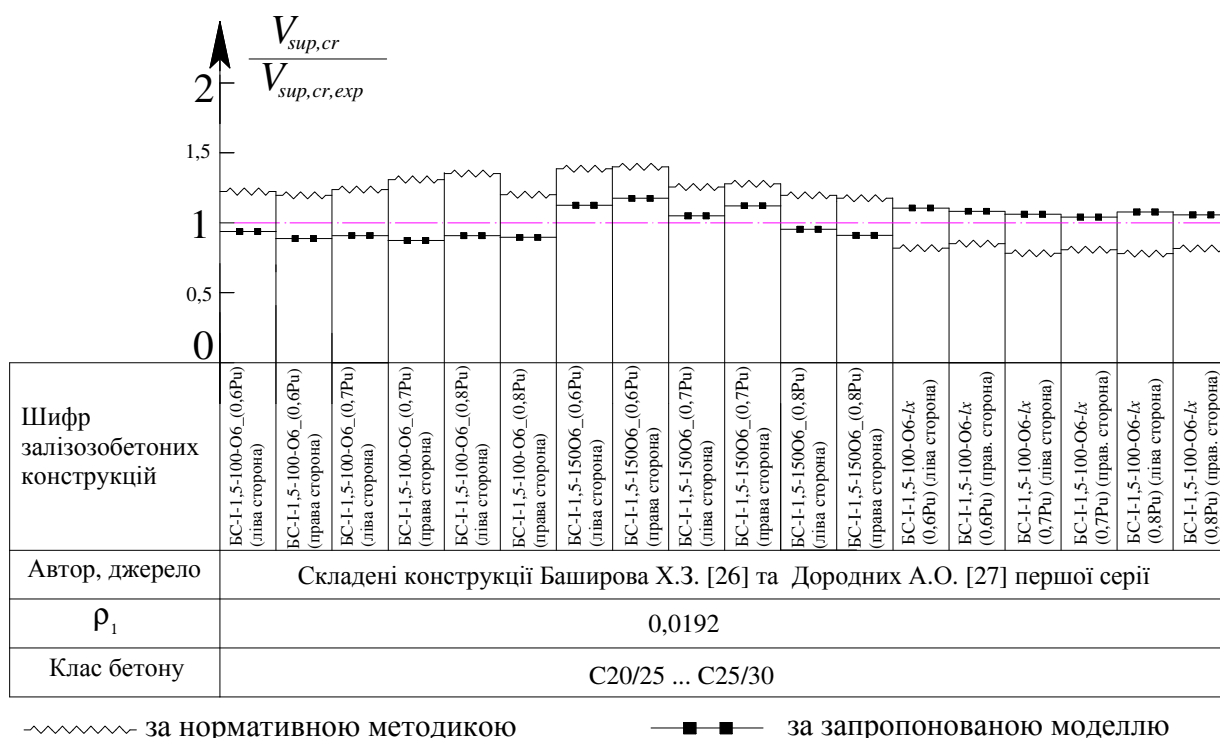


Рис. 7.13. Діаграма порівняння теоретичних значень опорних реакцій з дослідними даними: —■— за запропонованою моделлю; ~~~~~ за нормативною методикою

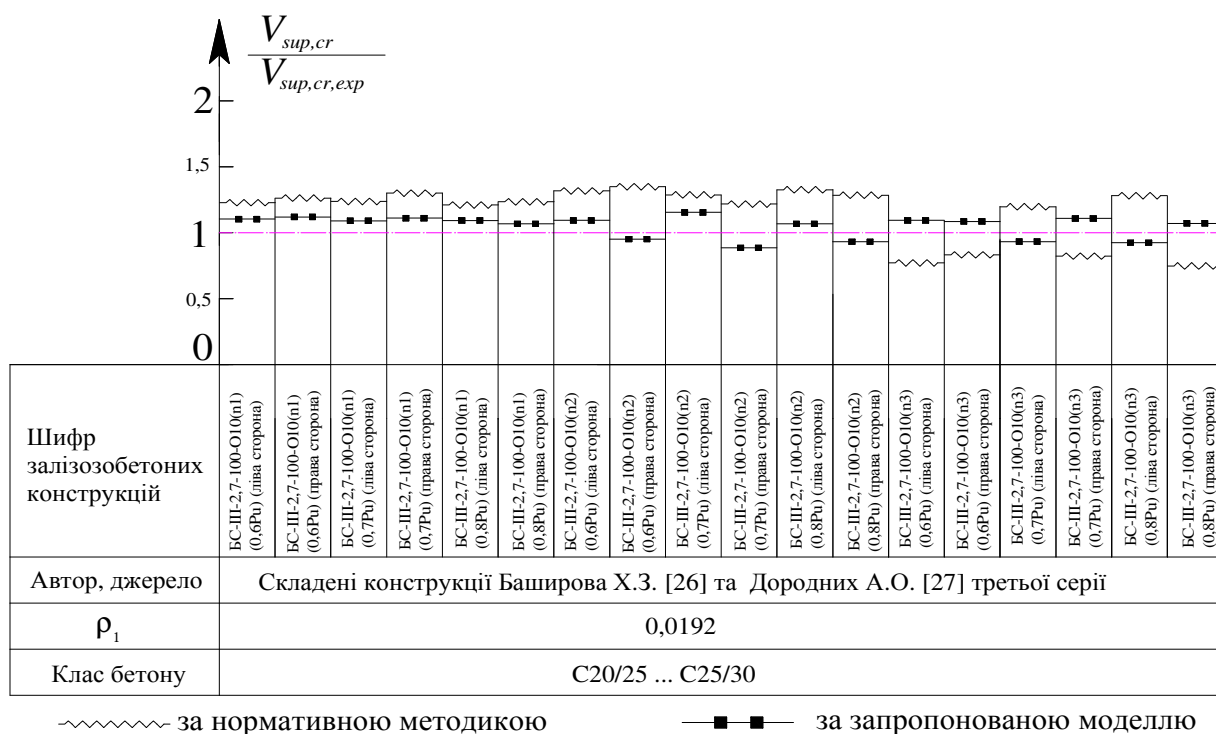
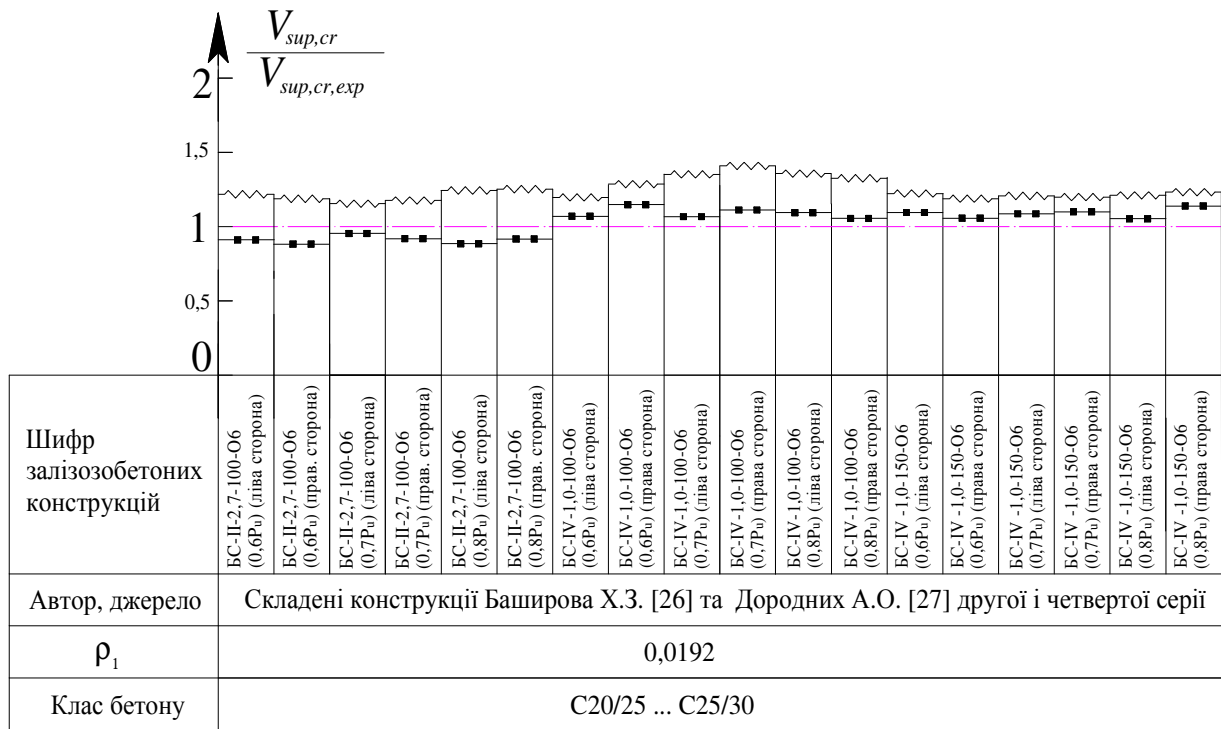


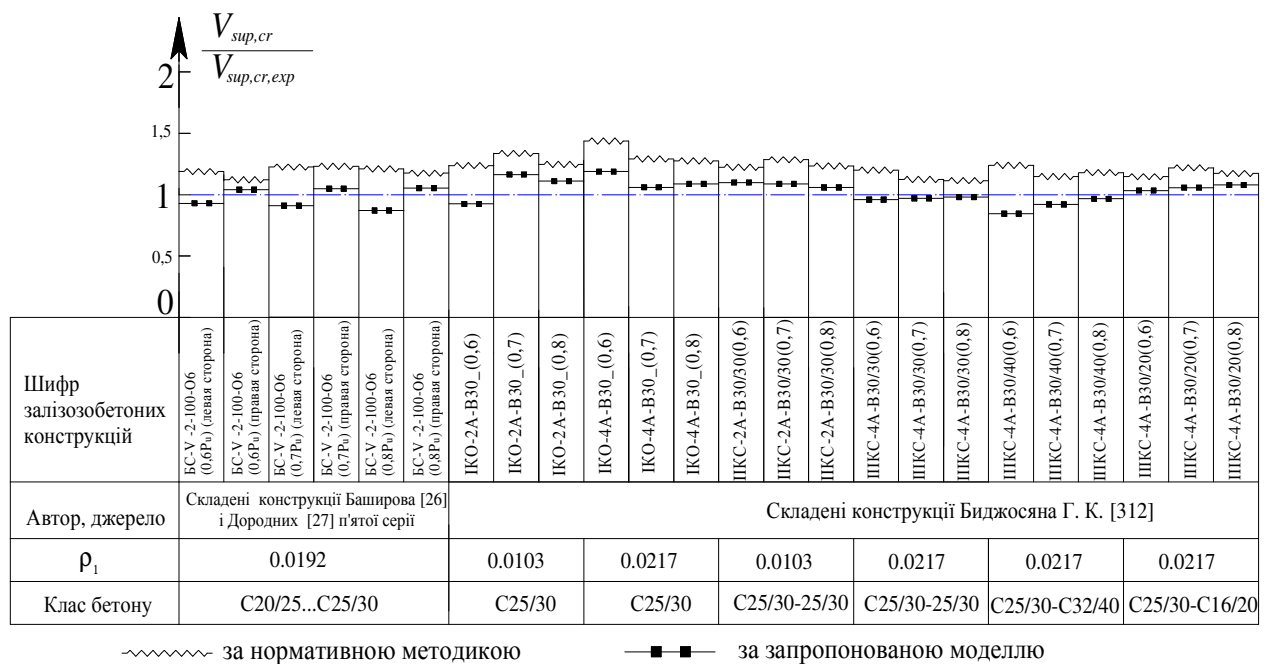
Рис. 7.14. Діаграма порівняння теоретичних значень опорних реакцій з дослідними даними: —■— за запропонованою моделлю; ~~~~~ за нормативною методикою



~~~~~ за нормативною методикою

—■— за запропонованою моделлю

Рис. 7.15. Діаграма порівняння теоретичних значень опорних реакцій з дослідними даними: —■— — за запропонованою моделлю; ~~~~~ — за нормативною методикою



~~~~~ за нормативною методикою

—■— за запропонованою моделлю

Рис. 7.16. Діаграма порівняння теоретичних значень опорних реакцій з дослідними даними: —■— — за запропонованою моделлю; ~~~~~ — за нормативною методикою

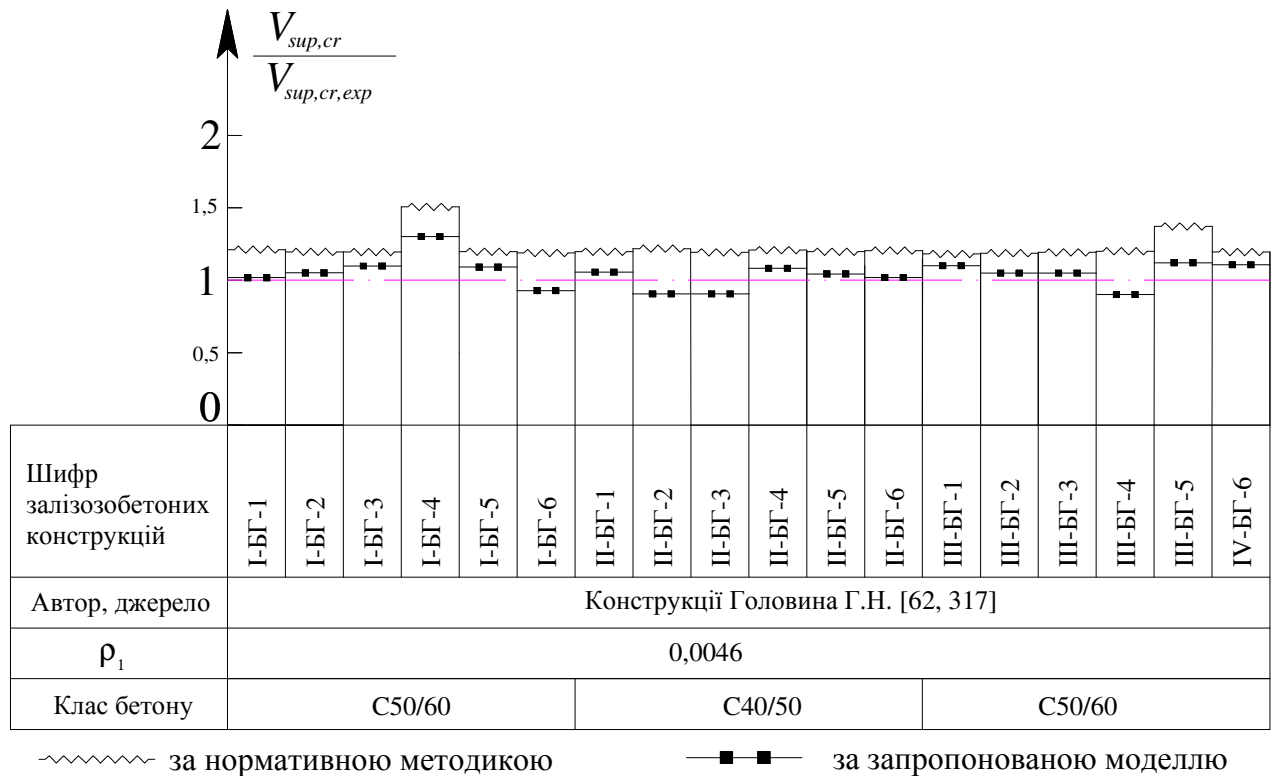


Рис. 7.17. Діаграма порівняння теоретичних значень опорних реакцій з дослідними даними: —■— — за запропонованою моделлю; ~~~~~ — за нормативною методикою

#### 7.4. Порівняльний аналіз теоретичних і дослідних значень параметрів опору розтягнутого бетону між тріщинами залізобетонних конструкцій (у тому числі складених)

У даний час, у зв'язку зі значним збільшенням поверховості будівель і споруд та їхньою оригінальністю, особливої актуальності набувають питання правильної оцінки опору залізобетонних конструкцій, які ще довго будуть залишатися їх основними несучими елементами. Це вимагає своєчасного вдосконалення методів розрахунку залізобетонних конструкцій і їх експериментального підтвердження.

Разом з тим, сьогодні практично відсутні дані про достовірні параметри опору розтягнутого бетону між тріщинами. Мало достовірних даних про деформований стан в околиці тріщини, про її довжину і прирісту при

збільшенні навантаження. Проте відмічені параметри є визначальними для аналізу опору областей, прилеглих до місць перетину тріщинами робочої арматури, де, як показали останні дослідження [26, 54, 61, 63, 96, 125, 128, 134, 310 і ін.], виникає ефект порушення суцільності. Досить зазначити, що вплив такого ефекту на рівновагу зусиль у поперечному перерізі згідно дослідам, наприклад Немирівського [198], може становити близько 40%.

Такі відомості необхідні як мінімум з двох причин. З одного боку це дозволить помітно уточнити розрахункові залежності для оцінки опору розтягнутого бетону між тріщинами залізобетонних конструкцій, з іншого – ця інформація може дати більш повне уявлення про особливості опору залізобетону в цілому.

У роботі була поставлена задача по розробці моделі розрахунку опору розтягнутого бетону між тріщинами залізобетонних конструкцій (в тому числі складених), яка була б орієнтована на норми [37] (у зв'язку з тим, що тут зберігалися всі традиційні напрацювання, перевірені багаторічною практикою розрахунку і проектування). При цьому була зроблена спроба виключити з розрахунку емпіричні залежності норм [37].

Для зручності обчислень, незважаючи на те, що запропонована модель орієнтована на виконання розрахунку аналітично, за розробленим алгоритмом використовується прикладний пакет математичних програм MS Excel.

При цьому щоб не робити складних алгебраїчних перетворень, які відводять інженера від фізичної суті, використовувався метод послідовних наближень. Аналіз результатів розрахунку показав ефективність такого алгоритму і його безсумнівну перевагу у тому, що він дозволяє звести трудомістку алгебраїзацію формул до мінімуму, зберегти їхню інженерну видимість, а отже, і надійність.

У відповідності з поставленими завданнями [313, 317], виконано співставлення дослідних значень коефіцієнта врахування роботи розтягнутого бетону  $\psi_s$ , з обчисленими за запропонованою моделлю, за нормативною методикою [37], і за методиками залежностей коефіцієнта

роботи розтягнутого бетону між тріщинами від внутрішніх зусиль та напружень у робочій арматурі [309, 313] – методика 1 і 2 на рис. 7.18, 7.19.

Що стосується розрахунку за ДСТУ Б.В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування», то він поки не поширюється на розрахунок складених (у тому числі збірно-монолітних) залізобетонних конструкцій (див. стор. 5 норм [36]).

Результати таких розрахунків для дослідних конструкцій Біджосяна Г.К. під керівництвом і безпосередньою участю автора [310, 312] за вказаними методиками представлені у таблиці 7.3 і на рис 7.18-7.19.

Аналогічні розрахунки виконані з використанням накопиченого банку дослідних даних (222 дослідів) у широкому діапазоні зміни класу бетонів, при різних схемах армування, форми і розмірів поперечного перерізу, ексцентриситету повздовжньої сили, величини попереднього напруження і зміни відстані від осі арматури до розтягнутої грані елемента, що дає повне уявлення про ефективність запропонованої моделі розрахунку (вираз (5.61), розділ 5) і покладених в її основу передумов і формул.

Проведений аналіз показує гарне узгодження теоретичних і дослідних параметрів коефіцієнта врахування роботи розтягнутого бетону між тріщинами  $\psi_s$ , відстані між тріщинами  $s_r$  залізобетонних конструкцій (у тому числі складених) за запропонованою моделлю і, отже, необхідність врахування податливості шва між «старим» і «новим бетоном» у вигляді умовного зосередженого зсуву та ефекту порушення суцільності.

Для визначення коефіцієнта врахування роботи розтягнутого бетону між тріщинами  $\psi_s$  паралельно аналізувалася і ширина розкриття тріщин  $w_k$ . Необхідно відзначити, що для всіх серій графіки експериментальних залежностей  $w_k - N/N_u$  зростають зі збільшенням рівня навантаження, незважаючи на те, що зі збільшенням напружень в арматурі відбувається одночасне зменшення рівневої відстані між тріщинами  $s_r$ .

Отриманий експериментальний результат ставить досить конкретну вимогу до запропонованої моделі деформування ЗБК: розрахунок за

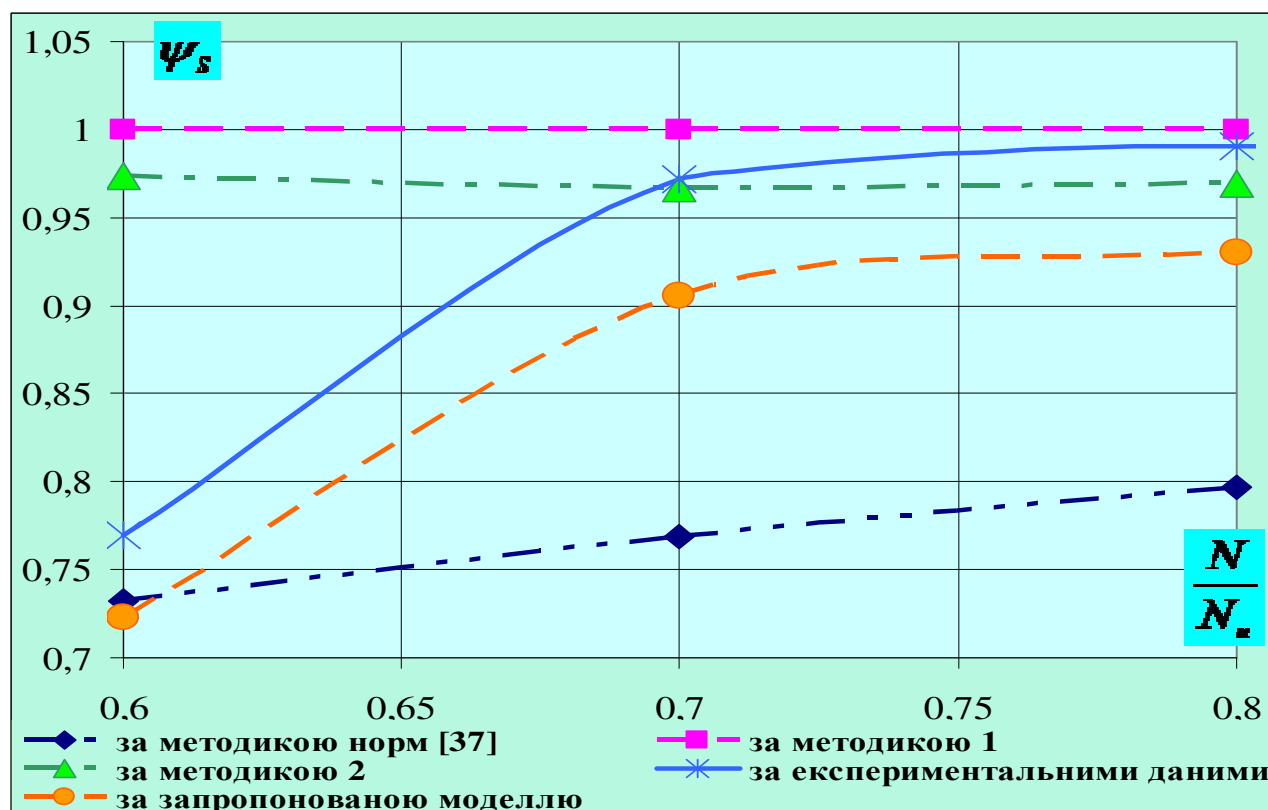


Рис. 7.18. Графіки залежності « $\psi_s - N/N_u$ » для позацинтрово стиснутої колони складеного перерізу другої серії II КС-2А-В30/30

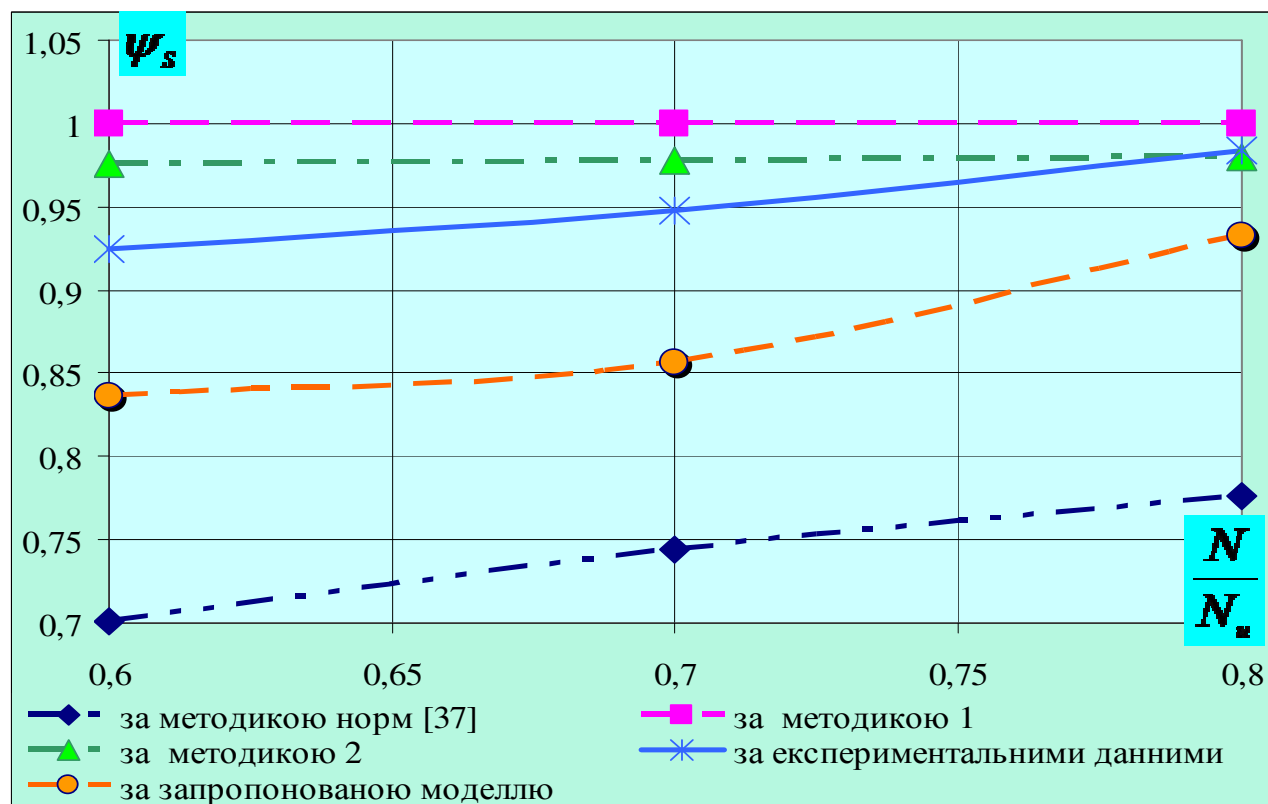


Рис. 7.19. Графіки залежності « $\psi_s - N/N_u$ » для позацинтрово стиснутої колони складеного перерізу третьої серії III КС-4А-В30/20

запропонованою моделлю не тільки якісно підтверджує закономірність, помічену у дослідах, а й кількісно – максимальне відхилення не перевищує 13,6%. Це говорить про те, що запропонована модель врахування роботи розтягнутого бетону між тріщинами правильно відображає фізичну суть процесів.

Вельми інформаційними можна розглядати графіки середніх деформацій стиснутого бетону і розтягнутої арматури (рис. 7.20–7.23). Експериментально встановлено, що ширина розкриття нормальних тріщин на рівні осі арматури істотно менша, ніж на деякому (2 – 3 діаметра) віддаленні від цієї осі. Таким чином, арматура стримує розкриття тріщини, протидіючи розкриттю її берегів. Виникаючі при цьому реакції викликають місцевий стиск у бетоні в околиці тріщини в зоні навколо арматури – ефект порушення суцільності [26, 44, 54, 61, 63 та ін.].

Одночасна дія  $M$ ,  $N$  і наявність потужної розтягнутої арматури призводять до того, що тріщини мають максимальне розкриття не на нижній грані конструкції, а у деякій зоні (між нейтральною віссю і віссю розтягнутої арматури) вище осі робочої арматури. Рух тріщини йде за двома напрямками: у сторону стиснутої зони бетону і в сторону повздовжньої розтягнутої арматури.

Для зразка третьої серії ШКС–4А–В30/40 (розтягнута арматура 4Ø12A400С) мали місце два рівня тріщиноутворення, з відстанню між тріщинами 403мм і 201,5мм. При цьому максимальне розкриття нормальних тріщин на рівні осі розтягнутої арматури становило 0,16мм і 0,23мм для рівнів навантаження 0,6 і 0,8 від руйнівного, відповідно. Що ж стосується коефіцієнта розтягнутого бетону, його експериментальні значення склали 0,94 і 0,99 для рівнів навантаження 0,6 і 0,8 від руйнівного, відповідно.

Перевірка гіпотези плоских перерізів виконувалася як з використанням електротензорезисторів (ЕТ) базою 20мм, так і за допомогою механічних приладів з ціною поділки 0,002 мм на базі 200мм, розташованих у середині прольоту, в зоні між тріщинами. При цьому для побудови епюр деформацій у поперечному перерізі залізобетонного зразка визначалися середні деформації арматури за

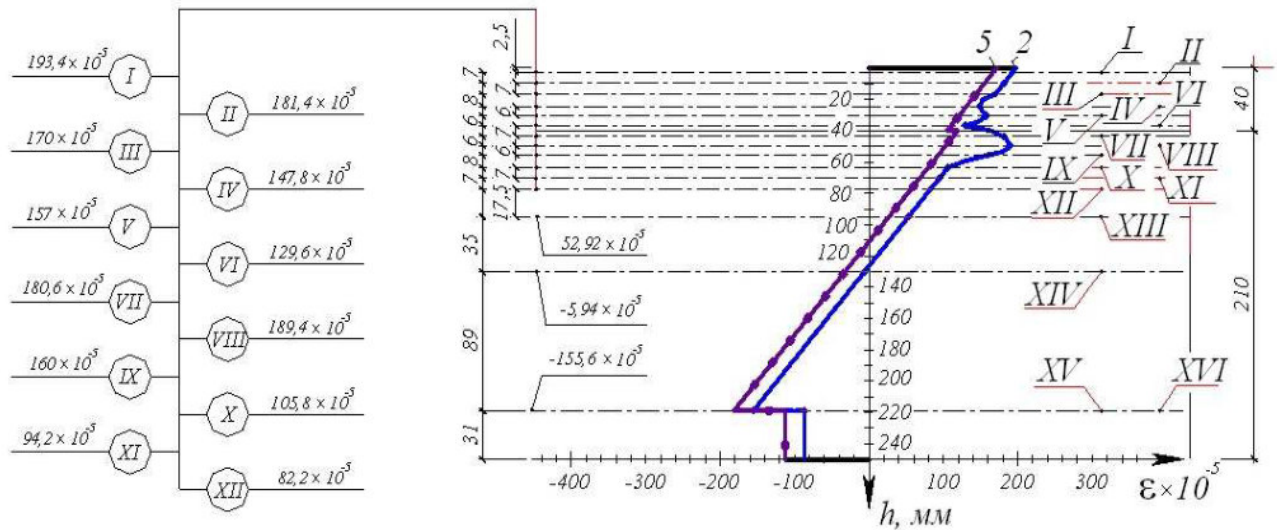


Рис. 7.20. Графіки деформацій стиснутого бетону і розтягнутої арматури у поперечному перерізі дослідного зразка ПКС-2А-В30/30, розташованого в середині прольоту на ступені навантаження у 203,36кН ( $0,7N_u$ ); I–XV – осі баз в ЕТ, розташованих на бетоні, XVI – те ж, на арматурі; 2 – експериментальний графік; 5 – те ж, за запропонованою методикою; в квадратних скобках наведені відносні дослідні деформації бетону на ступені навантаження 203,36кН

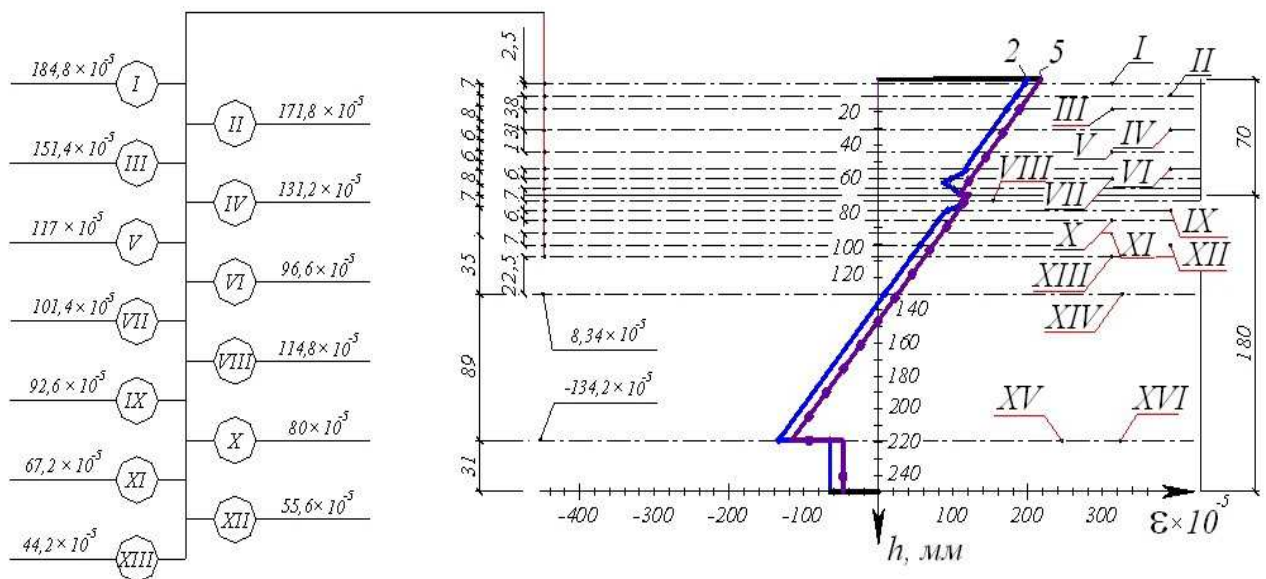


Рис. 7.21. Графіки деформацій стиснутого бетону і розтягнутої арматури у поперечному перерізі дослідного зразка ПКС-4А-В30/30, розташованого у середині прольоту на ступені навантаження в 201,4кН ( $0,7N_u$ ); I–XV – осі баз ЕТ, розташованих на бетоні, XVI – те ж, на арматурі; 2 – експериментальний графік; 5 – те ж, за запропонованою методикою; у квадратних дужках приведені відносні дослідні деформації бетону на ступені навантаження 201,4кН



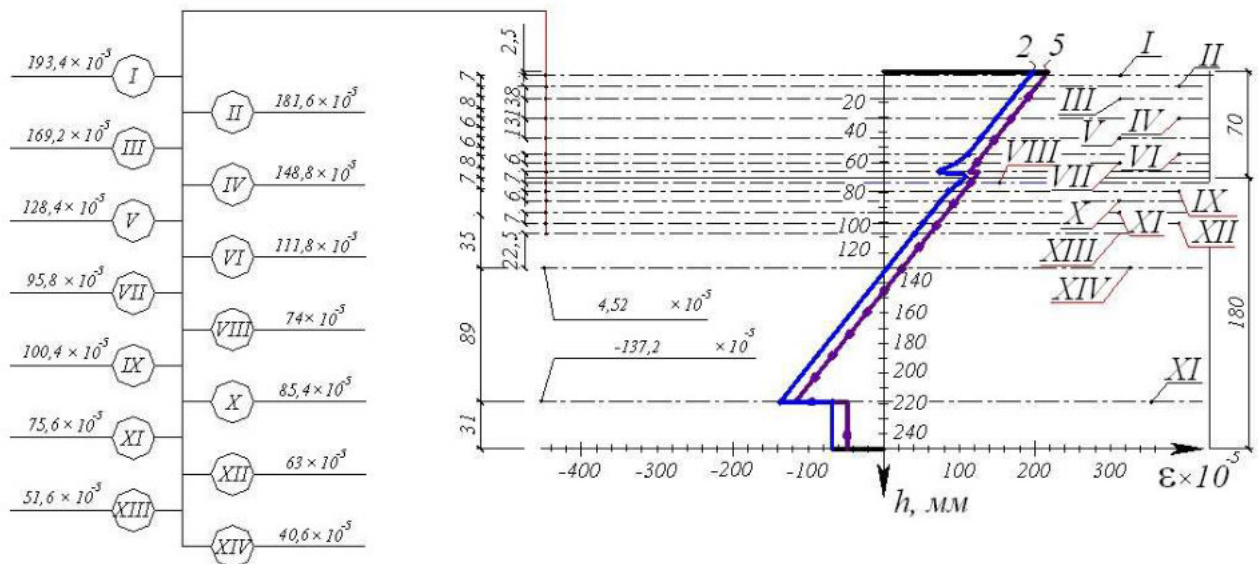


Рис. 7.22. Графіки деформацій стиснутого бетону і розтягнутої арматури у поперечному перерізі дослідного зразка ШКС-4А-В30/40, розташованого у середині прольоту на ступені навантаження в 210,85кН ( $0,7 N_u$ ); I–XV – осі баз ЕТ, розташованих на бетоні, XVI – то ж, на арматурі; 2 – експериментальний графік; 5 – те ж, за запропонованою методикою; у квадратних дужках приведені відносні дослідні деформації бетону на ступені навантаження 210,85кН

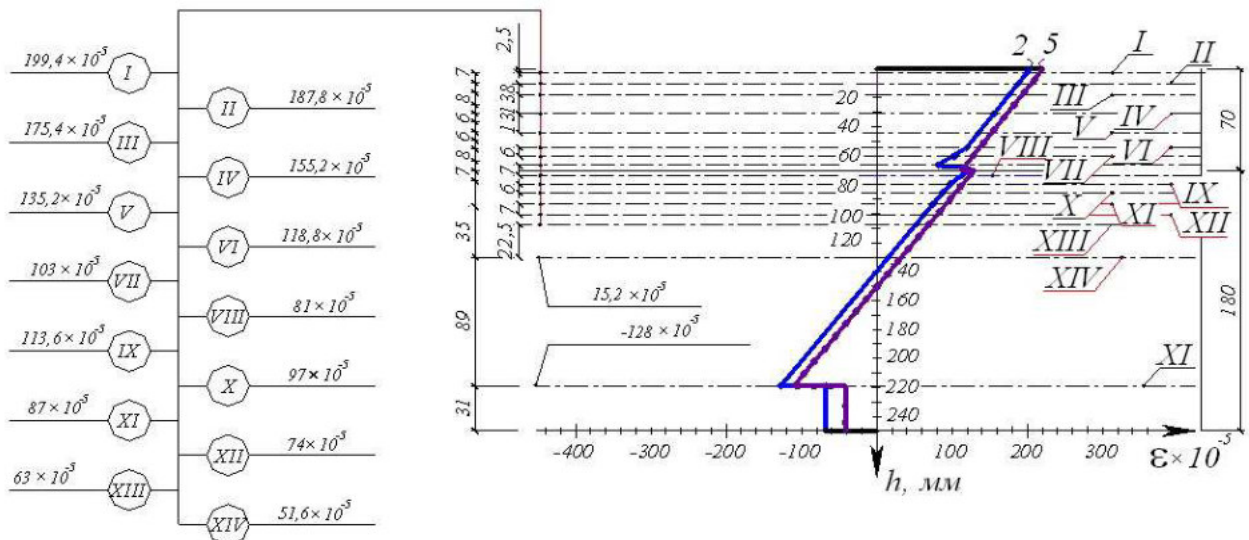


Рис. 7.23. Графіки деформацій стиснутого бетону і розтягнутої арматури в поперечному перерізі дослідного зразка ШКС-4А-В30/20, розташованого у середині прольоту на ступені навантаження 186,5кН ( $0,7 N_u$ ); I–XV – осі баз ЕТ, розташованих на бетоні, XVI – те ж, на арматурі; 2 – експериментальний графік; 5 - те ж, за запропонованою методикою; в квадратних дужках приведені відносні дослідні деформації бетону на ступені навантаження 186,5кН

неперервному ланцюжку. Враховуючи, що відстань між центрами баз ЕТ була однаковою, то визначення середніх деформацій, навіть за наявності тріщин, не представляло ніяких труднощів. Деформації бетону на рівні розтягнутої робочої арматури вимірювалися за допомогою механічних приладів, встановлених за допомогою епоксидної смоли на базі 200мм.

Слід зазначити, що проведений аналіз таких графіків дозволяє з упевненістю стверджувати про доцільність використання гіпотези плоских перерізів для зони між тріщинами у межах кожного з бетонних стрижнів, – рис. 7.20–7.23 (при цьому місцеві обурення деформацій в околиці шва не враховувалися, – проводилася екстраполяція по переважній більшості експериментальних точок) для середніх деформацій бетону і арматури в зоні між тріщинами у складених поперечних перерізах залізобетонних конструкцій на всьому діапазоні навантаження. При цьому у швах між бетоном і арматурою спостерігаються збурення деформацій, характерні для складених стрижнів.

Отже, на основі проведених експериментів і результатів їхньої обробки, підтверджена багаторівнева схема тріщиноутворення (згідно з якою тріщини утворюються на всьому діапазоні навантаження, аж до руйнування).

Встановлено, що зі зменшенням кількості робочої арматури з відсотка армування  $\rho_1$  від 2,17% до 1,133%, коефіцієнт  $\psi_s$  в експлуатаційній стадії ( $0,6N_u$ ) зменшується у межах 20%; відстані між тріщинами відповідають багаторівневій схемі тріщинноутворення (200–400 мм); ширина розкриття тріщин збільшується у 1,5 рази.

Аналіз зміни класу бетону від C16/20 до C32/40 показує, що зі збільшенням класу бетону, коефіцієнт  $\psi_s$  збільшується незначно до 5%; відстані між тріщинами змінюються незначно, а ширина розкриття тріщин змінюється у межах 13% – 16%.

Вельми важливим являє собою також отриманий результат про те, що у межах експлуатаційних навантажень (0,6–0,8 від руйнівного), висота стиснутої зони бетону практично не змінюється. При цьому плоскі перерізи перетинаються в одній точці (як би повертаючись навколо неї); отримані дані

наступних основних параметрів: модернізованого параметра  $\psi_s$ , ширини розкриття тріщин на рівні осі повздовжньої розтягнутої арматури в декількох рівнях над розтягнутою арматурою ( $w_k$  вздовж всього профілю тріщин); зміна відстані між тріщинами  $s_r$  (функціонального і рівневого) і довжини тріщин  $h_r$  за мірою збільшення навантаження (з виявленням багаторівневого процесу утворення тріщин), деформацій робочої арматури в тріщині і між тріщинами з урахуванням ефекта порушення суцільності в околиці двоконсольного елементу механіки руйнування, фібрових деформацій стиснутого бетону, висоти стиснутої зони бетону, деформаційного стану бетону на кінці тріщини (у зоні передруйнування) при варіації різних класу бетону та армування.

Аналіз графіків деформацій розтягнутої арматури у зоні чистого згину показує, що після появи тріщин порушується рівномірний розподіл деформацій арматури, при чому максимальні межі зміщені від перерізу з тріщиною, що, безумовно, зв'язано з наявністю ефекту порушення суцільності в околиці тріщини.

Таким чином, отримані експериментальні дані в значній мірі доповнюють накопичений експериментальний матеріал і дають можливість перевірки запропонованої моделі деформування залізобетону за уточненим визначенням основного параметра  $\psi_s$ , необхідного для оцінки опору розтягнутого бетону між тріщинами залізобетонних конструкцій з урахуванням ефекту порушення суцільності та його аналізу на різних стадіях навантаження з перевіркою запропонованих розрахункових залежностей (вираз (5.61)) для ефективного проектування залізобетонних конструкцій.

Аналіз, приведений у табл. 7.3, показує, що запропонована модель розрахунку  $\psi_s$  має помітні переваги. Із аналізу статистичних даних випливає, що вона дає прийнятні результати не тільки у складених, але і в конструкціях суцільного перерізу при позацентровому стиску в експлуатаційній стадії роботи, про що свідчить коефіцієнт варіації  $C_v=11,48\%$ ; значення середнього  $\bar{X}$ , близького до одиниці

**Співставлення даних розрахункових методик коефіцієнту  
врахування роботи розтягнутого бетону**

| Розрахункова методика    | Кількість дослідів | Результати статичної обробки даних |          |        |
|--------------------------|--------------------|------------------------------------|----------|--------|
|                          |                    | $\bar{X}$                          | $\sigma$ | $C_v$  |
| запропонована модель     | 258                | 1,12                               | 0,1286   | 11,48% |
| нормативна методика [37] | 258                | 1,292                              | 0,389    | 30,12% |

Це дозволяє зробити висновок, що запропонована модель є достатньо ефективною при визначенні опору розтягнутого бетону між тріщинами на прикладі виконаних розрахунків позacentрово стиснутих залізобетонних конструкцій (у тому числі складених).

**7.5. Реалізація запропонованої методики розрахунку жорсткості на прикладі опору плосконапружених стін із залученням програмного комплексу «Ліра-САПР»**

Запропоновано розрахункову модель деформативності (жорсткості) плосконапружених залізобетонних конструкцій (у тому числі складених) з урахуванням впливу похилих тріщин та ширини їхнього розкриття за наявності умовних зосереджених зсувів в шві між бетонами, несумісності деформацій бетону і арматури та ефекту порушення суцільності бетону. Виконана порівняльна оцінка розрахунку жорсткості плосконапружених стін перекосу за наявності діагональної тріщини.

Розглянуто варіанти реалізації запропонованої моделі з залученням програмного комплексу «Ліра-САПР» [120, 121, 130, 131, 143 і ін.], що сприяє її швидкому впровадженню у практику проектування [50].

Аналіз розрахункових моделей плосконапружених конструкцій, які використовуються в практиці проектування, показує, що ці моделі не відображають результатів досліджень в області залізобетону останніх років. Однією з причин цього є відсутність методик та алгоритмів розрахунку, які дозволяють забезпечити їхню реалізацію в сучасних програмних комплексах [5, 23, 65, 79, 80, 107, 113, 129, 150, 214, 245, 293–295, 302, 314, 367 та ін.].

У роботах [143, 147] наведено методику для оцінки деформативності стрижневих залізобетонних складених конструкцій будівель і споруд, які проектується та експлуатуються з урахуванням їхнього фактичного технічного стану, з урахуванням похилих тріщин (в тому числі похилих, характерних для сейсмічних впливів).

У даних роботах наведена спеціальна методика моделювання тріщин у плосконапружених конструкціях, яка дозволяє ефективно використовувати програмний комплекс «Ліра-САПР» для розрахунку її жорсткості (деформативності). За результатами розрахунків просторової моделі будівлі був виконаний аналіз стану напружень стін і простінків триповерхової житлової будівлі. В якості об'єктів аналізу були розглянуті простінки 1-го і 3-го надземних поверхів, для яких визначені розрахункові вертикальні статичні і горизонтальні сейсмічні навантаження.

Для визначення характеру роботи плосконапружених стін при двоосному напруженому стані (оцінка прогресуючого тріщиноутворення, перекосу, несучої здатності при монотонному і циклічному навантаженні) були зібрані з літературних джерел [143, 147, 293–296] експериментальні дослідження при дії на перекіс трьох однакових фрагментів з розмірами  $1800 \times 1600 \times 400$  мм (рис. 7.24).

Один фрагмент стіни ФГ-1м був випробуваний на перекіс за допомогою пресу (рис. 7.24, а) при монотонному ступінчастому навантаженні (по 10 кН) вертикальними навантаженнями, відповідними 3-му поверху будинку (40 кН), потім 1-му поверху – 80 кН і далі до руйнівного навантаження –  $P_{руйн.}$ .

При першому напівциклі навантаження на кожній ступені приймалася  $0,1 P_{руйн.}$  і доводилося до  $0,5 P_{руйн.}$ . Потім здійснювалася повне розвантаження

фрагменту також ступенями  $0,1 P_{руйн.}$ . При другому напівциклі навантаження на кожній ступені приймалася  $0,1P_{руйн.}$  і доводилася до  $0,8P_{руйн.}$ . Потім здійснювалася повне розвантаження також ступенями  $0,1P_{руйн.}$ . При третьому напівциклі навантаження на кожній ступені приймалася  $0,1P_{руйн.}$  і доводилося до  $P_{руйн.}$ . За результатами циклічних випробувань побудовані для фрагментів ФГ-2ц і ФГ-3ц відповідні гістерезисні петлі «навантаження–деформація» і «навантаження – кут перекосу».

Випробування простінків проводилися при максимальному відношенні горизонтального і вертикального навантаження  $S/P$ , відповідному розташуванню простінка на 3-му і 1-му поверсі – відповідно 0,07 і 0,26 при 7 балах. При 8-ми балах наведені відношення збільшувались у 2 рази. Випробування простінків виконувалося при одночасній дії вертикальних і горизонтальних навантажень аж до вичерпання несучої здатності.

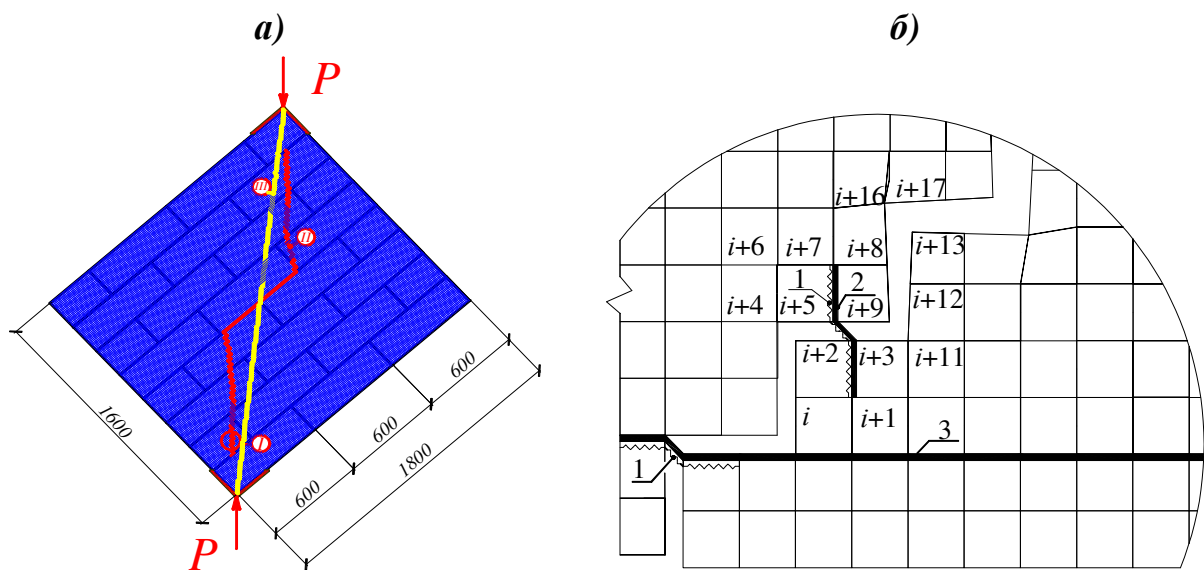


Рис. 7.24. Моделювання балки-стілки 1800 мм × 1600 мм (основна модель):  
 I – вузол «розшивання» схеми; II – експериментальна тріщина; III – тріщина, прийнята при розрахунку; 1 – 255 СЕ, який працює на стиск (моделює додатковий бетонний стрижень); 2 – 201 СЕ, який моделює арматурний стрижень; 3 – 201 СЕ, що моделює поздовжню арматуру

Залізобетонні конструкції експлуатуються, як правило, при наявності тріщин. Як показують експериментальні дослідження, до моменту руйнування виникають кілька рівнів утворення тріщин.

Тріщини першого рівня виникають у місцях концентрації напружень і деформацій (у кутах конструкції, у місцях стрибкоподібної зміни геометричних розмірів, у кутах вікон та дверних прорізів і т.п.), рис. 7.24.

При сейсмічних впливах, як правило утворюються діагональні тріщини за схемою «конверта» [50, 143, 147], рис. 7.24.

#### **7.6. Ефективність розрахункової методики залізобетонних конструкцій (у тому числі складених) за граничними станами другої групи**

Для оцінки ефективності розроблених у розділі 5 теоретичних моделей розрахунку утворення, відстаней між тріщинами, ширини їхнього розкриття та за запропонованими формулами була визначена ширина розкриття тріщин звичайних і попередньо напружених залізобетонних балок із важкого бетону класів С12/15–С40/50 з хомутами і без хомутів, монолітного і складеного перерізу, завантажених зосередженою і рівномірно розподіленим навантаженням [26-32, 62, 96, 97, 139, 145, 148, 269, 277, 306, 310, 315] в експлуатаційній стадії роботи.

Для порівняння аналогічні обчислення були виконані також за нормативними методиками [36, 37].

Критерієм об'єктивності будь-якого аналітичного апарату для опису напружено-деформованого стану конструкції є його відповідність достовірним даним. Як правило аналітичні залежності не можуть врахувати всі чинники, які впливають на опір конструкції. Крім того, більшість чинників носить випадковий характер. Тому цілком природно, що між достовірними даними і результатами розрахунків завжди існують деякі розбіжності.

Розглянувши розподіл відношення достовірних даних і результатів розрахунків для формул будь-якої аналітичної методики, можна отримати забезпеченість її точності.

Під забезпеченістю точності розрахункової методики розуміють ймовірність того, що зазначена методика буде точною у певних межах [165].

За граничними станами другої групи аналіз точності розглянутих моделей проводився в наступній послідовності:

- а) обчислення теоретичних значень ширини розкриття тріщин  $w_{k,theor}$  ;
- б) обчислення відношення  $w_{k,theor}/w_{k,exp}$  ;
- в) статистична обробка (визначення математичного очікування  $\bar{X}$ , стандарту  $\sigma$  та коефіцієнта варіації  $C_v$ );
- г) побудова кривої розподілу відношення  $w_{k,theor}/w_{k,exp}$  і перевірка її відповідності закону нормального розподілу (тільки для методики автора);
- д) обчислення точності ( $T$ , %) в інтервалах  $\pm 10\%$ ,  $\pm 20\%$ ,  $\pm 30\%$ ,  $\pm 40\%$ .

При визначенні теоретичних значень  $w_{k,theor}$  до розрахунку вводили достовірні характеристики міцності і деформативності бетону, достовірні значення величини попереднього напруження арматури, а також фактичні геометричні розміри.

Результати співставлення достовірної та теоретичної ширини розкриття тріщин залізобетонних конструкцій, розрахованої за нормативною методикою [36, 37] у залежності від відносної величини прольоту зрізу ( $a/d$ ) наведені на рис. 7.25, а, і 7.26, а, статистики розрахункових методик  $\bar{X}$  ( $w_{k,theor}/w_{k,exp}$ ) і  $C_v$  – таблиця 7.1.

Таблиця 7.4

**Результати співставлення достовірної та теоретичної  
ширини розкриття тріщин**

| Методика                          | Кількість дослідів | Статистика                               |          |           |
|-----------------------------------|--------------------|------------------------------------------|----------|-----------|
|                                   |                    | $\bar{X}$<br>( $w_{k,theor}/w_{k,exp}$ ) | $\sigma$ | $C_v$ , % |
| за нормативною методикою [36, 37] | 294                | 0,794                                    | 0,247    | 31,11     |
| за моделлю автора                 | 294                | 1,018                                    | 0,134    | 13,16     |



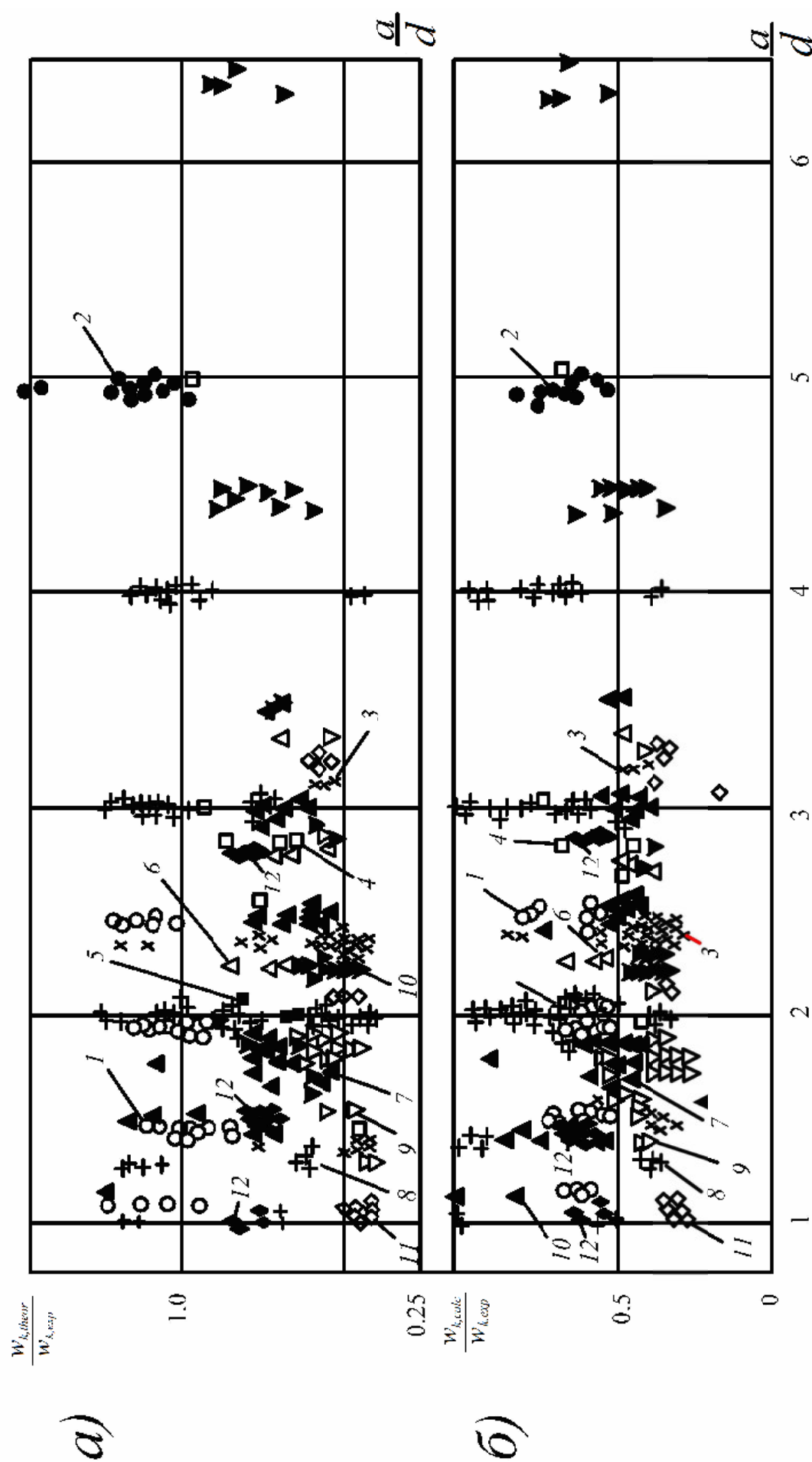


Рис. 7.25. Результати співставлення теоретичної (а) і розрахункової (б) ширини розкриття тріщин залізобетонних конструкцій, розрахованих за нормативною методикою [36, 37], з дослідними даними: 1 – Масуда Нур Еддіна; 2 – Омельченко К.В.; 3 – Шавикіної К.В.; 4 – Дородних А.О.; 5 – Казакова Д.В.; 6 – Баширова Х.З.; 7 – Тугай Т.В.; 8 – Колчунова В. І.; 9 – Біджосяна Г. К.; 10 – Усенка М.В.; 11 – Горностаєва І.С.; 12 – автора

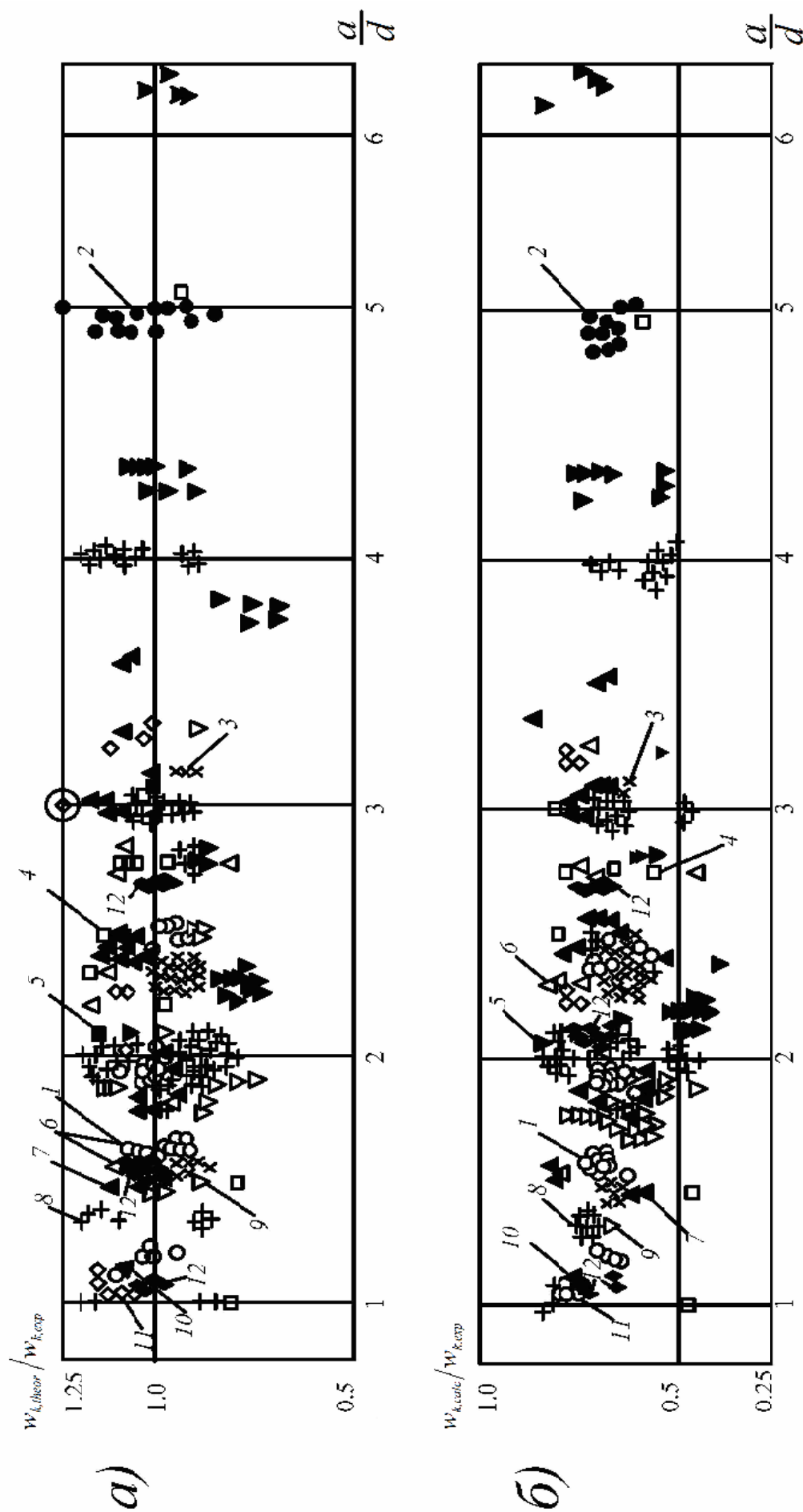


Рис. 7.26. Результати співставлення теоретичної ( $a$ ) і розрахункової ( $b$ ) ширини розкриття тріщин залізобетонних конструкцій, розрахованої за моделлю автора, із експериментальними даними: 1 – Масуда Нур Еддіна; 2 – Омельченко К.В.; 3 – Шавикіна К.В.; 4 – Доронних А.О.; 5 – Казакова Д.В.; 6 – Баширова Х.З.; 7 – Тугай Т.В.; 8 – Колчунова В. І.; 9 – Біджосяна Г. К.; 10 – Усенка М.В. ; 11 – Горностаєва І.С.; 12 – автора

Оцінка точності розглянутих розрахункових методик виконувалася відповідно до методики, викладеної в роботі [165]. Результати її приведені в табл. 7.2.

Таблиця 7.5

**Точність розрахункових методик  
визначення ширини розкриття тріщин**

| Методика                          | Забезпеченість точності |             |             |             |
|-----------------------------------|-------------------------|-------------|-------------|-------------|
|                                   | $\pm 10 \%$             | $\pm 20 \%$ | $\pm 30 \%$ | $\pm 40 \%$ |
| за нормативною методикою [36, 37] | 22,75                   | 45,23       | 70,15       | 82,12       |
| за моделлю автора                 | 43,12                   | 82,61       | 95,72       | 99,81       |

Із табл. 7.5 видно, що середнє значення відношення  $w_{k,theor} / w_{k,exp}$  для нормативної методики [36, 37] і автора менше або наближається до одиниці. Коефіцієнт варіації ( $C_v$ ) має найменше значення для методики автора і найбільше для нормативної методики. Для уникнення труднощів при отриманні математичних функцій для визначення точності цих методик, для опису кривих експериментального розподілу запропонованої моделі та методики норм [36, 37] використовуються криві нормального розподілу.

Визначення надійності цих методик проводилося у такій же послідовності, як і визначення точності, за винятком того, що у цьому випадку для визначення розрахункової ширини розкриття тріщин ( $w_{k,calc}$ ) використовувалися розрахункові характеристики бетону і арматури згідно методики норм [36, 37]. Рівень попереднього натягіння арматури приймався за дослідними даними. Результати співставлення теоретичної і розрахункової ширини розкриття тріщин із дослідними даними залізобетонних конструкцій у залежності від відносного прольоту «зрізу», розрахованої за нормативною методикою [36, 37] і за моделлю автора наведено на рис. 7.25 і рис. 7.26, відповідно.

Результати співставлення дослідної та розрахункової ширини розкриття тріщин ( $w_{k,calc} / w_{k,exp}$ ),  $\sigma$  і коефіцієнта варіації  $C_v$  наведені у табл. 7.6.

Таблиця 7.6

**Результати зіставлення дослідної та розрахункової  
ширини розкриття тріщин ( $w_{k,calc}/w_{k,exp}$ )**

| Методика                          | К-сть | Статистики                       |          |           |
|-----------------------------------|-------|----------------------------------|----------|-----------|
|                                   |       | $\bar{X} (w_{k,calc}/w_{k,exp})$ | $\sigma$ | $C_v, \%$ |
| за нормативною методикою [36, 37] | 294   | 0,589                            | 0,187    | 31,74     |
| по методикою автора               | 294   | 0,683                            | 0,092    | 13,46     |

Таблиця 7.7

**Надійність розрахункових методик**

| Методика                         | Коефіцієнт безпеки | Кількість стандартів $\sigma$ | Надійність $H$ |
|----------------------------------|--------------------|-------------------------------|----------------|
| по нормативній методиці [36, 37] | 1,30               | 0,75                          | 0,769          |
| по методиці автора               | 1,57               | 2,65                          | 0,993          |

Оцінка надійності даних методик проводилася у відповідності з роботою [165]. Результати оцінки наведені у табл. 7.7, з якої випливає, що із розглянутих методик найбільшу надійність має модель автора  $H = 0,993$ , що відповідає умові  $\sigma = 2,65$ .

### **7.7. Впровадження запропонованих розрахункових моделей деформування залізобетону у практику проектування**

Запропоновані моделі жорсткості та тріщиностійкості залізобетонних конструкцій були використані при чисельному аналізі сейсмічного стану натурної залізобетонної будівлі, запроектованої без антисейсмічних заходів [293, 296]. Проведені експериментальні дослідження цієї будівлі на вібраційній платформі. Досліджувана конструкція моделювала триповерхову будівлю несиметричну у плані, запроектовану тільки для сприйняття власної ваги без заходів, які забезпечують сейсмостійкість (рис. 7.27).

Дослідний зразок побудований у масштабі 1:2,5 та був випробуваний під впливом, моделюючим землетрус у місті Монтенегро (Колумбія) 1979 року. Дві горизонтальних складових, доданих до віброплатформи у перпендикулярних напрямках, призвели до утворення тріщин у несучих конструкціях. Під час розрахунку була використана двокомпонентна акселерограма. Вертикальна складова до уваги не приймалася. Для вимірювання експериментальної реакції, використовувалася апаратура, що складається з акселерометрів і датчиків переміщення.



Рис. 7.27. Загальний вигляд експериментальної моделі

Досліджувана модель – це триповерхова нерегулярна конструкція з висотою поверху 1,2 м, має несиметричність у плані в обох напрямках. Нерегулярність підсилюють 2 балкових прогони 1,2 та 2,4 м та наявність балкона з одного боку (рис. 7.28, б). Ці фактори впливають на зміщення центру жорсткості і центру мас. Вісім колон зразка мають переріз 100×100 мм, а одна

колона К2 – 100×250мм, ригелі мають переріз 100×200мм, перекриття товщиною 60мм.

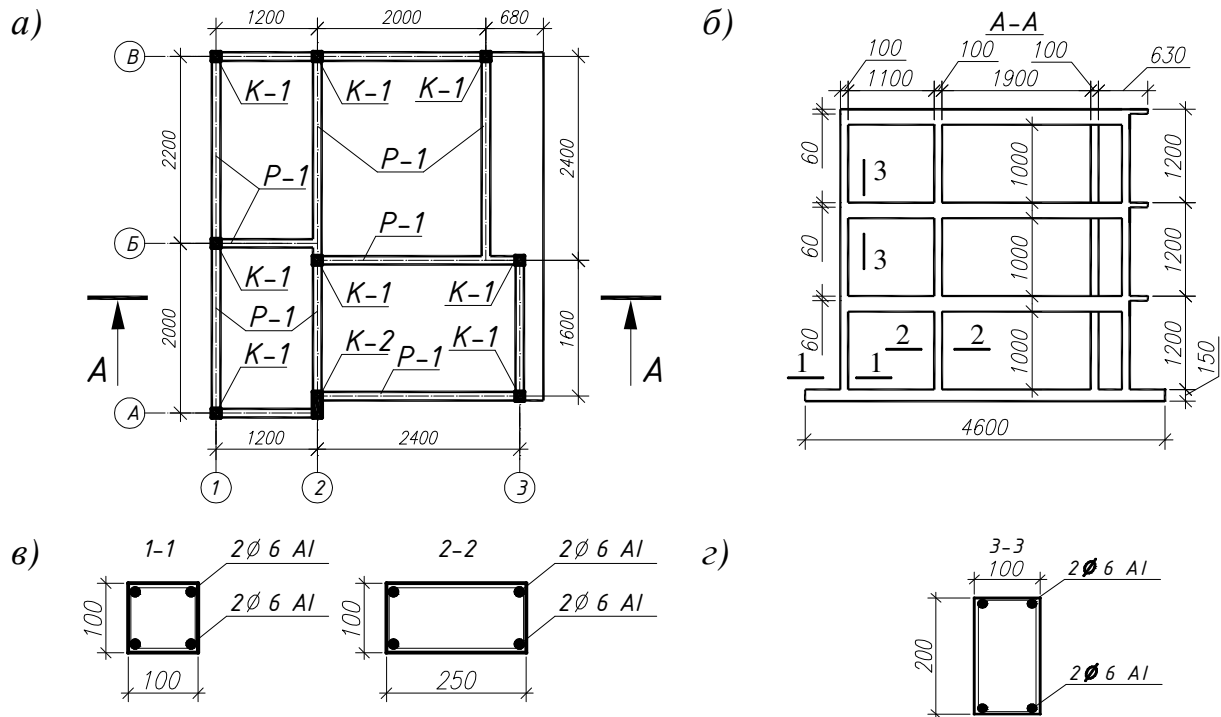


Рис. 7.28 Конструкції експериментальної моделі: а – план; б– розріз; в – переріз колон К-1 і переріз колони К-2; г – переріз ригеля Р-1

Основний матеріал – важкий бетон, класу С25/30. При армуванні колон і ригелів використовували арматуру А240С діаметром 6 мм (рис. 7.28). У зразку, так само як і в прототипі, сходи і цегляні стіни не враховувалися. Слід також зауважити, що додаткова маса розташована на кожному поверсі і закріплена чотирма стрижнями, дорівнює  $2 \text{ кН/м}^2$  (рис. 7.28) Зразок побудований на жорсткій платформі, що моделює нерухоме з'єднання з фундаментом.

Чисельні дослідження [293, 296] були реалізовані за допомогою ПК «Ліра-САПР» і включали в себе: лінійний розрахунок на акселерограму, нелінійний статичний розрахунок, нелінійний статичний розрахунок з урахуванням схеми розвитку тріщин при сейсмічному впливі, і нелінійний статичний розрахунок за методом граничної рівноваги.

*Результати лінійного розрахунку конструкції на акселерограму.* Лінійний розрахунок на акселерограму проводився з метою отримання значень

статичних інерційних навантажень для нелінійного розрахунку, так як розрахунок на акселерограму у нелінійній постановці для стрижневих конструкцій в ПК «Ліра-САПР» не здійснюється.

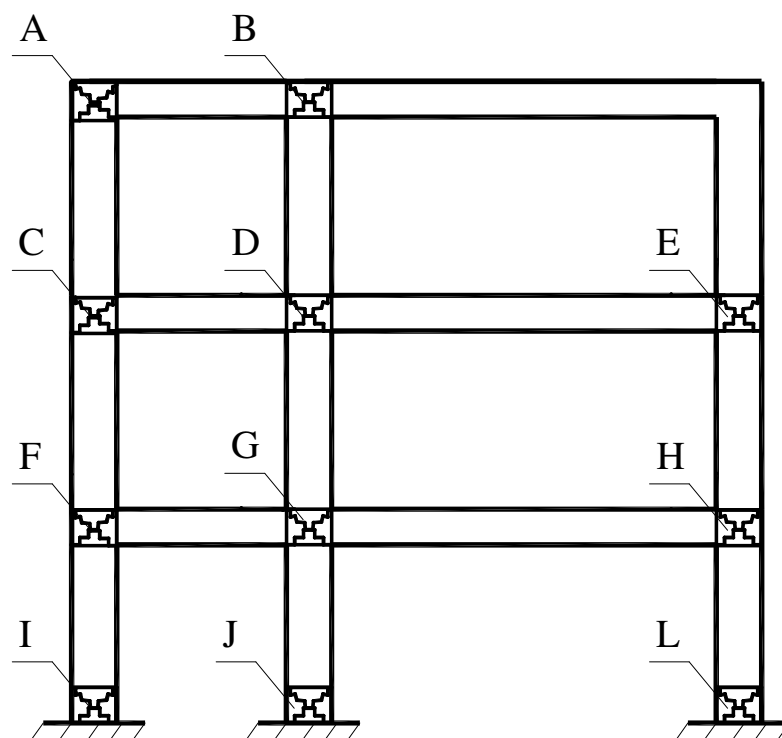


Рис.7.29. Експериментальна схема розвитку тріщин при сейсмічному впливі

Для даного розрахунку була змодельована розрахункова модель (рис. 7.30, а) в якій колони та ригелі представлені як стрижневі елементи, а перекриття – пластинчастими. Жорсткості даних елементів задавалися виходячи з геометрії конструкції (рис. 7.25).

Опорне закріплення моделювалося жорстко. При стикуванні пластинчастих і стрижневих елементів до розрахункової схеми додатково вводилися ригелі у вигляді стрижневих елементів, що дозволило обійтися без використання жорстких вставок.

Були змодельовані три навантаження. У навантаженні №1 враховувалися навантаження від власної ваги і корисне навантаження. Наступні два навантаження, – це розрахунок на акселерограму вздовж осі  $X$  і  $Y$ , відповідно (рис. 7.34, б).

В результаті цього розрахунку були отримані значення переміщень поверхів конструкції та інерційні навантаження у вузлах зосередження мас (табл. 7.8), які використовувалися для нелінійного статичного розрахунку.

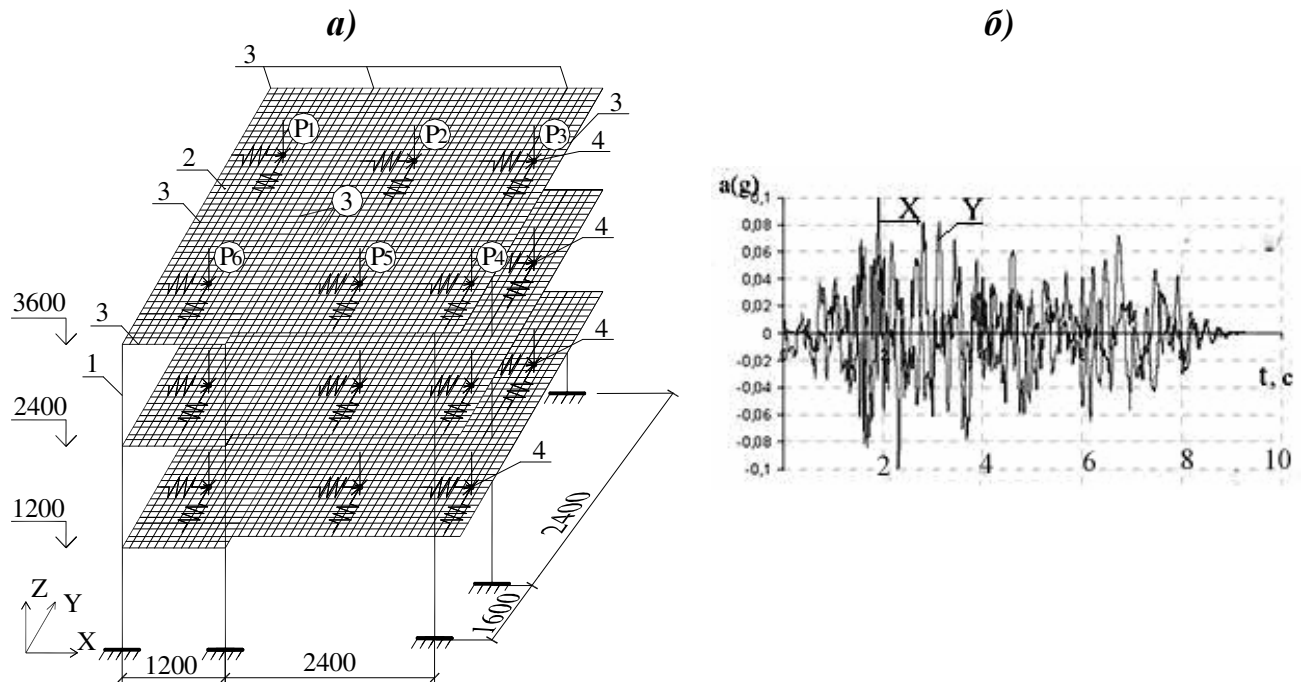


Рис. 7.30. Модель будівлі у ПК «Ліра-САПР»: *а* – розрахункова схема; *б* – характеристики сейсмічного впливу сеймоплатформи (горизонтальні компоненти прискорення на осі  $X$  і  $Y$ );

1 – колона; 2 – перекриття; 3 – ригель; 4 – точки прикладання зосереджених мас; – навантаження від акселеограми

У нелінійному статичному розрахунку використовувалася та ж розрахункова схема, що й при лінійному (рис. 7.30, *а*), тільки в даному випадку до точок прикладання зосереджених мас прикладалися вже статичні навантаження (уздовж осі  $X$  і  $Y$ , відповідно у 2 і 3 завантаженнях. При завданні жорсткості для залізобетону використовувався 21-й закон (експоненціальний), а для армуючого матеріалу – 11-й закон (експоненціальний закон деформування).

У результаті цього розрахунку були отримані значення переміщень вузлів, відомості про стан матеріалу конструкції, і значення зусиль у перерізах колон і ригелів, що дало можливість зробити перерахунок даних елементів, вже з урахуванням тріщин (рис. 7.29).



Також у даному чисельному експерименті конструкція була доведена до руйнування. В якості критеріїв руйнування прийнято перетворення стрижневої системи в механізм у результаті утворення пластичних шарнірів, а також руйнування окремих зон системи більше 50%. Для аналізу прийнята плоска рама (рис. 7.32)

Таблиця 7.8

## Інерційні навантаження у вузлах зосередження мас

| № точки<br>«4»<br>(рис.7.31) | 1-й поверх |           | 2-й поверх |           | 3-й поверх |           |
|------------------------------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|
|                              | X<br>(кН)  | Y<br>(кН) | X<br>(кН)  | Y<br>(кН) | X<br>(кН)  | Y<br>(кН) |
| 1                            | 1.05       | 0.71      | 2.01       | 1.36      | 2.45       | 1.67      |
| 2                            | 1.8        | 1.45      | 3.45       | 2.81      | 4.35       | 3.53      |
| 3                            | 0.62       | 0.58      | 1.2        | 1.11      | 1.52       | 1.41      |
| 4                            | 0.18       | 0.17      | 0.33       | 0.32      | 0.43       | 2.81      |
| 5                            | 1.44       | 0.17      | 2.79       | 2.35      | 3.48       | 2.93      |
| 6                            | 1.05       | 0.73      | 2.03       | 1.4       | 2.34       | 1.62      |

*Критерії поєднання несучої здатності:*

– перевірка для всієї системи  $C=3K-III$ . Якщо  $C<0$ , то система перетворюється у механізм і вважається зруйнованою;

– перевірка цієї ж умови для кожного замкнутого контуру. У разі якщо хоча б один замкнутий контур перетворюється на механізм, то вся система вважається зруйнованою;

– якщо хоча б одна колона, крім самого верхнього поверху, зруйнована (руйнування  $> 50\%$ ), то вся система вважається зруйнованою;

–  $M_{pl} = f_{yd} \cdot A_s \cdot z$ , в даному випадку  $M_{pl} = 5,4 \text{ кНм}$ .

У результаті проведеного експерименту було встановлено значення критичного навантаження, яке склало 1,85 від експериментального. При подальшому збільшенні навантаження до 1,9, система перетворюється у механізм у результаті виникнення пластичного шарніра «N» (55% руйнування основного матеріалу: C, F, M; 60% руйнування основного матеріалу: B, N, D, E, M) (рис. 7.31). Після аналізу нелінійного розрахунку та схем розвитку тріщин був проведений перерахунок характеристик жорсткості для елементів, у яких



розрахунку було встановлено, що руйнування конструкції відбувається при навантаженні 70% від експериментального. При цьому спостерігалася наступна послідовність виникнення пластичних шарнірів: пластичний шарнір №1 виникає при навантаженні 80% від руйнівного, шарніри під №2 – 95% і №3 – 100% від руйнівного.

Друга розрахункова схема дублювала попередню, тільки в цьому випадку враховувався пластичний момент. Руйнування конструкції сталося при 70% від експериментального навантаження, виникнення пластичного шарніра №1 – 10% від руйнівної, шарнірів №2 – 95%, №3 – 100%. При подальшому збільшенні кількості пластичних шарнірів конструкція руйнується при першому кроці ітерації.

Нижче наведено порівняння результатів чисельних досліджень у вигляді графіків (рис. 7.33). Виконаний чисельний аналіз експериментальних досліджень фрагмента залізобетонного каркасного будинку при сейсмічному впливі показує, що:

- фізично нелінійний розрахунок виконаний за схемою 1D з використанням ПК «Ліра-САПР» помітно знижує (10%) максимальні горизонтальні переміщення порівняно з експериментальним аналогом статичного впливу (рис. 7.33, крива 2, крива 3'; рис. 7.33, б, крива 2, крива 3');
- фізично нелінійний розрахунок за схемою 1D виконаний за запропонованою методикою, значно покращує ситуацію – розбіжність не більше 10% порівняно з експериментальним аналогом статичного впливу (рис. 7.33, крива 3, крива 3'; рис. 7.33, б, крива 3, крива 3').

Цікавим є результат фізично нелінійного розрахунку виконаного за методикою граничної рівноваги з введенням пластичних моментів  $M_{pl}$  у виявлених зонах тріщиноутворення. При цьому величина граничного навантаження становить 70% від експериментального. Співставлення результатів розрахунку за схемою граничної рівноваги без додатку пластичного моменту місця пластичних шарнірів і з їхнім застосуванням, також підтверджують доцільність використання методу граничної рівноваги у

поєднанні із запропонованим підходом виявлення місць утворення пластичних шарнірів (рис. 7.33, крива 5, крива 6).

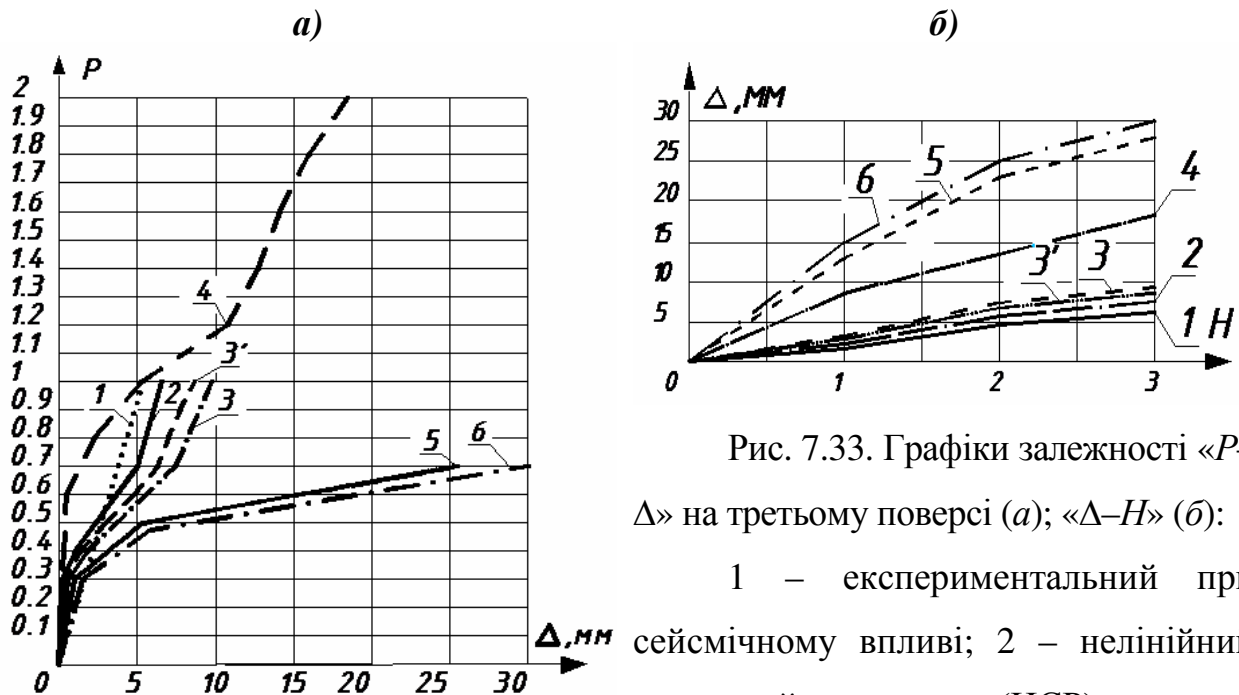


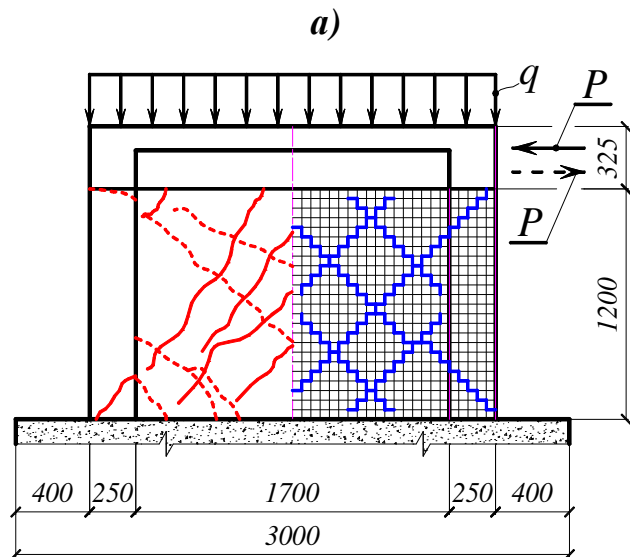
Рис. 7.33. Графіки залежності « $P-\Delta$ » на третьому поверсі (а); « $\Delta-H$ » (б):

1 – експериментальний при сейсмічному впливі; 2 – нелінійний статичний розрахунок (НСР); 3' – експериментальний аналог статичного впливу; 3 – НСР за запропонованою методикою; 4 – НСР при критичному навантаженні (1,9 від експериментального); 5 – НСР за методом граничної рівноваги на основі запропонованої схеми тріщин; 6 – НСР за методом граничної рівноваги на основі запропонованої схеми тріщин (із урахуванням пластичних моментів)

У роботі також виконаний аналіз зарубіжних експериментів, проведених на сейсмоплатформі в Женеві у 2006 році для залізобетонної рами з плосконапруженою стіною діафрагмою [54, 60] (рис. 7.34).

Рама законструйована з дотриманням умови: «слабкі колони – міцні ригелі» – коефіцієнт армування колон і діафрагм 2% і 0,2%, відповідно. Основне армування рам складається зі стрижнів  $\varnothing 16$  мм, армування діафрагм – стрижні діаметром  $\varnothing 6$  мм з кроком 106 мм. Бетон класу С20/25. Розміри перерізів колон і ригелів 20×25 см і 20×32,5 см, відповідно. Висота і ширина рам – 1525 мм і 2200 мм.

Конструкції, що випробовувалися, були встановлені на фундаменти з використанням силової підлоги.



1 – експериментальні дослідження;  
 2 – фізично нелінійний розрахунок без урахування «щілин», виконаний у ПК «Ліра-САПР», відповідно;  
 3 – фізично нелінійний розрахунок за запропонованою методикою;  
 4 – фізично нелінійний розрахунок за спрощеною інтегральною схемою тріщин (схема «конверта»);  
 5 – фізично нелінійний розрахунок, з урахуванням «щілин», виконаний у ПК «Ліра-САПР»

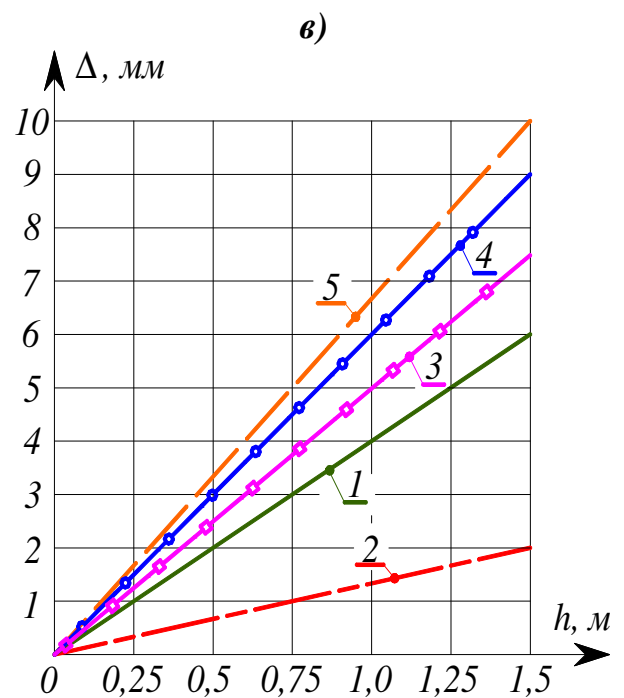
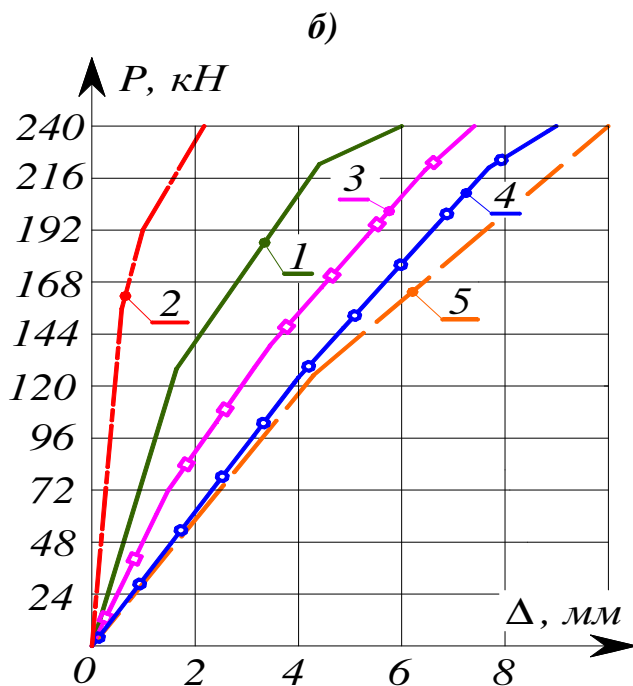


Рис 7.34. Експериментальна схема тріщиноутворення у залізобетонній рамі з плосконапруженою стіноюю діафрагмою і модель утворення тріщин у колонах рами і залізобетонній діафрагмі (а); графіки залежностей переміщень верху рами із залізобетонною діафрагмою від навантаження (2D) (б) і переміщень рами із залізобетонною діафрагмою від висоти (в)

Випробування проводилися при впливі постійного вертикального навантаження на колони і поперечного циклічного навантаження. Аналіз графіків (рис. 7.34, б, в), показує, що

- фізично нелінійний розрахунок, виконаний за схемою 2D з використанням ПК «Ліра-САПР», на першому циклі навантаження, помітно

знижує на 15% максимальні горизонтальні переміщення рами, яка працює спільно з діафрагмою у порівнянні з дослідною (рис. 7.34, б, крива 2 і 1, відповідно);

- фізично нелінійний розрахунок (за схемою 2D), виконаний за запропонованою методикою, з уточненими жорсткостями дозволяє істотно (до 12%) наблизити аналізовані переміщення до їхніх дійсних експериментальних значень (рис. 7.34, б, криві 1 і 3).

Також було, виконано чисельний аналіз експериментальних досліджень залізобетонної рами без стінового заповнення при статичних знакозмінних навантаженнях, який показує що:

- фізично нелінійний розрахунок, виконаний за схемою 2D з використанням ПК «Ліра-САПР», на першому циклі навантаження, помітно знижує (16%) максимальні горизонтальні переміщення у порівнянні зі запропонованою методикою (схема 2D прийнята в якості еталонної) (рис. 7.34, г, криві 1 і 2);

- фізично нелінійний розрахунок, виконаний за схемою 1D з використанням ПК «Ліра-САПР», на першому циклі навантаження, ще більше занижує (18%) максимальні горизонтальні переміщення (рис. 14, в, криві 2 і 3);

- фізично нелінійний розрахунок за схемою 1D, виконаний за запропонованою методикою, на першому циклі навантаження значно покращує ситуацію – розбіжність не більше 10% у порівнянні з методикою, прийнятою за еталон (рис. 7.34, в, криві 2 і 4).

Результати запропонованих у дисертаційній роботі моделей деформування були реалізовані і при чисельному аналізі експериментальних досліджень монолітного безкаркасної будівлі при випробуванні на сейсмоплатформі [53, 55].

Просторова розрахункова модель відповідає натурному фрагменту і має розміри 6,0×6,4×19,6 м (рис. 7.35).

При цьому було виконано чисельний аналіз експериментальних досліджень монолітної безкаркасної будівлі, випробуваної на віброплатформі, з аналізом картини тріщиноутворення і переміщення будівлі, який показує, що:

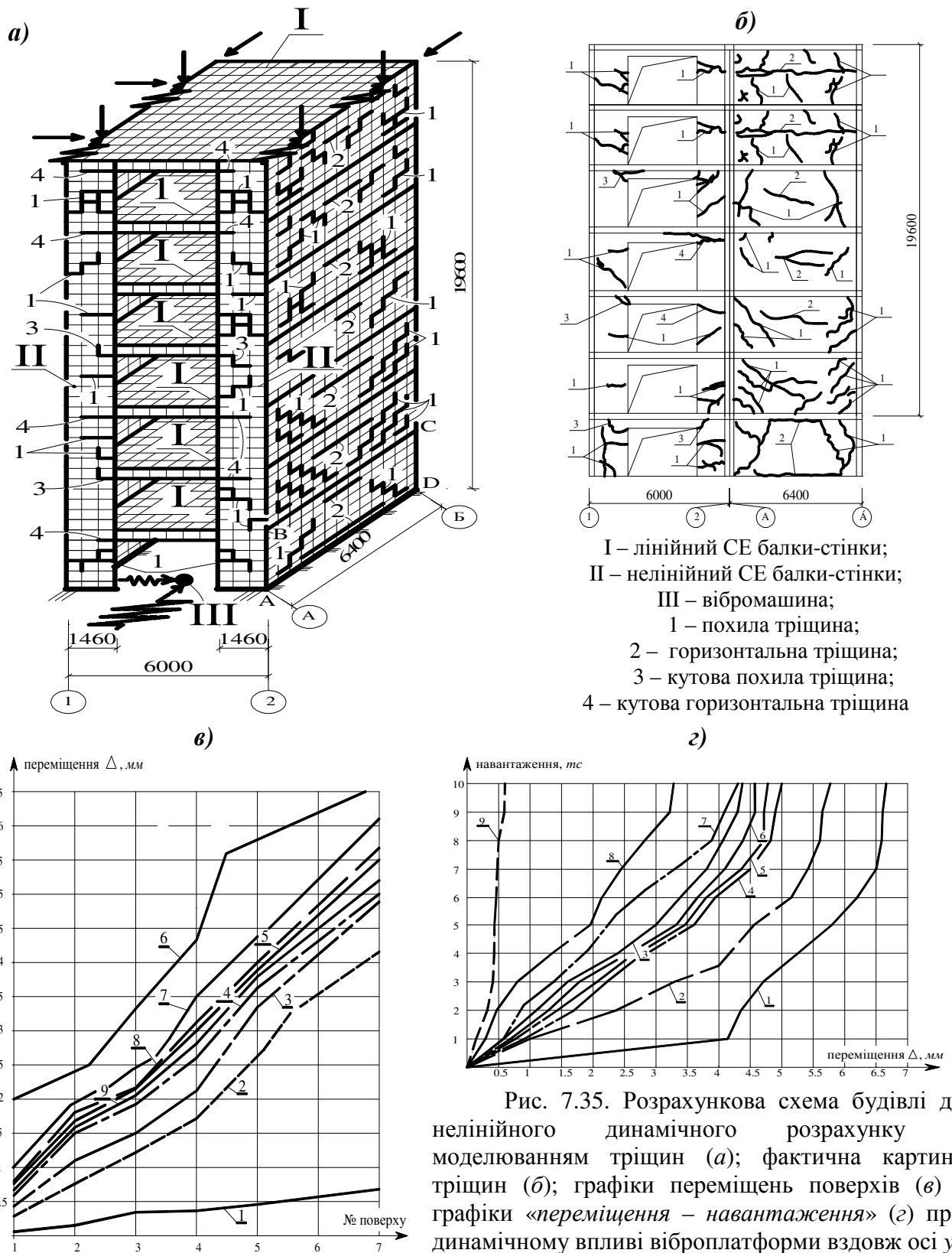


Рис. 7.35. Розрахункова схема будівлі до нелінійного динамічного розрахунку з моделюванням тріщин (а); фактична картина тріщин (б); графіки переміщень поверхів (в) і графіки «переміщення – навантаження» (г) при динамічному впливі віброплатформи вздовж осі у

1 – лінійний динамічний розрахунок (ПК «Ліра-САПР»); 2 – нелінійний статичний розрахунок (ПК «Ліра-САПР»); 3 – нелінійний динамічний розрахунок (ПК «Ліра-САПР»); 4 – експериментальний; 5 – запропонована методика, спрощена схема тріщин (нелінійний статичний розрахунок); 6 – запропонована методика, спрощена схема тріщин (нелінійний динамічний розрахунок); 7 – нелінійний динамічний розрахунок за критерієм руйнування  $w_k = 1,5 \text{ мм}$  (ПК «Ліра-САПР»); 8 – запропонована методика, загальна схема тріщин (нелінійний динамічний розрахунок); 9 – нелінійний динамічний розрахунок за критерієм поділу на частини (ПК «Ліра-САПР»)

1) лінійний розрахунок, виконаний у ПК «Ліра-САПР» навіть із урахуванням динамічних впливів дає значне відхилення до 85% від експериментальних значень (рис. 7.35, в, графіки 1, 4);

2) нелінійний статичний і динамічний розрахунки, виконані в ПК «Ліра-САПР» помітно наближаються до дослідних значень, хоча і не у запас НДС – статичний до 30%, динамічний до 21% (рис. 7.35, графіки 2–4), однак нелінійний статичний розрахунок все ж таки має більше відхилення від експериментального значення до 30% (рис. 7.35, г, графіки 2, 4);

3) досить близький збіг із експериментом до 18% (у запас) дає запропонована методика з нелінійного динамічного розрахунку (рис. 7.35, графіки 4, 8). Таким чином, запропоновану методику можна рекомендувати для практичного застосування при проектуванні ЗБК будівель і споруд.

Результати чисельних досліджень проектів 9-поверхового крупноблочного будинку серії 87Б і 5-поверхового панельного будинку серії 121 для будівництва в районах із складними гірничо-геологічними умовами наведено у монографії [62].

В ході підготовки натурних досліджень передбачалася можливість збільшення кількості арматури в конструкціях вузла сполучення стінових блоків будівель серії 87Б, у зв'язку з великими зрушуючими зусиллями, що діють на стикове з'єднання при завданні поздовжнього уступу із-за великого кроку поперечних стін. Однак, стендові випробування вузлів сполучення стін і натурні дослідження самої будівлі показали, що з урахуванням нелінійної роботи вузлів сполучення при дії на них зрушує навантаження зусилля, що виникають в них не перевищуючи граничних. У зв'язку з цим вдалося уникнути збільшення витрат арматурної сталі і кошторисної вартості будівництва.

Застосування роздільного способу врахування сейсмічних впливів і впливів від нерівномірних осідань основи дозволяє використовувати алгоритм визначення зусиль у вертикальних стиках, запропонований у 4-му розділі монографії [62], для розрахунку будівель, що зводяться в сейсмічних районах. Наведено алгоритм визначення зсувних зусиль у вертикальних стиках,



розрахункові формули та приклад розрахунку, що полегшує роботу з запропонованою методикою.

Стінові панелі та їх з'єднання, які застосовувалися при будівництві експериментальної 5-поверхової будівлі серії 121, проводилися відповідно до типового проекту. В процесі натурних досліджень встановлено, що стінові панелі даного типу і їх стики досить надійні і можуть застосовуватися при будівництві 5-поверхових будинків даної серії в районах зі складними інженерно-геологічними умовами. У той же час навантаження на вертикальні стикові з'єднання та стінові панелі, що виникають в будівлях, які працюють в звичайних ґрунтових умовах значно менше, ніж в разі впливів осідань основи. Тому для будівель, що будуються в звичайних ґрунтових умовах можлива зміна конструкцій заставних деталей, що використовуються для стикування стінових панелей між собою з метою зменшення необґрунтованих запасів міцності. Для цього на основі розрахунків будівлі у вигляді системи перехресних балок і стиків по запропонованим у другому розділі методиками внесені зміни в армування стінових панелей будівель серії 121, що випускаються Коммунарським заводом великопанельного будівництва, які дозволяють зменшити витрату арматурної сталі на 1,5 кг при виготовленні однієї панелі.

Результати дисертаційної роботи впроваджені при проектуванні і розрахунку залізобетонних конструкцій будівлі головного корпусу Центру для тимчасового утримання нелегальних мігрантів, що знаходиться в межах Прибужанської сільської ради Вознесенського району Миколаївської області, при проектуванні залізобетонних конструкцій «Нове будівництво фізкультурно-оздоровчого центру на просп. Перемоги 7-а у м. Луцьку». При впровадженні розробок отримано економічний ефект у розмірі 4–6% від загальної вартості будівництва.

За проведеними дослідженнями були розроблені чотири патенти України на корисну модель за участю автора [209–212]:

– конструкція цегляно-залізобетонної рами (Пат. 24095 Україна), [209];

- спосіб реконструкції будівлі шляхом розрядження колон (Пат. 30132 Україна), [210];
- спосіб збільшення висоти поверхів (поверху) існуючої будівлі (Пат. 70866 Україна), [211];
- спосіб реконструкції багатоповерхових будівель (Пат. 70867 Україна Україна), [212].

На підставі виконаного чисельного аналізу, наведеного в роботах [62, 123, 143, 147, 293–296] і співставлення теоретичних і експериментальних результатів (на основі натурних експериментів будівель), результати запропонованих моделей деформування залізобетону впроваджені у нормативні документи України [36, 50]:

- ДСТУ Б.В.2.6–156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування» (за участю автора);
- ДБН В.1.1–12–2014 «Будівництво у сейсмічних районах України» (автор входить до числа розробників).

Результати дисертаційної роботи прийняті для використання при розробці Зміни №1 державних будівельних норм України ДБН В.1.1–12–2014 «Будівництво в сейсмічних районах України» в частині вимог до розрахунку тріщиностійкості і жорсткості залізобетонних конструкцій будівель (з урахуванням запропонованої класифікації дискретних тріщин), які експлуатуються у сейсмічних районах (додаток А).

## **7.8. Висновки за розділом 7**

1. Побудовано алгоритми розрахунку утворення, врахування роботи розтягнутого бетону, відстані між тріщинами та ширини їхнього розкриття залізобетонних конструкцій (у тому числі складених). Наведені основні аналітичні залежності для визначення запропонованих моделей деформування залізобетону. Приведені алгоритми дозволяють не тільки налагодити

автоматизовані розрахунки на ПЕОМ, а й показують переваги інженерного розрахунку зі збереженням фізичного змісту етапів розрахунку.

2. На підставі аналізу впливу розрахункових параметрів на запропоновані моделі деформування залізобетону, проаналізовані графіки залежностей коефіцієнта врахування роботи розтягнутого бетону, відстані між тріщинами та ширини їхнього розкриття від армування (площі робочої арматури  $A_s$ , периметру робочих стрижнів  $S_s$ , параметру  $K$ ), параметрів зчеплення арматури з бетоном  $B_*$ ,  $B_{3,*}$ , зміни пари  $\Delta T$  та  $\sigma_{ctk,c}$ , що враховує ефект порушення суцільності бетону, тощо. При цьому для того, щоб простежити вплив одних параметрів, інші параметри приймаються постійними.

Зокрема при варіюванні діаметра арматури від 8 до 18 мм (при постійній величині  $\sigma_{ctk,c}$ ,  $\Delta T$ ,  $E_s$ ,  $E_c$ ,  $\varepsilon_{ctk,u}$ ) визначаються залежності параметрів  $B_*$ ,  $B_{3,*}$  від площі поперечного перерізу арматури  $A_s$ , периметру перерізу арматури  $S_s$  і, відповідно, змінюється коефіцієнт  $\psi_s$ , відстанями між тріщинами  $s_r$  і ширина розкриття тріщин  $w_k$ .

3. Проведений чисельний аналіз графіків деформації дослідних і теоретичних значень деформацій у поперечних перерізах експериментальних зразків між тріщинами, який дозволяє з упевненістю стверджувати про доцільність використання гіпотези плоских перерізів у межах кожного зі складених стрижнів для середніх деформацій основного і додаткового бетонів, арматури на всьому діапазоні навантаження.

4. Критерієм об'єктивності аналітичного апарату для опису його роботи у стадії експлуатації є його відповідність достовірним експериментальним даним.

Для оцінки ефективності розроблених в розділі 5 теоретичних моделей розрахунку утворення, врахування роботи розтягнутого бетону, відстані між тріщинами та ширини їхнього розкриття за запропонованими формулами було визначено перераховані параметри граничних станів другої групи звичайних і попередньо напружених залізобетонних конструкцій з важкого бетону класів С12/15....С40/50 з хомутами і без хомутів, монолітного і складеного перерізу,

завантажених зосередженим і рівномірно розподіленим навантаженням в експлуатаційній стадії роботи конструкцій. Для порівняння аналогічні обчислення були виконані також за нормативною методикою.

5. У проведених чисельних дослідженнях було виконано аналіз статистичних даних (за результатами обробки 175–294 дослідів, який включає досліди інших авторів) із якого випливає, що запропоновані розрахункові моделі деформування залізобетону на засадах МР надають прийнятні результати для стрижневих і плосконапружених ЗБК, у тому числі складених ЗБК в експлуатаційній стадії роботи, – виконано оцінку опору розтягнутого бетону між тріщинами через параметр  $\psi_s$ ; відносин опорних реакцій  $V_{sup,crc}/V_{sup,crc,exp}$  і координат утворення різних тріщин у ЗБК і ширини їхнього розкриття. При цьому коефіцієнт варіації при визначенні параметра  $\psi_s$  склав  $C_V = 10,22\%$  ( $\sigma=0,11087$ ); значення середнього  $\bar{X} = 1,084$ , близького до одиниці. При чисельному аналізі, виконаному за нормативною методикою, коефіцієнт варіації склав  $C_V = 29,02\%$  ( $\sigma=0,38248$ ); значення середнього  $\bar{X} = 1,318$ .

При співставленні дослідних значень опорних реакцій і координат утворення першої похилої тріщини  $V_{sup,crc}/V_{sup,crc,exp}$  ЗБК (у тому числі складених) коефіцієнт варіації  $C_V = 12,55\%$  ( $\sigma=0,129$ ); значення середнього  $\bar{X} = 1,0275$ , близького до одиниці; за нормативною методикою коефіцієнт варіації склав  $C_V = 27,56\%$  ( $\sigma=0,215$ ); значення середнього  $\bar{X} = 0,780$ .

Що ж стосується координат утворення першої похилої тріщини, то запропонована модель утворення тріщин дає наступні результати: по осі ординат від 3 до 13,14%, а відхилення по осі абсцис складає від 3,7% до 13%.

Отже, запропоновані моделі утворення тріщин і визначення опору розтягнутого бетону між тріщинами у ЗБК є досить ефективними при проектуванні ЗБК.

6. Для оцінки ефективності розроблених у розділі 5 теоретичних моделей розрахунку ширини розкриття та відстаней між тріщинами за запропонованими моделями була визначена ШРТ звичайних і попередньо напружених

залізобетонних балок із важкого бетону класів C12/15–C40/50 з хомутами і без хомутів, монолітного і складеного перерізу, завантажених зосередженим і рівномірно-розподіленим навантаженням в експлуатаційній стадії роботи. Для порівняння аналогічні обчислення були виконані також за нормативною методикою.

При визначенні теоретичних значень  $w_{k,theor}$  до розрахунку вводилися дослідні характеристики міцності і деформативності бетону, дослідні значення величини попереднього напруження арматури, а також фактичні геометричні розміри. Результати співставлення дослідної та розрахункової ширини розкриття тріщин ( $w_{k,calc}/w_{k,exp}$ ) показують (оброблено 294 дослідів), що для запропонованої моделі розрахунку ШРТ, коефіцієнт варіації склав  $C_V = 13,46\%$  ( $\sigma=0,092$ ); значення середнього  $\bar{X} = 0,683$ , а для нормативної методики –  $C_V = 31,74\%$  ( $\sigma=0,187$ ); значення середнього  $\bar{X} = 0,589$ .

Визначення надійності цих методик проводилося для визначення розрахункової ширини розкриття тріщин ( $w_{k,calc}$ ), використовувалися розрахункові характеристики бетону і арматури згідно нормативної методики. Рівень попереднього напруження арматури приймався за дослідними даними. При визначенні точності цих методик, для опису кривих експериментального розподілу запропонованої моделі і методики норм використовується криві нормального розподілу.

7. За граничними станами другої групи аналіз точності розглянутих моделей проводився у наступній послідовності: обчислення теоретичних значень ширини розкриття тріщин  $w_{k,theor}$ ; обчислення відносин  $w_{k,theor}/w_{k,exp}$ ; статистична обробка (визначення математичного очікування  $\bar{X}$ , стандарту  $\sigma$ , коефіцієнта варіації  $C_V$ ); побудова кривої розподілу відносин  $w_{k,theor}/w_{k,exp}$  і перевірка її відповідності закону нормального розподілу (тільки для моделі автора); обчислення точності ( $T, \%$ ) у відповідних інтервалах  $\pm 10\%$ ,  $\pm 20\%$ ,  $\pm 30\%$ ,  $\pm 40\%$ .

8. Врахування ефекту порушення суцільності і податливості шва у вигляді умовного зосередженого зсуву дозволяє істотно уточнити значення цілого ряду додаткових параметрів (деформації арматури в перерізі з тріщиною, параметрів зчеплення арматури з бетоном, геометричні характеристики перерізу і пружньо-пластичні характеристики бетону, параметри двоконсольного елемента з урахуванням поворотів його консолей, депланації бетону на поверхні конструкції по відношенню до радіусу захисного шару та ін.), які впливають на тріщиностійкість і жорсткість залізобетонних конструкцій.

9. Виконаний чисельний аналіз експериментальних досліджень залізобетонної рами без стінового заповнення при статичних знакозмінних навантаженнях, який показує що:

- фізично нелінійний розрахунок, виконаний за схемою 2D з використанням ПК «Ліра-САПР», на першому циклі навантаження, помітно знижує (16%) максимальні горизонтальні переміщення у порівнянні зі запропонованою методикою (схема 2D прийнята в якості еталонної);

- фізично нелінійний розрахунок, виконаний за схемою 1D з використанням ПК «Ліра-САПР», на першому циклі навантаження, ще більше знижує (18%) максимальні горизонтальні переміщення;

- фізично нелінійний розрахунок за схемою 1D, виконаний за запропонованою методикою, на першому циклі навантаження значно покращує ситуацію – розбіжність не більше 10% у порівнянні з методикою, прийнятою за еталон.

10. Результати запропонованих у дисертаційній роботі моделей деформування були реалізовані і при чисельному аналізі експериментальних досліджень монолітного безкаркасної будівлі при випробуванні на сейсмоплатформі з аналізом картини тріщиноутворення і переміщення будівлі, який показує, що:

– лінійний розрахунок, виконаний у ПК «Ліра-САПР» навіть із урахуванням динамічних впливів дає значне відхилення до 85% від експериментальних значень;

– нелінійний статичний і динамічний розрахунки, виконані в ПК «Ліра-САПР» помітно наближаються до дослідних значень, хоча і не у запас НДС – статичний до 30%, динамічний до 21%, однак нелінійний статичний розрахунок все ж таки має більше відхилення від експериментального значення до 30%;

– досить близький збіг із експериментом до 18% (у запас) дає запропонована методика з нелінійного динамічного розрахунку. Таким чином, запропоновану методику можна рекомендувати для практичного застосування при проектуванні ЗБК будівель і споруд.

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Основним результатом дисертації є вирішення важливої **науково-технічної проблеми** тріщиностійкості та жорсткості залізобетону, яка пов'язана з визначенням дійсної ширини розкриття та розвитку різних типів і рівнів тріщин на засадах тонкого інструментарію механіки руйнування, та суттєвим зміненням жорсткості, викликаним тріщиноутворенням.

Розв'язання цієї проблеми, спираючись на проведені оригінальні дослідження, з побудовою нових моделей деформування, що створені на засадах механіки руйнування та отримані наукові результати світового рівня, які мають загальнонаціональне значення та опубліковані у наукових виданнях і можуть розглядатися як нове досягнення при ефективному проектуванні конструкцій, будівель та споруд із залізобетону.

**Основні висновки і результати роботи** зводяться до наступного:

1. На підставі виконаного огляду досліджень, узагальнення та аналізу зібраних результатів експериментальних і теоретичних досліджень розроблено аналітичний апарат оцінки НДС ЗБК, у тому числі складених для граничних станів другої групи з урахуванням несумісності деформацій бетону та арматури, ефекту порушення суцільності бетону, умовних зосереджених зсувів у шві між бетонами на засадах механіки руйнування.

2. Розроблено нову класифікацію дискретних тріщин у ЗБК, яка включає геометричну, силову і міжсередовищну концентрацію НДС, а також систему дискретних суміжних тріщин, яка накладається на вже відому схему регулярних тріщин (запропоновану, свого часу, М.І. Карпенком).

Розроблено алгоритм розрахунку, в якому передбачаються побудова повної картини розвитку і розкриття тріщин відповідно до запропонованої класифікації різних тріщин ЗБК (у тому числі складених); визначення відстані між тріщинами і ширини їхнього розкриття, а також проекції на горизонталь базових тріщин із максимальною шириною розкриття.



3. Розроблено нові розрахункові схеми другого рівня для визначення утворення тріщин, опору розтягнутого бетону між тріщинами, багаторівневої відстані між тріщинами та ширини їхнього розкриття для ЗБК (у тому числі складених), відносних деформацій бетону і арматури між похилими тріщинами третього типу, розташованими над і під небезпечною косою тріщиною, відповідно, в умовах плоского напруженого стану.

4. Отримав подальшого розвитку функціонал МР стосовно до розрахунку ЗБК, у тому числі складених і плосконапружених.

Розроблено новий універсальний ДКЕ для реалізації залежностей МР у залізобетоні в зоні просторових тріщин; за наявності різних тріщин (у тому числі похилих) для ЗБК, у тому числі складених і плосконапружених для різних видів опору (згин, центральний розтяг (стиск), позацентровий стиск); з багатоярусною арматурою, а також із вільною орієнтацією арматурних стрижнів, які виконують роль трансформаційного елемента між адаптованими, стосовно до залізобетону, залежностями механіки руйнування і механіки твердого деформівного тіла.

5. Розроблено нові моделі деформування залізобетону, які базуються на більш тонкому інструментарії та основних положеннях МР, для граничних станів другої групи з приведенням у відповідність розрахункових і експериментальних параметрів, які визначаються, у тому числі за допомогою мікроскопа.

6. Розроблено новий розрахунковий апарат для другої групи граничних станів ЗБК для:

- визначення утворення тріщин, опору розтягнутого бетону між тріщинами у ЗБК (у тому числі складених);
- визначення відстані між тріщинами та ширини їхнього розкриття у ЗБК (у тому числі складених з урахуванням зосередженої зсуву між шарами різних бетонів і арматури, що базується на основних положеннях МР, адаптованих стосовно до залізобетону);

- визначення жорсткості залізобетонних конструкцій (у тому числі складених) на різних ділянках довільно орієнтованих тріщин.

7. Отримані дослідні дані про характер і ефекти деформування, утворення, розвитку і розкриття нормальних і похилих тріщин у залізобетонних конструкціях на основі експериментальних досліджень складного НДС, бетону, повздовжньої і поперечної арматури при різних схемах завантаження, характері армування, класах бетону, які дозволили:

- перевірити роботу розрахункових моделей деформування ЗБК і відповідність їхніх розрахункових гіпотез і параметрів дійсному деформованому стану;

- дослідити неясні питання опору окремих зон залізобетонних елементів, у тому числі багаторівневу схему утворення тріщин, характер розкриття тріщин і види руйнування, величину проекції похилих небезпечних тріщин, ефект порушення суцільності бетону і т.п.

- отримати нові дані опору ЗБК, у тому числі складених у зонах нормальних і похилих тріщин, які у значній мірі доповнюють наявний фактичний матеріал.

8. Виконані чисельні дослідження з використанням розроблених моделей деформування ЗБК, які враховують умовні зосереджені зсуви у шві між бетонами, несумісність деформацій бетону та арматури і ефект порушення суцільності бетону із залученням нормативної методики розрахунку, що отримала найбільш масове впровадження у проектній практиці, які дають можливість:

- виявити не тільки якісні залежності впливу основних розрахункових параметрів на утворення, ширину розкриття і відстані між тріщинами з введенням необхідних обмежень, які зберегли схожість фізичних процесів опору ЗБК, але і виконати кількісну перевірку таких залежностей (при цьому максимальне відхилення не перевищує 24% , а за нормативною методикою, – понад 48%);

– підтвердити доцільність використання гіпотези плоских перерізів для середніх деформацій бетону і арматури в кожному зі складених стрижнів (максимальне відхилення не перевищує 19%);

– розробити ефективні алгоритми фізично нелінійного розрахунку залізобетонних конструкцій у широкому діапазоні зміни класу і виду бетонів, при різних схемах навантаження і армування, зміни товщини захисного шару, які показали, що значення відносин теоретичних до дослідних, отриманих на основі запропонованих моделей деформування, за всіма групами дослідних даних наближається до одиниці, а значення коефіцієнта варіації за граничними станами другої групи становить меншу величину: для моделей автора –  $C_v$  не перевищує 14%, а для нормативної методики  $C_v$  не перевищує 33%.

9. Результати дисертаційної роботи впроваджені у нормативні документи України ДСТУ Б.В.2.6–156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування» (за участю автора) та ДБН В.1.1-12-2014 «Будівництво у сейсмічних районах України» (автор входить до числа розробників); впроваджені при проектуванні і розрахунку залізобетонних конструкцій будівлі головного корпусу Центру для тимчасового утримання нелегальних мігрантів, що знаходиться в межах Прибужанської сільської ради Вознесенського району Миколаївської області, при проектуванні залізобетонних конструкцій «Нове будівництво фізкультурно-оздоровчого центру на просп. Перемоги 7-а у м. Луцьку» та використовуються у навчальному процесі Національного авіаційного університету при вивченні дисциплін «Будівельні конструкції», «Залізобетонні та кам'яні конструкції» і «Реконструкція будівель і споруд аеропортів» та ін.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Аванесов М. П. Теория силового сопротивления железобетона [Текст] / М. П. Аванесов, В. М. Бондаренко, В. И. Римшин. – Барнаул : Изд-во АлтГТУ, 1997. – 170 с.
2. Адаменко Тріщиностійкість, деформативність та міцність двовісно працюючих слабоармованих плит за умов різнознакової дії моментного навантаження: автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.01 / Вячеслав Миколайович Адаменко ; Київський національний ун-т будівництва і архітектури. – К., 2007. – 19 с.
3. Адищев В. В. Определение момента образования трещины как нечеткой величины по экспериментальным данным / В. В. Адищев, Д. С. Шматков // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2012. – № 5. – С. 3–13.
4. Азизов Т. Н. Способ построения диаграмм состояния бетона / Т. Н. Азизов // Вісник ОДАБА : зб. наук. праць. – Одеса : Зовнішрекламсервіс, 2007. – Вип. 28. – С. 3–8.
5. Акмуллина О. М. Компьютерное моделирование развития усталостной трещины на базе линейной механики разрушения / О. М. Акмуллина // Труды ЦНИИ им. акад. А. Н. Крылова. – 2012. – № 67. – С. 5–10.
6. Акрамов Х. А. Работа трехслойных железобетонных стеновых панелей / Х. А. Акрамов // Бетон и железобетон. – 2001. – №2. – С. 6–1.
7. Астафьев В.И. Нелинейная механика разрушения : монография / В. И. Астафьев, Ю. Н. Радаев, Л. В. Степанова. – Самара : изд-во «Самарский университет», 2001. – 632 с.
8. Астафьев Д. О. Расчёт реконструируемых железобетонных конструкций : / Д.О. Астафьев. – СПб: Изд-во СПбГАСУ, 1995. – 158 с.
9. Афанасьєва Л. В. Підсилення залізобетонних конструкцій композиційною арматурою / Л. В. Афанасьєва, М. О. Іваник // Бетон и железобетон в Украине. – 2010. – №6(58). – С. 8–11.

10. Бабич Є.М. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень : монографія / Є. М. Бабич, Ю. О. Крусь. – Рівне : РДТУ, 1999. – 119 с.

11. Бабич Є.М. До питання побудови діаграми деформування бетону та визначення коефіцієнту повноти епюри напружень / Є. М. Бабич, Ю. О. Крусь // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди : зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2001. – Вип. 6. – С. 94–104.

12. Бабич Є. М. Дослідження впливу довжини анкерування арматури на роботу вузлів монолітних залізобетонних рам / Є. М. Бабич, Б. А. Вавринюк // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. – 2014. – Вип. 1. – С. 12 – 18.

13. Бабич. Є.М. Методика випробування підсилених за похилими перерізами згинальних залізобетонних елементів при малоциклових навантаженнях високого рівня / Є.М. Бабич, С.В. Мельник // Будівельні конструкції : Міжвід. наук.-тех. зб. наук. праць. – Київ: ДП НДІБК, 2011. – Вип. 74, кн. 1. – С.172–179.

14. Бабич Є.М. Розрахунок згинальних залізобетонних елементів на тріщиностійкість на основі деформаційної моделі / Є. М. Бабич, В.Є. Бабич, В. В. Савицький // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди : зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2005. – Вип. 12. – С. 85–90.

15. Баженов В. А. Методика чисельного моделювання нелінійного деформування та руйнування просторових залізобетонних конструкцій / В. А. Баженов, О. И. Гуляр, В.А. Рутковский // Строительные конструкции. – К. : НИИСК, 2003. –Вип. 59. – С.157–162.

16. Байдин О. В. К вопросу об образовании трещин в железобетоне поврежденном коррозией / О. В. Байдин // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. – 2012. –№ 4. – С. 20–24.

17. Байдин О. В. Расчет сборно–монолитных конструкций с применением вариационного метода и интегрального модуля деформации /

О. В. Байдин, С. М. Шаповалов, А. В. Шевченко // Строительная механика и расчет сооружений. – 2009. – №4. – С. 9–13.

18. Байдин О. В. Сравнительный анализ влияния различных факторов силового сопротивления на трещиностойкость железобетона / О. В. Байдин, Е. С. Глаголев // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. – 2012. – № 3. – С. 53–56.

19. Байков В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс : учебн. для вузов. – 5-е изд., перераб. и доп. / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – М. : Стройиздат, 1991. – 767 с.

20. Бамбура А. Н. Использование полной диаграммы сжатия бетона для определения напряжённо–деформированного состояния сборно–монолитного элемента / А. Н. Бамбура, В. Я. Бачинский, А. Е. Жданов // Строительные конструкции, здания и сооружения : сб. научн. тр. – Белгород : БТИСМ, 1988. – С. 47–50.

21. Бамбура А.М. Експериментальні дослідження впливу на діаграму “ $\sigma_b$ – $\epsilon_b$ ” бетону не багаторазово повторних навантажень високого рівня / А. М. Бамбура, Т. М. Подобенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди : зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2005. – Вип. 12. – С. 100–108.

22. Бамбура А. Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А. Н. Бамбура, А. Б. Гурковский // Строительные конструкции. – Киев: НИИСК, 2003. –Вып. 59. –С. 121–130.

23. Барабаш М. С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов строительства : монография / Мария Сергеевна Барабаш. – К. : Изд-во «Сталь», 2014. – 301 с.

24. Барабаш М. С. Учет нелинейной работы железобетонных конструкций в практических расчетах / М. С. Барабаш, А. С. Городецкий // Строительство, материаловедение, машиностроение // Сб. научн. Трудов. – Дн-вск: ПГАСА, 2014. – Вып. 77. – С. 54–59.

25. Баранова Т.И. Каркасно-стержневые расчетные модели и инженерные методы расчета железобетонных конструкций / Т.И. Баранова, А.С. Залесов. – М. : АСВ, 2003. – 238 с.

26. Баширов Х. З. Железобетонные составные конструкции зданий и сооружений : монография / Х.З. Баширов, Вл. И. Колчунов, В.С. Федоров, И.А. Яковенко. – М. : Издательство АСВ, 2017. – 248 с.

27. Баширов Х. З. Методика экспериментальных исследований прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных составных конструкций по наклонным сечениям / Х. З. Баширов, И. С. Горностаев, А. А. Дородных, К. М. Чернов // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – №5. – С. 18–21.

28. Баширов Х.З. Напряженно-деформированное состояние железобетонных составных конструкций в зоне нормальных трещин / Х. З. Баширов, И. С. Горностаев, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Строительство и реконструкция. – Орел : ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК», 2013. – № 2(46). – С. 11–19.

29. Баширов Х. З. Определение параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных составных конструкций при раскрытии наклонных трещин третьего типа / Х. З. Баширов, А. А. Дородных // Строительство и реконструкция. – 2012. – №4. – С. 17–24.

30. Баширов Х. З. Разрушение железобетонных составных конструкций от потери сцепления в зоне заанкеривания по наклонным трещинам третьего типа / Х.З. Баширов, К.М. Чернов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2013. – № 1. – С. 2–6.

31. Баширов Х. З. Раскрытие наклонных трещин в железобетонных составных конструкциях по наклонным трещинам первого и второго типов / Х. З. Баширов, А. А. Дородных, Н. В. Ключева // Строительство и реконструкция. – 2013. – №3. – С. 11–13.

32. Баширов Х. З. Сопротивление растянутого бетона между трещинами составных железобетонных конструкций с учетом новых эффектов / Х. З.

Баширов, Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Г. К. Биджосян // Строительство и реконструкция. – 2011. – №6. – С. 3–11.

33. Бахотский И. В. Экспериментально-теоретическое исследование напряженно-деформированного состояния фиброжелезобетонных элементов, подверженных воздействию кручения с изгибом / И. В. Бахотский // Вестник гражданских инженеров. – СПб: СПбГАСУ, 2013. – №4 (39). – С. 55-60.

34. Берг О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / Олег Янович Берг. – М. : Госстройиздат, 1962. – 96 с.

35. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).

36. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).

37. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84\*. – [Введены в действие с 1986-01-01]. – М. : ЦТИП Госстроя СССР, 1989. – 88 с. – (Строительные нормы и правила).

38. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения : СП 63.13330.2012. – [Введены в действие с 2013-01-01]. – М. : Министерство регионального развития РФ, 2012. – 156 с. – (Свод правил. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003).

39. Блинников Е. А. Некоторые результаты численных исследований составных железобетонных элементов при косом внецентренном сжатии [Текст] / Е. А. Блинников, А. И. Никулин // Известия ОрелГТУ Серия «Строительство Транспорт». – Орел : ОрелГТУ, 2008. – № 1. – С. 3–6.

40. Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будівель та споруд : навч. посібник / З.Я. Бліхарський. – Львів : вид-во «Львівська політехніка», 2008. – 108 с.

41. Богдан С. Ю. Визначення граничних станів елементів бетонних і залізобетонних конструкцій методами механіки руйнування : автореф. дис. на



здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 01.02.04 “Механіка твердого деформованого тіла” / С. Ю. Богдан. – К., 2002. – 18 с.

42. Бондаренко В. М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона / В. М. Бондаренко, С. В. Бондаренко. – М.: Стройиздат, 1982. – 287 с.

43. Бондаренко В. М. Некоторые вопросы развития теории реконструированного железобетона / В. М. Бондаренко, С. И. Меркулов // Бетон и железобетон. – 2005. – № 1. – С. 25–26.

44. Бондаренко В. М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона : монография / В. М. Бондаренко, В. И. Колчунов. – М. : АСВ, 2004. – 472 с.

45. Бондаренко В. М. Расчет эффективных многокомпонентных конструкций / В. М. Бондаренко, А. Л. Шагин. – М.: Стройиздат, 1987. – 175 с.

46. Бондаренко В. М. Элементы теории реконструкции железобетона / [В. М. Бондаренко, А. В. Боровских, С. В. Марков, В. И. Римшин] // РААСН, НГГАСУ, 2002. – 190с.

47. Бондаренко С. В. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий / С. В. Бондаренко, Р. С. Санжаровский. – М. : Стройиздат, 1990. – 352 с.

48. Борисов Ю.М. Исследование трещиностойкости нормальных сечений двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых элементов / Ю. М. Борисов, А. Э. Поликутин, Зуй Фан Нгуен // Промышленное и гражданское строительство. – 2010. – № 7. – С. 47–49.

49. Броек Д. Основы механики разрушения : монография / Д. Броек. – М. : Высшая школа, 1980. – 368 с.

50. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12-2014. – [Чинний з 2014-10-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2014. – 110 с. – (Національний стандарт України).

51. Вахненко П. Ф. Граничная высота сжатой зоны при сложных деформациях / П. Ф. Вахненко // Бетон и железобетон. – 1990. – № 11. – С.27 – 28.

52. Вахненко П. Ф. Використання математичної статистики при дослідженні тріщиностійкості залізобетонних конструкцій / П. Ф. Вахненко, Є. В. Клименко, О. Б. Носач // Коммунальное хозяйство городов: науч.-тех. сб. –К. :Техніка, 2001. – Вып. 33. – С.94–98.

53. Ватуля Г. Л. Определение механических характеристик конструкций с помощью глубинных датчиков / Г. Л. Ватуля, Е. И. Галагура, Д. Г. Петренко // Збірник наукових праць Української державної академії залізничного транспорту. – Харків, 2013. – Вип. 138. – С. 231 – 235.

54. Верюжский Ю. В. Методы механики железобетона / Ю. В. Верюжский, В. И. Колчунов – К. : Кн. изд-во НАУ, 2005. – 653 с.

55. Верюжский Ю.В. Компьютерные технологии проектирования конструкций : учебно-методическое пособие / Ю. В. Верюжский, В. И. Колчунов, М. С. Барабаш, Ю. В. Гензерский . – К. : Книжкове видавництво НАУ, 2006. – 807с.

56. Галустов К.З. Трещиностойкость предварительно напряженных железобетонных водоводов большого диаметра / К. З. Галустов // Бетон и железобетон. – 2007. – №2. – С. 8–10.

57. Галяутдинов З. Р. Динамический расчет железобетонных плит с учетом появления и развития трещин / З. Р. Галяутдинов // Бетон и железобетон в Украине. – 2008. – №1(41). – С. 10–14.

58. Гаттас Антуан Фуад Трещиностойкость стержневых железобетонных элементов: Дис. ... канд. техн. наук. – К., 1994. – 244 с.

59. Гвоздев А. А. Расчет несущей способности по методу предельного равновесия. Сущность метода и его обоснование / А.А. Гвоздев. – М., 1949. – 280 с.

60. Голышев А. Б. Проектирование усиления несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений / А. Б. Голышев, И. Н. Ткаченко. – К.: Логос, 2001. – 172 с.
61. Голышев А. Б. Сопротивление железобетона / А. Б. Голышев, В. И. Колчунов. – К.: Основа, 2009. – 432 с.
62. Голышев А. Б. Сопротивление железобетонных конструкций, зданий и сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях: монография / А. Б. Голышев, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко. – К.: «Талком», 2015. – 371 с.
63. Голышев А. Б. Теория и расчет железобетонных сборно-монолитных конструкций с учетом длительных процессов: монография / А. Б. Голышев, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко; под ред. д-ра техн. наук А. Б. Голышева. – К.: «Талком», 2013. – 337 с.
64. Горностаев И.С. Деформативность железобетонных составных конструкций с наклонными трещинами / И. С. Горностаев, Н. В. Ключева, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Строительная механика и расчет сооружений. – 2014. – № 5(256). – С. 60–66.
65. Городецкий А. С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций / А. С. Городецкий, В. С. Шмуклер, А. В. Бондарев. – Киев–Харьков, 2003. – 889 с.
66. Городецкий А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Еврезов. — К.: Изд-во «Факт», 2005. – 344 с.
67. Гениев Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г. А. Гениев, В. Н. Киссюк, Г. А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
68. Гусаков А. А. Новый методический подход к нормативному обеспечению строительства / А. А. Гусаков, Н.Н. Демидов, О.Ф. Мелихова // Промышленное и гражданское строительство. – 1999. – № 8. – С. 43–45.
69. Гучкин И.С. Оценка физического состояния эксплуатируемых балок по фиксированным значениям прогиба, ширины раскрытия трещин и

расстояния между трещинами / И. С. Гучкин, В. О. Булавенко // Региональная архитектура и строительство. – 2013. – № 1. – С. 96–99.

70. Гуца Ю. П. К вопросу о совершенствовании расчета деформаций железобетонных элементов / Ю. П. Гуца, Л. Л. Лемыш // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1986. – С. 26–39.

71. Дворников В. М. Оценка технологических воздействий при проектировании сборно-монолитных конструкций / В. М. Дворников, С. И. Меркулов, К. А. Поповцев // Эффективные строительные конструкции: теория и практика. Материалы международной научно-технической конференции. – Пенза: ПГАСА, 2002. – С. 90–92.

72. Демьянов А. И. Разработка универсального короткого двухконсольного элемента к сопротивлению железобетонных конструкций при кручении с изгибом / А.И. Демьянов Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Известия ВУЗов. Технология текстильной промышленности. – 2017. – №4(367). – С. 258–263.

73. Двухслойные элементы стен для вновь строящихся и утепляемых зданий / Т. И. Баракова, Т. Г. Силиванович, А. Ю. Трегуб. [и др.] // Изв. ВУЗов. Строительство. – Новосибирск, 2001. – №7. – С. 4–6.

74. Дмитренко А.О. Визначення зусилля в стиснутому бетоні над вершиною похилої тріщини з урахуванням низхідної гілки діаграми  $y_b-e_b$  // Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво) / Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій Мінбуду України. – Вип. 65. – К.: НДІБК, 2006. – С. 36-41.

75. Дмитренко А.О. Визначення зусилля утворення похилих тріщин у залізобетонних елементах, що згинаються // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: Полт.НТУ, 2006. – Вип. 17. – С. 102–104.

76. Дорофеев В.С. Прочность, трещиностойкость и деформативность неразрезных железобетонных балок / В. С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Е.Н. Крантковская. – Одесса : Эвекс, 2010. – 223 с.

77. Дорофеев В.С. Расчет изгибаемых элементов с учетом полной диаграммы деформирования бетона : монография / В. С. Дорофеев, В. Ю. Барданов. – Одесса : ОГАСА, 2003. – 210 с.

78. Дронов В. И. Сопротивление железобетонных элементов образованию наклонных трещин с учетом неупругих деформаций бетона / Василий Иванович Дронов : автореф. дис. канд. техн. наук. — К., 1992. – 23 с.

79. Ермакова А. В. Компьютерная реализация нелинейного расчета конструкций по предельным состояниям методом дополнительных конечных элементов / А. В. Ермакова // Строительная механика и расчет сооружений. – 2006. – №4. – С. 58–63.

80. Зайцев Б.Ф. Методика моделирования трещин с контактирующими берегами на основе метода конечных элементов / Б. Ф. Зайцев, Н. Г. Шульженко, А. В. Асаенко // Вестник НТУ "ХПИ" : Динаміка та міцність машин. – Х., 2007. – №22. – С. 61–68.

81. Зайцев Ю. В. Механика разрушения для строителей : учеб. пособие для строит. вузов / Юрий Владимирович Зайцев. – М. : Высш. шк., 1991. – 288 с.

82. Зайцев Ю. В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения / Ю. В. Зайцев. – М. : Стройиздат, 1982. – 196 с.

83. Залесов А. С. Вопросы реконструкции, восстановления и усиления железобетонных конструкций в нормативных документах / А. С. Залесов, Е. А. Чистяков // Проблемы реконструкции зданий и сооружений: Сб. научн. тр. – Казань: КИСИ, 1993. – С. 3–7.

84. Залесов А. С. Новые методы расчета железобетонных элементов по нормальным сечениям на основе деформационной расчетной модели / А. С. Залесов, Е. А. Чистяков, И. Ю. Ларичева // Бетон и железобетон. – 1997. – № 5. – С. 31–34.

85. Залесов А. С. Расчет трещиностойкости железобетонных конструкций по новым нормативным документам / А. С. Залесов, Т. А. Мухамедиев, Е. А. Чистяков // Бетон и железобетон. – 2002. – №5. – С. 15–18.

86. Залесов А. С. Исследование работы железобетонных балок-стенок на действие поперечных сил / А. С. Залесов, В. Н. Сахаров, А. В. Старчевский, Б. С. Соколов // Новые исследования элементов железобетонных конструкций при различных предельных состояниях. – М. : НИИЖБ, 1982. – С. 60–71.

87. Здоренко В. С. Расчет пространственных стержней железобетонных конструкций с учетом образования трещин / В. С. Здоренко // Сопротивление материалов и теория сооружений. – К.: Будівельник, 1977. – Вып. 30. – С. 93–101.

88. Зикеев Л. Н. Трещиностойкость растянутых железобетонных элементов из высокопрочного бетона с арматурой различных профилей / Л. Н. Зикеев, О. О. Цыба // Бетон и железобетон. – 2009. – №3. – С. 8–11.

89. Зорич А. С. О расчете по появлению наклонных трещин при поперечном изгибе железобетонных балок // Строительные конструкции. – К. : Будівельник, 1968. – С. 35–45.

90. Жданов А.Е. Несущая способность неразрезных железобетонных балок при силовых и деформационных воздействиях: автореф. дис. . канд. техн. наук: 05.23.01 – строительные конструкции, здания и сооружения / А.Е. Жданов. – К., 1989. – 18 с.

91. Жилые и общественные здания : краткий справочник инженера-конструктора. Под. ред. Ю. А. Дыховичного и В. И. Колчунова /Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко / Раздел 14. Общие указания по проектированию усиления железобетонных конструкций. – М., Издательский дом АСВ, 2011. – Т. III. – С. 311–428.

92. Ибрагимов А. М. Об определении кривизны преднапряженных железобетонных элементов без трещин в растянутой зоне / А. М. Ибрагимов // Бетон и железобетон в Украине. – 2010. – №3(55). – С. 10–18.

93. Ивлев М.А. Сравнительная оценка несущей способности, трещиностойкости и деформативности перемычек со стандартным и дисперсным армированием / М. А. Ивлев, И. Б. Струговец, И. В. Недосеко // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2012. – № 4. – С. 117–123.

94. К определению деформаций растянутого бетона для расчета трещиностойкости железобетонных конструкций по наклонным сечениям / [Х. З. Баширов, А. А. Дородных, Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Усенко] // Строительная механика и расчет сооружений. – 2012. – № 6(245). – С. 2 – 7.

95. К расчету прогибов обычных и составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций / Х.З. Баширов, И.А. Яковенко, И.С. Горностаев [и др.] // Железобетонные конструкции: исследования, проектирование, методика преподавания : межд. науч.-метод. конф., посвященной 100-летию со дня рождения В. Н. Байкова, 4–5 апреля 2012г. – М. : МГСУ, 2012. – С. 46–55.

96. Казаков Д. В. Методика экспериментального определения кривиз и эффекта нарушения сплошности при трещинообразовании в составных железобетонных элементах / Д. В. Казаков, Вл. И. Колчунов, В. С. Федоров // Строительство и реконструкция. – Орел: ОрелГТУ, 2010. – №6(32). – С. 21–24.

97. Казаков Д. В. Специфика деформирования составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций / Д. В. Казаков, Вл. И. Колчунов // Строительство и реконструкция. – Орел: ОрелГТУ, 2010. – №5(31). – С. 8–11.

98. Калиниченко А. С. Сопротивление узлов железобетонных составных конструкций / А. С. Калиниченко, И. А. Яковенко, В. И. Колчунов // САПР Allplan у архітектурі і будівництві : мат. семінару Міжн. наук.-прак. фестивалю (м. Київ, 22–26 квітня 2013р.). – К. : НАУ, 2013. – С. 68–71.

99. Карзов Г.П. Физико-механическое моделирование процессов разрушения / Г. П. Карзов, Б.З. Марголин, В. А. Швецова. – СПб : Политехника, 1993. – 391 с.

100.Карпенко Н. И. Метод расчета расстояния между трещинами в изгибаемых железобетонных элементах / Н. И. Карпенко, Е. В. Горшенина // Бетон и железобетон. – 2006. – №5. – С. 13–14.

101.Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона / Н. И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.

102.Карпенко Н. И. О методах расчета высотных зданий и сооружений из монолитного железобетона на основе послойной детализации / Н. И. Карпенко, С. Н. Карпенко, В. И. Травуш // Современное промышленное и гражданское строительство. – 2011. – Т. 7. – № 3. – С. 149–163.

103. Карпенко С.Н. Об одном методе построения диаграмм деформирования арматуры в элементах с трещинами с использованием секущих и касательных модулей / С. Н. Карпенко // Academia. Архитектура и строительство. – 2010. – № 3. – С. 566–569.

104.Карпенко Н.И. Совершенствование методики расчета изгибаемых железобетонных элементов без предварительного напряжения по образованию нормальных трещин / Н. И. Карпенко, Б. С. Соколов, О. В. Радайкин // Строительные материалы. – 2013. – № 6. – С. 54–55.

105.Карпюк В. М. Розрахункові моделі силового опору прогінних залізобетонних конструкцій у загальному випадку напруженого стану : монографія / В. М. Карпюк. – Одеса : ОДАБА, 2014. – 352 с.

106.Карякин А.А. О взаимосвязи закона сцепления арматуры с бетоном и трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2011. – № 2. – С. 69– 73.

107.Кирияев П. Н. Компьютерные модели узлов примыкания перекрытия к диафрагме / П. Н. Кирияев, Ю. В. Гензерский, М.А. Ромашкина // Проблемы розвитку міського середовища. – К. : НАУ, 2014 – № 2(12) – С. 236 – 246.

108.Клименко Є. В. Визначення зусилля утворення похилих тріщин в таврових залізобетонних елементах при косому згинанні / Є. В. Клименко, О. Б. Носач // Коммунальное хозяйство городов: науч.-тех. сб. –К.:Техніка, 2002. – Вып. 39. – С.11–17.



109. Клименко Є. В. Методика прогнозування технічного стану // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2007. – Вип.26. – С. 172–179.

110. Клименко Е. В. Работа повреждённых железобетонных колонн : монография / Е. В. Клименко, Т. А. Крутько. – Одесса : ОГАСА, 2014. – 137 с.

111. Клименко Є. В. Технічна експлуатація і реконструкція будівель та споруд / Є. В. Клименко. – Полтава: ПолНТУ, 2004. – 280 с.

112. Климов Ю. А. Сучасні методи розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами другої групи : навч. посібник / Ю. А. Климов. – К. : КНУБА, 2001. – 46 с.

113. Клованич С. Ф. Метод конечных элементов в механике железобетона : монография / С. Ф. Клованич, И. Н. Мироненко. – Одесса, 2007. – 110с.

114. Ключева Н. В. К расчету ширины раскрытия наклонных трещин третьего типа в составных железобетонных конструкциях / Н. В. Ключева, И. А. Яковенко, Н. В. Усенко // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – №1. – С. 37–40.

115. Ключева Н. В. Методика расчета деформативности стержневых железобетонных составных конструкций с использованием прогнпимного комплекса «Мираж-2014» / Н. В. Ключева, И. С. Горностаев, Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – №10. – С. 21–26.

116. Ключева Н. В. Проблемные задачи развития гипотез механики разрушения применительно к расчету железобетонных конструкций / Н. В. Ключева, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2014. – №3(29). – С. 41–45.

117. Ключева Н. В. Прочность железобетонных составных конструкций и новые критерии разрушения в зоне наклонных трещин / Н. В. Ключева, К. М. Чернов, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – №11. – С. 36–40.

118. Кодыш Э. Н. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям : монография / Э. Н. Кодыш, И. К. Никитин, Н. Н. Трекин. – М.: Изд. АСВ, 2010. – 352с.

119. Колчунов В. И. Анализ деформаций бетона на пути движения трещины и на ее берегах вдоль оси растянутой арматуры железобетонных элементов / В. И. Колчунов, Масуд Нур Эддин // Будівництво України. – 2006. – № 3. – С. 36–38.

120. Колчунов В. И. Анализ схем трещин в железобетонных конструкциях / Анализ схем трещин в железобетонных конструкциях сейсмостойких зданий и их учет по нормам Украины и еврокода 8 / В.И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. Г. Марьенков // Будівельні конструкції. – 2015. – Вип. 82. – С. 540-549.

121. Колчунов В. И. Аналитическая и конечно-элементные стержневые модели нелинейной задачи сцепления арматуры с бетоном, их сравнение и анализ // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник. – К. : КНУБА, 2016. – Вип. 60. – С. 184– 197.

122. Колчунов В. И. Аналитическая модель сцепления и нелинейная податливость арматурных связей при раскрытии дискретных трещин в железобетонных конструкциях / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. А. Дмитренко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2016. – Вип. 32. – С. 183 – 196.

123. Колчунов Вл. И. Жесткость железобетонных составных конструкций при наличии различных трещин / Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Я. В. Лымарь // Строительство и реконструкция. – 2015. – №5 (61). – С. 17– 24.

124. Колчунов В.И. Использование метода физических моделей сопротивления применительно к расчету усиливаемых железобетонных конструкций при реконструкции зданий и сооружений аэропортов / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, М.О. Гарба // Міське середовище – ХХІ сторіччя. Архітектура. Будівництво. Дизайн : тези доповідей І міжнародного науково-практичного конгресу (10–14 лютого 2014 року). – К. : НАУ, 2014. – С. 153–154.

125. Колчунов В. И. К образованию наклонных трещин последующих уровней в железобетонных составных конструкциях / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Усенко // Зб. наук. праць (галузеve машинобудування, будівництво). – Полтава : ПолтНТУ, 2013. – Вып. 4(39). – Т. 1. – С. 140–149.

126. Колчунов Вл. И. К оценке жесткости на сдвиг пограничного слоя в многослойных конструкциях из разных бетонов / Вл. И. Колчунов, П. В. Сапожников // Сборник научных трудов РААСН центральное региональное отделение. – М. : 2002. – Вып. 1. – С. 9–13.

127. Колчунов Вл. И. К построению расчетной модели ширины раскрытия наклонных трещин в составных железобетонных конструкциях / Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Ключева // Строительная механика и расчет сооружений. – 2014. – №1(252). – С. 13–17.

128. Колчунов В. И. Классификация дискретных трещин плосконапряженных железобетонных конструкций / В.И. Колчунов, И. А. Яковенко, Я. В. Лымарь // Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті : тези доповідей VI міжнародної науково-технічної конференції, 19–21 квітня 2017р. / Український державний університет залізничного транспорту. – Харків, 2017. – С. 129–131.

129. Колчунов В. И. Компьютерная реализация метода физических моделей сопротивления железобетона / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Ключева // Перспективы развития программных комплексов для расчета несущих систем зданий и сооружений : сб. научн. трудов Междун. научн. семинара 19–20 сентября 2013 г. – Курск, 2013. – С. 37–51.

130. Колчунов В. И. Конечно-элементное моделирование нелинейной плоской задачи сцепления бетона и арматуры в ПК Лира-САПР / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. А. Дмитренко // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2016. – №3. – С. 6–15.

131. Колчунов В. И. Конечно-элементные плоские модели нелинейной задачи сцепления арматуры с бетоном, их сравнение и анализ / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. А. Дмитренко // Збірник наукових праць Українського

державного університету залізничного транспорту. – Харків : УкрДУЗТ, 2016. – Вип. 165. – С. 240–259.

132. Колчунов В. И. Метод физических моделей сопротивления железобетона / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Ключева // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – №12. – С. 51–55.

133. Колчунов В. И. Методика расчета прогибов составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций / В. И. Колчунов, В. С. Федоров, Д. В. Казаков, И. А. Яковенко // Строительная механика и расчет сооружений. – 2011. – № 5. – С. 21 – 25.

134. Колчунов В. И. Методика экспериментальных исследований железобетонных составных конструкций по наклонным сечениям / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Усенко, А. А. Приймак // Будівельні конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво) / ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Міністерства регіонального розвитку та житлово-комунального господарства України. – К., ДП НДІБК, 2013. – Вип. 78: В 2-х кн.. : Книга 1. – С. 422–433.

135. Колчунов В. И. Методика экспериментальных исследований сцепления арматуры с бетоном при выдергивании (сжатии) арматурного стержня из бетона (в бетон) с учетом ниспадающей ветви деформирования / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. А. Дмитренко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2016. – Вип. 33. – С. 162 – 173.

136. Колчунов Вл. И. Напряженно–деформированное состояние железобетонных конструкций составного сечения до появления трещин / Вл. И. Колчунов, С. И. Горностаев. // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». – Орел: ОрелГТУ, 2008. – 1/17 (542). – С. 15–21.

137. Колчунов В. И. Об использовании гипотезы плоских сечений в железобетоне / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Строительство и реконструкция. – Орел : ФГБОУ ВПО «Госунiversитет – УНПК», 2011. – №6(38). – С. 16–23.

138. Колчунов Вл. И. Об учете эффекта нарушения сплошности в железобетоне при проектировании реконструкции предприятий текстильной промышленности // Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Известия ВУЗов. Технология текстильной промышленности. – 2016. – №3 (363). – С. 258–263.

139. Колчунов В. И. Основные результаты экспериментальных исследований трещиностойкости наклонных сечений в составных железобетонных конструкциях при деформационном воздействии / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Усенко, А. О. Приймак // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2014. – Вип. 28. – С. 212–220.

140. Колчунов В. И. Основные результаты экспериментальных исследований сцепления арматуры с бетоном при выдергивании и вдавливания деформационным воздействием с учетом ниспадающей ветви деформирования / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. А. Дмитренко // Вісник Кременчуцького національного університету імені Михайла Остроградського. – 2016. – Вип. 5(100). – С. 115–124.

141. Колчунов В. И. Разработка двухконсольного элемента механики разрушения для расчета ширины раскрытия трещин железобетонных конструкций / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Вестник гражданских инженеров. – Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 2009. – №4(21). – С. 160–163.

142. Колчунов В. И. Расчет составных тонкостенных конструкций : монография / В. И. Колчунов, И. А. Панченко. – М., АСВ, 1999. – 281с.

143. Колчунов В. И. Расчет жесткости плосконапряженных стен с привлечением ПК «Лири-Про» по методике новых норм / В. И. Колчунов, Т. В. Тугай, И. А. Яковенко, Н. Г. Марьенков, // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник – К. : КНУБА, 2014. – Вип. 53. – С. 209–221.

144. Колчунов В. И. Расчетная модель статико-динамического деформирования железобетонные изгибаемых конструкций в момент разрушения бетонной растянутой матрицы / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко //

Вісник Кременчуцького національного університету імені Михайла Остроградського. – 2016. – Вип. 3(98). – Ч. 1. – С. 56–62.

145. Колчунов В. И. Результаты и анализ экспериментальных исследований ширины раскрытия трещин железобетонных элементов / В. И. Колчунов, Масуд Нур Эддин // Будівництво України. – 2006. – № 2. – С. 38–40.

146. Колчунов Вл. И. Сопротивление растянутого бетона между трещинами составных железобетонных конструкций с учетом новых эффектов / Вл. И. Колчунов, Х.З. Баширов, И. А. Яковенко, Г. К. Биджосян // Строительство и реконструкция. – Орел : ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК», 2011. – №6(38). – С. 3–11.

147. Колчунов В. И. Сопротивление плосконапряженных стен перекосу при наличии диагональной трещины с привлечением программного комплекса «Лира-Pro» / В. И. Колчунов, Н. Г. Марьенков, Т. В. Тугай, И. А. Яковенко // Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава : ПолтНТУ, 2015. – Вип. 1(43). – Т. 1. – С. 178–190.

148. Колчунов В. И. Экспериментальные исследования ширины раскрытия трещин внецентренно сжатых железобетонных конструкций / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е.В. Шавыкина // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения : мат. межд. академ. чтений 9–10 апреля 2009г. – Курск, 2009. – С. 99–103.

149. Король Е. А. Деформационная модель для расчета трехслойных железобетонных элементов / Е. А. Король // Изв. вузов. Строительство. – Новосибирск, 2004. – №5. – С. 11–17.

150. Король Е. А. К вопросу о выборе программного комплекса для моделирования напряженно-деформированного состояния трехслойных железобетонных элементов и конструкций с монолитной связью слоев / Е. А. Король, Ю. А. Харькин // Вестник МГСУ. – 2010. – №3. – С. 156–163.

151. Комохов П. Г. Ускоренный метод оценки трещинообразования в хрупких материалах / П. Г. Комохов, Ю. А. Беленцов // Известия Петербургского университета путей сообщения. – 2004. – № 2. – С. 174–179.

152. Кочкарьов Д. В. Нелінійний опір залізобетонних елементів і конструкцій силовим впливам : монографія / Д. В. Кочкарьов. – Рівне : О. Зень, 2015. – 384 с.

153. Кузьмичев А. Е. К расчету элементов сборно–монолитных конструкций по предельным состояниям второй группы / А. Е. Кузьмичев, Р. О. Магомедов // Бетон и железобетон. – 1982. – № 1. – С. 14–16.

154. Круциляк Ю. М. Определение силовых и энергетических характеристик трещиностойкости бетона Ю. М. Круциляк, М. М. Круциляк, А. А. Варламов // Бетон и железобетон в Украине. – 2006. – №3(31). – С. 18–23.

155. Крылов С. Б. Построение точного общего решения уравнения изгиба железобетонного стержня с учетом ползучести и трещинообразования / С. Б. Крылов // Бетон и железобетон в Украине. – 2002. – №4(14). – С. 2–4.

156. Кузнецов Л. В. Трещиностойкость косых сечений предварительно напряженных железобетонных балок / Л. В. Кузнецов : автореф. дисс...канд. техн. наук. – К., 1969. – 22 с.

157. Кумпяк О. Г. Экспериментальные исследования железобетонных балок на податливых опорах по наклонным сечениям при кратковременном динамическом нагружении / О. Г. Кумпяк, Д. Н. Кокорин // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2011. – № 1. – С. 116–129.

158. Кумпяк О. Г. Экспериментально-теоретические исследования железобетонных балок на податливых опорах по наклонным сечениям при сейсмических и других динамических нагружениях / О. Г. Кумпяк, З. Р. Гапаяудинов, Д. Н. Кокорин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2013. – № 1. – С. 40–44.

159. Кудрина Д. В. К учету экспериментального определения динамических догрузений в преднапряженных железобетонных элементах рам при трещинообразовании / Д. В. Кудрина // Известия Орел ГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». – Орел: Орел ГТУ, 2009. – №3(23). – С. 23–27.

160. Курнавіна С. О. Циклический изгиб железобетонных конструкций с учетом упругопластических деформаций арматуры и бетона / С. О. Курнавіна // Вестник МГСУ. – 2011. – №2. – С. 154–159.

161. Лазовский Д. Н. Расчёт усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений / ДН. Лазовский // Конструкции зданий и сооружений, методы расчёта : матер–лы междун. конф. “Инженерные проблемы современного бетона и железобетона”. – Минск, Беларусь: БелНИИС, 1997. – Том 1. – Ч1. – С. 235–248.

162. Левин В.А. Избранные нелинейные задачи механики разрушения / В. А. Левин, Е. М. Морозов, Ю. Г. Матвиенко. – М. : ФИЗМАТЛИТ, 2004. – 408 с.

163. Леденев В. В. Теоретические основы механики деформирования и разрушения : монография / В. В. Леденев, В. Г. Однолько, З. Х. Нгуен. – Тамбов : Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2013. – 312 с.

164. Литовченко П. А. О возможности применения трехслойных сборно-монолитных железобетонных стен и перекрытий для зданий в сейсмических районах / П. А. Литовченко, В. В. Жигна, Н. И. Глушаков, С. П. Литовченко // Будівельні конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво) / ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Міністерства регіонального розвитку та будівництва України. – К., ДП НДІБК, 2012. – Вип. 76. – С. 562–569.

165. Лычев А. С. Надежность железобетонных конструкций : монограф. / А. С. Лычев, В. П. Корякин. – Куйбышев : Изд. Куйбыш. инж.–строит. ин–та, 1974. – 126с.

166. Лучко Й. Й. Розрахунок напружень та оцінка міцності і тріщиностійкості залізобетонних балкових елементів / Й. Й. Лучко, В. Ф. Лазар // Фізико-хімічна механіка матеріалів. – 2002. – № 1(38). – С. 107–116.

167. Лучко Й. Й. Міцність, тріщиностійкість і довговічність бетонних та залізобетонних конструкцій на засадах механіки руйнування / Лучко Й. Й., Чубріков В. М., Лазар В. Ф. – Л. : Каменяр, 1999. – 348 с.



168. Мадатян С. А. Деформативность и трещиностойкость изгибаемых элементов, армированных стержнями класса А500С, соединенными внахлестку без сварки / С. А. Мадатян, В. В. Дегтярев // Бетон и железобетон. – 2003. – №2. – С. 6–8.

169. Майоров В. И. К теории трещиностойкости железобетона / В. И. Майоров // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2012. – № 2. – С. а36–43.

170. Майоров В. И. От условной к точной модели расчета трещиностойкости железобетонных сечений / В. И. Майоров, П. К. Кузьмин // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2011. – № 2. – С. а22-28.

171. Матвиенко Ю. Г. Модели и критерии механики разрушения : монография / Ю. Г. Матвиенко. – М. : ФИЗМАТЛИТ, 2006. – 328 с.

172. Масюк Г. Х. Дослідження ширини розкриття похилих тріщин в залізобетонних балках при дії малоциклових знакозмінних навантажень / Г. Х. Масюк, В.В. Караван, О. І. Корнійчук // Вісник Львівського державного університету: Архітектура і сільськогосподарське будівництво. – Львів: Львів. держагроуніверситет, 2007. – №8. – С.135-142.

173. Масюк Г. Х. Експериментальні дослідження тріщиностійкості похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклових знакозмінних навантажень / Г. Х. Масюк, О. І. Корнійчук // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: збірник наукових праць. – Львів, 2007. – Вип. 7. – С. 289-296.

174. Меркулов Д. С. Выбор расчетной модели составных железобетонных конструкций при сложном напряженном состоянии / Д. С. Меркулов / Строительство – 2009: материалы юбилейной международной научно–практической конференции. – Ростов–на–Дону, 2009. – С. 59–61.

175. Меркулов Д. С. Результаты экспериментальных исследований железобетонных элементов составного сечения, работающих в условиях сложного сопротивления / Д. С. Меркулов / Безопасность строительного фонда

России. Проблемы и решения: материалы междун. академич. чтений. – Курск, 2009. – С. 130–136.

176. Меркулов С. И. Конструктивная безопасность железобетонных элементов реконструированных зданий и сооружений : автореферат дис. на соиск. докт. техн. наук : спец. 05.23.01 / С. И. Меркулов. – Орел, 2006. – 21 с.

177. Меркулов С. И. Экспериментальное исследование изгибаемых составных железобетонных элементов / С. И. Меркулов, В. М. Дворников, А. И. Татаренков // Известия КурскГТУ. – Курск: КурскГТУ, 2004. – №1(14). – С. 84–87.

178. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона: ДСТУ Б В.2.7-217:2009 . – [Чинний з 2009-09-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2010. – 16 с. – (Національний стандарт України).

179. Методические рекомендации по определению параметров диаграммы “ $\sigma \sim \epsilon$ ” бетона при кратковременном сжатии / [В. Я. Бачинский, А. Н. Бамбура, С. С. Ватагин, Н. В. Журавлёва]; НИИСК. – Киев, 1985. – 16 с.

180. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона / НИИСК. – К., 1987. – 25 с.

181. Методы расчета железобетонных рамных систем с элементами составного стержня / [В. И. Колчунов, Л. А. Панченко, А. В. Шевченко, Н. И. Литовкин] // Изв. ВУЗов. Строительство. – Новосибирск, 2000. – №7–8. – С. 14–20.

182. Механика разрушения и прочность материалов / Справочное пособие под ред. В.В. Панасюка. В 4-х т. – К. : Наукова думка, 1988–1990. – Т. 1. Основы механики разрушения. – 488 с.; – Т. 2. Коэффициенты интенсивности напряжений в телах с трещинами. – 620 с.; – Т. 3. Характеристики кратковременной трещиностойкости материалов и методы их наблюдения. – 436 с.; – Т. 4. Усталость и циклическая трещиностойкость конструкционных материалов. – 680 с.

183. Митрофанов В. П. До розрахунку граничних значень деформацій бетону у розв'язанні задач міцності нормальних перерізів залізобетонних елементів / В. П. Митрофанов, А. М. Павліков // Галузеве машинобудування, будівництво : зб. наук. праць. – Полтава: ПолНТУ, 2003. – Вип. 13. – С. 28–33.

184. Митрофанов В. П. Практическое применение деформационной модели с экстремальным критерием прочности железобетонных элементов / В.П. Митрофанов // Коммунальное хозяйство городов. – 2004. – Вып. 60. – С. 29–48.

185. Милейковский И. Е. Расчет и оболочек и складок методом перемещений / И. Е. Милейковский. – М. : Стройиздат, 1960. – 176 с.

186. Мирсаяпов Ил. Т. Модель усталостного разрушения железобетонных изгибаемых элементов с бо́льшим пролетом среза / Ил. Т. Мирсаяпов // Бетон и железобетон. – 2006. – №2. – С. 28–29.

187. Митякина Н. А. Особенности методики экспериментальных исследований элементов составных покрытий из панелей-оболочек / Н. А. Митякина, Г. В. Коренькова, Н. Д. Черныш // Бетон и железобетон в Украине. – 2013. – №1. – С. 27–31.

188. Мищенко А. В. Анализ напряженно-деформированного состояния длительно нагруженных рам со слоистыми стержнями / А. В. Мищенко, Ю. В. Немировский // Строительная механика и расчет сооружений. – 2010. – №3. – С. 27–34.

189. Мищенко А. В. Установление срока допустимой эксплуатации слоистых стержней в условиях ползучести / А. В. Мищенко, Ю. В. Немировский // Известия ВУЗов. Строительство. – Новосибирск, 2008. – №6. – С. 19–27.

190. Михайлов К.В. Задачи научных исследований в области преднапряженного железобетона / К.В. Михайлов // Бетон и железобетон. – 1973. – №4. – С.5–9.

191. Морозов Е. М. Контактные задачи механики разрушения : монография / Е. М. Морозов, М. В. Зернин. – М. : Машиностроение, 1999. – 544 с.

192. Морозов Е. Н. Метод конечных элементов в механике разрушения / Е. Н. Морозов, Г. П. Никишков. – М. : Едиториал УРСС, 2010. – 256 с.
193. Мурашев В. И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона / В. И. Мурашев. – М.: Машстройиздат, 1950. – 268 с.
194. Мурашкин Г. В. Моделирование диаграммы деформирования бетона / Г. В. Мурашкин, В. Г. Мурашкин // Известия Орловского государственного технического университета. Серия : Строительство и транспорт. – 2007. – № 2–14. – С. 86–88.
195. Мурашкин Г. В. Применение диаграмм деформирования для расчета несущей способности внецентренно сжатых железобетонных элементов / Г. В. Мурашкин, С. С. Мордовский // Жилищное строительство. – 2013. – № 3. – С. 38–40.
196. Нагрузки и воздействия: нормы проектирования : ДБН В.1.2.–2:2006. – [Введены в действие с 2007-01-01]. – К. : Минстрой Украины, 2006. – 68 с. – (Государственные строительные нормы Украины).
197. Немировский Ю. В. Расчет динамического деформирования трехслойных железобетонных круглых и кольцевых пластин / Ю. В. Немировский, Т. П. Романова // Бетон и железобетон. – 2011. – № 6. – С. 26–30.
198. Немировский Я. М. Пересмотр некоторых положений теории раскрытия трещин в железобетоне / Я. М. Немировский // Бетон и железобетон. – 1970. – № 3. – С. 13–16.
199. Немчинов Ю. И. Метод пространственных конечных элементов (с приложением к расчету зданий и сооружений) : монография / Ю. И. Немчинов. – К. : Изд-во НИИ строит. конструкций, 1995. – 368 с.
200. Немчинов Ю. И. Сейсмостойкость зданий и сооружений : монография: в 2-х ч. / Ю. И. Немчинов. – К., 2008. – 480 с.
201. Никитин В. А. О трещинообразовании в изгибаемых железобетонных элементах / В. А. Никитин, Г. И. Пирожков // Железобетонные конструкции: Труды Новосибирского ИТ. – Вып. 52. – 1996. – С. 87–95.

202. Никоноров Р.М. Расчет новых сборно-монолитных конструктивных систем // Бетон и железобетон. – 2007. – №1. – С.12–15.

203. Нове в проектуванні залізобетонних та сталезалізобетонних конструкцій / [А. М. Бамбура, О. Б. Гурківський, Ю. Г. Аметов, М. С. Безбожна, О. В. Дорогова, І. Р. Сазонова, Л. І. Стороженко] // Будівельні конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво) / ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Міністерства регіонального розвитку та житлово-комунального господарства України. – К., ДП НДІБК, 2013. – Вип. 78: В 2-х кн.. : Книга 1. – С. 3–13.

204. Носач О.Б. Тріщиностійкість похилих перерізів косозігнутих залізобетонних елементів таврового профілю: автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.01 / О.Б. Носач ; Полтав. нац. техн. ун-т ім. Ю.Кондратюка. — Полтава, 2002. – 20 с.

205. Особенности расчета сейсмостойкости крупнопанельных зданий / [С. Г. Емельянов, Ю. И. Немчинов, Н. Г. Марьенков, Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко] // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – №12. – С. 64–70.

206. Павліков А. М. Застосування діаграми стану бетону в розрахунках моменту утворення тріщин / А. М. Павліков, Д. Ф. Федотов // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2010. – Вип. 20. – С. 271–276.

207. Павліков А. М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану косо завантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії : монографія / Андрій Миколайович Павліков. – Полтава : ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2007. – 259 с.

208. Павліков А. М. Особливості розрахунку ширини розкриття нормальних тріщин у косозігнутих залізобетонних елементах на основі ДБН В.2.6-98:2009 / А. М. Павліков, Д. Ф. Федоров // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2013. – Вип. 25. – С. 383–389.

209. Пат. 24095 Україна, МПК<sup>6</sup> Е 04 G 23/02. Конструкція цегляно-залізобетонної рами / Колчунов В. І., Бакулін Є. А., Коба В. А., Яковенко І. А. ; заявл. 23.10.06 ; опубл. 25.06.07, Бюл. № 9.

210. Пат. 30132 Україна, МПК<sup>7</sup> Е 04 G 23/00. Спосіб реконструкції будівлі шляхом розрядження колон / Колчунов В. І., Яковенко І. А. ; заявл. 07.11.07 ; опубл. 11.02.08, Бюл. № 3.

211. Пат. 70866 Україна, МПК (2012.01) Е04G23/00. Спосіб збільшення висоти поверхів (поверху) існуючої будівлі / Колчунов В. І., Яковенко І. А. ; заявл. 19.12.11 ; опубл. 25.06.12, Бюл. № 12.

212. Пат. 70867 Україна, МПК (2012.01) Е04G23/00. Спосіб реконструкції багатоповерхових будівель / Колчунов В. І., Яковенко І. А. ; заявл. 19.12.11 ; опубл. 25.06.12, Бюл. № 12.

213. Пестриков В.М. Механика разрушения твердых тел : курс лекций / В. М. Пестриков, Е. М. Морозов. – Спб. : Профессия, 2002. – 320 с.

214. Перельмутер А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – К. : Изд-во «Сталь», 2002. – 600 с.

215. Першаков В. М. Каркасні будинки з тришарнірних залізобетонних рам : монографія / В. М. Першаков. – К. : Книжкове вид-во НАУ. – 2007. – 301 с.

216. Петрикова Є. М. Арматура для залізобетонних конструкцій : навч. посібник / Є. М. Петрикова. – К. : Основа, 2010. – 256 с.

217. Пересыпкин Е.Н. Механика разрушения армированных бетонов / Е. Н. Пересыпкин // Бетон и железобетон. – 1984. – №6. – С. 24–25.

218. Пахомов В.А. Конструкции из шлакощелочных бетонов : монография / В.А. Пахомов. – К.: Вища школа, 1984. – 184 с.

219. Пирадов К. А. Механика разрушения бетона и железобетона : учебник для строительных вузов / Пирадов К. А., Бисенов К. А., Абдуллаев К. У. – Алматы, 2000. – 306 с.

220. Пічугін С. Ф. Про використання жорстких вантів для підсилення залізобетонних балок / С. Ф. Пічугін, О. В. Семко, М. В. Бібік // Строительство,

материаловедение, машиностроение. – Днепропетровск : ПГАСА, 2003. – Вып.25. – С.196–200.

221.Плевков В. С. Оценка прочности и трещиностойкости железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам / В. С. Плевков, А. П. Малиновский, И. В. Балдин // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2013. – № 2. –С. 144–153.

222. Поляков С. В. Сейсмостойкие конструкции зданий (основы теории сейсмостойкости) : учебн. пособие / С. В. Поляков. – М. : Высшая школа, 1983. – 304 с.

223.Положнов В. И. Оценка трещинообразования в преднапряженных настилах, армированных мягкими сталями / В. И. Положнов, В. И. Трифонов, А. В. Положнов // Бетон и железобетон. – 2006. – №2. – С. 14–16.

224.Попеско А. И. Расчет усиленных под нагрузкой железобетонных стержней с коррозионными повреждениями / А. И. Попеско, О. И. Анцыгин, А. А. Дайлов // Бетон и железобетон. – 2006. – №4. – С. 22–24.

225.Проектирование и изготовление сборно–монолитных конструкций / [А. Б. Голышев, В. П. Полищук, Я. В. Сунгатулин и др.] ; под. ред. А. Б. Голышева. – К.: Будівельник, 1982. – 152 с.

226.Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6–98:2009 у 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 та ін. ; за заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.

227. Разрушение: В 7 т. / Под ред. А. Ю. Ишлинского ; перевод с англ. – Т. 2: Математические основы теории разрушения. – М.: Изд-во Мир, 1975. – 768 с.

228.Расчет железобетонных конструкций при сложных деформациях : монография ; под ред. М. С. Торяника / [Торяник М.С., Вахненко П.Ф., Фалеев Л. В. И др.]. – М. : Стройиздат, 1974. – 297 с.

229.Расчет и технические решения усиления железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований / [Голышев А. Б., Кривошеев П. И., Козелецкий П. М. и др.] ; под ред. А. Б. Голышева. – К. : Логос, 2008. – 304 с.

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

231. Роджерс Д. Математические основы машинной графики / Д. Роджерс, Дж. Адамс. – М., 2001. – 605 с.

232. Ржаницын А. Р. Составные стержни и пластинки / Алексей Руфович Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1986. – 316 с.

233. Різак В. В. Розрахунок звичайних і попередньо напружених згинальних елементів на утворення тріщин деформаційним методом / В. В. Різак, В. І. Бабич, Д. В. Кочкар'юв // Бетон и железобетон в Украине. – 2004. – №4(22). – С. 2–6.

234. Римшин В. И. Механика деформирования и разрушения усиленных железобетонных конструкций / В. И. Римшин, Ю. О. Кустиков // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». – Орел: ОрелГТУ, 2007. – №3(15). – С. 53–56.

235. Ромашко В. М. Деформаційно-силова модель опору бетону та залізобетону : монографія / В. М. Ромашко. – Рівне : О. Зень, 2016. – 424 с.

236. Рохлин, И. А. Прогрессивные слоистые конструкции / И. А. Рохлин, И. И. Рохлин. – М. : Знание, 1989. – 62 с.

237. Савицкий Н. В. Оценка устойчивости грунтовых откосов методом численного моделирования в ПК "ЛИРА"/ Н. В. Савицкий, А. Гуслистая // Теоретичні основи будівництва. – 2005. – № 13. – С. 241 – 248.

238. Санжаровский Р. С. Усиления при реконструкции зданий и сооружений. Устройство и расчеты усиления зданий при реконструкции / Р. С. Санжаровский, Д. О. Астафьев, В. М. Улицкий, Ф. Зибер. – СПб гос. архит. – строит. ун–т. – СПб., 1998. – 637 с.

239. Салаю Д. Исследование и моделирование влияния шага поперечных стержней сварных сеток на процесс образования трещин в железобетонных



элементах / Д. Салаю, П. Книзяк // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2010. – Т. 6. – № 1–2. – С. 240–247.

240. Сальников А. С. Расчетная модель образования пространственных трещин первого вида при кручении с изгибом / А. С. Сальников, Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Промышленное и гражданское строительство. – 2015. – №3. – С. 35–40.

241. Сапожников А. И. Методика определения обобщенных изгибных и сдвиговых жесткостей сборных железобетонных перекрытий, учитывающая раскрытие швов между плитами и образование трещин по данным решения обратной задачи / А. И. Сапожников // Известия ВУЗов. Строительство. – Новосибирск, 2005. – №1. – С. 115–119.

242. Сапожников П. В. Деформативность и трещиностойкость контактной зоны многослойных бетонных и железобетонных конструкций: автореф. дис. на соискание канд. техн. наук по спец. 05.23.01 / П. В. Сапожников. – Курск, 2002. – 20 с.

243. Семко О. В. Автоматизація інженерних розрахунків вузлів з'єднання монолітного безбалкового перекрыття на зріз уздовж тіла колони / О. В. Семко, А. О. Дмитренко, Т. А. Дмитренко // Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава : ПолтНТУ, 2013. – Вып. 4(39). – Т. 1. – С. 229–235.

244. Семко О. В. Керування ризиками при проектуванні та експлуатації сталезалізобетонних конструкцій [Текст] : [монографія] / О. В. Семко, О. П. Воскобійник. – Полтава : ПолтНТУ, 2012. – 514 с.

245. Семко О. В. Чисельний метод розрахунку НДС сталезалізобетонного ригеля з урахуванням фізичної нелінійності / О. В. Семко, Д. В. Бібік // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник. – К. : КНУБА, 2009. – Вип. 33. – С. 392–400.

246. Скатынский В. И. Исследование образования и развитие трещин в элементах железобетонных конструкций / В. И. Скатынский [и др.] // Строительные конструкции. – К.: Будівельник, 1972. – Вып. XIX. – С. 105–110.

247. Скобелева Е. А. Деформирование преднапряженных железобетонных изгибаемых элементов составного сечения : автореферат дисс. на соискание . канд. техн. наук по спец. 05.23.01 / Е. А. Скобелева. – Орел, 2008. – 20 с.

248. Скребнева С. М. Чисельні методи в розрахунках будівельних конструкцій : лабораторний практикум / С. М. Скребнева, І. Л. Машков, І. А. Яковенко. – К. : НАУ, 2015. – 52 с.

249. Смоляго Г. А. К вопросу о предельной растяжимости бетона / Г. А. Смоляго // Бетон и железобетон. 2002. – № 6. – С. 6–9.

250. Смоляго Г. А. К расчету по образованию трещин в железобетонных плитах / Г. А. Смоляго // Известия ВУЗов. Строительство. – 2003. – № 4. – С. 120–125.

251. Смоляго Г.А. Результаты экспериментальных исследований несущей способности, трещиностойкости и деформативности сборно-монолитных и монолитных перекрытий / Г. А. Смоляго, А.А. Крючков, А.В. Дронова, С.В. Дрокин // Известия Юго-Западного государственного университета. – 2011. – № 5-2. – С. 105а–109.

252. Смоляго Г. А. Экспериментальные исследования трещиностойкости сборно-монолитных изгибаемых железобетонных элементов / Г. А. Смоляго, А. А. Крючков // Строительство и реконструкция. – 2010. – № 1–27. – С. 47–54.

253. Сморгачев А. А. Исследование работы составных стержней на дискретных связях / А. А. Сморгачев, А. С. Шевелев // Промышленное и гражданское строительство. – 2009. – №1. – С. 16–17.

254. Сонин С. А. Учет контактного слоя в сборно–монолитных железобетонных балках с использованием метода конечных элементов / С. А. Сонин // Строительная механика и расчет сооружений. – 2008. – №1. – С. 42– 45.

255. Сотников Д. Ю. К определению трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов с учётом нарастания прочности бетона от времени / Д. Ю. Сотников, А. И. Никулин, Д. В. Казаков // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. – 2009. – № 2–22. – С. 38–43.

256. Споруди транспорту. Мости і труби. Правила проектування: ДБН В.2.3-14:2006. – [Чинний з 2007-02-01]. – К. : Мінеріонбуд України, 2006. – 215 с. – (Державні будівельні норми).

257. Справочное пособие по строительной механике : учебное пособие / [Верюжский Ю.В., Голышев А. Б., Колчунов В.И. и др.]. – М. : АСВ, 2014. – Т.1. – 640 с.

258. Справочное пособие по строительной механике : учебное пособие / [Верюжский Ю.В., Голышев А. Б., Колчунов В.И. и др.]. – М. : АСВ, 2014. – Т.ІІ. – 432 с.

259. Степанова И. В. Разработка высокопрочного бетона повышенной трещиностойкости / И. В. Степанова // Известия Петербургского университета путей сообщения. – 2004. – № 1. – С. 31–35.

260. Стефаненко И. В. Результаты определения характеристик трещиностойкости жаростойкого бетона на фосфатном связующем / И. В. Стефаненко, А. В. Ушаков, Т. К. Акчурин // Строительство и реконструкция. – 2011. – № 6. – С. 75–78.

261. Стороженко Л. І. Дослідження збірного сталезалізобетонного ригеля із металевою опалубкою, що не знімається / Л. І. Стороженко, О. В. Семко, О. В. Сколибог // Ресурсоекономні матеріали та конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2003. – Вип. 9. – С.330–336.

262. Стороженко Л. І. Залізобетонні конструкції в незйомній опалубці : монографія / Л. І. Стороженко, О. І. Лапенко. – Полтава : АСМІ, 2008. – 312 с.

263. Стороженко Л. І. Труبوبетонні конструкції промислових будівель : [монографія] / Л. І. Стороженко, В. Ф. Пенц, С. Г. Коршун. – Полтава: ПолтНТУ, 2008. – 202 с.

264. Стоянов В. В. Исследование методом математического моделирования повышения трещиностойкости подкрановой балки в районе трещины с углепластиковой накладкой / В. В. Стоянов, А. И. Давиденко // Металлические конструкции. – 2008. – Т. 14. – № 4. – С. 245–251.

265. Сулеман В. Д. Деформативность и трещиностойкость изгибаемых элементов с косвенным армированием / В. Д. Сулеман // Промышленное и гражданское строительство. – 2009. – № 4. – С. 57–58.

266. Сунгатуллин Я. Г. Создание надежного силового контакта между усиливаемой конструкцией и элементом усиления / Я. Г. Сунгатуллин // Проблемы реконструкции зданий и сооружений: Сб. научн. тр. – Казань: КИСИ, 1993. – С. 34 – 38.

267. Тесля В. А. Трещиностойкость растянутых железобетонных элементов при отсутствии предварительного обжата бетона / В. А. Тесля // Вестник Кузбасского государственного технического университета. – 2010. – № 2. – С. 110–113.

268. Трапезников Л. П. Температурная трещиностойкость массивных бетонных сооружений / Л. П. Трапезников. – М. : Энергоатомиздат, 1986. – 272 с.

269. Тугай Т. В. Основні результати експериментальних досліджень жорсткості плосконапружених залізобетонних складених конструкцій / Т. В. Тугай // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2014. – Вип. 29. – С. 369–375.

270. Тур В. В. К расчету ширины раскрытия трещин в железобетонных элементах при осевых растягивающих усилиях / В. В. Тур, А. В. Драган // Строительная наука и техника. – 2009. – №1(22). – С. 40 – 54.

271. Убайдуллаев М. Н. Образование и раскрытие наклонных трещин в предварительно напряженных балках при длительных нагрузках : автореф. дис. канд. техн. наук. — Киев, 1980. – 21 с.

272. Узунова Л. В. Кратковременное и длительное сопротивление сжатию составных железобетонных стержней / Л. В. Узунова, А. В. Фёдоров, В. Ф. Захаров // Известия КГТУ. – 2005. – №7. – С. 130–134.

273. Узунова Л. В. Метод расчета напряженно–деформированного состояния составных стержней с высокопрочной арматурой / Л. В. Узунова // Вестник БрГТУ. – Брест, 2009. – №1(55): Строительство и архитектура. – С. 154–156.

274. Усенко Н. В. К определению деформаций растяжения бетона для расчета трещиностойкости железобетонных конструкций / Н. В. Усенко, И. А. Яковенко, В. И. Колчунов // Мат. XI Міжнародної наук.-техн. конференції «ABIA-2013» (м. Київ 21–23 травня 2013р.). – К. : НАУ, 2013. – Т. 4. – С. 25.76–25.78.

275. Усенко Н. В. Образование наклонных трещин третьего типа в железобетонных составных конструкциях / Н. В. Усенко, И. А. Яковенко, В. И. Колчунов // Будівництво України. – 2013. – Вип. 2. – С. 24–28.

276. Усенко Н. В. Образование наклонных трещин первых двух типов в составных железобетонных конструкциях / Н. В. Усенко // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2014. – №1. – С. 29–33.

277. Усенко Н. В. Результаты экспериментальных исследований образования наклонных трещин в железобетонных составных конструкциях / Н. В. Усенко // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник – К. : КНУБА, 2013. – Вип. 50. – С. 705–712.

278. Усманов В. Ф. Влияние предварительного нагружения сборных элементов на трещиностойкость и деформативность сборно–монолитных конструкций : дис. ... канд. техн. наук. – К., 1980. – 181 с.

279. Фам Фук Тунг. Методика определения расстояния между трещинами центрально растянутых железобетонных конструкций / Тунг Фук Фам // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. – 2006. – № 3–4. – С. 51–56.

280. Фатхуллин В. Ш. Исследование трещиностойкости по наклонному сечению и прочности по контакту сборно–монолитных балок, армированных поперечными предварительно напряженными железобетонными элементами : автореф. дисс. ... канд. техн. наук. – Казань, 1972. – 19 с.

281. Федоров В.С. Раскрытие статической неопределимости двухконсольного элемента в зонах, прилегающих к трещинам внецентренно сжатых железобетонных конструкций / В. С. Федоров, Е. В. Шавыкина, В. И.

Колчунов // Строительная механика, расчет сооружений. – 2008. – № 6. – С. 14–19.

282. Федоров В.С. Методика расчета ширины раскрытия трещин в железобетонных внецентренно сжатых конструкциях с учетом эффекта нарушения сплошности / В. С. Федоров, Е. В. Шавыкина, В. И. Колчунов // Строительная механика, расчет сооружений. – 2009. – № 1. – С. 8–11.

283. Филатов В. В. К расчету составных стержней переменного сечения / В. В. Филатов // Вестник МГСУ. – 2009. – №2. – С. 50–53.

284. Фомица Л. Н. К вопросу о работе железобетона с трещинами в агрессивных средах / Л. Н. Фомица, И. П. Львовский, В. В. Шпота // Бетон и железобетон в Украине. – 2002. – № 2(12). – С. 19–20.

285. Харламов С. Л. Трещиностойкость монолитных жилых домов с разномодульными вертикальными несущими конструкциями / С. Л. Харламов, К. А. Пирадов // Бетон и железобетон. – 2003. – №1. – С. 7–10.

286. Харун М. Уточнение оценки трещиностойкости железобетонных конструкций / М. Харун // Бетон и железобетон. – 2004. – №1. – С. 22–25.

287. Хило Е. Р. Усиление строительных конструкций / Е. Р. Хило, Б. С. Попович. – Львов: Изд-во при Львовск. ун-те, 1985. – 155 с.

288. Холмянский М. М. Контакт арматуры с бетоном / Марк Моисеевич Холмянский. – М. : Стройиздат, 1981. – 184 с.

289. Холмянский М. М. Бетон и железобетон. Деформативность и прочность : монография / М. М. Холмянский. – М. : Стройиздат, 1997. – 576 с.

290. Чайка В. П. Характеристика диаграмм неоднородного сжатия бетона / В. П. Чайка // Бетон и железобетон. – 1994. – № 1. – С. 17–19.

291. Чеканович М. Г. Методика визначення міцності залізобетонних балок, підсилених затяжкою та розтяжкою / М. Г. Чеканович, О. М. Чеканович // Бетон и железобетон в Украине. – 2010. – №3(55). – С. 24–28.

292. Черепанов Г. П. Механика хрупкого разрушения / Геннадий Петрович Черепанов. – М. : Наука, 1974. – 640 с.

293. Численный анализ экспериментальных исследований фрагмента железобетонного каркасного здания при сейсмическом воздействии / [Марьенков Н.Г., Недзведская О.Г., Колчунов В.И., Яковенко И.А. и др.] // Будівельні конструкції : будівництво в сейсмічних районах : зб. наук. праць.– К.: НДІБК, 2008. – Вип. 69. – С. 712–723.

294. Численный анализ экспериментальных исследований железобетонной рамы со стеновым заполнением при знакопеременных нагрузках / [Колчунов В.И., Шупик Т.В., Яковенко И.А. и др.] // Будівництво України.– К.: 2008. – Вип. 7. – С. 38–43.

295. Численный анализ экспериментальных исследований фрагмента монолитного бескаркасного здания при динамических воздействиях вибромашины / [Марьенков Н. Г., Бабик К. Н., Колчунов В. И. и др.] // Будівельні конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво) / ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Міністерства регіонального розвитку та будівництва України. – К., ДП НДІБК, 2009. – Вип. 72. – С. 561–571.

296. Численный анализ экспериментальных исследований железобетонной рамы со стеновым заполнением при сейсмических нагрузках / [Марьенков Н. Г., Гончар В. В., Недзведская О.Г. и др.] // Будівельні конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво) / ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Міністерства регіонального розвитку та будівництва України. – К., ДП НДІБК, 2012. – Вип. 76. – С. 529–539.

297. Чирков В. П. Прогнозирование трещиностойкости предварительно напряженных железобетонных балок с учетом фактора времени / В. П. Чирков // Бетон и железобетон. – 2002. – №2. – С. 21–25.

298. Шейніч Л. О. Дослідження характеристик тріщиностійкості бетону / Л. О. Шейніч, П. В. Попруга, Д. С. Іонов, А. М. Белоконь // Бетон и железобетон в Украине. – 2011. – №5(63). – С. 7–9.

299. Шилин А. А. Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами : монография / А. А. Шилин, В. А. Пшеничный, Д. В. Каргузов. – М.: Стройиздат, 2004. – 144 с.

300. Шмуклер В. С. К упрощению нелинейного расчета железобетонных элементов / В. С. Шмуклер // Бетон и железобетон в Украине. – 2012. – №4. – С. 17–20.

301. Шмуклер В. С. Каркасные системы облегченного типа : монография / В. С. Шмуклер, Ю. А. Климов, Н. П. Буряк. – Харьков : Золотые страницы, 2008. – 336 с.

302. Шмуклер В. С. Оценка адаптации конструкций здания специального назначения к новым нормативным требованиям по сейсмике / В. С. Шмуклер, В. С. Кукунаев, Н. А. Псурцева // Коммунальное хозяйство городов. – Харьков, ХНУМГ им. А. Н. Бекетова, 2014. – Вып. 118. – С. 25–34.

303. Шмуклер В. С. Учет полной диаграммы в алгоритме расчета железобетонных элементов / В. С. Шмуклер, И. Я. Лучковский // Будівельні конструкції : зб. наук. праць. – К. : НДІБК, 2003. – Вип. 59. – С.

304. Шоеаб Солиман А.Э.К. Экспериментальное исследование сопротивления срезу балок, армированных стекловолокном / А.Э.К. Солиман Шоеаб // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. – 2011. – № 4. – С. 6–10.

305. Ягупов Б. А. К вопросу об усилении железобетонных конструкций / Б. А. Ягупов, В. Ф. Степанова, В. М. Бондаренко // Бетон и железобетон. – 2008. – №4. – С. 17–21.

306. Яковенко И. А. Анализ результатов экспериментальных исследований ширины раскрытия трещин составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций / И. А. Яковенко // Будівництво України. – К., 2009. – Вип. 6. – С. 20–23.

307. Яковенко І. А. Визначення параметрів напружено-деформованого стану у складених позацентрово стиснутих залізобетонних конструкціях (випадок І) / І.А. Яковенко, А. О. Баранецький // Мат. XII міжн. наук.-практ.



конф. молодих учених і студентів "Політ. Сучасні проблеми науки" 4–5 квітня 2012р. / Сучасні технології розвитку аеропортів : зб. тез конференції. – К. : НАУ, 2012. – С. 321.

308. Яковенко І. А. Визначення параметрів напружено-деформованого стану у складених позацентрово стиснутих залізобетонних конструкціях (випадок II) / І.А. Яковенко, А. О. Роман// Мат. XII міжн. наук.-практ. конф. молодих учених і студентів "Політ. Сучасні проблеми науки" 4–5 квітня 2012р. / Сучасні технології розвитку аеропортів : зб. тез конференції. – К. : НАУ, 2012. – С. 325.

309. Яковенко И. А. Зависимость сопротивления растянутого бетона от интегральных внутренних усилий для составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций / И. А. Яковенко, Г. К. Биджосян // Вестник Инженерной академии Украины. – 2012. – №1. – С. 14–21.

310. Яковенко І. А. Експериментальні дослідження міцності і тріщиностійкості у залізобетонних складених конструкціях / І. А. Яковенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2014. – Вип. 28. – С. 319–328.

311. Яковенко И.А. К образованию наклонных трещин в составных железобетонных конструкциях / И. А. Яковенко // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник – К. : КНУБА, 2013. – Вип. 50. – С. 781– 792.

312. Яковенко И. А. Методика экспериментальных исследований растянутого бетона между трещинами составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций / И. А. Яковенко, Г. К. Биджосян // Будівництво України. – 2011. – Вип. 5. – С. 33–37.

313. Яковенко И. А. Новые зависимости для оценки сопротивления растянутого бетона между трещинами составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций / И. А. Яковенко, Г. К. Биджосян // Проблеми розвитку міського середовища. – 2012. – Вип. 8. – С. 332–341.

314. Яковенко И. А. Создание информационной модели при проектировании зданий и сооружений / И. А. Яковенко, А. С. Калиниченко // Інтегровані інтелектуальні робото-технічні комплекси (ІРТК–2012) : зб. тез 5-ої міжн. наук.-практ. конф. 15–16 травня 2012р. – К. : НАУ, 2012. – С. 49–51.

315. Яковенко И. А. Основные результаты численных исследований сопротивления растянутого бетона между трещинами составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций / И. А. Яковенко, Г. К. Биджосян // Будівництво України. – 2011. – Вип. 6. – С. 33–37.

316. Яковенко И. А. Проектирование зданий и сооружений с использованием BIM системы Allplan / И. А. Яковенко, А. С. Калиниченко // Мат. III міжн. наук.-практ. конф. "Аеропорти – вікно в майбутнє" 15–16 червня 2012р. / Проектування та будівництво об'єктів аеропортів : зб. тез. – К. : НАУ, 2012. – С. 14–16.

317. Яковенко И. А. Анализ накопленного опыта реконструкции жилых зданий применительно к условиям Украины / И. А. Яковенко, В. И. Колчунов // Будівництво України. – К., 2007. – Вип. 5. – С. 25–29.

318. Яковенко І.А. Розрахунок ширини розкриття тріщин позacentрово стиснутих залізобетонних конструкцій, підсилених при реконструкції : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Ігор Анатолійович Яковенко. – Київ, 2010. – 20с.

319. Яковенко И. А. Анализ результатов экспериментальных исследований ширины раскрытия трещин составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций / И. А. Яковенко // Будівництво України. – К., 2009. – Вип. 6. – С. 20–23.

320. Яковенко И.А. Реализация метода физических моделей сопротивления применительно к расчету реконструируемых зданий из железобетона / И. А. Яковенко // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2014. – №1. – С. 17–21.

321. Яковенко І. А. Розвиток гіпотез механіки руйнування стосовно розрахунку залізобетонних конструкцій / І.А. Яковенко // Мат. XVI міжн. наук.-практ. конф. молодих учених і студентів "Політ. Сучасні проблеми

науки" 6–8 квітня 2016 р. / Проблеми розвитку сучасного аеропортів : зб. тез конференції. – К. : НАУ, 2016. – С. 38.

322. Яшин А. В. Расчет прочности железобетонных балок-стенок и балок симметричного профиля : учебн. пособ. – Казань : КИСИ, 1986. – 32 с.

323. Abdullah An investigation into the behavior and strength of reinforced concrete columns strengthened with ferrocement jackets / Abdullah, Katsuki Takiguchi // Cement and Concrete Composites. – Volume 25. – Issue 2. – February 2003. – Pp. 233–242.

324. ACI 318-02. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-02) and commentary (ACI 318r-02).

325. ACI Committee 446, Fracture Mechanics (1992) Fracture mechanics of concrete structures. Part I, State-of-Art Report (Edited by Z.P. Bažant), Elsevier Applied Science, London and New York: 1–140.

326. Aliawdin P. Behavior of reinforced concrete elements under restrained flexure Текст. / P. Aliawdin, V. Simbirkin // Problemy budownictwa — Red. naukowa R. Switka. Zielona Gora: Uniwersytet Zielonogorsky, 2003.

327. Aznakayeva D. E., Yakovenko I. A., Aznakayev E. G. "Passive acoustic graphene nanosensor modeling", Radar Methods and Systems Workshop (RMSW) IEEE, pp. 91-94, 2016.

328. Aznakayeva D. E., Yakovenko I. A., Aznakayev E. G. "Numerical calculation of passive acoustic graphene nanosensor parameters", Radar Methods and Systems Workshop (RMSW) IEEE, pp. 95-98, 2016.

329. Barenblatt G.I. (1993c). Some general aspects of fracture mechanics. In Modelling of Defects and Fracture Mechanics, Herrmann, G. (ed.), pp. 29–50. Springer-Verlag, Vienna, New York.

330. Bažant Z. P. Crack band theory for fracture of concrete / Z. P. Bazant, B.H. Oh // Materials and structures. – Paris : RILEM, 1983. – Vol. 16. – P. 155–176.

331. Bažant, Z.P. and Oh, B.H., Concrete fracture via stress-strain relations, Report 81–10/665 c, Center for Concrete and Geomaterials, Northwestern University (1981).

332. Benjeddou Omrane. Experimental and theoretical study of a foldable composite beam / Omrane Benjeddou, Oualid Limam, Mongi Ben Ouezdou // Engineering Structures. – Volume 44. – November 2012. – Pp. 312–321.

333. Boni L. Post-buckling behaviour of flat stiffened composite panels: Experiments vs. analysis / L. Boni, D. Fanteria, A. Lanciotti // Composite Structures. – Vol. 94. – Issue 12. – December 2012. – Pp. 3421 – 3433.

334. Carlos A. Coronado. Sensitivity analysis of reinforced concrete beams strengthened with FRP laminates / Carlos A. Coronado, Maria M. Lopez // Cement and Concrete Composites. – Volume 28. – Issue 1. – January 2006. – Pp. 102–114.

335. CEB-FIP Model Code 1990. Design Code // Comité Euro-International du Béton. 1991, 437 p.

336. Enochsson Ola. CFRP strengthened openings in two-way concrete slabs – An experimental and numerical study / Ola Enochsson, Joakim Lundqvist, Björn Täljsten, Piotr Rusinowski, Thomas Olofsson // Construction and Building Materials. – Volume 21. – Issue 4. – April 2007. – Pp. 810–826.

337. ENV 1992–1–1: 1991 : Eurocode 2 : Design of Concrete Structures. – Part 1 : General rules and Rules for Buildings. – European Prestandard. June, 1992.

338. Emelyanov, S., Nemchinov, Y., Kolchunov, V., & Yakovenko, I. (2016). Details of large-panel buildings seismic analysis. Enfoque UTE, 7(2), pp. 120 – 134.

339. Gee–Joo Ha. Groove and embedding techniques using CFRP trapezoidal bars for strengthening of concrete structures / Gee–Joo Ha, Yun–Yong Kim, Chang–Geun Cho // Engineering Structures. – Volume 30. – Issue 4. – April 2008. – Pp. 1067–1078.

340. Griffith, A.A., "The Phenomena of Rupture and Flow in Solids," Philosophical Transactions, Series A, Vol. 221, pp. 163-198, 1920.

341. Hillerborg, A., Modeer, M. and Petersson, P.E., Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, Cement and Concrete Research, 6, pp. 773–782 (1976).

342. Hollaway L.C. Chapter 5 – FRP strengthening and repair of reinforced concrete systems / L.C. Hollaway, P.R. Head // *Advanced Polymer Composites and Polymers in the Civil Infrastructure*. – 2001. – Pp. 109–159.

343. Ferrier E. Creep behavior of adhesives used for external FRP strengthening of RC structures / E. Ferrier, L. Michel, B. Jurkiewicz, P. Hamelin // *Construction and Building Materials*. – Volume 25. – Issue 2. – February 2011. – Pp. 461–467.

344. Ibell Tim. Research issues related to the appropriate use of FRP in concrete structures / Tim Ibell, Antony Darby, Steve Denton // *Construction and Building Materials*. – Volume 23. – Issue 4. – April 2009. – Pp. 1521–1528.

345. Iakovenko I., Kolchunov V., Lymar I. (2017). Rigidity of reinforced concrete structures in the presence of different cracks. MATEC Web of Conferences. 6<sup>th</sup> International Scientific Conference «Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings». Transbud-2017. Kharkiv, Ukraine, April 19–21, 2017. Vol. 0216, 12 p.

346. Iakovenko I., Kolchunov V. (2017). The development of fracture mechanics hypotheses applicable to the calculation of reinforced concrete structures for the second group of limit states. *Journal of Applied Engineering Science*, vol. 15(2017)3, article 455, pp. 366–375. (In English), doi:10.5937/jaes15-14662

347. Irwin, G.R. et al, “Photoelastic Studies of Crack Prolongation and Crack Arrest, NUREG-0342, University of Maryland, Oct. 1977.

348. Jongsung Sim. Theoretical assessment of the limit strengthening criterion of strengthened bridge decks based on failure characteristics / Jongsung Sim, Hongseob Oh, Jae-Myung Yu, Jae-Won Shim // *Cement and Concrete Research*. – Volume 35. – Issue 5. – May 2005. – Pp. 999–1007.

349. Kalamkarov A. L. Asymptotic homogenization model for 3D grid-reinforced composite structures with generally orthotropic reinforcements / A. L. Kalamkarov, E. M. Hassan, A. V. Georgiades, M. A. Savi // *Composite Structures*. – Volume 89. – Issue 2. – June 2009. – Pp. 186–196.

350. Kolchunov V. I. The analytical core model formation of the nonlinear problem bond armature with concrete / V. I. Kolchunov, I. A. Yakovenko, E. A.

Dmitrenko // Збірник наукових праць. Серія галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава : ПолтНТУ, 2016. – Вип. 2(47). – С. 125–132.

351. Kong F.K., Robins P.J., Kirby D., Deep Beams with inclined web Reinforcement. ACJ Journal, March, 1972, p. 172-176.255» Kong F.K., Singh A. Diagonal cracking and Ultimate loads of lightweight concrete deep beams. AO J, 69, Journal, Aug. 1972, p. 513-521.

352. Linden M. Timber–concrete composite beams / M. Linden // Delft University of Technology. – Volume 3. – 1999 – Pp. 622 – 631.

353. Long Bang–yun. RC beam strengthened with pre–stressed CFP under the secondary load / Bang–yun LONG, Guang–lin YUAN, Dan–yu ZHU // Journal of China University of Mining and Technology. – Volume 18. – Issue 4. – December 2008. – Pp. 618–622.

354. Lorenzis L. Strengthening of Reinforced Concrete Structures with Near Surface Mounted FRP Rods / L. Lorenzis, A. Nanni, A. Tegola. – bibl. International Meeting on Composite Materials. – May 2000. – Pp. 2435–2439.

355. Mohammed A. Mousa. Experimental and analytical study of carbon fiber–reinforced polymer (FRP)/autoclaved aerated concrete (AAC) sandwich panels / Mohammed A. Mousa, Nasim Uddin // Engineering Structures. – Volume 31. – Issue 10. – October 2009. – Pp. 2337–2344.

356. Nielsen M.P. "Limit analysis and concrete plasticity" Prentice-Hall, 1984, 420 p.

357. Radfar Sahar. Simulation of concrete cover separation failure in FRP plated RC beams / Sahar Radfar, Gilles Foret, Navid Saeedi, Karam Sab // Construction and Building Materials. – Volume 37. – December 2012. – Pp. 791–800.

358. Rosato Marlene G., Rosato D. V. Plastics Design Handbook / Marlene G. Rosato, D. V. Rosato // Springer Science & Business Media. – 2013. – p. 63-64.

359. Ruotolo R., Surace C., Crespo P., Storer D. Harmonic analysis of the vibrations of a cantilevered beam with a closing crack // Computers and Structures, 1996, vol. 61, No. 6, p. 1057 – 1074.

360. Saavedra P. N., Cuitino L. A. Crack detection and vibration behaviour of cracked beam // *Computers and Structures*, 2001, vol. 79, p. 1451 – 1459.

361. Shima H. Micro and Macro Models for Bond in Reinforced Concrete / H. Shima, L.-L. Chou, H. Okamura // *Journal of the Faculty of Engineering: University of Tokyo*. – 1987. – Vol. XXXIX. – No. 2. – Pp. 133–194.

362. Silva B. V. Experimental investigation on the use of steel-concrete bond tests for estimating axial compressive strength of concrete: Part 1 / B. V. Silva, M. P. Barbosa, L. C. P. Silva Filho, M. S. Lorrain // *Ibracon structures and materials journal*. – 2013. – №5. – Vol. 6. – P. 715–736.

363. Salnikov A., Kolchunov V., Yakovenko I. The computational model of spatial formation of cracks in reinforced concrete constructions in torsion with bending // *Applied Mechanics and Materials*. Vols. 725–726 (2015), pp 784–789.

364. Sih G.C., Some basic problems in fracture mechanics and new concepts // *Engineering Fracture Mechanics*, 5, pp. 365–377 (1973).

365. Sim Jongsung. Characteristics of basalt fiber as a strengthening material for concrete structures / Jongsung Sim, Cheolwoo Park, Do Young Moon // *Composites Part B: Engineering*. – Volume 36. – Issues 6–7. – 2005. – Pp. 504–512.

366. Schwegler G. The Use of Prestressed CFRP-Laminates as Post-Strengthening Текст. / G. Schwegler, T. Berset // 16 Congress of IABSE, Lucerne, 2000, CD.

367. Shmukler V. S. (2005). Evolutionist approach in rationalization of building structures / ISEC-03 Third International structural Engineering and construction Conference, Shunan, Japan

368. Shmukler V. S.; Molodchenko G. A. (2010). Multiply connected reinforced concrete structures with reasonable parameters / The Third International FIB Congress and Exhibition Incorporating the PCI Convention and Bridge Conference, Washington, USA

369. Sih G.C., Rise J.R. *J. Appl. Mech.*, 31 (1964), 477. Русский перевод: N. 3– 123 p.

370. Thomas F. G. Cracking in reinforced concrete / F. G. Thomas // The structural Engineer. – 1936. – Vol. XIV. – N. 7. – P. 37–43.

371. Torre-Casanova A., Jason L., Davenne L., Pinelli X. Confinement effects on the steel–concrete bond strength and pull-out failure // Engineering Fracture Mechanics. 2013. Vol. 97, pp. 92–104.

372. Williams M.L. J. Appl. Mech., 24 (1957), vol.1, 109-114 p.

373. Xu S, Zhang X (2008). Determination of fracture parameters for crack propagation in concrete using an energy approach. Eng Fract Mech 75: 4292–4308.

374. Yehia N.A.B. Fracture mechanics approach for flexural strengthening of reinforced concrete beams // Engineering Structures, Vol. 31, Issue 2, February 2009, Pages 404–416.

375. Yoshihito Yamamoto, Hikaru Nakamura, Ichiro Kuroda and Nobuaki Furuya. Simulation of crack propagation in rc shear wall using a 3d rigid-body-spring model with random geometry // VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-8), March 10-14, 2013 / Toledo – Spain, 2013, 12 p.

376. Zona Alessandro. Simplified method for the analysis of externally prestressed steel–concrete composite beams / Alessandro Zona, Laura Ragni, Andrea Dall'Asta // Journal of Constructional Steel Research. – Volume 65. – Issue 2. – February 2009. – Pp. 308–313.



## ДОДАТОК А.

## Матеріали і довідки про впровадження

МІНІСТЕРСТВО РЕГІОНАЛЬНОГО РОЗВИТКУ, БУДІВНИЦТВА ТА ЖИТЛОВО-КОМУНАЛЬНОГО ГОСПОДАРСТВА УКРАЇНИ



**ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО  
„ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ”  
(ДП НДІБК)**



юридична адреса: вул. І.Клименка, 5/2, м. Київ-37, 03680, поштова адреса: вул. Преображенська, 5/2, м. Київ-37, 03037; тел. (044) 249-72-34, факс (044) 248-89-09  
[www.niisk.com](http://www.niisk.com); e-mail: [ndibk@ndibk.gov.ua](mailto:ndibk@ndibk.gov.ua); [niisk-office@ndibk.gov.ua](mailto:niisk-office@ndibk.gov.ua); код СДРПОУ 02495431

*22.12.2017* № *220-2782* на \_\_\_\_\_ від \_\_\_\_\_

## ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ

Результати дисертаційної роботи на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук Яковенко Ігоря Анатолійовича, доцента кафедри комп'ютерних технологій будівництва Національного авіаційного університету “Моделі деформування залізобетону на засадах механіки руйнування”, прийняті для використання при розробці Зміни №1 державних будівельних норм України ДБН В.1.1–12–2014 «Будівництво у сейсмічних районах України» в частині вимог до розрахунку тріщиностійкості і жорсткості залізобетонних конструкцій будівель (з урахуванням запропонованої класифікації дискретних тріщин), які експлуатуються у сейсмічних районах.



Заступник директора  
інституту з наукової роботи

*Ю.С. Слюсаренко*  
Ю.С. Слюсаренко

[Мар'єнков М. Г. /044/ 249-37-48  
Бамбура А. М. /044/ 249-37-44]

### ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи  
 докторанта Національного авіаційного університету

**Яковенка Ігоря Анатолійовича**

на тему: "Моделі деформування залізобетону  
 на засадах механіки руйнування"

Представлені у дисертаційній роботі Яковенка Ігоря Анатолійовича моделі деформування залізобетону, побудовані на інструментарії механіки руйнування стосовно до розрахунків залізобетонних конструкцій за тріщиностійкістю та деформативністю (жорсткістю) використані при проектуванні залізобетонних конструкцій «Нове будівництво фізкультурно-оздоровчого центру на просп. Перемоги, 7-а у м.Луцьку»

Використання запропонованих моделей дозволяє наблизити жорсткість залізобетонних конструкцій до дійсних значень за рахунок уточнення секучого модуля жорсткості при наявності тріщин у залізобетонних конструкціях з урахуванням податливості арматурних зв'язків між робочою арматурою та бетоном і тим самим забезпечує їхнє раціональне армування. Це дало змогу знизити кількість робочої арматури на 3–7% на 1м<sup>3</sup> залізобетону.

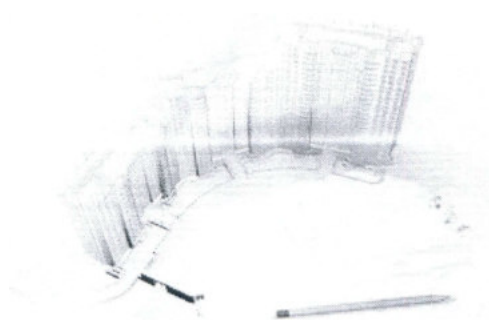
Докторант Яковенко Ігор Анатолійович виконав відповідні розрахунки, які свідчать про точність запропонованих моделей деформування залізобетону за другою групою граничних станів, що дає змогу рекомендувати їх до майбутнього застосування в практиці проектування аналогічних об'єктів.

З повагою.  
 Головний інженер проекту



Ушаков П.В.





## ФОП АРТАШ В.О.

М.ВОЗНЕСЕНСЬК ВУЛ. КІРОВА 26  
ТЕЛ. 0665137610 NOVA-SERVICE@UKR.NET

### ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи  
**“Моделі деформування залізобетону на засадах механіки руйнування”**  
докторанта Національного авіаційного університету,  
кандидата технічних наук, доцента **Яковенка Ігоря Анатолійовича**

Запропоновані моделі деформування залізобетону при розрахунку за другою групою граничних станів, а саме при визначенні тріщиноутворення, ширини розкриття тріщин та відстаней між ними, а також жорсткості залізобетонних конструкцій у роботі Яковенка Ігоря Анатолійовича на тему “Моделі деформування залізобетону на засадах механіки руйнування”, використані при проектуванні та розрахунку залізобетонних конструкцій будівлі головного корпусу Центру для тимчасового утримання нелегальних мігрантів, що знаходиться у межах Прибужанської сільської ради Вознесенського району Миколаївської області (об’єм залізобетону – 107,4 м<sup>3</sup>).

Застосування цих моделей дозволяє, у порівнянні з результатами розрахунків за нормативною методикою, дає змогу визначити дійсний напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій головного корпусу за другою групою граничних станів (у випадках коли клас бетону, розміри перерізів та площа робочої арматури за умовами розкриття тріщин приймаються більшими, ніж за міцністю), а саме: значно зменшити ширину розкриття тріщин з найбільш досконалим врахуванням податливості арматурних стрижнів, які знаходяться у тріщині, що дало змогу знизити кількість робочої арматурної сталі від 3 до 6% на 1 м<sup>3</sup> залізобетону, а також зменшити витрати, що пов’язані з антикорозійним захистом залізобетону.

Виконані розрахунки свідчать про високу точність запропонованих докторантом Яковенком Ігорем Анатолійовичем моделей деформування залізобетону, що дає змогу рекомендувати їх до подальшого застосування у практиці розробки аналогічних проектів.

ФОП Арташ В.О.  
25 травня 2017 року



/В.О. Арташ/



ЗАТВЕРДЖУЮ  
Проректор з навчальної та  
виховної роботи

« 30 » 05 Т. В. Іванова 2017р.



**АКТ ВПРОВАДЖЕННЯ**  
**результатів науково-дослідної роботи**  
**в навчальний процес Національного авіаційного університету**

Ми, що нижче підписалися, відповідальний за науково-методичну роботу Навчально-наукового інституту Аеропортів НАУ Белятинський А.О., завідувач кафедри комп'ютерних технологій будівництва Лапенко О. І. склали цей акт про те, що результати наукових досліджень за темою дисертаційної роботи докторанта НАУ Яковенка Ігоря Анатолійовича **«Моделі деформування залізобетону на засадах механіки руйнування»** використується в навчальному процесі Національного авіаційного університету, Навчально-наукового інституту Аеропортів, на кафедрі комп'ютерних технологій будівництва.

| Найменування впровадженого результату                                                                                                                                                                                                                                              | Форма впровадження і досягнутий практичний ефект                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Навчальні програми з дисциплін:<br>– «Механіка твердого деформованого тіла»;<br>– «Опір матеріалів (с/к) і основи теорії пружності та пластичності»;<br>– «Будівельні конструкції»;<br>– «Залізобетонні та кам'яні конструкції»;<br>– «Реконструкція будівель і споруд аеропортів» | Матеріали дисертаційної роботи впроваджені у вигляді курсових проектів, конспектів лекцій, практичних занять, розрахунково-графічних робіт, а також використовуються під час дипломного проектування. Впровадження зазначених матеріалів дозволило перейти до комплексного вивчення студентами названих дисциплін із використанням нових алгоритмів розрахунку залізобетонних конструкцій за другою групою граничних станів, в тому числі при проведенні комплексної реконструкції будівель та споруд і посиленні несучих залізобетонних конструкцій. |

Відповідальний за  
науково-методичну роботу ННІАП НАУ,  
доктор технічних наук, професор

А. О. Белятинський

Завідувач кафедри  
комп'ютерних технологій будівництва  
доктор технічних наук, професор

О. І. Лапенко

## ДОДАТОК Б.

Список публикацій за темою дисертації та відомості  
про апробацію результатів дисертації**– в яких опубліковані основні наукові результати:**

1. Колчунов В. И. Разработка двухконсольного элемента механики разрушения для расчета ширины раскрытия трещин железобетонных конструкций / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Вестник гражданских инженеров. – Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 2009. – №4(21). – С. 160–163.

2. Яковенко И. А. Методика экспериментальных исследований растянутого бетона между трещинами составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций / И. А. Яковенко, Г. К. Биджосян // Будівництво України. – 2011. – Вип. 5. – С. 33–37.

3. Колчунов В. И. Об использовании гипотезы плоских сечений в железобетоне / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Строительство и реконструкция. – Орел : ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК», 2011. – №6(38). – С. 16–23.

4. Яковенко И. А. Основные результаты численных исследований сопротивления растянутого бетона между трещинами составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций / И. А. Яковенко, Г. К. Биджосян // Будівництво України. – 2011. – Вип. 6. – С. 33–37.

5. Колчунов Вл. И. Сопротивление растянутого бетона между трещинами составных железобетонных конструкций с учетом новых эффектов / Вл. И. Колчунов, Х.З. Баширов, И. А. Яковенко, Г. К. Биджосян // Строительство и реконструкция. – Орел : ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК», 2011. – №6(38). – С. 3–11.

6. Яковенко И. А. Новые зависимости для оценки сопротивления растянутого бетона между трещинами составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций / И. А. Яковенко, Г. К. Биджосян // Проблеми розвитку міського середовища. – 2012. – Вип. 8. – С. 332–341.

7. К определению деформаций растянутого бетона для расчета трещиностойкости железобетонных конструкций по наклонным сечениям / [Баширов Х. З., Дородных А. А., Колчунов Вл. И. и др.] // Строительная механика и расчет сооружений. – 2012. – № 6(245). – С. 2 – 7.

8. Усенко Н. В. Образование наклонных трещин третьего типа в железобетонных составных конструкциях / Н. В. Усенко, И. А. Яковенко, В. И. Колчунов // Будівництво України. – 2013. – Вип. 2. – С. 24–28.

9. Колчунов В. И. Методика экспериментальных исследований железобетонных составных конструкций по наклонным сечениям / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Усенко, А. А. Приймак // Будівельні конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво). – К., ДП НДІБК, 2013. – Вип. 78: В 2-х кн.. : Книга 1. – С. 422–433.

10. Баширов Х.З. Напряженно-деформированное состояние железобетонных составных конструкций в зоне нормальных трещин / Х. З. Баширов, И. С. Горностаев, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Строительство и реконструкция. – Орел : ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК», 2013. – № 2(46). – С. 11–19.

11. Колчунов В. И. К образованию наклонных трещин последующих уровней в железобетонных составных конструкциях / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Усенко // Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава : ПолтНТУ, 2013. – Вып. 4(39). – Т. 1. – С. 140–149.

12. Колчунов В. И. Метод физических моделей сопротивления железобетона / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Ключева // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – №12. – С. 51–55.

13. Яковенко И.А. Реализация метода физических моделей сопротивления применительно к расчету реконструируемых зданий из железобетона / И. А. Яковенко // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2014. – №1. – С. 17–21.

14. Яковенко И.А. К образованию наклонных трещин в составных железобетонных конструкциях / И. А. Яковенко // Містобудування та

територіальне планування : наук.-техн. збірник. – К. : КНУБА, 2013. – Вип. 50. – С. 781–792.

15. Яковенко І. А. Експериментальні дослідження міцності і тріщиностійкості у залізобетонних складених конструкціях / І. А. Яковенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2014. – Вип. 28. – С. 319–328.

16. Колчунов В. И. Основные результаты экспериментальных исследований трещиностойкости наклонных сечений в составных железобетонных конструкциях при деформационном воздействии / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Усенко, А. О. Приймак // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2014. – Вип. 28. – С. 219–228.

17. Ключева Н. В. К расчету ширины раскрытия наклонных трещин третьего типа в составных железобетонных конструкциях / Н. В. Ключева, И. А. Яковенко, Н. В. Усенко // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – №1. – С. 37–40.

18. Колчунов Вл. И. К построению расчетной модели ширины раскрытия наклонных трещин в составных железобетонных конструкциях / Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Ключева // Строительная механика и расчет сооружений. – 2014. – №1(252). – С. 13–17.

**19. Голышев А. Б. Теория и расчет железобетонных сборно-монолитных конструкций с учетом длительных процессов : монография / А. Б. Голышев, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко ; под ред. д-ра техн. наук А. Б. Голышева. – К. : «Талком», 2013. – 337 с.**

20. Горностаев И.С. Деформативность железобетонных составных конструкций с наклонными трещинами / И. С. Горностаев, Н. В. Ключева, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Строительная механика и расчет сооружений. – 2014. – № 5(256). – С. 60–66.

21. Ключева Н. В. Проблемные задачи развития гипотез механики разрушения применительно к расчету железобетонных конструкций / Н. В. Ключева, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Известия Казанского

государственного архитектурно-строительного университета. – 2014. – №3(29). – С. 41–45.

22. Колчунов В. И. Методика расчета жесткости плосконапряженных железобетонных конструкций с привлечением программного комплекса «Лира-Про» / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Т. В. Тугай // Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава : ПолтНТУ, 2014. – Вип. 3(42). – Т. 2. – С. 55–66.

23. Колчунов В. И. Методика экспериментальных исследований жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Т. В. Тугай // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник – К. : КНУБА, 2014. – Вип. 52. – С. 178–185.

24. Ключева Н. В. Методика расчета деформативности стержневых железобетонных составных конструкций с использованием программного комплекса «Мираж-2014» / Н. В. Ключева, И. С. Горностаев, Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – №10. – С. 21–26.

25. Ключева Н. В. Прочность железобетонных составных конструкций и новые критерии разрушения в зоне наклонных трещин / Н. В. Ключева, К. М. Чернов, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – №11. – С. 36–40.

26. Колчунов В. И. Расчет жесткости плосконапряженных стен с привлечением ПК «Лира-Про» по методике новых норм / В. И. Колчунов, Т. В. Тугай, И. А. Яковенко, Н. Г. Марьенков, // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник – К. : КНУБА, 2014. – Вип. 53. – С. 209–221.

27. Salnikov A., Kolchunov Vl., Yakovenko I. The computational model of spatial formation of cracks in reinforced concrete constructions in torsion with bending // Applied Mechanics and Materials. Vols. 725–726 (2015), pp 784–789.

28. Колчунов В. И. Анализ схем трещин в железобетонных конструкциях / Анализ схем трещин в железобетонных конструкциях сейсмостойких зданий и их учет по нормам Украины и Еврокода 8 / В.И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. Г. Марьенков // Будівельні конструкції. – 2015. – Вип. 82. – С. 540-549.



**29. Голышев А. Б. Сопротивление железобетонных конструкций, зданий и сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях: монография / А. Б. Голышев, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко. – К. : «Талком», 2015. – 371 с.**

30. Колчунов В. И. Сопротивление плосконапряженных стен перекосу при наличии диагональной трещины с привлечением программного комплекса «Ли́ра-Pro» / В. И. Колчунов, Н. Г. Марьенков, Т. В. Тугай, И. А. Яковенко // Зб. наук. праць (галузе́ве машинобудува́ння, буді́вництво). – Полтава : ПолтНТУ, 2015. – Вип. 1(43). – Т. 1. – С. 178–190.

31. Колчунов Вл. И. Жесткость железобетонных составных конструкций при наличии различных трещин / Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Я. В. Лымарь // Строительство и реконструкция. – 2015. – №5 (61). – С. 17– 24.

32. Kolchunov V. I. The analytical core model formation of the nonlinear problem bond armature with concrete / V. I. Kolchunov, I. A. Yakovenko, E. A. Dmitrenko // Збірник наукових праць. Серія галу́зе́ве машинобудува́ння, буді́вництво. – Полтава : ПолтНТУ, 2016. – Вып. 2(47). – С. 125–132.

33. Колчунов В. И. Аналитическая модель сцепления и нелинейная податливость арматурных связей при раскрытии дискретных трещин в железобетонных конструкциях / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. А. Дмитренко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2016. – Вип. 32. – С. 183 – 196.

34. Колчунов В. И. Конечно-элементные плоские модели нелинейной задачи сцепления арматуры с бетоном, их сравнение и анализ / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. А. Дмитренко // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. – Харків : УкрДУЗТ, 2016. – Вип. 165. – С. 240–259.

35. Колчунов В. И. Методика экспериментальных исследований сцепления арматуры с бетоном при выдергивании (сжатии) арматурного стержня из бетона (в бетон) с учетом ниспадающей ветви деформирования / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. А. Дмитренко // Ресурсоекономні матеріали,

конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2016. – Вип. 33. – С. 162 – 173.

36. Колчунов В. И. Основные результаты экспериментальных исследований сцепления арматуры с бетоном при выдергивании и вдавливании деформационным воздействием с учетом ниспадающей ветви деформирования / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. А. Дмитренко // Вісник Кременчуцького національного університету імені Михайла Остроградського. – 2016. – Вип. 5(100). – С. 115–124.

37. Колчунов В. И. Расчетная модель статико-динамического деформирования железобетонные изгибаемых конструкций в момент разрушения бетонной растянутой матрицы / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Вісник Кременчуцького національного університету імені Михайла Остроградського. – 2016. – Вип. 3(98). – Ч. 1. – С. 56–62.

38. Emelyanov, S., Nemchinov, Y., Kolchunov, V., & Yakovenko, I. (2016). Details of large-panel buildings seismic analysis. Enfoque UTE, 7(2), pp. 120 – 134.

39. Колчунов Вл. И. Об учете эффекта нарушения сплошности в железобетоне при проектировании реконструкции предприятий текстильной промышленности // Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Известия ВУЗов. Технология текстильной промышленности. – 2016. – №3 (363). – С. 258–263.

**40. Баширов Х. З. Железобетонные составные конструкции зданий и сооружений : монография / Х.З. Баширов, Вл. И. Колчунов, В.С. Федоров, И.А. Яковенко. – М. : Издательство АСВ, 2017. – 248 с.**

41. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН 2.6.В–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну / [Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін.]. – К. : Толока, 2017. – 485 с.

42. Iakovenko I., Kolchunov V., Lyman I. (2017). Rigidity of reinforced concrete structures in the presence of different cracks. MATEC Web of Conferences. 6<sup>th</sup> International Scientific Conference «Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings». Transbud-2017. Kharkiv, Ukraine, April 19–21, 2017. Vol. 0216, 12 p.

43. Iakovenko I., Kolchunov VI. (2017). The development of fracture mechanics hypotheses applicable to the calculation of reinforced concrete structures for the second group of limit states. Journal of Applied Engineering Science, vol. 15(2017)3, article 455, pp. 366–375, doi:10.5937/jaes15-14662

**– які підтверджують апробацію матеріалів дисертації:**

44. Колчунов В. И. Экспериментальные исследования ширины раскрытия трещин внецентренно сжатых железобетонных конструкций / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е.В. Шавыкина // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения : мат. межд. академ. чтений 9–10 апреля 2009г. – Курск, 2009. – С. 99–103.

45. К расчету прогибов обычных и составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций / Х.З. Баширов, И.А. Яковенко, И.С. Горностаев [и др.] // Железобетонные конструкции: исследования, проектирование, методика преподавания : межд. науч.-метод. конф., посвященной 100-летию со дня рождения В. Н. Байкова, 4–5 апреля 2012г. – М. : МГСУ, 2012. – С. 46–55.

46. Усенко Н. В. К определению деформаций растяжения бетона для расчета трещиностойкости железобетонных конструкций / Н. В. Усенко, И. А. Яковенко, В. И. Колчунов // Мат. XI Міжнародної наук.-техн. конференції «АВІА–2013» (м. Київ 21–23 травня 2013р.). – К. : НАУ, 2013. – Т. 4. – С. 25.76–25.78.

47. Колчунов В. И. Компьютерная реализация метода физических моделей сопротивления железобетона / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Ключева // Перспективы развития программных комплексов для расчета несущих систем зданий и сооружений : сб. научн. трудов Междун. научн. семинара 19–20 сентября 2013 г. – Курск, 2013. – С. 37–51.

48. Колчунов В.И. Использование метода физических моделей сопротивления применительно к расчету усиливаемых железобетонных конструкций при реконструкции зданий и сооружений аэропортов / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, М.О. Гарба // Міське середовище – ХХІ сторіччя.

Архітектура. Будівництво. Дизайн : тези доповідей I міжнар. наук.-практич. конгресу (10–14 лютого 2014 року). – К. : НАУ, 2014. – С. 153–154.

49. Aznakayeva D. E., Yakovenko I. A., Aznakayev E. G. "Passive acoustic graphene nanosensor modeling", Radar Methods and Systems Workshop (RMSW) IEEE, pp. 91-94, 2016.

50. Aznakayeva D. E., Yakovenko I. A., Aznakayev E. G. "Numerical calculation of passive acoustic graphene nanosensor parameters", Radar Methods and Systems Workshop (RMSW) IEEE, pp. 95-98, 2016.

51. Яковенко І. А. Розвиток гіпотез механіки руйнування стосовно розрахунку залізобетонних конструкцій / І.А. Яковенко // Мат. XVI міжн. наук.-практ. конф. молодих учених і студентів "Політ. Сучасні проблеми науки" 6–8 квітня 2016 р. / Проблеми розвитку сучасного аеропортів : зб. тез конференції. – К. : НАУ, 2016. – С. 38.

52. Колчунов В. И. Классификация дискретных трещин плосконапряженных железобетонных конструкций / В.И. Колчунов, И. А. Яковенко, Я. В. Лымарь // Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті : тези доповідей VI міжнародної науково-технічної конференції, 19–21 квітня 2017р. / Український державний університет залізничного транспорту. – Харків, 2017. – С. 129–131.

**– які додатково відображають наукові результати дисертації:**

53. Численный анализ экспериментальных исследований фрагмента железобетонного каркасного здания при сейсмическом воздействии / [Марьенков Н.Г., Недзведская О.Г., Колчунов В.И., Яковенко И.А. и др.] // Будівельні конструкції : будівництво в сейсмічних районах : зб. наук. праць. – К.: НДІБК, 2008. – Вип. 69. – С. 712–723.

54. Численный анализ экспериментальных исследований железобетонной рамы со стеновым заполнением при знакопеременных нагрузках / [Колчунов В.И., Шупик Т.В., Яковенко И.А. и др.] // Будівництво України. – К.: 2008. – Вип. 7. – С. 38–43.

55. Численный анализ экспериментальных исследований фрагмента монолитного бескаркасного здания при динамических воздействиях вибромашины / [Марьенков Н. Г., Бабик К. Н., Колчунов В. И. и др.] // Будівельні конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво). – К., ДП НДІБК, 2009. – Вип. 72. – С. 561–571.

56. Жилые и общественные здания : краткий справочник инженера-конструктора. Под. ред. Ю. А. Дыховичного и В. И. Колчунова / Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко / Раздел 14. Общие указания по проектированию усиления железобетонных конструкций. – М., Издательский дом АСВ, 2011. – Т. III. – С. 311–428.

57. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).

58. Пат. 70866 Україна, МПК (2012.01) E04G23/00. Спосіб збільшення висоти поверхів (поверху) існуючої будівлі / Колчунов В. І., Яковенко І. А. ; заявл. 19.12.11 ; опубл. 25.06.12, Бюл. № 12.

59. Пат. 70867 Україна, МПК (2012.01) E04G23/00. Спосіб реконструкції багатопверхових будівель / Колчунов В. І., Яковенко І. А. ; заявл. 19.12.11 ; опубл. 25.06.12, Бюл. № 12.

60. Численный анализ экспериментальных исследований железобетонной рамы со стеновым заполнением при сейсмических нагрузках / [Марьенков Н. Г., Гончар В. В., Недзведская О.Г. и др.] // Будівельні конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво). – К., ДП НДІБК, 2012. – Вип. 76. – С. 529–539.

61. Особенности расчета сейсмостойкости крупнопанельных зданий / [С. Г. Емельянов, Ю. И. Немчинов, Н. Г. Марьенков, Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко] // Промышленное и гражданское стр-во. – 2013. – №12. – С. 64–70.

62. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12-2014. – [Чинний з 2014-10-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2014. – 110 с. – (Національний стандарт України).