ЛУЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Є.М. Бабич, О.В. Андрійчук, М.В. Нінічук

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ТА РОЗРАХУНОК КОМБІНОВАНО-АРМОВАНИХ НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

МОНОГРАФІЯ

Луцьк – 2022

УДК 624.012.45

Рекомендовано до друку Вченою радою
Луцького національного технічного університету
(протокол № _ від __ _____ 2022 р.)

Рецензенти:

Шваб'юк В.І. — доктор технічних наук, професор кафедри прикладної математики та механіки Луцького національного технічного університету;

Ромашко В.М. — доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри основ архітектурного проектування, конструювання та графіки Національного університету водного господарства та природокористування;

Хміль Р.Є. — доктор технічних наук, доцент кафедри будівельних конструкцій та мостів Інституту будівництва та інженерії довкілля Національного університету «Львівська політехніка»;

Бабич Є. М. Андрійчук О. В. Нінічук М. В. Напружено-деформований стан та розрахунок нерозрізних комбіновано-армованих залізобетонних балок. Луцьк: ІВВ Луцького НТУ, 2022. 161 с.

Монографія присвячена дослідженню роботи нерозрізних комбіновано-армованих залізобетонних балок при дії одноразових короткочасних навантажень.

Детально описано підготовка та проведення авторами експериментальних досліджень нерозрізних залізобетонних балок, із різними типами та способами армування. Велика увага приділена вивченню їх напружено-деформованого стану, процесам тріщино-утворення, несучій здатності дослідних елементів та характеру перерозподілу зусиль.

У результаті проведення досліджень, що висвітлені в монографії, підтверджено ефективність додаткового дисперсного армування сталевою фіброю нерозрізних залізобетонних балок. Використання додаткового дисперсного армування бетону у поєднанні зі стержневою арматурою дозволяє збільшити несучу здатність та жорсткість нерозрізних комбіновано-армованих залізобетонних балок та зменшити ширину розкриття тріщин. Проведено моделювання роботи комбіновано-армованих балок методом скінченних елементів. Удосконалено деформаційну методику розрахунку комбіновано армованих конструкцій із врахуванням повних діаграм роботи сталефібробетону.

Монографія розрахована на магістрів, аспірантів і науково-технічних працівників, які працюють у галузі проектування будівель і споруд, а також може бути корисною студентам будівельних вузів.

ISBN

© Бабич Є.М.,
© Андрійчук О.В., 2022
© Нінічук М.В., 2022
© Інформаційно-видавничий відділ Луцького НТУ, 2022

Вступ …….. 6

Розділ 1. ОБЛАСТЬ ЗАСТОСУВАННЯ НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОМБІНОВАНО-АРМОВАНИХ БАЛОК, СУЧАСНИЙ СТАН ЇХ ДОСЛІДЖЕННЯ ТА ПРОЄКТУВАННЯ……..…. 8

1.1. Область застосування статично-невизначених залізобетонних балок… 8

1.2. Матеріали, що використовуються для виготовлення монолітних балок. 10

1.2.1. Залізобетон…..……..... 10

1.2.2. Сталефібробетон, як матеріал для балок……..…. 11

1.3. Методи розрахунку нерозрізних залізобетонних балок……... 15

1.3.1. Статичний розрахунок нерозрізних залізобетонних балок у пружній стадії…… 15

1.3.2. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із врахуванням перерозподілу зусиль…….. 16

1.4. Огляд результатів експериментальних досліджень роботи нерозрізних залізобетонних балок при одноразовому короткочасному навантаженні…….. 21

1.5. Теоретичне визначення міцності та напружено-деформованого стану згинальних сталефібробетонних елементів…… 28

1.6. Аналіз результатів експериментальних досліджень сталефібро-бетонних і комбіновано-армованих конструкцій……..…. 33

1.7. Мета та задачі досліджень……..… 38

Розділ 2. ПРОГРАМА ТА МЕТОДИКА ЕКПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ. МІЦНІСНІ ТА ДЕФОРМАТИВНІ ХАРАКТЕРСТИКИ МАТЕРІАЛІВ……. 40

2.1. Програма та обсяг експериментальних досліджень ……... 40

2.2. Конструкція дослідних нерозрізних балок……... 43

2.3. Матеріали для виготовлення дослідних зразків та їх механічні характеристики…….…… 46

2.3.1. Матеріали для експериментальних зразків …….. 46

2.3.2. Механічні характеристики бетонної матриці та сталефібробетону…. 48

2.3.3. Механічні характеристики стержневої арматури…… 54
2.4. Технологія виготовлення дослідних нерозрізних балок…….. 55
2.5. Вимірювальні прилади, та методика випробовування дослідних балок.. 58
2.6. Висновки до другого розділу ……..…… 61
Розділ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ НЕРОЗРІЗНИХ КОМБІНОВАНО-АРМОВАНИХ БАЛОК…….…. 62
3.1. Порівняння роботи нерозрізних балок першої серії……..….. 62
3.2. Дослідження перерозподілу зусиль та напружено-деформованого стану нерозрізних комбіновано-армованих балок другої серії…..... 65
3.2.1. Напружено-деформований стан балок із дисперсним армуванням по всій висоті перерізу…….. 65
3.2.2. Напружено-деформований стан балок із дисперсним армуванням в розтягнутій зоні…… 77
3.2.3. Напружено-деформований стан балок з дисперсним армуванням в розтягнутій зоні на висоту 40 мм……..... 88
3.3. Дослідження прогинів нерозрізних балок другої серії…… 97
3.4. Характер утворення та розвитку тріщин у балках другої серії…….…. 100
3.5. Висновки до третього розділу……... 105
Розділ 4. ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ТА РОЗРАХУНОК НЕРОЗРІЗНИХ КОМБІНОВАНО-АРМОВАНИХ БАЛОК…….. 107
4.1. Моделювання роботи нерозрізних комбіновано-армованих залізобетонних балок методом скінченних елементів…….. 107
4.1.1. Мета числового експерименту та постановка задачі……. 108
4.1.2. Результати нелінійного розрахунку балок методом скінченних елементів……...…… 111
4.2. Теоретичне визначення характеристик напружено-деформованого стану та несучої здатності нормальних перерізів комбіновано-армованих згинальних елементів……..…… 117
4.3. Спрощена методика визначення несучої здатності згинальних

сталефібробетонних елементів із поздовжнім армуванням…..…… 125
4.4. Розрахунок нерозрізних комбіновано-армованих балок із додатковим дисперсним армуванням по всьому об’єму із врахуванням перерозподілу зусиль…….. 127
4.5. Порівняння експериментальних даних та теоретично визначених характеристик НДС і несучої здатності нормальних перерізів нерозрізних комбіновано-армованих балок……. 133
4.6. Висновки до четвертого розділу…….…….….. 137
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ…….…… 138
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ…..…….…….. 141
ДОДАТОК А. Конструкція призм, що досліджувалися на розтяг……. 159
ДОДАТОК Б. Блок схема для визначення внутрішніх зусиль в нормальних перерізах комбіновано-армованих балок ……. 160

ВСТУП

Актуальність теми. Промислове та цивільне будівництво характеризується широким використанням залізобетонних конструкцій, які є одними із основних несучих елементів будівель і споруд. Особливе місце в дослідженні і вдосконаленні роботи та розрахунку залізобетонних конструкцій займають статично-невизначені конструкції, зокрема нерозрізні багатопролітні балки. Вони мають низку переваг порівняно зі збірними чи розрізними монолітними конструкціями, так як у них найбільш раціонально використовуються в роботі їх складові матеріали – бетон і арматура. Такі балки широко застосовуються у складі перекриттів будівель промислового та цивільного призначення, мостових конструкціях, естакадах, і т.д. Монолітні стрічкові фундаменти під ряди колон, також можна розглядати як нерозрізні балки. Підвищена жорсткість, спрощене армування перерізів, менші витрати матеріалів та інші переваги нерозрізних балок, часто стають вирішальними факторами при виборі типу конструкцій.

Характерною особливістю роботи нерозрізних балок є перерозподіл зусиль в перерізах, який досить часто є характерно вираженим навіть на експлуатаційних рівнях навантаження. По мірі збільшення діючого навантаження, в залізобетонних конструкція розвиваються суттєві непружні деформації, викликані виникненням і розвитком тріщин у розтягнутій зоні, порушенням зчеплення арматури з бетоном, повзучістю бетону. Вони призводять до значного перерозподілу напружень у перерізах конструкцій і їх розрахунок, як пружних систем, навіть приблизно не відповідає реальному характеру їх роботи. Тому, при проєктуванні таких конструкцій, доцільно враховувати пластичні характеристики бетону та штучно перерозподіляти та регулювати зусилля в них.

Потрібно також відзначити, що нерозрізні балки є основними елементами мостових конструкцій і шляхопроводів. Під впливом погодно-кліматичних факторів та вібраційних коливань від руху транспортних засобів на поверхні мостових балок, у процесі експлуатації, відбуваються локальні руйнування, що

призводять до утворення тріщин, вибоїн, вилущування бетону, руйнування захисного шару бетону тощо. Мостові балки сприймають ударні, динамічні та температурні впливи. Тому використання балок та умови їх роботи в дорожньо-транспортних конструкціях ставить завдання пошуку способів підвищення їх тріщиностійкості, ударної міцності, морозостійкості та інших характеристик, які у свою чергу, залежать від міцності матеріалу на розтяг.

Одним із варіантів розв'язання даної проблеми є застосування дисперсно-армованого бетону в конструкції нерозрізних балок.

Ефективність застосування СФБ в будівельних конструкціях може досягатися шляхом зниження трудовитрат на арматурні роботи, суміщення технологічних операцій на приготування, армування, укладання та ущільнення сталефібробетонної суміші, продовження терміну експлуатації конструкцій і зниження витрат на різні види поточного ремонту.

Не зважаючи на ряд якісних переваг, СФБ є ще відносно новим і не повністю вивченим матеріалом. Накопичений значний експериментальний та лабораторний досвід використання сталефібробетону в несучих залізобетонних конструкціях. Широко досліджується вплив дисперсного армування на їх несучу здатність, жорсткість і тріщиностійкість. Однак, практично не досліджена робота статично-невизначених конструкцій із дисперсним і комбінованим армуванням (поєднанням класичної арматури та сталефібробетону), а також є маловивченим вплив дисперсного армування на перерозподіл зусиль у них.

Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану комбіновано-армованих нерозрізних залізобетонних балок, порівняння отриманих даних із результатами випробувань типових залізобетонних балок і виявлення переваг та недоліків при застосуванні дисперсно-армованого бетону в конструкції нерозрізних балок є актуальною та доцільною задачею.

РОЗДІЛ 1

ОБЛАСТЬ ЗАСТОСУВАННЯ НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОМБІНОВАНО-АРМОВАНИХ БАЛОК, СУЧАСНИЙ СТАН ЇХ ДОСЛІДЖЕННЯ ТА ПРОЄКТУВАННЯ.

1.1. Область застосування статично-невизначених залізобетонних балок

Залізобетонні конструкції широко застосовуються в будівельній практиці. Переважно, вони є основними конструктивними елементами більшості будівель і споруд. Особливе місце займають статично-невизначені залізобетонні конструкції, оскільки в них найбільш раціонально використовується робота бетону та арматури. Одними із найбільш розповсюджених статично-невизначених конструкцій є нерозрізні залізобетонні балки, які поширені як ригелі в складі конструкцій плоских перекриттів (рис. 1.1) і покриттів промислових та цивільних будівель [16, 36, 63, 69]. Вони також широко використовуються як конструктивні елементи естакад (рис. 1.2), мостових конструкцій, у перекриттях спеціальних споруд (газгольдери, резервуари, силосні корпуси, градирні великого діаметра тощо). Як нерозрізні балки можна розглядати стрічкові фундаменти під ряди колон, у тому числі і перехресні.

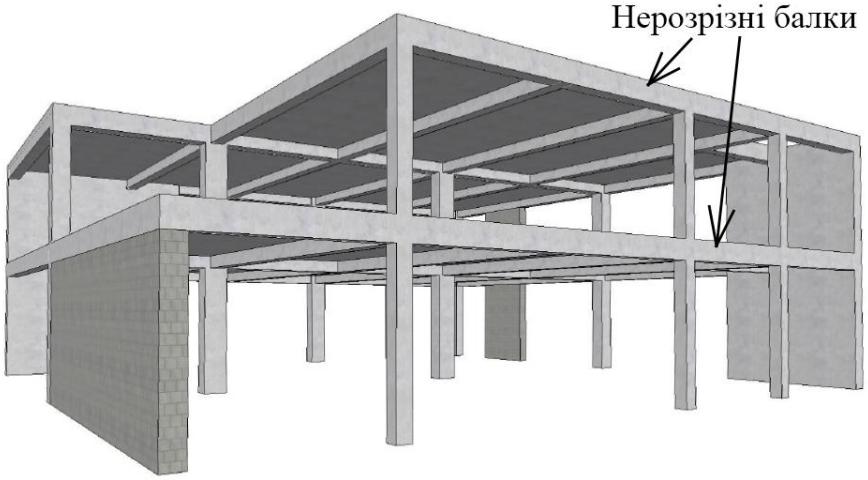


Рисунок 1.1 – Нерозрізні балки у складі конструкцій монолітного перекриття будівель

Рисунок 1.2 – Нерозрізні балки у складі конструкцій естакад

Нерозрізні балки можуть виготовлятися з монолітного, збірного та збірно-монолітного залізобетону. На сучасному етапі розвитку будівництва перші набувають переваги над іншими, так як для них немає необхідності влаштовувати складні стики безпосередньо на будівельному майданчику. Збірно-монолітні балки, як правило, виготовляють із попереднім напруженням арматури в їх стиках при монтажі [37].

Порівняно із розрізними балками, застосування в умовах сучасного будівництва статично-невизначених (нерозрізних) балок, є більш вигідним з ряду причин. До основних переваг нерозрізних балок необхідно віднести: менші витрати матеріалів (оскільки при однакових прольотах і навантаженнях у перерізах виникають менші згинаючі моменти); спрощене армування перерізів; підвищена жорсткість; відсутність стиків; у монолітних перекриттях залучається в роботу плита, утворюючи монолітний жорсткий диск; довший термін експлуатації [19]. До їх недоліків можна віднести: збільшення термінів будівництва; потреба додаткових витрат на влаштування риштувань та опалубки; забезпечення прогрівання бетону взимку, так як монолітні конструкції бетонують безпосередньо на будівельному майданчику.

1.2. Матеріали, що використовуються для виготовлення нерозрізних монолітних балок

1.2.1. Залізобетон

Монолітні залізобетонні балки, що широко застосовуються в складі залізобетонних каркасів будівель цивільного і промислового призначення, можуть бути частиною монолітних залізобетонних перекриттів або виконуватися у вигляді самостійної конструкції. На відміну від збірних і збірно-монолітних конструкцій, розміри і прольоти монолітних балок можуть варіюватися у широких межах, що дозволяє застосовувати значно гнучкіший підхід під час проєктування будівель і споруд без обмежень, які накладає використання збірних конструкцій.

Нерозрізні балки виготовляються зазвичай із важкого бетону класів С16/20...С55/60 без попереднього напруження арматури при максимальній довжині прольотів до 6 метрів. Попереднє напруження арматури доцільно застосовувати у нерозрізних збірно-монолітних балках, складовою частиною яких є зазвичай збірні ригелі прольотом 6, 9, 12 м [16]. Варто зазначити, що триває вивчення механічних властивостей та удосконалення методик розрахунку балок із високоміцних бетонів, аж до класу С90/105 [92].

Балки армуються зварними або в’язаними каркасами з поздовжньою стержневою арматурою класу: А400С, А500С, А600С, В500 та поперечною класу: А240С, А400С, А500С (рис. 1.3).

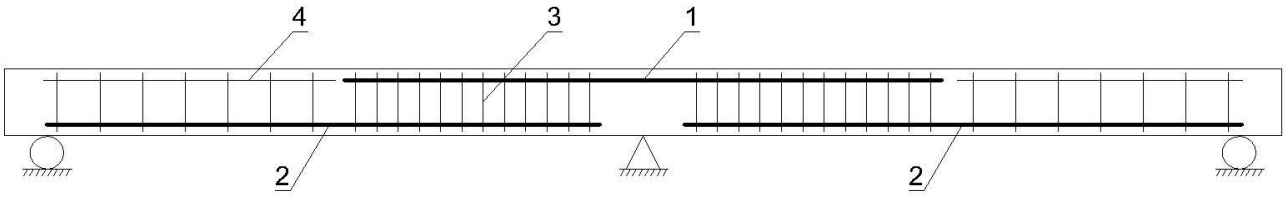


Рисунок 1.3 – Схема армування нерозрізної залізобетонної монолітної балки:

1 – опорна робоча арматура; *2* – прольотна робоча арматура;

3 – поперечна арматура; 4 – конструктивна арматура

Для армування поличок таврових балок і приопорних ділянок можуть використовуватися арматурні сітки, які загинаються відповідно до форми січення балки.

1.2.2. Сталефібробетон, як матеріал для балок

Вимоги щодо довговічності до такого традиційного виду будівельного матеріалу, як бетон, змушують шукати нові види армування. У якості армуючого матеріалу останнім часом все більш широко застосовується дисперсне армування волокнами. Для їх виготовлення використовуються різноманітні матеріали: метал, базальт, поліпропілен, скло та ін. Про застосування різного виду волокон (фібр) для покращення експлуатаційних властивостей будівельних матеріалів відомо з давнини: різана солома для сирої цегли, кінський та інший волос для штукатурних робіт, пізніше – азбестові волокна для азбофанери.

Ідея про підсилення звичайного бетону рівномірно розподіленими по об’єму сталевими відрізками дроту (фібрами) виникла більше ніж 100 років тому. Спочатку вона розглядалася як допомога до традиційного. Так у 1874 році Д. Берард отримав перший патент у цій області. Перші дослідження та роботи пов’язані із вивченням властивостей дисперсно-армованого бетону асоціюють із ім’ям російського вченого В.П. Некрасова. [106, 107, 108, 109, 110]. На початку XX століття він виготовив перші сталефібробетонні конструкції, а також зробив низку експериментально-теоретичних висновків, проте вони не отримали подальшого розвитку.

У останні десятиліття розпочався новий етап у дослідженні характеристик сталефібробетону (СФБ). Були проведені важливі експериментально-теоретичні дослідження міцності та тріщиностійкості СФБ під керівництвом Д.П. Ромуальді [169, 170]. Зроблено перші сучасні теоретичні розрахунки, що мали за мету спрогнозувати властивості сталефібробетону. Суттєвий вклад у той період у розвиток науки про СФБ внесли Г.Б. Батсон і Д.А. Мандель. Завдяки їм була привернута увага вчених всього світу до СФБ, що стало поштовхом для нових досліджень. За останні три десятиріччя вчені в багатьох країнах отримали

результати, які підтверджують кращі показники СФБ у порівнянні зі звичайним бетоном: у США [174, 176, 178], Великобританії [180, 181, 153], Індії [166,167], Китаї [182], Росії [79, 89, 95, 113] та в Україні [7, 10, 11, 24, 49, 60, 61]. До відомих науковців, які займалися вивченням матеріалу, армованого сталевими волокнами, та зробили значний внесок у його впровадження можна віднести: Д.С. Аболіньша [2], Є.М. Бабича [10, 11, 13], В.В. Білозіра [24, 25, 26], Л.Й. Дворкіна [43, 44], О.Д. Журавського [60, 61], И.В. Волкова [143], Г.В. Гетуна [34], В.М. Косарєва [91], Б.О. Крилова [79], О.П. Кричевського [78], А.Н. Кулікова [88], Л.Г. Курбатова [23, 90], Е.І. Митрофанова [104], А.П. Павлова [114], Ф.Н. Рабіновича [118, 119, 120], Н. Рагхаведра [167], А.В. Сакварелідзе [130], В.І. Соломіна [133], А.В. Сопільняка [134], Г.Г. Степанову [136], О.П. Сунака [137, 139], Н.Г. Тхань [165], Р.О. Эйзеншмідта [144], А. Стейджеса [174], З.П. Базанта [150], Р.Н. Свемі [175], Д.І. Хананта [156] та інших.

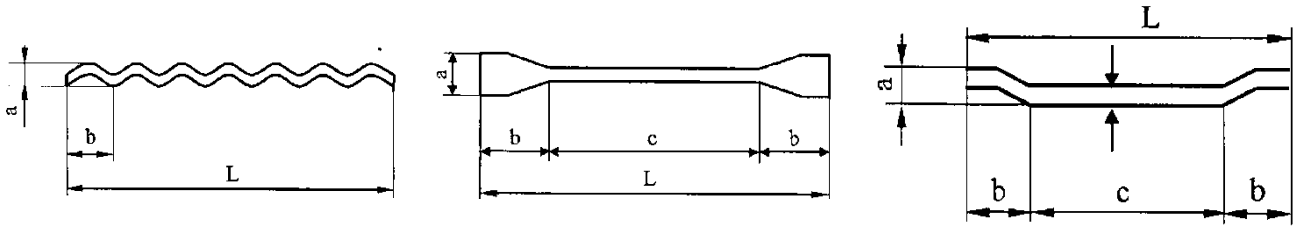
Сталефібробетон – це композитний матеріал, що складається з матриці – дрібнозернистого бетону та рівномірно розподілених у ній коротких відрізків сталевого дроту – фібр. СФБ має ряд переваг перед залізобетоном. Він краще опирається виникненню та розвитку мікро- і макротріщин, витриваліший до вібраційних та ударних впливів, має підвищену міцність на стирання, вищу в’язкість і пружність тощо. Використання СФБ спрощує технологію виготовлення конструкцій: суміщається в єдиний процес приготування, армування, укладання та ущільнення сталефібробетонної суміші.

Як матрицю для СФБ найчастіше використовують важкий або дрібнозернистий бетон із густиною не менше 2200 кг/м^3 на цементному в’яжучому [55]. Як заповнювач використовують кварцовий пісок згідно з ДСТУ Б.В.2.7-32 [58] і ДСТУ Б.В.2.7-43 [55] з модулем крупності, як правило, не нижче 2,0. Також, в окремих випадках використовується дрібна фракція щебеню із щільних гірських порід згідно з ДСТУ Б.В.2.7-75 [57] і ДСТУ Б.В.2.7-43 [55], як правило, із максимальним розміром зерен до 10 мм і вмістом зерен пластинчастої і голкоподібної форми до 25 %.

Для приготування матриці використовують портландцемент марок М 400, М 500 згідно ДСТУ Б В.2.7-46:2010 [56]. Його кількість залежить від водоцементного відношення та способу приготування і укладання бетонної суміші. Як правило, витрати цементу складають 400...500 кг/м^3. Оптимальне співвідношення Ц:П приймають 1:2 (за масою).

Водоцементне відношення В/Ц матриці приймають від 0,4 до 0,6. Воно підвищується зі збільшенням об'ємного відсотка армування фібрами. Оптимальне В/Ц знаходиться в межах 0,45...0,55. Вода для фібробетонних сумішей повинна відповідати ДСТУ Б В.2.7-273 [54].

На ефективність сталефібробетону значно впливає вид і спосіб виготовлення фібр [173], їх геометричні характеристики та орієнтація в бетонній матриці. Відомо [41, 64, 75, 120, 124], що сталеві фібри можуть виготовлятися з маловуглецевого сталевого дроту, гладкого або періодичного профілю діаметром 0,2...1,5 мм, із тонколистової сталі товщиною від 0,5 до 1 мм (рис. 1.4) та з дроту діаметром 0,2...1,5 мм. Також сталеві фібри можна виготовляти із відпрацьованих канатів, надійно очищених від бруду та змащувальних матеріалів [163].



а) *б)* *в)*

Рисунок 1.4 – Конструкція фібри: *а* – хвилеподібна;
б – із плющеними кінцями; *в* – із загнутими кінцями

Найефективнішими є фібри діаметром 0,25...0,5 мм, а також плоскі товщиною 0,15...0,4 мм і завширшки 0,25...0,9 мм. Відношення довжини l_f до еквівалентного круглого перерізу d_f фібр рекомендується приймати в межах l_f / d_f=25...160. Найчастіше використовують фібри з l_f / d_f=50...100, а за умови максимальної міцності та в'язкості при згині оптимальне відношення становить l_f / d_f=75 [75, 156, 175]. Фібри можуть мати відігнуті кінці, які збільшують

анкеровку фібр у бетоні, що в свою чергу збільшує міцність СФБ на розтяг [7, 30, 34, 170]. Геометричні розміри фібри повинні відповідати наведеним у таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 – Геометричні параметри фібр

Тип фібри	Діаметр фібри d, мм		Довжина фібри L, мм		Геометричні розміри, мм		
	номінальний	граничний відхил	номінальна	граничний відхил	a	b	c
Фібра пряма	1,00	±0,10	50,0	±5,0	-	-	-
Фібра із плющеними кінцями	0,60	±0,06	30,0	±2,0	1,2±0,3	5,0±1,0	20,0±1,0
	0,70	±0,07			1,3±0,3		
	0,80	±0,08	50,0	±3,0	1,6±0,1		40,0±2,0
	0,85	±0,05	50,0	±3,0	1,7±0,3		
	1,00	±0,10	50,0	±3,0	2,0±0,3		
Фібра із загнутими кінцями	0,50	±0,05	30,0	±3,0	2,7±0,5	5,0±1,0	20,0±1,0
	0,55	±0,05			2,8±0,5		
	0,60	±0,06			2,8±0,5		
	0,80	±0,08			3,0±0,5		
	0,55	±0,06	35,0	±3,0	2,8±0,5		25,0±1,0
	0,70	±0,07	50,0	±5,0	2,8±0,5		40,0±2,0
	0,80	±0,08			2,9±0,5		
	1,00	±0,10	50,0	±5,0	3,1±0,5		
	0,70	±0,07	60,0	±6,0	2,9±0,5		50,0±2,0
	0,75	±0,05	60,0	±5,0	2,9±0,5		
	0,80	±0,08	60,0	±6,0	2,9±0,5		
	0,85	±0,08	60,0	±5,0	2,9±0,5		
	0,90	±0,09	60,0	±6,0	3,1±0,5		
	1,00	±0,10	60,0	±6,0			
Фібра хвиле-подібна	0,85	±0,05	55,0	±2,5	$2,1_0^{+0,3}$	8,0±1,0	-
	1,00	±0,10	50,0	±5,0	$2,0_0^{+0,6}$		
	1,05	±0,05	60,0	±5,0			
	1,20	±0,12	60,0	±6,0			

Значна кількість досліджень показала, що при порівнянні із аналогічними показниками бетону-матриці, фіброве армування підвищує кубикову міцність сталефібробетону на 30 %, призмову міцність – на 32 %, початковий модуль пружності на 20 %, граничну стисливість – на 23 %, нижню межу тріщиноутворення – на 15 % та знижує коефіцієнт поперечних деформацій сталефібробетону – на 12 %. Міцність СФБ на осьовий розтяг може бути вища за міцність бетону матриці на 60…100 %, а на розтяг при згині – на 140…200 % [118, 119, 123, 137, 138].

Встановлено, що діаметр фібрової арматури не має суттєвого впливу на кубикову та призмову міцність сталефібробетону, а також його початковий модуль пружності. В основному ці показники зростають прямо пропорційно збільшенню об’ємного коефіцієнта армування та класу бетону матриці [119, 133, 134, 179].

Узагальнений досвід застосування сталефібробетону показав, що найефективніше використовувати цей матеріал у залізобетонних конструкціях для підвищення їх тріщиностійкості, в тонкостінних конструкціях, у спорудах, що працюють на ударні навантаження (хвильорізах, молах, в покриттях аеродромів, автомобільних доріг, фортифікаційних спорудах, у сейсмостійких конструкціях, палях, трубах, дорожніх лотках, резервуарах, які піддаються впливу агресивного середовища) [3, 21, 23, 74, 90, 103, 121, 132, 162, 177]. Обґрунтованим є використання СФБ в несучих комбіновано-армованих залізобетонних конструкціях, тобто в поєднанні із стержневою ненапруженою або попередньо напруженою арматурою [28, 31, 33, 48, 78, 91, 105, 135, 144]. Таке армування дозволяє збільшити міцність нормальних і похилих перерізів і зменшити деформативність залізобетонних конструкцій. Тому доцільно розглядати сталефібробетон як матеріал для статично невизначених конструкцій – зокрема нерозрізних балок.

Основним недоліком сталефібробетону є виробничі труднощі в досягненні однорідності матеріалу, особливо в умовах монолітного будівництва.

1.3. Методи розрахунку нерозрізних залізобетонних балок

1.3.1. Статичний розрахунок нерозрізних залізобетонних балок у пружній стадії

Залізобетонні нерозрізні (статично невизначені) балки розраховують як пружні системи, приймаючи, що бетон і арматура під навантаженням працюють як абсолютно пружні матеріали, а в самих балках у розтягнутих зонах тріщини не утворюються. Розрахунок нерозрізних балок, як правило, виконують методом сил [29, 117], приймаючи за невідомі згинальні моменти, які діють в опорних

перерізах (рис. 1.5). У загальному випадку опорні моменти визначаються шляхом рішення системи рівнянь трьох опорних моментів. Рівняння виражають умову нерозривності деформацій нерозрізної балки над *n*-ю опорою або рівність кута взаємного повертання суміжних торців *n*-го і (*n*+1)-го прольотів [117].

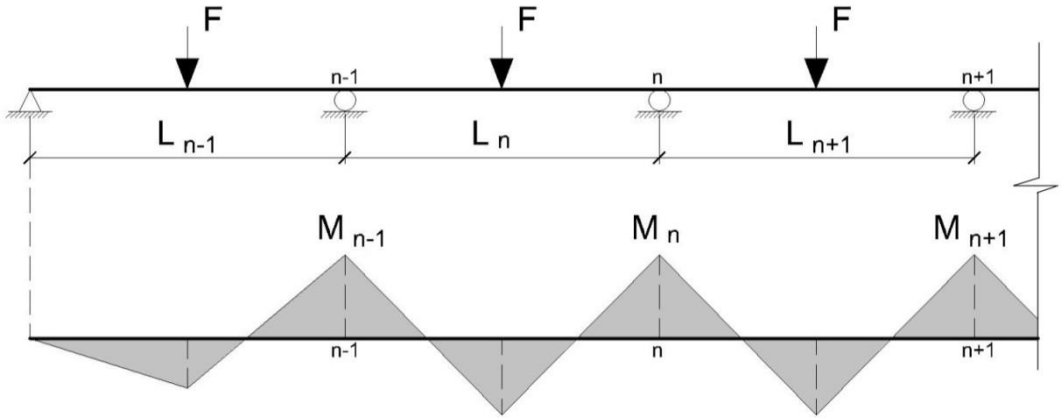


Рисунок 1.5 – Розрахункова схема багатопролітної нерозрізної балки

Для випадків, коли балка має однакові моменти інерції перерізів в усіх прольотах, рівняння трьох моментів для *n*-ї опори має вигляд [29]:

$$l_n M_{n-1} + 2(l_n + l_{n+1})M_n + l_{n+1} M_{n+1} = -6(B_n^f + A_{n+1}^f), \qquad (1.1)$$

де B_n^f і A_{n+1}^f – відповідно права опорна реакція прольоту l_n і ліва опорна реакція прольоту l_{n+1} від фіктивного навантаження.

Рівняння типу (1.1) складається для кожної опори, де невідомий опорний момент. Внаслідок цього утворюється система рівнянь із кількістю невідомих, що рівна ступеню статичної невизначеності балки. Розв’язки рівнянь дають значення опорних моментів, після чого визначаються опорні реакції, поперечні сили, а також пролітні згинаючі моменти, розглядаючи балку в межах кожного прольоту як розрізну, що завантажена опорними моментами та зовнішніми силами.

1.3.2. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із врахуванням перерозподілу зусиль

Традиційний розрахунок статично невизначених залізобетонних конструкцій базується на гіпотезі, що матеріали і конструкції ідеально пружні, їх жорсткість не залежить від величини та тривалості дії навантаження, а незначні

деформації, які виникають, дозволяють вважати незмінними геометричні характеристики. В дійсності бетон і залізобетон не є пружними матеріалами. В залізобетонних конструкціях у міру збільшення навантаження відбувається низка суттєвих змін. При певному рівні навантаження в бетоні виникають пластичні (непружні) деформації, а в розтягнутій зоні виникають і розвиваються тріщини. При наближенні до моменту вичерпання несучої здатності в найбільш напружених ділянках конструкції розвиваються нелінійні деформації бетону, на незначних або суттєвих ділянках порушується зчеплення арматури з бетоном, спостерігається текучість арматури. Всі ці процеси спричиняють перерозподіл зусиль у перерізах конструкцій [72, 81, 83, 84, 87, 99, 100, 101].

Внаслідок наведених обставин напружено-деформований стан статично невизначених залізобетонних конструкцій, як в умовах експлуатації, так і на межі несучої здатності може суттєво відрізнятись від стану, який визначається розрахунком пружної системи. Непружні деформації й утворення тріщин спричиняють перерозподіл зусиль, який обумовлює значний вплив на несучу здатність конструкцій, а також на їх жорсткість і тріщиностійкість [14, 32, 127].

Відповідно до діючих будівельних норм і правил [42, 50], більшу частину залізобетонних конструкцій, що працюють в умовах статичних навантажень, варто розраховувати з урахуванням перерозподілу зусиль, за методом граничної рівноваги. Під граничною рівновагою розуміється такий стан конструкції, за якого вона руйнується або починає надмірно деформуватись. Навантаження, що викликає подібний стан, називається граничним [68, 80, 116, 140].

Основна перевага методу граничної рівноваги полягає в тому, що він дозволяє виявити та використовувати резерви міцності конструкцій, закладені в пружно-пластичній стадії їх роботи, що залишаються нереалізованими за так званого «пружного» методу розрахунку.

Для реалізації вказаної переваги методу граничної рівноваги необхідно:

а) щоб для матеріалу конструкції були властиві добре виражені пластичні якості або щоб в конструкції виникали інші непружні деформації таі процеси, що забезпечують можливість перерозподілу зусиль;

б) щоб процес деформування конструкції, аж до стану граничної рівноваги, включав у себе певну ділянку роботи її за межею пружної області; або, інакше кажучи, щоб поява першого пластичного елементу, що знаменує собою закінчення пружної стадії, не призводила до втрати конструкцією властивості геометричної незмінності, тобто до руйнування.

Граничними умовами називають нерівності, які визначають для зусиль певну межу (границю). Якщо нерівності перетворюються в рівності, конструкція переходить у якісно нову область поведінки. Для розтягнутих арматурних стержнів гранична умова може бути задана у вигляді нерівності $\sigma_s \le \sigma_y$ (σ_s – напруження в стержні, σ_y – межа текучості), а для згинаючих моментів в балках:

$$M \le M_u = \sigma_y A_s z\,, \tag{1.2}$$

де M – згинальний момент від зовнішнього навантаження;

M_u – граничний момент, який може сприйняти переріз;

σ_y – межа текучості арматури;

A_s – площа поперечного перерізу арматури;

z – плече внутрішньої пари сил.

Спираючись на ці передумови, в роботах [14, 65, 66, 81, 96, 97, 140] досконало розроблена методика розрахунку статично невизначених конструкцій (у тому числі й нерозрізних балок) за методом граничної рівноваги, тобто з урахуванням перерозподілу зусиль. Розрахунок багатопролітних балочних конструкцій за цим методом на діючі в одному напрямку навантаження, здійснюється шляхом розчленування їх на ряд однопролітних балок із відповідним влаштуванням опор. Так, розрахунок нерозрізної балки з крайніми шарнірними опорами зводиться до незалежного розрахунку всіх її прольотів, замінюючи крайні з них однопролітними балками з шарнірним закріпленням одного кінця та жорстким защемленням другого. Всі проміжні прольоти – вважаються однопролітними балками, що жорстко защемлені на обох опорах. Можливість подібних спрощень при розрахунку за методом граничної рівноваги базується на тому, що несуча здатність кожного прольоту нерозрізної балки вичерпується

незалежно від стану інших прольотів, величини та характеру діючих у них навантажень. Для розрахунку кожного з таких прольотів залишаються повністю справедливими методи і способи розрахунку одно пролітних балок.

Статичний метод, що застосовується в основному, для розрахунку балочних систем, побудований на відомому положенні, згідно з яким внутрішні зусилля (в даному випадку моменти) можуть при незмінній величині навантаження регулюватись за рахунок так званого самонапруження, викликаного дією зайвого невідомого – опорного моменту (рис. 1.6).

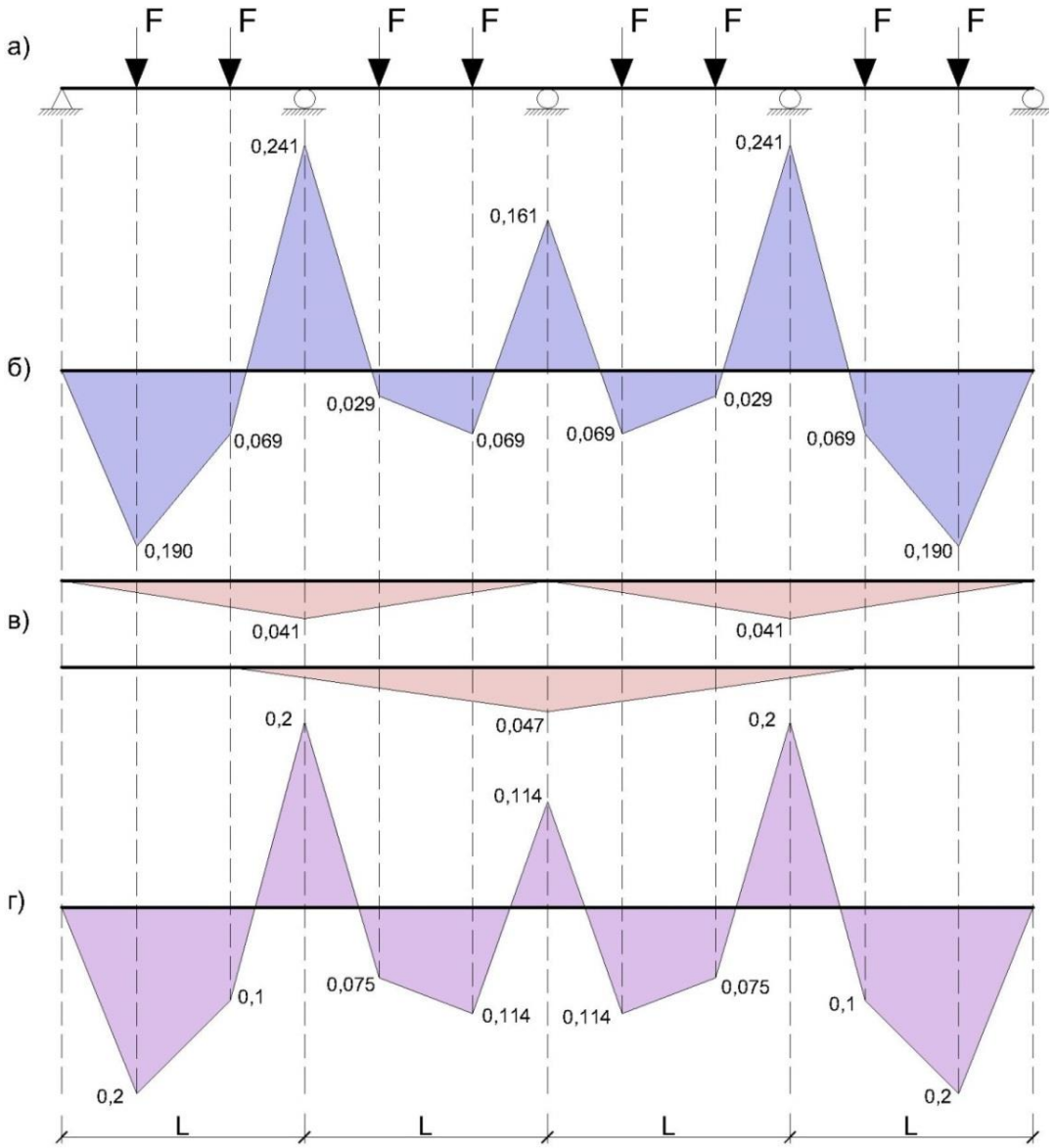


Рисунок 1.6 – Перерозподіл згинальних моментів у нерозрізній балці:

а) розрахункова схема балки; б) епюра моментів за пружної роботи балки;

в) додаткові епюри; г) епюра моментів із урахуванням перерозподілу зусиль

Епюри самонапруження мають трикутний обрис із вершинами на опорах. Величина і знак зайвих невідомих, тобто опорних моментів, підбираються так, щоб у результаті складання епюри моментів в простій балці або епюри моментів, знайдених у результаті розрахунку заданої статично невизначеної балки, як пружної системи, з епюрою самонапруження отримати найбільш доцільні значення моментів у розрахункових перерізах. Збільшуючи, наприклад, значення вказаних вище від'ємних опорних моментів, можна відповідно знижувати пролітні моменти і, навпаки, виконувати їх перерозподіл. На рис 1.5 цифрами показані значення коефіцієнта α при добутку FL (F – зосереджена сила, L – проліт).

Внаслідок перерозподілу зусиль максимальні значення згинальних моментів над другою і четвертою опорами та в першому і четвертому прольотах, а також над третьою опорою та в другому і третьому прольотах будуть однаковими.

Обмежується можливість перерозподілу зусиль вимогою, щоб кількість розтягнутої арматури в основних (тобто розрахункових) перерізах кожного згинального елемента конструкції не зменшувалась проти потрібного за розрахунком пружної системи більш ніж на 30 %.

До основних вимог, необхідних для забезпечення матеріалам і елементам конструкцій необхідних властивостей та умов роботи, за яких пластичні та інші непружні деформації, що розвиваються в них, допускали б можливість суттєвого перерозподілу зусиль, відносяться:

а) здійснення відповідних конструктивних заходів, що запобігають можливості зрізу стиснутої зони або роздавлювання бетону від головних стискаючих напружень;

б) виключення можливості крихкого руйнування стиснутої зони бетону і забезпечення можливості непружного деформування арматури;

в) застосування для армування так званих м'яких сталей, а також зварних сіток із холоднотягнутого дроту, високоміцного дроту, підданого низько-температурному відпуску, і гладкого високоміцного дроту.

Крім того, враховуючи, що зі збільшенням швидкості завантаження величина непружних деформацій знижується, дозволяється розраховувати з

урахуванням перерозподілу зусиль тільки конструкції, що працюють в умовах статичних навантажень.

1.4. Огляд результатів експериментальних досліджень роботи нерозрізних залізобетонних балок при одноразовому короткочасному навантаженні

Загальний огляд і аналіз експериментальних досліджень роботи нерозрізних балок, виконаних до 1950 року, висвітлений у роботі [80]. У ній зазначено, що одні з перших дослідів виконали В.І. Мурашев і І.М. Котельніков у 1932 р. Вони випробували шість трьохпролітних балок із прямокутним перерізом. У подальшому досліди з балками виконували Г. Казанчі, В.Х. Гленвіль [155] (1936 р.), А.С. Щепотьєв і В.С. Булгаков (1937 р.). Під час цих дослідів було виявлено перерозподіл зусиль внаслідок текучості арматури, а В.Х. Гленвіль і Ф.Д. Томас зафіксували, що на перерозподіл зусиль можуть впливати пластичні деформації стиснутого бетону [155].

У післявоєнні роки перерозподіл зусиль у балках при одноразовому короткочасному навантаженні вивчали О.О. Гвоздєв [32], С.М. Крилов [80,81,85], А.І. Козачевський [72], Ю.П. Гуща [81, 82], М.С. Абаканов [1], С.К. Ікрамов [86], Л.Н. Зайцев [62], В.Г. Тринов [83]. В Україні дослідженням напружено-деформаваного стану, міцності та деформативності нерозрізних балок займалися Є.М. Бабич [14], В.Є. Бабич [12], Б.Г. Гнідець [35], В.В. Савицький [128], В.С. Дорофєєв [46], Є.В. Клименко[68, 69], В.М. Карпюк [46], А.Ф. Яременко [29], Е.Н. Крантовська [46], Б.Г. Демчина [100], О.М. Лазарєва [92].

Одні з перших, експериментальні дослідження перерозподілу зусиль у нерозрізних балках виконали в 1952 році С.М. Крилов і С.К. Ікрамов [86]. Випробовувалися вісім двопролітних балок прямокутного перерізу з прольотами l_1 = 1,5 м і l_2 = 5,0 м. Метою досліджень було поставлено вивчення можливості перерозподілу зусиль у балках, армованих (на той час) новою гарячекатаною та холодносплющеною арматурою. Балки навантажувались у середині більшого прольоту. При такому завантаженні армування опорних перерізів було зменшено

на 30 %, а відношення площі арматури в прольотному перерізі до площі арматури в опорному перерізі становило приблизно 2.

У цих дослідах передбачалось, що пружна робота балки повинна спричинити в арматурі ослабленого перерізу більш інтенсивне збільшення деформацій, ніж у прольотному перерізі. Але в дійсності заміряні тензометрами деформації у прольоті і на опорі були практично однаковими. В усіх восьми балках перерозподіл зусиль почав відбуватися задовго до настання текучості арматури в ослабленому перерізі. Причиною перерозподілу було виникнення тріщин і зменшення жорсткості балок.

Виконані досліди встановили три характерні стадії роботи нерозрізних балок: перша – робота до виникнення в будь-якому перерізі тріщин; друга – робота з моменту виникнення тріщин до утворення першого пластичного шарніра; третя – робота з моменту виникнення першого шарніра до руйнування.

Більш об'ємні дослідження авторами виконані в 1953 – 1954 рр [86]. Випробовували шість балок довжиною 6,3 м, які мали переріз 20×10 см. Згідно з розрахунком за пружною стадією була прийнята схема завантаження при якій відношення опорного моменту (M_{sup}) до прольотного (M_{sp}) складало $M_{sup} / M_{sp} = 2$. Площа арматури в опорному і прольотному перерізі була однакова.

Під час навантажень опорні реакції вимірювали кільцевими динамометрами. За результатами досліджень побудовані графіки зміни опорних і прольотних моментів (рис. 1.7).

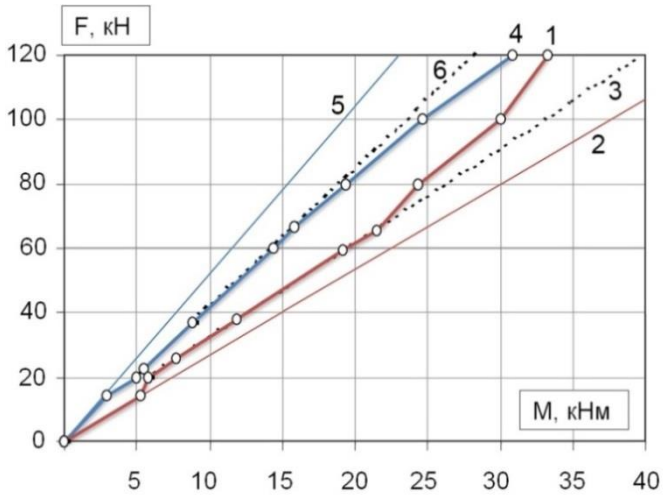


Рисунок 1.7 – Зміна згинальних моментів у балці ГК-2:
1 – опорні по дослідах;
2 – те ж за пружною стадією; 3 – те ж за формулою (1.3) з урахуванням впливу тріщин; 4 – прольотні по дослідах;
5 – те ж за пружною стадією;
6 – те ж за формулою (1.5)

До виникнення тріщин при низькому рівні навантаження, розподіл прольотних і опорних моментів наближається до розрахунку за пружною стадією. Після виникнення тріщин дослідні моменти відхиляються від значень за пружною стадією і починають відповідати розподілу згідно з формулою:

$$\frac{M_{sup}}{M_{sp}} = \frac{B_{sup}}{B_{sp}} = \frac{\varphi_{sup}}{\varphi_{sp}}, \tag{1.3}$$

де M_{syp} / M_{sp} – відношення опорних моментів до прольотних;

B_{syp} / B_{sp} – відношення жорсткостей податливих в'язей на опорі та в прольоті;

$\varphi_{sup} / \varphi_{sp}$ – відношення кутів надломів жорстких дисків на опорі та в прольоті.

Формула (1.3) отримана авторами роботи за умови, що нерозрізна балка складається з жорстких дисків, з'єднаних між собою пружно-податливими в'язями.

З досягненням арматурою межі текучості відношення M_{sup} / M_{sp} знову змінюється й наближається до значень, які визначаються прийнятим армуванням характерних перерізів. Перерозподіл зусиль до настання в будь-якому перерізі текучості арматури відбувається внаслідок утворення і розвитку тріщин, порушення зчеплення арматури з бетоном та непружним деформуванням бетону.

На підставі виконаних теоретичних і експериментальних досліджень автори роботи [86] дійшли таких висновків: дійсна робота статично невизначених залізобетонних балок до виникнення перших тріщин відповідає розрахунку, як пружної системи; після їх появи відбувається перерозподіл зусиль, спричинений нелінійними деформаціями елементу, що виникають внаслідок процесу тріщиноутворення, порушенням зчеплення арматури з бетоном, а також пластичними властивостями бетону; наступна стадія роботи конструкції наступає з виникненням пластичного шарніра в будь-якому перерізі таі характеризується подальшим перерозподілом зусиль, в основному за рахунок пластичних деформацій розтягнутої зони; в конструкціях, армованих гарячекатаною

арматурою періодичного профілю, можна допускати перерозподіл зусиль від розрахунку за пружною стадією до 30% і більше без небезпеки розривання арматури.

У подальшому С.М. Криловим у співпраці із вченими М.С. Абакановим та Ю.П. Гущею було проведено три серії експериментальних досліджень двопрольотних нерозрізних залізобетонних балок прямокутного перерізу 14×20 см та 28×20 см і довжиною 5,7 м (розрахунковий проліт становив 2,7 м) [1, 80, 81, 82, 85]. Мета цих дослідів – вивчення впливу виду діаграм розтягання високоміцної арматури, що не має площадки текучості, на перерозподіл зусиль у статично невизначених залізобетонних конструкціях, на деформативність, граничну несучу здатність та характер руйнування елементів. Зразки перших двох серій були армовані високоміцною стержневою арматурою класу А-IV, а третьої – такою ж самою арматурою, яка піддавалась зміцненню витяжкою. Усі балки на опорі і в прольотах армувались однаково. Міцність бетону знаходилась у межах 60 – 90 МПа. Схему завантаження балок приймали симетричною, зосереджені сили прикладалися на віддалі 1/3 прольоту від середньої опори

Аналіз зміни опорних і прольотних моментів у залежності від величини росту діючого навантаження показав, що розподілення зусиль до виникнення тріщин добре співпадає за розрахунком за пружною стадією (за пружною стадією роботи відношення опорних моментів до прольотних повинно становити 1,88). У дійсності виявилось, що в сильноармованих балках опорні моменти більші за розрахункові на 11 – 19%, а в балках слабоармованих – на 20 – 25 %. На підставі аналізу результатів виконаних експериментів автори робіт дійшли наступних висновків: у балках, що виконані із високоміцних бетонів, високоміцні сталі (що не мають площадки текучості на діаграмі розтягу) дають можливість здійснення передбаченого перерозподілу зусиль; при руйнуванні балок дослідні опорні моменти за своїми значеннями перевищили значення теоретичних моментів, визначених за напруженнями з урахуванням роботи арматури при напруженнях, вищих умовної межі текучості; експериментальні руйнівні зусилля виявились більшими за зусилля, обчислені за методом граничної рівноваги за умови, що

прольотні та опорні моменти визначені з урахуванням коефіцієнта, який враховує можливу роботу арматури за умовною площадкою текучості.

У наведених вище дослідах не виявлено, яким чином впливає робота бетону стиснутої зони на загальний перерозподіл зусиль, адже в статично невизначених конструкціях повною мірою може реалізуватись робота бетону на низхідних ділянках діаграми деформування при стисканні.

Вченим Л.Р. Маіляном було проведено випробування шести однопролітних та десяти нерозрізних двопролітних залізобетонних балок із слабким та сильним армуванням (арматура класу А-III) [62, 96, 98].

Двопролітні (l = 2×200 см) нерозрізні балки розміром 12×20×430 см навантажувались зосередженими силами, що прикладались на віддалі 0,17l та 0,67l від крайніх опор. При цьому відношення опорних і прольотних моментів за розрахунком балок як пружних систем складало 0,65 та 2,0. Процент армування балок становив: у слабоармованих перерізах 0,156…0,353 %, а в сильноармованих – 4,83…5,92 %. У експериментах використовували важкий бетон із f_{cd} = 20…30 МПа. Максимальні теоретичні моменти відрізнялись від дослідних не більше, ніж на 2,8 % в слабоармованих, та 4,7 % у сильноармованих перерізах балок. З виникненням тріщин фіксувалось відхилення дослідних моментів від моментів, що були визначені розрахунком за пружною стадією. Різниця між опорними й прольотними моментами становила 11…19 %. У нерозрізних балках, які відрізнялись армуванням розрахункового перерізу, розподілення моментів до виникнення тріщин також відповідало розрахунку за пружною стадією. Після виникнення тріщин у більш навантаженому перерізі відмічалось відхилення перерозподілу зусиль від пружної стадії – при експлуатаційних навантаженнях воно становило > 70 %.

Відношення дослідних моментів до розрахункових за будь-якого навантаження не перевищувало 3 %, а несучої здатності – 2,7 % у сильноармованих балках та 3,2…5,2 % у слабоармованих балках [96, 98].

В.Є. Бабичем досліджено роботу нерозрізних залізобетонних балок при дії короткочасних одноразових і повторних малоциклових навантажень [12]. Було

випробувано дев’ять двопролітних залізобетонних балок розміром 10х16х300 см із довжиною прольоту l = 1,4 м. Балки виготовлялися із важкого бетону класу С20/25 та армувалися стержневою арматурою класу А-III із врахуванням перерозподілу зусиль. У результаті досліджень було встановлено, що пластичні шарніри в нормальних перерізах балок також можуть виникати внаслідок розвитку значних пластичних деформацій у бетоні, коли він працює на низхідній ділянці повної діаграми деформування. Також було виявлено, що при повторних малоциклових навантаженнях експлуатаційного рівня, на п’ятому-шостому циклах відбувається стабілізація значень опорних реакцій, згинальних моментів і в цілому напружено-деформованого стану нормальних перерізів. Після п’яти-шести циклів повторних навантажень встановлено лінійну залежність опорних і прольотних моментів від навантаження. Однак можливі довантаження балок понад експлуатаційний рівень, призводять до збільшення прогинів та ширини розкриття тріщин [12].

Б.Г. Гнідцем були проведені експерментаьні дослідження 25 нерозрізних трипрольотних суцільних і збірних попередньо напружених балок, які відрізнялись між собою довжиною прольотів, формою та розмірами поперечного перерізу, маркою бетону, напруженої і ненапруженої арматури, схемою армування. За результатами досліджень автором [35] були зроблені такі висновки: в суцільних балках, армованих гарячокатаною зміцненою арматурою, до моменту руйнування відбувається повний перерозподіл зусиль; в збірних балках характер розподілу зусиль залежить від величини попереднього напруження в надопорній арматурі, тому при розрахунку жорсткості та тріщиностійкості таких балок необхідно враховувати його величину, до моменту руйнування в збірних балках настає повний перерозподіл зусиль; розрахунок несучої здатності збірних балок може виконуватись із урахуванням повного перерозподілу зусиль способом вирівнювання моментів у середньому прольоті та на проміжних опорах.

В.В. Савицьким вивчено особливості роботи нерозрізних збірно-монолітних залізобетонних балок та їх вузлів при дії повторних (малоциклових) навантажень [128]. Для проведення дослідів було виготовлено три серії збірно-

монолітних нерозрізних залізобетонних балок із різними за конструкцією стиками. Балки за серіями відрізнялись поздовжнім армуванням і механічними характеристиками бетону й арматури. Довжина балок становила 300 см, а поперечний переріз прийнято 16×10 см. Було встановлено, що повторні навантаження експлуатаційного рівня збільшують прогини, деформації арматури і бетону та ширину розкриття тріщин у збірно-монолітних нерозрізних балках на 15 – 20 %, а внаслідок довантажень понад експлуатаційний рівень ці величини можуть збільшуватись до 30 %. Попереднє напруження арматури стиків суттєво зменшує деформації надопорної арматури при експлуатаційному рівні навантаження (до 40 %) і ширину розкриття тріщин над опорою (в 2 – 3 рази), та незначно зменшує величину прогинів (до 25 %). Повторні навантаження зменшують ефект попереднього напруження залежно від кількості циклів і рівня навантаження [128, 129].

Вченими В.С. Дорофєєвим, В.М. Карпюком, та Є.Н. Крантовською досліджувалася проблема опору похилих перерізів нерозрізних залізобетонних балок. Було проведено 27 дослідів, у яких вивчалася робота двопролітних залізобетонних балок, заармованих таким чином, щоб забезпечити руйнування по похилих перерізах. Виконані досліди дозволили якісно та кількісно оцінити вплив дослідних факторів на несучу здатність приопорних ділянок нерозрізних балок [46]. Було встановлено, що нагельний ефект нижньої і верхньої поздовжньої арматури має незначний вплив і проявляється перед самим руйнуванням балки [46, 47, 67].

О.М. Лазарєва досліджувала напружено-деформований стан нерозрізних балок із високоміцних бетонів. Було запроєктовано, виготовлено та досліджено 18 зразків нерозрізних балок із бетонів різної міцності на стиск та відсотками армування. На основі результатів досліджень було здійснено достовірну комплексну оцінку впливу конструктивних чинників і факторів зовнішнього впливу на їх міцність, деформативність та перерозподіл зусиль. Була запропонована методика розрахунку міцності нерозрізних балок на основі екстремального критерію міцності [92].

Вченими О.Д. Журавським та О.В. Козаком досліджувалась робота залізобетонних рам та нерозрізних балок із врахуванням впливу криволінійної напружуваної арматури без зчеплення з бетоном [70, 71]. Було встановлено, що наявність попередньо-напруженої криволінійної арматури (без зчеплення з бетоном) суттєво впливає на форму руйнування, характер тріщиноутворення та загальну несучу здатність приопорних ділянок монолітних нерозрізних балок і рам.

1.5. Теоретичне визначення міцності та напружено-деформованого стану згинальних сталефібробетонних елементів

На сучасному етапі розвитку теорії сталефібробетону удосконалення розрахунку міцності та деформативності нормальних перерізів сталефібробетонних елементів у загальному вигляді пропонується виконувати з використанням деформаційної моделі. Згідно з чинними нормами, розрахунок конструкцій із дисперсноармованого бетону виконується за граничними станами за аналогією з залізобетонними конструкціями згідно з ДБН В.2.6-98 [42] та у відповідності з положеннями стандарту ДСТУ Н Б В.2.6 – 218:2016 «Настанова з проектування та виготовлення конструкцій з дисперсноармованого бетону» [59].

Несучу здатність фібробетонних елементів на дію згинальних моментів і поздовжніх сил визначають, виходячи з наступних передумов:

– для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті;

– зв’язок між напруженнями та деформаціями стиснутого фібробетону приймається у вигляді діаграм ДБН В.2.6-98 [42], які показані на рисунках 1.8 та 1.9;

– зв’язок між напруженнями та деформаціями розтягнутого фібробетону приймається у вигляді діаграми, яка показана на рисунку 1.10.

За критерій вичерпання несучої здатності фібробетонного перерізу приймається руйнування розтягнутого фібробетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень: $\varepsilon_{cftu} = -1{,}8 f_{cftd}/E_{cd}$.

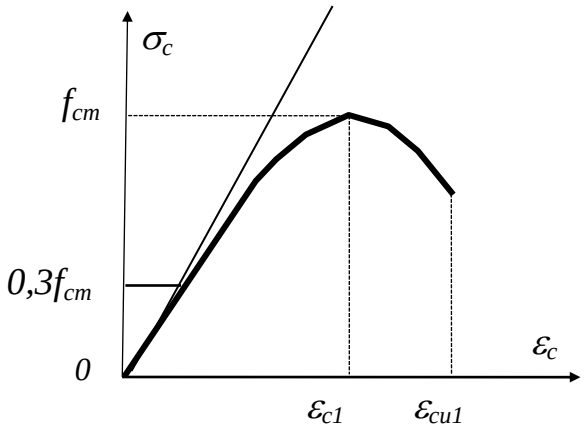


Рисунок 1.8 – Діаграма «напруження – деформації» бетону

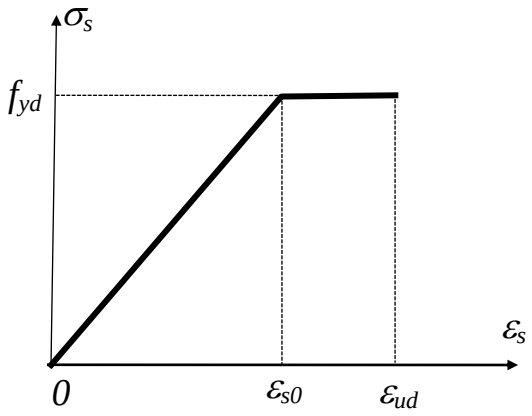


Рисунок 1.9 – Діаграма «напруження – деформації» арматури

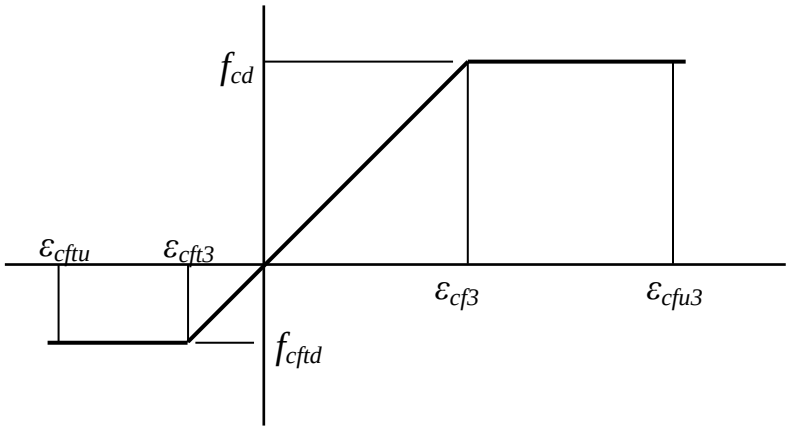


Рисунок 1.10 – Діаграма «напруження деформації» фібробетону

Розрахунок виконується за нелінійною деформаційною методикою, сутність якої полягає у тому, що враховується приріст не зусиль (дій), а деформацій у перерізі.

Приймається таке правило знаків: для стиску як бетону, так і арматури знак додатній, для розтягу – від'ємний.

Розрахунковий опір фібробетону на стиск f_{cd} приймається рівним розрахунковому опору бетону матриці, який використовується для його отримання. Розрахунковий опір сталефібробетону на розтяг f_{cftd} визначається у залежності від класу бетону матриці за міцністю на стиск, форми і розмірів перерізу елемента та типу використаної фібри.

При визначенні f_{cftd} розрізняються два випадки:

1-й випадок: опір розтягу сталефібробетону вичерпується через обрив деякої кількості фібр і висмикування інших, що визначається за умови:

$$l_{fb} < \frac{l_f}{2}. \tag{1.4}$$

2-й випадок: опір розтягу сталефібробетону вичерпується через висмикування з бетону умовно всіх фібр, що визначається за умови:

$$l_{fb} \geq \frac{l_f}{2}, \tag{1.5}$$

де l_f – довжина фібри;

l_{fb} – довжина анкерування фібри в бетоні, що забезпечує її розрив при висмикуванні, визначається за формулою:

$$l_{fb} = \frac{\eta_f d_{f,red} f_{fk}}{f_{ck}}, \tag{1.6}$$

де $d_{f,red}$ – приведений діаметр фібри, мм, що використовується;

$$d_{f,red} = 1{,}13\sqrt{A_f}, \tag{1.7}$$

A_f – площа номінального поперечного перерізу фібри, яка визначається за номінальними розмірами фібри;

f_{fk} – характеристичний опір на розтяг фібр, МПа;

η_f – коефіцієнт, що враховує анкерування фібр і приймається в залежності від виду фібри згідно ДСТУ Н Б В.2.6 – 218:2016 [59].

Якщо має місце 1-й випадок вичерпання опору розтягу сталефібробетону, то величина f_{cftd} визначається за формулою:

$$f_{cftd} = 1.1\left[K_T k_{or}^2 \mu_{fv} f_{fk}\left(1 - \frac{l_{fb}}{l_f}\right) + 0{,}1 f_{cd}\left(0{,}8 - \sqrt{2\mu_{fv} - 0{,}005}\right)\right], \tag{1.8}$$

де k_{or} – коефіцієнт, що враховує орієнтацію фібр в об’ємі елемента в залежності від співвідношення розмірів перерізу елемента і довжини фібри, і приймається згідно з таблицею 6.1 стандарту ДСТУ Н Б В.2.6 – 218:2016 [59];

μ_{fv} – коефіцієнт фібрового армування за об’ємом;

K_T – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$K_T = \sqrt{1-\left(1{,}2-80\mu_{fv}\right)^2}\ . \qquad (1.9)$$

Якщо має місце 2-й випадок вичерпання опору розтягу сталефібробетону, величина f_{cft} визначається за формулою:

$$f_{cfdt} = 1{,}1\, f_{cd}\left(K_T\ \frac{k_{or}^2\mu_{fv}l_f}{8\eta_f d_{f,red}} + 0{,}08 - 0{,}5\mu_{fv}\right). \qquad (1.10)$$

При визначенні величин f_{cftd} коефіцієнти k_{or} і k_n приймаються відповідно за таблицями 6.1 і 6.2 ДСТУ Н Б В.2.6 – 218:2016 [59] різними для окремих частин перерізу елемента у залежності від співвідношення їх розмірів і довжини фібри.

При розрахунку елементів фібробетонних конструкцій за несучою здатністю, фіброву арматуру слід приймати рівномірно розподіленою по перерізу елемента з коефіцієнтом приведеного армування за площею, який визначається за формулами:

– для розтягнутої зони:

$$\mu_{fa} = \mu_{fv} \times k_{or}^2, \qquad (1.11)$$

– для стиснутої зони:

$$\mu'_{fa} = \mu_{fv} \times k_n^2, \qquad (1.12)$$

де μ_{fa} і μ'_{fa} – коефіцієнти фібрового армування за площею;

μ_{fv} – коефіцієнт фібрового армування за об’ємом;

k_{or} *і* k_n – коефіцієнти, що приймаються відповідно за таблицями 6.1 і 6.2 ДСТУ Н Б В.2.6 – 218:2016 [59].

Розрахунок за несучою здатністю перерізів згинальних елементів виконують виходячи з умови:

$$M \le M_u \le, \qquad (1.13)$$

де M_u – граничний момент, який може сприймати розрахунковий переріз елемента.

Значення M_u для фібробетонних згинальних елементів прямокутного перерізу, при використанні діаграми за рисунком 1.11 в залежності від форми рівноваги визначають з рішення систем рівнянь:

– для першої форми рівноваги (при $x_1 \ge h$):

$$\frac{bf_{cd}}{\overline{\aleph}}\sum_{k=1}^{5}\frac{a_k}{k+1}\left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1}-\varepsilon_{c(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c(1)}^{k+1}}\right)-N=0, \tag{1.14}$$

$$\frac{bf_{cd}}{\overline{\aleph}^2}\sum_{k=1}^{5}\frac{a_k}{k+2}\left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2}-\varepsilon_{c(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c(1)}^{k+2}}\right)-M=0. \tag{1.15}$$

Для другої форми рівноваги (при $x_1 < h$), рівняння в розгорнутому вигляді записуються:

$$\frac{bf_{cd}}{\overline{\aleph}}\sum_{k=1}^{5}\frac{a_k}{k+1}\gamma^{k+1}-bf_{cftd}\left(h-x_1-\frac{x_1 f_{cftd}}{2E_{cd}\varepsilon_{cf(1)}}\right)-N=0, \tag{1.16}$$

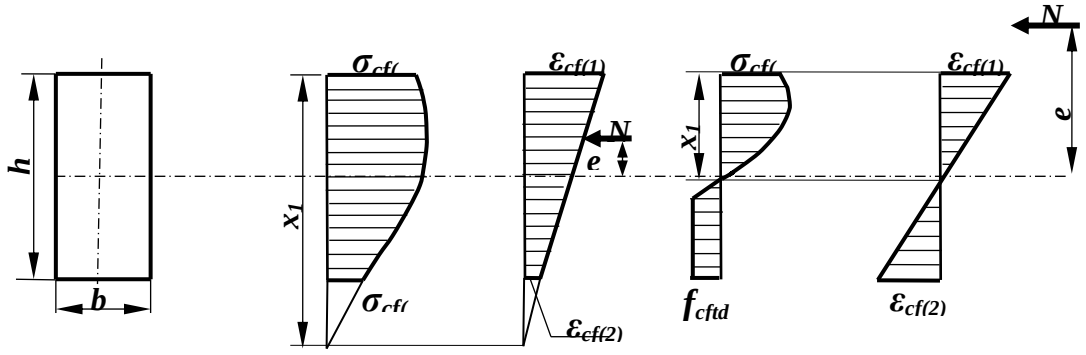
$$\frac{bf_{cd}}{\overline{\aleph}^2}\sum_{k=1}^{5}\frac{a_k}{k+2}\gamma^{k+2}-\frac{1}{2}bf_{cftd}\left(h-x_1\right)^2+\frac{1}{3}bx_1^2\frac{f_{cftd}^3}{E_{cd}^2\varepsilon_{cf(1)}^2}-M=0, \tag{1.17}$$

У формулах (1.14) – (1.17):

$\gamma=\varepsilon_{c(1)}/\varepsilon_{c1}$;

$x_1=\varepsilon_{c(1)}/\aleph$ – висота стиснутої зони;

$\overline{\aleph}=\aleph/\varepsilon_{c1}$ – відносна кривизна.



а) *б)* *в)*

Рисунок 1.11 – Напружено-деформований стан прямокутного перерізу фібробетонного елемента

а) поперечний переріз елемента; *б)* епюра напружень і деформацій при 1-й формі рівноваги; *в)* епюра напружень і деформацій при 2-й формі рівноваги

В формулах (1.15) – (1.18) при згині $N = 0$, а при позацентровому стиску

$$M = N\,(x_1 - y + e), \tag{1.18}$$

де:

y – відстань від найбільш стиснутої фібри до центра ваги перерізу;

e – ексцентриситет прикладення зовнішньої сили щодо центра ваги перерізу.

Системи двох нелінійних алгебраїчних рівнянь (1.14 – 1.15) і (1.16 – 1.17) з двома невідомими розв'язуються підбором із контролем критеріїв вичерпання несучої здатності на кожному кроці розрахунків. Для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу використовується деформаційний метод.

1.6. Аналіз результатів експериментальних досліджень сталефібробетонних і комбіновано-армованих конструкцій

Протягом останніх десятиліть науковцями виконаний великий обсяг експериментальних досліджень конструкцій із застосуванням сталефібробетону. Вчені Г.Н. Ставров та С.Д. Ніколаєнко [135] досліджували комбіновано-армовані зразки-балки, армовані стержневою арматурою та сталевою фіброю. На основі виконаних експериментальних досліджень була обґрунтована доцільність використання сталефібробетону в конструкціях, що в процесі експлуатації піддаються знакозмінним малоцикловим навантаженням. У роботі зазначено, що для сталефібробетону в умовах малоциклових навантажень при η_{top} = 0,7 повні та залишкові деформації майже не змінюються, тоді як для традиційного бетону збільшуються на 15 – 20 %.

Серед вітчизняних вчених варто відмітити роботи В.В. Білозіра, в яких досліджувалося утворення та розкриття нормальних тріщин згинальних сталефібробетонних і комбіновано-армованих елементів на фібрі із листа [24]. Ним була запропонована експериментально-теоретична залежність для визначення ширини розкриття тріщин згинальних СФБ елементів. Також була запропонована уточнена залежність для розрахунку моменту тріщиноутворення. Проведена оптимізація параметрів армування комбіновано-армованих балок показала, що підвищення корозійної стійкості фібри з листа дозволить істотно скоротити її

витрати. Також була запропонована деформаційна методика розрахунку міцності нормальних перерізів згинальних сталефібробетонних елементів та визначення їх прогинів [24, 25, 26, 27].

Протягом останніх десяти років великий обсяг експериментальних досліджень впливу малоциклових навантажень на СФБ елементи здійснили в Луцькому НТУ: С.Я. Дробишинець, О.В. Андрійчук, І.М. Ясюк, С.О. Ужегов.

Основні результати дослідження С.Я. Дробишинця викладені в роботах [10, 48, 49]. Ним отримано математичні залежності між напруженнями та деформаціями в СФБ при повторних малоциклових навантаженнях, запропоновано формулу для визначення малоциклової втомленості СФБ, а також встановлено, що:

– для сталефібробетону існує лінійна залежність між модулем пружнопластичності та рівнем навантаження на циклах повторних малоциклових навантажень;

– ширина розкриття тріщин на циклах навантаження при однакових рівнях змінюється не дуже помітно, але при збільшенні верхнього рівня навантаження (на 6…7 циклах у балках із сталефіброзалізобетону) вона значно зростала (до 30 %);

– розвиток прогинів пов’язаний із стадійністю деформування СФБ та арматури;

– при повторних навантаженнях експлуатаційних рівнів (60 … 70 % від руйнівних) після п’яти – семи циклів відбувається стабілізація напружено-деформаційного стану елементів;

– у сталефіброзалізобетонних балках спостерігається частіше та рівномірніше виникнення та розкриття тріщин, а їх ширина та розвиток по висоті перерізу балки є меншими, ніж у залізобетонних. Збільшення частоти розташування тріщин у сталефіброзалізобетонних балках є обернено пропорційним до ширини їх розкриття;

– підвищення рівня навантаження на окремих циклах при повторних навантаженнях порушує стабілізацію деформацій, яка відбувається на попередніх

циклах, і призводить до виникнення суттєвих залишкових деформацій, що залежать від відносного рівня довантаження.

Вперше для СФБ і СФЗБ згинальних елементів С.Я. Дробишенцем розроблена методика визначення напружено-деформаційного стану та міцності нормальних перерізів на основі деформаційної моделі.

О.В. Андрійчуком досліджено міцність, деформативність і тріщиностійкість СФБ елементів кільцевого перерізу (ЕКП) при одноразовому та повторному навантаженні, а також напружено-деформований стан цих елементів [6, 7, 13]. Ним було встановлено, що:

– збільшення відсотка армування сталевими фібрами з μ = 1,5 % до μ = 2,5 % дає приріст по міцності для СФБ ЕКП при короткочасних одноразових навантаженнях на 16,88 %;

– при повторних навантаженнях у зразках зі СФБ протягом десятикратного навантаження горизонтальні (Δlh) та вертикальні (Δlv) переміщення діаметральних перерізів не змінювалися та становили при максимальному завантаженні циклу 0,12 … 0,14 мм, в той час, як у типових залізобетонних елементах ці величини постійно (від 1-го до 10-го циклу) збільшувалися Δlh = 5,16 … 6,41 мм і Δlv = 4,49 … 4,64 мм, відповідно. Крім цього на ступенях навантаження (ΔF = 1 кН) середнє переміщення перерізів у СФБ зразках становило 0,01 … 0,02 мм, а в типових – у межах 0,1 … 0,3 мм;

– при повторних навантаженнях, рівень яких становив η_{cyc} = 0,6 від руйнівних, протягом десятикратного навантаження в зразках зі СФБ І-ї серії повні та залишкові деформації практично не змінювалися, в той час, як в зразках із залізобетону вони збільшилися на 10 … 25 %;

– у СФБ ЕКП при повторних навантаженнях із η_{cyc} = 0,5 та η_{cyc} = 0,7 протягом дванадцятикратного навантаження повні та залишкові деформації практично не змінювалися, міцність та тріщиностійкість у порівнянні з елементами, що досліджувалися на дію одноразових навантажень не знижувалася. При η_{cyc} = 0,85, починаючи з 5 – 7 циклу був відмічений приріст повних і залишкових деформацій.

І.М. Ясюк встановив особливості роботи та несучої здатності сталефібробетонних лотків у формі напівтруба при короткочасних одноразових і повторних «бічних силових» навантаженнях [145], а також:

– отримано експериментальні дані (несуча здатність, жорсткість, деформативність і тріщиностійкість) роботи лотків зі сталефібробетону під час дії короткочасних одноразових та повторних навантажень, які підтверджують підвищення міцності та зниження деформативності шляхом сумісної роботи бетону та сталевої фібри;

– доведено, що лотки у формі напівтруби виготовленні зі СФБ з 2 % армування при одноразових і повторних навантаженнях за показниками деформативності, тріщиностійкості та несучої здатності перевищують відповідні показники типових залізобетонних лотків;

– встановлено, що за руйнівне зусилля при одноразових і повторних навантаженнях у лотках зі сталефібробетону необхідно приймати момент утворення тріщин [4, 5, 146].

С.О. Ужегов встановив особливості напружено-деформованого стану тонкостінних оболонок покриття у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону під час дії одноразових і повторних навантажень, а також удосконалив методики їх розрахунку [125, 141, 142]. У своїй роботі він:

– вперше отримав нові експериментальні дані (несуча здатність, тріщиностійкість і деформативність) тонкостінних оболонок від’ємної гаусової кривини у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону під час дії одноразових та повторних навантажень;

– вперше довів, що тонкостінні оболонки від’ємної гаусової кривини у формі гіперболічного параболоїда, що виготовлені зі СФБ із відсотком армування 1,5 %, за показниками несучої здатності та тріщиностійкості перевищують відповідні показники тонкостінних оболонок із звичайного залізобетону;

– встановив, що у разі жорсткого закріплення контуру оболонки у формі гіперболічного параболоїда відбувається зменшення значення виникаючих напружень більш ніж в два рази в порівнянні з вільним її обпиранням.

Науковцями Ali Hameed і Mohannad Al-Sherrawi були проведені експериментальні дослідження комбіновано-армованих однопролітних балок січенням 150×200 мм з довжиною 2000 мм із робочою арматурою Ø16 мм та додаванням 0,5; 0,75 та 1% сталевих фібр по об'єму [147]. Вони встановили вплив дисперсного армування на несучу здатність балок, їх деформативність та тріщиностійкість. Приріст за міцністю на згин від застосування дисперсного армування в них становив до 70 % від контрольних зразків.

T. Soetens і S. Matthys у своїй науковій праці на основі експериментальних досліджень, що були проведені відповідно до діючих європейських норм EN 14651 [152] і комп'ютерного моделювання за допомогою методу скінченних елементів запропонували моделі поведінки сталефібробетону після утворення в ньому тріщин [172].

Авторами в праці [115] теоретично обґрунтовано застосування попередньо напружених залізобетонних елементів пролітної будови з дисперсним армуванням сталевими фібрами для високошвидкісних залізничних магістралей в умовах жаркого клімату Узбекистану. Розрахункова довжина прольоту для дослідної балки становила $L_р$ = 66 м, висота балки h = 3,75 м із площею поперечного січення A = 6,133 м^2. Встановлено, що порівняльна оцінка величини втрати напруження при використанні дисперсно армованих конструкції може бути зменшена до 25 %.

F.B.A. Beshara і A.A. Mahmoud у своїй роботі експериментально встановили напружено-деформований стан залізобетонних балок січенням розміром 120×50 мм і довжиною 1000 мм із дисперсним армуванням при статичних навантаженнях [151]. Встановлено, що додавання 1 % сталевих фібр збільшило на 25% руйнівну силу, яку змогли сприйняти дослідні балки.

Prakash Mondal і Dilip Kumar Singha Roy у своїй науковій роботі представили результати експериментальних досліджень впливу пошарового армування сталефібробетоном у розтягнутій зоні на міцнісні характеристики однопролітних залізобетонних балок [164]. Зразки мали січення 150×200 мм і довжину 1450 мм. Науковцями було досліджено чотири типи балок: класичні залізобетонні балки (типове рішення) – Р/В-1…3; балки з армування сталевим

каркасом і сталевими фібрами на всю висоту перерізу F/B-1…3; комбіновано-армовані балки з дисперсним армуванням на половину висоти їх перерізу – 0,5D-B-1…3; комбіновано-армовані балки з дисперсним армуванням на глибину захисного шару 45 мм – TL.SB(F)-B-1…3. Балки F/B-1…3 сприйняли на 20 % вищі руйнівні зусилля ніж балки P/B-1…3. А балки 0,5D-B-1…3 і TL.SB(F)-B-1…3 показали тільки на 5 – 10 % вищі міцнісні характеристики в порівнянні з P/B-1…3.

Julita Krassowska та Andrzej Lapko досліджували три серії однопролітних комбіновано-армованих балок із розміром січення 120×60 мм і довжиною прольоту 1000 мм [160, 161]. Балки армувалися стержневою арматурою та сталевими фібрами із загнутими кінцями. Результати експериментальних досліджень показали, що вплив сталевих фібр на міцність бетону на стиск не є значним, тоді як сприятливий ефект спостерігався для міцності бетону на розрив. Сталеві фібри, додані в об'ємному співвідношенні 1,5 %, показали 40 % збільшення міцності на розрив при розтягуванні. Результати випробувань також підтвердили, що додаткове дисперсне армування сталевою фіброю може частково замінити (в деяких випадках) поперечне армування залізобетонних балок.

1.7. Мета та задачі досліджень

З вищенаведеного можна зробити наступні висновки:

– робота нерозрізних залізобетонних балок і перерозподіл у них зусиль вивчені достатньою мірою, однак практично відсутні дослідження, пов’язані з використанням дисперсно-армованих бетонів, зокрема сталефібробетону у статично невизначених балках;

– на основі сталефібробетону доцільно виготовляти комбіновано-армовані конструкції, в яких розтягнута зона підсилюється стержневою арматурою (в таких конструкціях, порівняно з конструкціями виготовленими зі звичайного бетону, підвищується жорсткість і тріщиностійкість);

– вплив додаткового дисперсного армування на перерозподіл зусиль у нерозрізних балках практично не висвітлений у науковій літературі, тому потребує додаткових досліджень;

На основі аналізу вищенаведеного, було поставлено за мету встановити особливості роботи нерозрізних комбіновано-армованих залізобетонних балок при дії одноразового короткочасного навантаження. Для досягнення мети, до вирішення поставлені такі задачі:

– обґрунтувати можливість і доцільність використання нерозрізних комбіновано-армованих балок із дисперсним армуванням сталевою фіброю;

– провести експериментальні дослідження роботи нерозрізних залізобетонних (типових), сталефібробетонних та комбіновано-армованих балок при дії одноразових навантажень і встановити їх дійсний напружено-деформований стан;

– встановити особливості перерозподілу внутрішніх зусиль у нормальних перерізах нерозрізних комбіновано-армованих балок на всіх стадіях їх роботи;

– виконати числовий експеримент з моделюванням роботи комбіновано-армованих балок за одноразових навантажень методом скінченних елементів;

– удосконалити методику визначення параметрів напружено-деформованого стану і несучої здатності нормальних перерізів комбіновано-армованих нерозрізних балок на основі деформаційної моделі із врахуванням повних діаграм роботи СФБ;

– розробити інженерну методику розрахунку несучої здатності нормальних перерізів нерозрізних комбіновано-армованих залізобетонних балок.

РОЗДІЛ 2

ПРОГРАМА ТА МЕТОДИКА ЕКПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ. МІЦНІСНІ ТА ДЕФОРМАТИВНІ ХАРАКТЕРСТИКИ МАТЕРІАЛІВ

2.1. Програма та об’єм експериментальних досліджень

Для досягнення поставленої мети були виконані дві серії експериментальних досліджень міцнісних та деформативних характеристик і напружено-деформованого стану нерозрізних комбіновано-армованих залізобетонних балок. У кожній серії, одночасно із балками проводились випробування бетонних і арматурних зразків для визначення механічних характеристик матеріалів.

У першій серії досліджувалася та порівнювалася робота сталефібробетонних, комбіновано-армованих та армованих класичним способом (типових) залізобетонних згинальних елементів. Дослідні зразки являли собою нерозрізні двопрольотні залізобетонні балки довжиною l = 300 см із розмірами поперечного перерізу $b \times h$ = 8×16 см та довжиною прольотів по $l_{1,2}$ = 140 см.

У межах другої серії дослідів вивчався вплив типу додаткового дисперсного армування сталевою фіброю різних зон нерозрізних залізобетонних балок на їх міцнісні характеристики та напружено-деформований стан. Розміри поперечного січення балок були прийняті рівними $b \times h$ = 10×16 см, довжина прольотів і загальна довжина була така ж, як і у балок першої серії $l_{1,2}$ = 140 см.

У процесі експериментальних випробувань досліджували напружено-деформований стан поперечних перерізів балок при однократному навантаженні; зміну деформацій бетону стиснутої та розтягнутої зони; деформації розтягнутої арматури; відслідковували зміну висоти стиснутої зони бетону; характер утворення та розвитку тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента; вплив навантажень на прогини; кривизну дослідних балок. Об’єм та предмет дослідження зразків кожної серії наведено в табл. 2.1.

Таблиця 2.1 – Характеристика та кількість (n) дослідних зразків

№ серії	Характеристика та розміри зразків, см	Маркування зразків	n, шт	Предмет і мета досліджень
1	2	3	4	5
1	Залізобетонні балки, 8×16×300, С20/25	1Б1-1,2	2	Напружено-деформований стан при одноразовому навантаженні
	Комбіновано-армовані балки, 8×16×300, С20/25, μ_{fv} = 1 %	1Б2-1,2	2	Напружено-деформований стан при одноразовому навантаженні
	Сталефібробетонні балки, 8×16×300, С20/25, μ_{fv} = 2 %	1Б3-1,2	2	Напружено-деформований стан при одноразовому навантаженні
	Бетонні куби, 15×15×15, С20/25	1КБ-1…3	3	Кубикова міцність матриці бетону
	Сталефібробетонні куби, 15×15×15, С20/25, μ_{fv} = 1 % (3 шт.), μ_{fv} = 2 % (3 шт.)	1КСФБ-1..6	6	Кубикова міцність сталефібробетону
	Призми з дрібно-зернистого бетону, 15×15×60 , С20/25	1ПБ-1..3	3	Призмова міцність матриці, деформативні характеристики при одноразовому центральному стиску
	Призми зі сталефібробетону 15×15×60, С20/25, μ_{fv} = 1 % (3 шт.), μ_{fv} = 2 % (3 шт.)	1ПСФБ-1..6	6	Призмова міцність сталефібробетону, деформативні та міцнісні характеристики при центральному стиску
	Призми з дрібно-зернистого бетону, 10×10×60, С20/25	1ПрБ-1..3	3	Деформативні та міцнісні характеристики матриці при центральному розтягу
	Призми зі сталефібробетону, 10×10×60, С20/25, μ_{fv} = 1 % (3 шт.), μ_{fv} = 2 % (3 шт.)	1ПрСФБ-1..6	6	Деформативні та міцнісні характеристики сталефібробетону при центральному розтягу

Продовження таблиці 2.1

1	2	3	4	5
2	Комбіновано-армовані балки з дисперсним армуванням по всьому об’єму, 10×16×300, С20/25, μ_{fv} = 1 %	2Б1-1,2,3	3	Напружено-деформований стан при одноразовому навантаженні
	Комбіновано-армовані балки з дисперсним армуванням у розтягнутій зоні, 10×16×300, С20/25, μ_{fv} = 1 %	2Б2-1,2,3	3	Напружено-деформований стан при одноразовому навантаженні
	Комбіновано-армовані балки з дисперсним армуванням у розтягнутій зоні на товщину t = 40 мм, 10×16×300, С20/25, μ_{fv} = 1 %	2Б3-1,2,3	3	Напружено-деформований стан при одноразовому навантаженні
	Бетонні куби, 15×15×15, С20/25	2КБ-1…3	3	Кубикова міцність матриці бетону
	Сталефібробетонні куби, 15×15×15, С20/25, μ_{fv} = 1 %	2КСФБ-1…3	3	Кубикова міцність сталефібробетону
	Призми з дрібнозернистого бетону, 15×15×60, С20/25	2ПБ-1…3	3	Призмова міцність матриці, деформативні характеристики при центральному стиску
	Призми зі сталефібробетону, 15×15×60, С20/25, μ_{fv} = 1 %	2ПСФБ-1…3	3	Призмова міцність сталефібробетону, деформативні та міцнісні характеристики при центральному стиску
	Призми із дрібнозернистого бетону, 10×10×60, С20/25	2ПрБ-1…3	3	Деформативні та міцнісні характеристики матриці при центральному розтягу
	Призми зі сталефібробетону, 10×10×60, С20/25, μ_{fv} = 1 %	2ПрСФБ-1…3	3	Деформативні та міцнісні характеристики матриці при центральному розтягу

2.2. Конструкція дослідних нерозрізних балок

У першій серії дослідів було виготовлено 6 експериментальних зразків – балок довжиною l = 300 см та розміром поперечного перерізу $b \times h$ = 8×16 см. Усі дослідні зразки армувалися таким чином, щоб загальні витрати сталі у балках були однаковими і становили μ = 2 % від об'єму.

Схема армування залізобетонних балок 1Б1-1,2 і комбіновано-армованих балок 1Б2-1,2 була передбачена таким чином, щоб у них була можливість перерозподілу зусиль, прийнявши за умову, що згинальні моменти на опорі та в прольоті повинні бути рівними. Згідно з розрахунком за пружною стадією роботи, значення прольотного моменту при схемі навантаження, що прийнята в дослідженні, складає M_{sp} = 0,11Fl, а опорного M_{sup} = 0,279Fl. При врахуванні перерозподілу зусиль, шляхом накладання додаткової трикутної епюри з максимальним моментом на опорі M_b = 0,092Fl, на епюру в пружній стадії роботи, була отримана нова епюра, де значення опорних і прольотних моментів однакові та рівні $M_{sup} = M_{sp}$ = 0,167Fl. Враховуючи цю епюру, було прийнято армування у вигляді плоского одиничного каркасу із поздовжньою робочою арматурою над центральною опорою та в прольотах для балок 1Б1 – Ø14 А500С ($A_{sup} = A_{sp}$ = 1,54 см^2) і для балок 1Б2 – Ø10 А500С ($A_{sup} = A_{sp}$ = 0,785 см^2). Поперечне армування виконувалося стержнями Ø4 Вр-I, які влаштовувалися між середньою опорою та місцем прикладення зусилля з кроком 40 мм, а між крайньою опорою та місцем прикладення зусилля вони влаштовувалися з кроком 80 мм. Поперечне армування також включало похилі стержні Ø4 Вр-I, які влаштовувались у центральних приопорних ділянках із кроком 80 мм. Також у комбіновано-армованих балках 1Б2 використовувалося дисперсне армування по всьому об'єму сталевою фіброю, з відносним відсотком армування рівним μ_{fv} = 1%. Сталефібробетонні балки першої серії 1Б3-1,2 виконувалися лише з дисперсним армуванням по всьому об'єму сталевою фіброю з відносним відсотком армування рівним μ_{fv} = 2%. Конструкцію та схему армування

експериментальних зразків представлено на рис. 2.1. Основні характеристики наведені в таблиці 2.2.

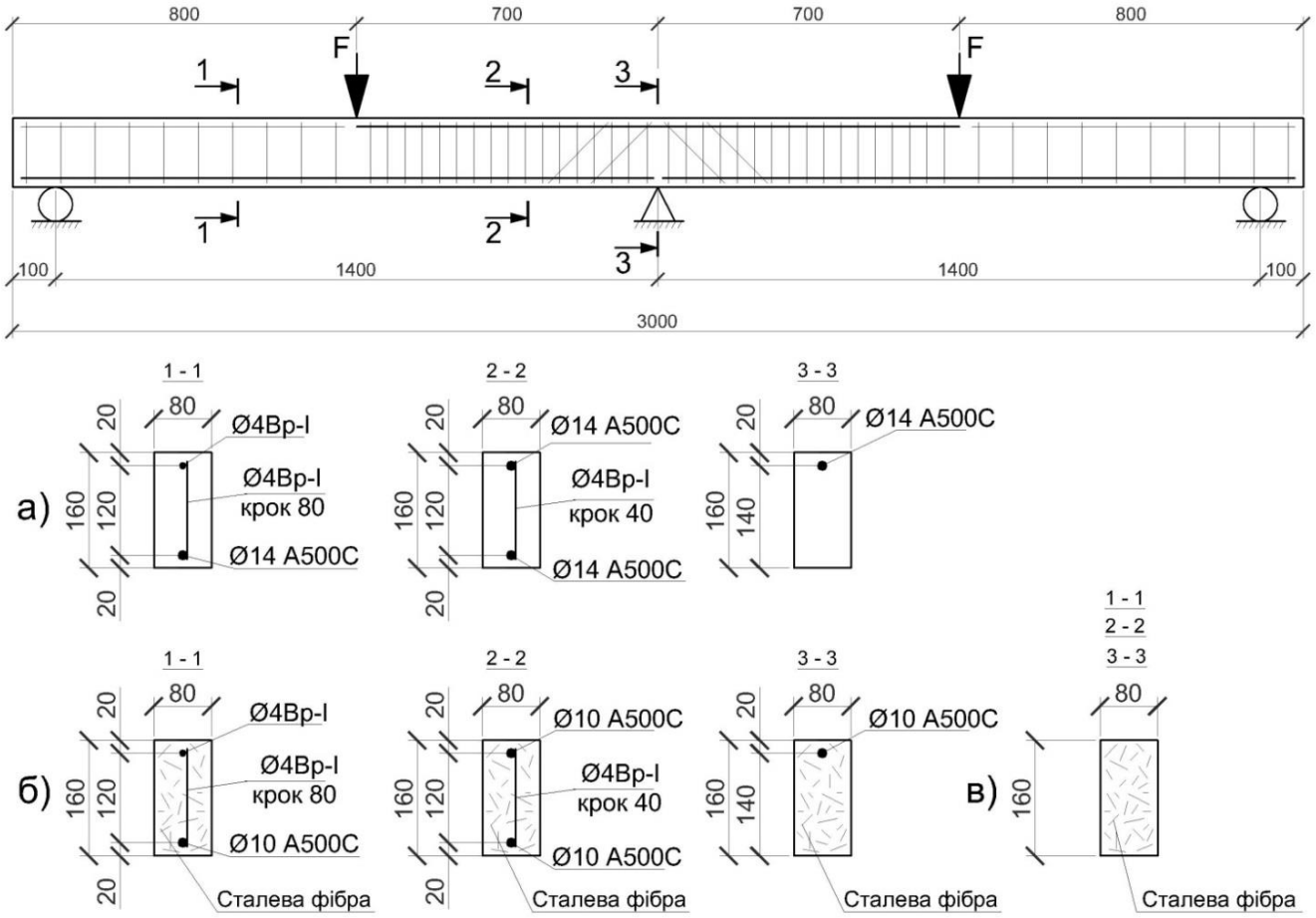


Рисунок 2.1 – Конструктивна схема дослідних балок першої серії:
а) армування балок 1Б1; б) армування балок 1Б2; в) армування балок 1Б3

Таблиця 2.2 – Основні характеристики дослідних балок першої серії

№	Марка	Переріз, $b \times h$, см	Робоча висота, $h_{0,}$ см	Площа арматури, см^2		Відсоток армування перерізу, %	
				На опорі A_{sup}	У прольотах A_{sp}	На опорі ρ_{sup}	У прольотах ρ_{sp}
1	1Б1-1	8×16	14	1,54	1,54	1,38	1,38
2	1Б1-2	8×16		1,54	1,54	1,38	1,38
3	1Б2-1	8×16	14	0,78	0,78	0,7	0,7
4	1Б2-2	8×16		0,78	0,78	0,7	0,7
5	1Б3-1	8×16	16	-	-	-	-
6	1Б3-2	8×16		-	-	-	-

У другій серії експериментальних досліджень балки виготовлялися комбіновано-армованими з різними способами дисперсного армування. Довжина балок становила l = 300 см, з довжиною прольотів $l_{1,\ 2}$ = 140 см і розміром поперечного перерізу $b \times h$ = 10×16 см. Основне армування було прийнято у вигляді двох плоских каркасів, із врахуванням перерозподілу зусиль, аналогічно як у балках першої серії. Робоча арматура над центральною опорою та в прольотах для балок 2Б1-1,2, 2Б2-1,2 та 2Б3-1,2 виконувалася зі стержнів Ø10 А500С ($A_{sup} = A_{sp}$ = 0,785 см^2), а для балок 2Б1-2, 2Б2-2 та 2Б3-2 – зі стержнів Ø12 А500С ($A_{sup} = A_{sp}$ = 1,13 см^2). Поперечне армування, як і в експериментальних зразках першої серії, виконувалося стержнями Ø4Вр-I, які влаштовувалися між середньою опорою і місцем прикладення зусилля з кроком 40 мм, а між крайньою опорою і місцем прикладення зусилля – з кроком 80 мм. Також влаштовувалися похилі стержні Ø4 Вр-I у центральних приопорних ділянках із кроком 80 мм (рис. 2.2).

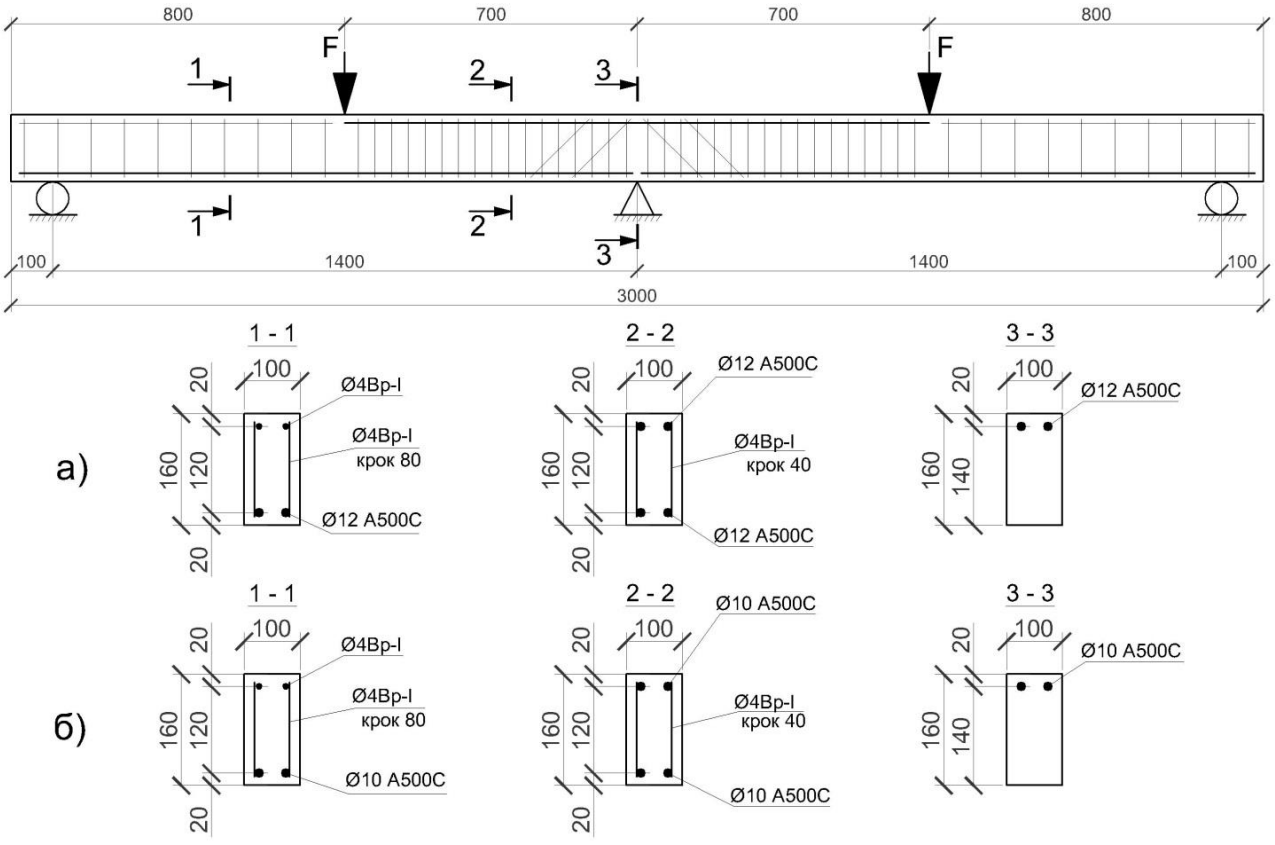


Рисунок 2.2 – Конструктивна схема дослідних балок другої серії:

а) армування балок 2Б1-3, 2Б2-3 та 2Б3-3;

б) армування балок 2Б1-1,2, 2Б2-1,2 та 2Б3-1,2

Додаткове дисперсне армування експериментальних зразків другої серії виконувалося сталевими фібрами таким чином, щоб у зразках було різне заповнення фібрами об’єму балки, але з однаковим відносним відсотком армування рівним μ_{fv} = 1 %. Зокрема балки 2Б1 армувалися фібрами по всьому своєму об’єму, у балках 2Б2 фібри вносились лише в розтягнуті зони бетону, що становило половину висоти балки, а балки 2Б3 – в розтягнутих зонах, але лише на висоту t = 40 мм від зовнішнього краю балки, що рівна подвійній висоті захисного шару бетону для основної стержневої арматури (рис. 2.3).

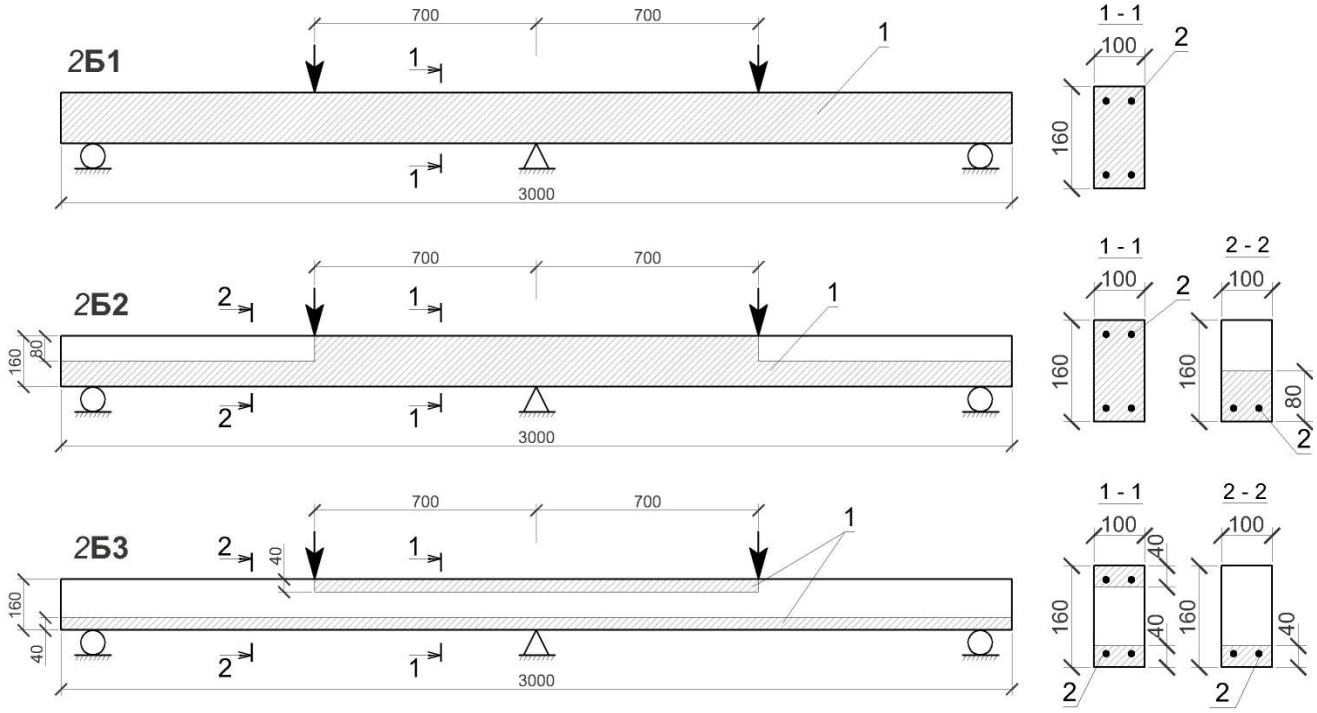


Рисунок 2.3 – Розподіл фібр по об’єму в зразках другої серії:
1 – зона додаткового армування сталевими фібрами; 2 – стержнева арматура

2.3. Матеріали для виготовлення дослідних зразків та їх механічні характеристики

2.3.1. Матеріали для експериментальних зразків

Основою для всіх дослідних балок, кубів та призм слугувала цементно-піщана матриця. У процесі її виготовлення використовувався портландцемент марки М500 Здолбунівського цементно-шиферного комбінату Рівненської області, згідно з вимогами ДСТУ Б В. 2.7-112-2002 [56]. Дрібним заповнювачем для

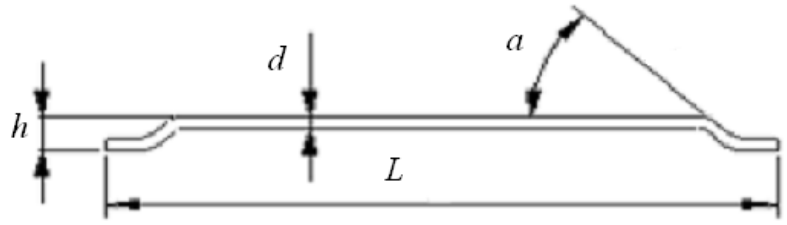
бетонної матриці слугував попередньо відмучений від пилувато-глинистих домішок кварцовий пісок Брищенського кар'єру Волинської області з модулем крупності $M_{кр}$ = 2,4. Фізико-механічні характеристики піску відповідають вимогам ДСТУ Б В.2.7-32-95[58] і ДСТУ Б В.2.7-232:2010[53].

Таблиця 2.3 – Зерновий склад піску для зразків І-ї та ІІ-ї серії

Залишки на ситах	Розміри отворів сит, мм						
	3,0	1,25	0,63	0,315	0,14	0,071	<0,071
У грамах,	17	172	275	338	165	22	11
часткові (%),	1,7	17,3	27,5	33,8	16,5	2,2	1,1
повні (%),	1,7	19,0	46,5	80,3	96,8	99,0	100

У сталефібробетонних і комбіновано-армованих балках, спираючись на дослідження попередніх авторів [6, 141, 145,] було вирішено, в якості дисперсного армування використовувати сталеву анкерну фібру діаметром d = 1,0 мм та довжиною l = 50 мм із загнутими кінцями виробництва Українсько-Канадського СП ТОВ «Донбас Ліберті» з м. Харцизьк Донецької області (табл. 2.4 і рис. 2.4).

Таблиця 2.4 – Геометричні розміри сталевих анкерних фібр



Діаметр фібри, d	Довжина фібри, L ± 2,0	Ширина розширеного кінця, h ± 0,2	Кут нахилу a, ± 5°
мм	мм	мм	град
1,0	50	2,5	45
a – зебезпечується технологічним інструментом			

Фізико-механічні характеристики сталевої фібри:

– щільність – 7,85 г/см^3;

– модуль пружності – 190-210 ГПа;

– міцність на розтяг – 500-1500 МПа;

– видовження при розтягу – 3-4%.

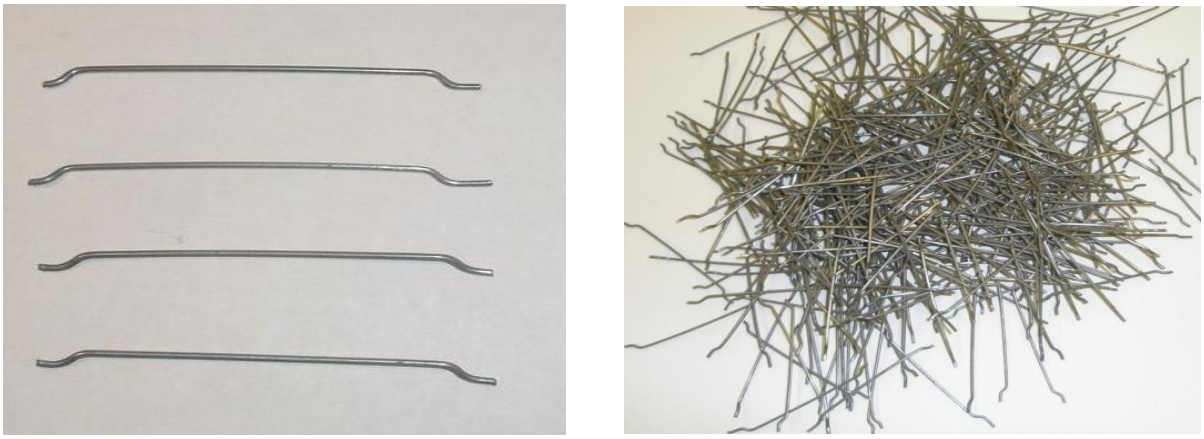


Рисунок 2.4 – Загальний вигляд сталевих анкерних фібр

2.3.2. Механічні характеристики бетонної матриці та сталефібробетону

Розрахунок складу сталефібробетону проводився згідно з методикою проф. Л.Й. Дворкіна [43]. Для обох серій експериментальних досліджень співвідношення витрат піску до витрат цементу приймалось рівним 1:2, при водо-цементному співвідношенні за масою В/Ц = 0,4. Для першої серії було виготовлено три типи балок із різною кількістю сталевої фібри за об’ємом. Зокрема для сталефібробетонних балок відсоток армування сталевою фіброю приймався рівним μ_{fv} = 2 %, для комбіновано-армованих μ_{fv} = 1 %, а залізобетонні балки виготовлялися без додавання дисперсного армування. В другій серії дослідів використовувався сталефібробетон із відсотком дисперсного армування за об’ємом μ_{fv} = 1 %.

Під час проведення двох серій досліджень виготовлялися куби та призми, що використовувалися для визначення механічних характеристик бетону матриці та сталефібробетону, які проводилися згідно з вимогами ДСТУ Б В.2.7-214:2009 [51] і ДСТУ Б.В.2.7-217:2009 [52]. Випробування проводили при одноразовому короткочасному навантаженні до руйнування – на центральний стиск і на центральний розтяг.

Куби та призми формувалися в спеціальній металевій касетній опалубці із горизонтальним вкладанням суміші для призм на стиск та вертикальним для призм на розтяг. Ущільнення суміші здійснювали за допомогою вібростолу. У торцях призм влаштовувалися спеціальні сталеві анкерні плити з чотирма анкерними стержнями різної довжини. Також у плитах були вмонтовані сферичні гнізда для розміщення кулькових шарнірів.

Експериментальні зразки розпалублювалися через три доби, далі вони пересипалися вологою тирсою та вкривалися поліетиленовою плівкою і зберігались у такому середовищі протягом 28 діб.

Випробування кубів та призм на стиск проводилося в гідравлічному пресі ПСУ-125 Армавірського заводу з ціною поділки 2 кН згідно з ГОСТ 28840 – 90 [39]. Навантаження призмових зразків здійснювали з постійною швидкістю зростання напружень (0,6 ± 0,2 МПа/с) ступенями, значення яких приймалося рівним 8…10 % від очікуваного руйнівного зусилля. На кожному ступені робилися витримки тривалістю до п’яти хвилин, протягом яких вимірювали поздовжні деформації бетону за допомогою індикаторів годинникового типу МИГ-1 з ціною поділок 0,001 мм на базі 300 мм (рис. 2.5).

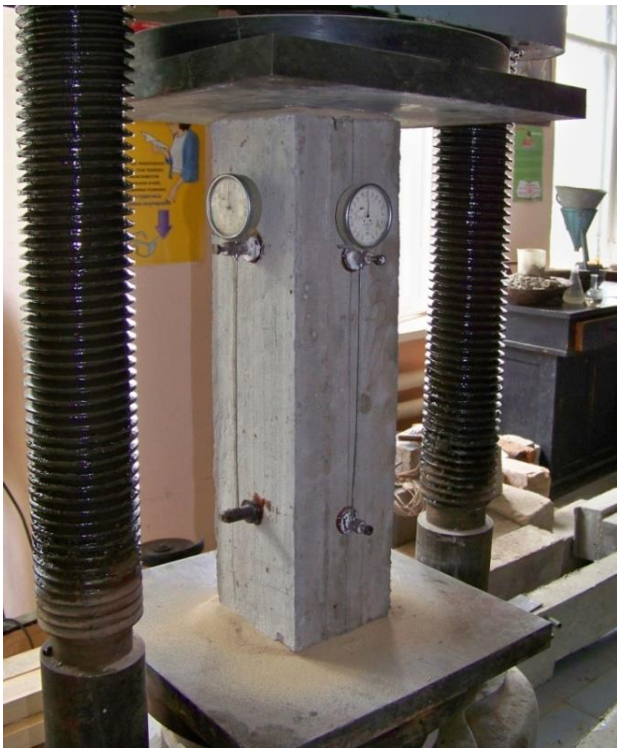


Рисунок 2.5 – Загальний вигляд випробування на стиск призм і кубів

Індикатори прикріплювали на кожну зі сторін призм за допомогою спеціальних утримувачів, що приклеювалися до бетону епоксидним клеєм.

Перед тим, як проводити основне випробування призм, виконували їхнє центрування по фізичній осі. Для цього призми навантажувалися до значення напруження σ_c = 3,6 МПа, після чого визначалися розбіжності в показниках чотирьох індикаторів. За наявності помітної розбіжності в цих показниках, призми переміщувалися на нижній плиті преса в горизонтальній площині в напрямку індикатора, який мав менші показники, і навантаження повторювалися до того часу, коли різниця в показниках не перевищувала 10 %. Під час попередніх навантажень помітні залишкові деформації не спостерігались, а тому можна вважати, що такі навантаження не чинили суттєвого впливу на деформування призм при основних випробовуваннях.

Дослідження призм на центральний розтяг проводилось на розривній машині УММ-50 (рис. 2.6) із ціною поділки 1 кН, що відповідає вимогам ГОСТ 7855 – 84 [40].

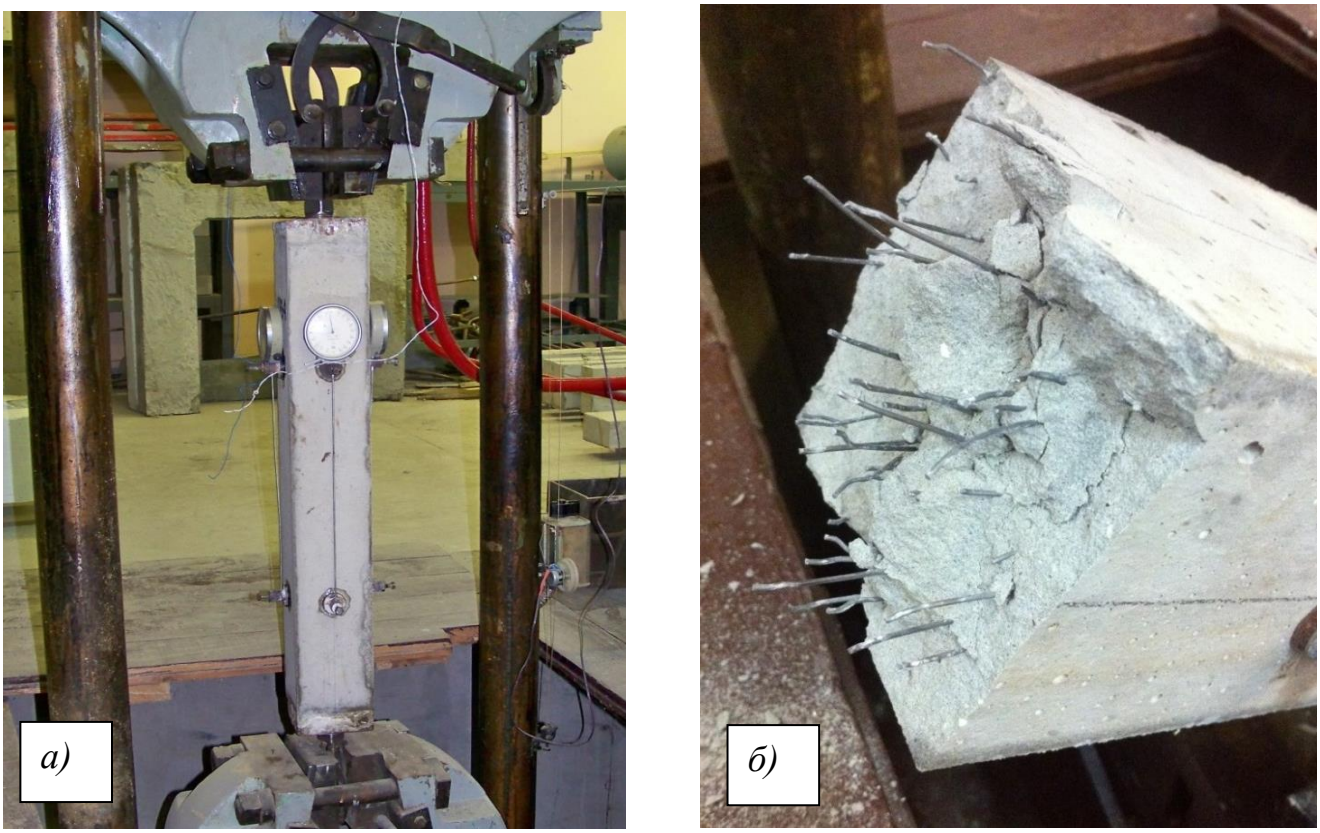


Рисунок 2.6 – Загальний вигляд процесу дослідження призм в розривній машині УММ-50 (*а*), характер їх руйнування (*б*)

Випробовування на розтяг проводилось аналогічним способом, як із призмовими зразками на стиск. Центрування зразків виконувалось по геометричній осі. Навантаження до руйнування відбувалося ступенями, значення яких становили 5 … 8 % від руйнівного зусилля, з постійною швидкістю зростання напружень (0,05 ± 0,02 МПа/с). Поздовжні деформації розтягу вимірювали індикаторами годинникового типу МИГ – 1 на базі 400 мм.

Результати дослідження міцності бетону та сталефібробетону на центральний стиск і розтяг подані в табл. 2.5 та 2.6.

Таблиця 2.5 – Механічні характеристики цементно-піщаної матриці та СФБ зразків першої серії

№ зразків	Міцність на стиск f_{ck}, МПа			Міцність на розтяг f_{ct}, МПа		
	Бетонна матриця	СФБ, μ=2,0	СФБ, μ=1,0	Бетонна матриця	СФБ, μ=2,0	СФБ, μ=1,0
1	19,2	27,2	21,4	0,48	2,70	2,11
2	22,1	25,5	22,5	0,51	2,52	1,97
3	21,2	26,1	20,2	0,58	2,65	2,02
Середнє	21,1	26,0	21,3	0,54	2,62	2,03

Таблиця 2.6 – Механічні характеристики цементно-піщаної матриці та СФБ зразків другої серії

№ зразків	Міцність на стиск f_{ck}, МПа		Міцність на розтяг f_{ct}, МПа	
	Бетонна матриця	СФБ, μ=1,0	Бетонна матриця	СФБ, μ=1,0
1	20,1	24,5	0,48	2,35
2	20,6	24,4	0,53	2,26
3	19,6	23,8	0,5	2,12
Середнє	20,1	24,2	0,51	2,24

Для опису залежності між напруженнями та деформаціями в бетоні запропоновано багато формул, які задовільно відповідають експериментальним даним. У наших дослідах приймемо залежність у вигляді полінома п’ятого ступеня [17, 18, 42]:

$$\sigma_c = f_{ck,prism} \sum_{k=1}^{5} a_k \eta^k , \qquad (2.1)$$

де σ_c – напруження в бетоні при стиску;

$f_{cm,prism}$ – характеристична міцність бетону при осьовому стиску (призмова міцність);

a_k – коефіцієнти поліноміальної залежності;

$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$

ε_c – деформації бетону, які відповідають напруженню σ_c;

ε_{c1} – максимальні деформації стиску в бетоні, які відповідають напруженням, рівним $f_{cm,prism}$.

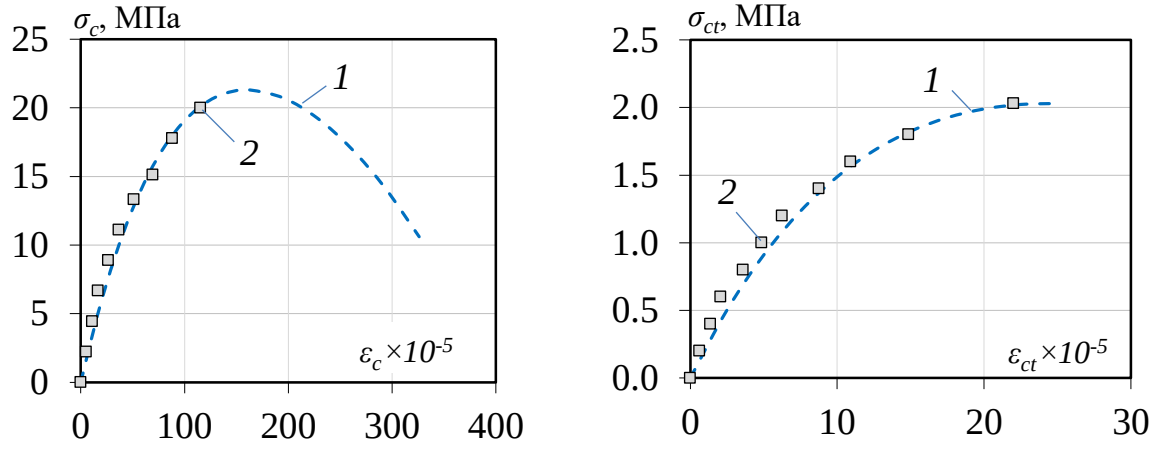
Параметри повної діаграми деформування сталефібробетону визначали за формулами, наведеними в роботах [17, 18], або відповідно до додатка Д ДБН В. 2.6.-98 [42]. Для зразків першої та другої серій названі параметри наведені в табл. 2.7 та 2.8 в яких E_c – початковий модуль пружності бетону; σ_{cu} – граничні деформації в бетоні перед руйнуванням; ε_{cu} – граничні деформації бетону, які відповідають напруженням σ_{cu}. За даними таблиць побудовані теоретичні повні діаграми деформування бетону (рис. 2.7 – 2.9), а також наведені експериментальні дані, які отримані за результатами випробування трьох призм в кожній серії при одноразовому короткочасному стисненні та розтягу.

Таблиця 2.7 – Параметри повних діаграм деформування сталефібробетону для зразків першої серії

μ, %	Параметри діаграм деформування сталефібробетону							
	$f_{ck,}$ МПа	$f_{ctk,}$ МПа	E_c, МПа	$\varepsilon_{c,1}$ $\times 10^5$	$\varepsilon_{ct,1}$ $\times 10^5$	$\sigma_{c,u}$, МПа	$\varepsilon_{c,u}$ $\times 10^5$	Коефіцієнти полінома
1,0	21,3	25,2	34180	163,7	22,4	10,6	338,3	a_1 = 2,541 a_2 = -2,214 a_3 = 0,840 a_4 = -0,181 a_5 = 0,014
2,0	26,0	21,35	26700	231,2	26,8	12,9	462,0	a_1 = 2,7401 a_2 = -2,7507 a_3 = 1,345 a_4 = -0,3727 a_5 = 0,0383

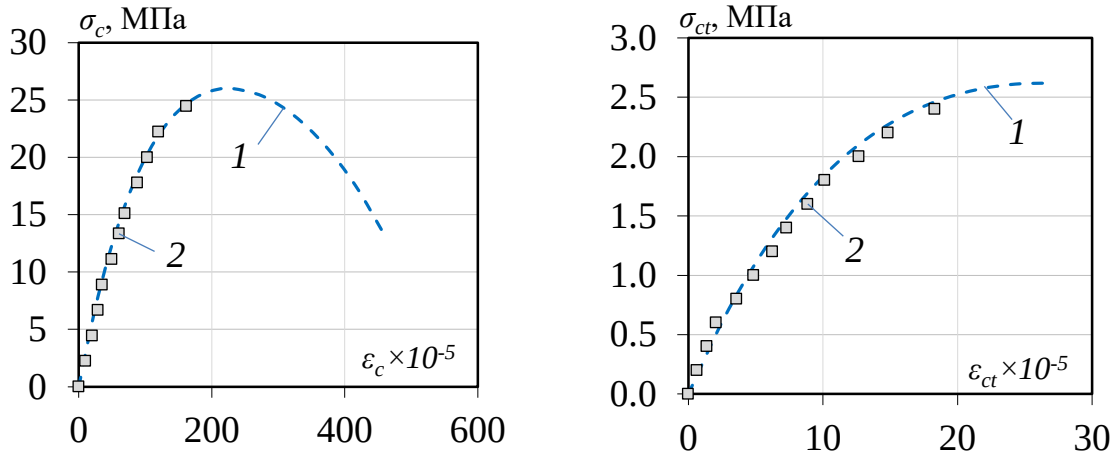
Таблиця 2.8 – Параметри повних діаграм деформування сталефібробетону для зразків другої серії

μ, %	Параметри діаграм деформування сталефібробетону							
	f_{ck}, МПа	f_{ctk}, МПа	E_c, МПа	$\varepsilon_{c,1}$ $\times 10^5$	$\varepsilon_{ct,1}$ $\times 10^5$	$\sigma_{c,u}$, МПа	$\varepsilon_{c,u}$ $\times 10^5$	Коефіцієнти полінома
1,0	24,5	2,35	29630	180,6	22,4	10,6	338,3	a_1 = 2,534 a_2 = -2,226 a_3 = 0,865 a_4 = -0,189 a_5 = 0,016



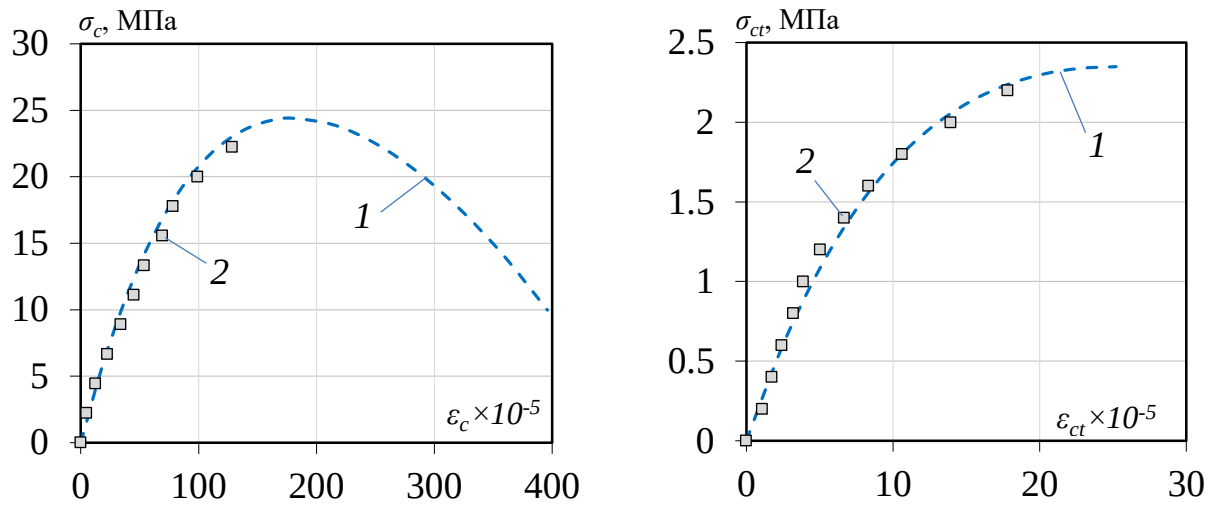
а) *б)*

Рисунок 2.7 – Діаграми деформування при стиску (а) та розтягу (б) призм першої серії з відносим відсотком армування сталевою фіброю μ=1,0%: *1* – залежність «σ – ε» за формулою (2.1); *2*– дослідні дані



а) *б)*

Рисунок 2.8 – Діаграми деформування при стиску (а) та розтягу (б) призм першої серії з відносим відсотком армування сталевою фіброю μ=2,0%: *1* – залежність «σ – ε» за формулою (2.1); *2*– дослідні дані



а) *б)*

Рисунок 2.9 – Діаграми деформування при стиску (а) та розтягу (б) призм другої серії: *1* – залежність «$\sigma - \varepsilon$» за формулою (2.1); *2*– дослідні дані

2.3.3. Механічні характеристики стержневої арматури

Армування експериментальних балок першої та другої серії виконувалось арматурними стержнями класу А500С діаметром 10, 12, 14 мм. Механічні характеристики стержнів встановлювали з дотриманням вимог нормативного документа [40]. Було випробувано три стержні Ø10 А500С довжиною по l = 50 см у розривній машині УММ-50. Розтягуючі зусилля прикладалися ступенями, після яких робились витримки для зняття відліків по приладах. Деформації кожного стержня вимірювали двома тензометрами Гугенбергера на базі l = 20 мм із ціною поділок 0,001 мм. Крім цього, процеси деформування стержнів фіксувались самописцями розривної машини. Під час випробувань фіксувалася межа текучості та гранична міцність арматурних стержнів. Результати випробувань стержнів представлені в таблиці 2.9.

Випробовування стержнів показали, що їхні фактичні механічні характеристики перевищують нормативні значення для арматури класу А500С на 20…25 %, але не відповідають таким показникам для арматури класу А600С.

За середніми показниками результатів випробування побудована діаграма деформування арматурних стержнів (рис. 2.10).

Таблиця 2.9 – Механічні властивості арматури

№ стержня	Діаметр (мм) та клас арматури	Площа перерізу, см^2	Межа текучості, σ_y, МПа	Модуль пружності, E_s, МПа	Межа міцності, σ_{ud}, МПа	Граничні деформації ε_{s0}
1	Ø10 А500С	0,785	510,4	$1{,}94\times10^5$	651,63	$309{,}2\times10^{-5}$
2	Ø10 А500С	0,785	515,2	$1{,}96\times10^5$	690,02	$318{,}2\times10^{-5}$
3	Ø10 А500С	0,785	498,1	$1{,}93\times10^5$	654,8	$314{,}5\times10^{-5}$
Сер.			507,9	$1{,}94\times10^5$	665,4	$313{,}9\times10^{-5}$

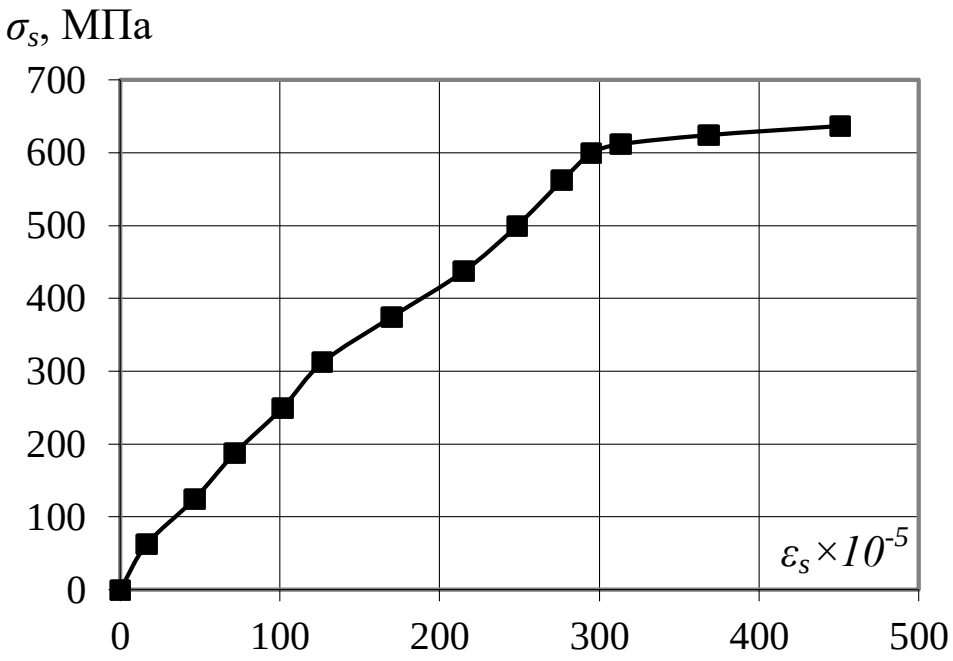


Рисунок 2.10 – Діаграма деформування арматурних стержнів діаметром 10 мм

2.4. Технологія виготовлення дослідних нерозрізних балок

Дослідні балки обох серій виготовлялися попарно в спеціальній опалубці – розбірній металевій касетній формі на 2 зразки. На етапі виготовлення арматурних каркасів на поздовжні стержні арматури наклеювали тензорезистори з базою l = 20 мм. Перед проклейкою тензорезисторів, площадки на стержнях попередньо

зачищали наждаком та обезжирювали. Пізніше до датчиків припаювали дріт, який виводили назовні (рис. 2.11).

Рисунок 2.11 – Вигляд каркасу із влаштованими тензорезисторами

Гідроізоляцію тензорезисторів виконували клеєм на основі епоксидної смоли та ізоляційною стрічкою. Також їх попередньо тарували за допомогою розривної машини УММ-50, що дозволило встановити ціну поділки датчиків.

Перед бетонуванням всі внутрішні поверхні опалубки змащувалися машинним маслом. Суміш для експериментальних зразків виготовлялася в бетонозмішувачі гравітаційної дії. Спочатку перемішували пісок і цемент у сухому стані, потім додавали воду і ще раз перемішували, а після цього в бетонну матрицю поступово додавали фібри та ретельно перемішували, домагаючись дотримання однорідної маси. Ущільнення суміші здійснювали за допомогою глибинного вібратора. У балках другої серії запланований розподіл фібр по об’єму реалізовувався через пошарове бетонування зразків. Технологічна перерва між вкладанням шару цементно-піщаної матриці та шару сталефібробетону, становила не більше 15 хвилин. Границя між зонами армування по довжині балки забезпечувалася встановленням тонкої тимчасової перегородки, що виймалася після закінчення процесу бетонування (рис. 2.12).

Експериментальні балки розпалублювали через три доби, далі вони пересипалися вологою тирсою та вкривалися поліетиленовою плівкою і зберігалися у такому середовищі протягом 28 діб. У подальшому, до моменту

випробування, усі зразки знаходились у природних температурно-вологісних умовах будівельної лабораторії Луцького НТУ (рис. 2.13).

Рисунок 2.12 – Загальний вигляд касетної опалубки *(а)*
та процесу бетонування зразків другої серії *(б)*

Рисунок 2.13 – Балки першої серії після розпалубки

2.5. Вимірювальні прилади та методика випробовування дослідних балок

Для визначення деформацій бетону та арматури в експериментальних дослідженнях використовувались: індикатори годинникового типу МИГ–1 з робочою базою $l = 100$ мм (для мінімізації впливу згину балки); тензометри Гугенбергера з ціною поділки 0,001 мм, які встановлювалися на поздовжню арматуру (база $l = 20$ мм); тензорезистори, які наклеювалися на бетон та арматуру з робочою базою відповідно $l = 50$ мм і $l = 20$ мм. На розтягнуту арматуру тензорезистори наклеювалися над опорою та в середині прольотів.

Для визначення максимальних прогинів балки, використовувалися прогиноміри типу 6ПАО з ціною поділки 0,01 мм. Для вимірювання ширини розкриття тріщин використано мікроскоп типу МПБ-3 із ціною поділки 0,02 мм.

Індикатори годинникового типу МИГ–1 кріпилися на дослідних зразках до крайніх стиснутих і розтягнутих волокон у середині прольотів і над опорою. База вимірювань деформацій становила 10 см. Також у цих місцях по висоті балки клеїлися ланцюжки тензорезисторів із кроком 30 мм. Покази тензорезисторів у всіх дослідах фіксували за допомогою вимірювального тензометричного комплексу ВНП–8. Прогиноміри кріпилися до нижніх граней балки під місцем прикладання сили та на відстані 40 см від крайньої опори. Схема розташування вимірювальних приладів на експериментальних нерозрізних залізобетонних балках представлена на рис. 2.14.

Для випробовування двопролітних нерозрізних залізобетонних балок була виготовлена спеціальна силова установка у вигляді рами. Нижня опорна балка виконувалась із двотавра № 36, на ній закріплювалися середня нерухома опора та крайні шарнірно-рухомі опори. У якості крайніх шарнірних опор використовувались кільцеві динамометри, які дозволили в процесі випробувань вимірювати опорні реакції та розкрити статичну невизначеність балки.

Між навантажувальною траверсою і верхньою фіксованою плитою преса розташовували гідравлічний домкрат і протарований кільцевий динамометр, за допомогою якого визначали повне навантаження на балку (рис. 2.15). Тиск у

домкраті створювали насосною станцією, на манометрі якої дублювали визначення навантаження. Така установка дала змогу навантажувати балки з похибками, які не перевищували 5 %.

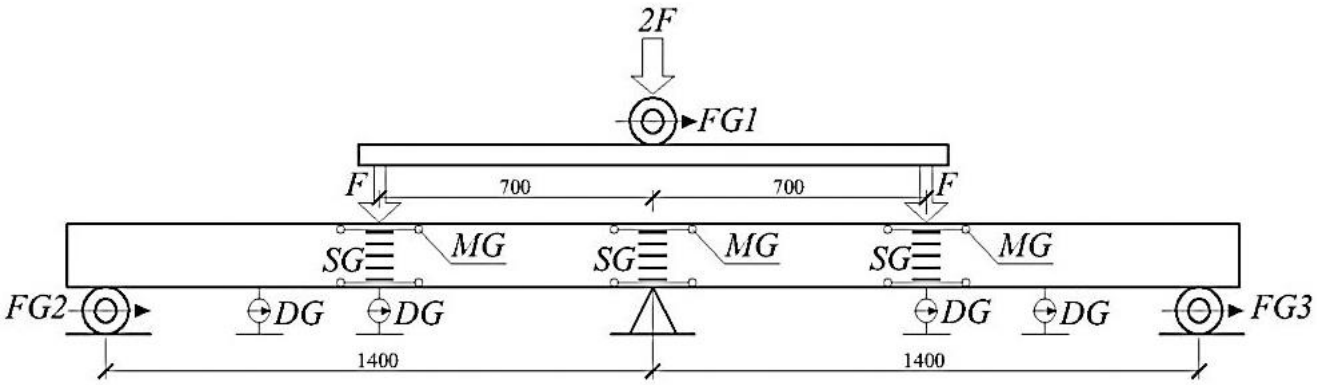


Рисунок 2.14 – Схема розташування вимірювальних приладів:
FG – динамометри; *SG* – тензорезистори; *DG* – прогиноміри;
MG – індикатори годинникового типу

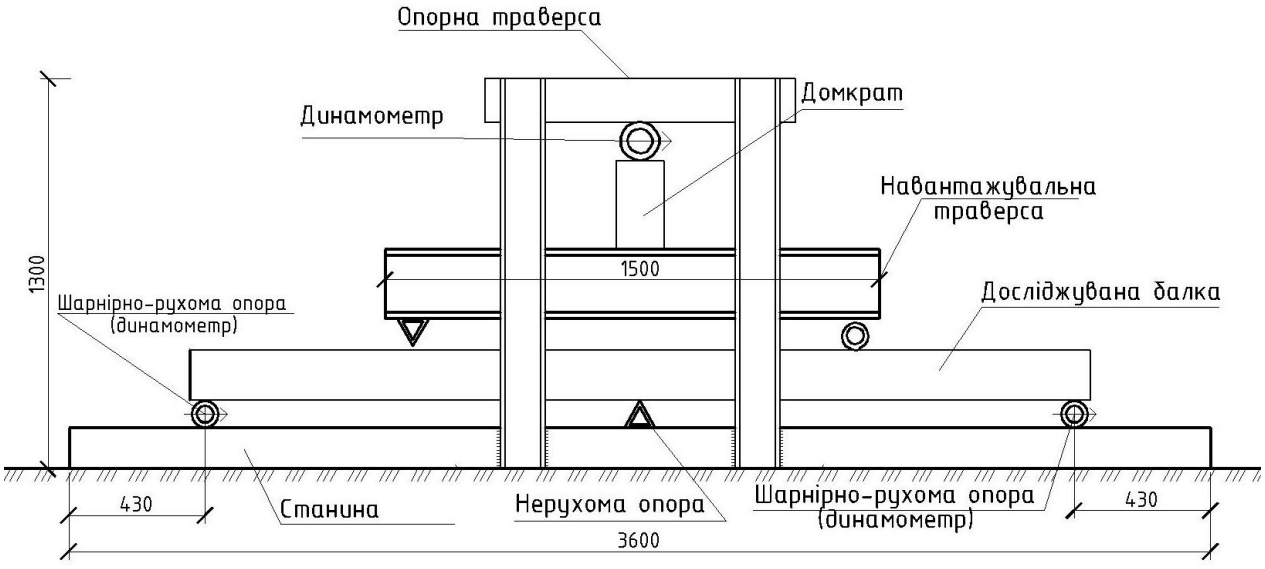


Рисунок 2.15 – Схема випробувальної силової установки

Балки випробовували навантаженням від двох зосереджених сил, які прикладалися на віддалі 70 см від центра нерухомої опори. Навантаження балок обох серій здійснювали одноразовим короткочасним зусиллям до їх руйнування.

Зосереджені сили прикладали ступенями, які були рівними приблизно (0,08 … 0,10) F_u, де F_u – передбачуване руйнівне навантаження, яке визначалося згідно норм [59]. На кожному ступені навантаження робились витримки тривалістю 10…15 хвилин. Протягом цього часу знімалися покази індикаторів годинникового типу, прогиномірів, опорних динамометрів, робилося опитування тензометричною станцією датчиків.

Для кращого візуального спостереження за виникненням і розвитком тріщин, перед дослідженням, на бокові поверхні балок наносився вапняний розчин. Поява тріщин фіксувалася візуально та відмічалась олівцем на обох бокових поверхнях балок. Також, під час випробувань, на рівні розтягнутої арматури відслідковувалася ширина розкриття тріщин у балках за допомогою переносного будівельного мікроскопа типу МПБ-3 із ціною поділки 0,02 мм. Ширина тріщин заміралася в місцях їх максимального розкриття. На кожному ступені фіксували утворення нових і розвиток старих тріщин. Загальний вигляд процесу випробувань дослідних балок зображений на рис. 2.16.

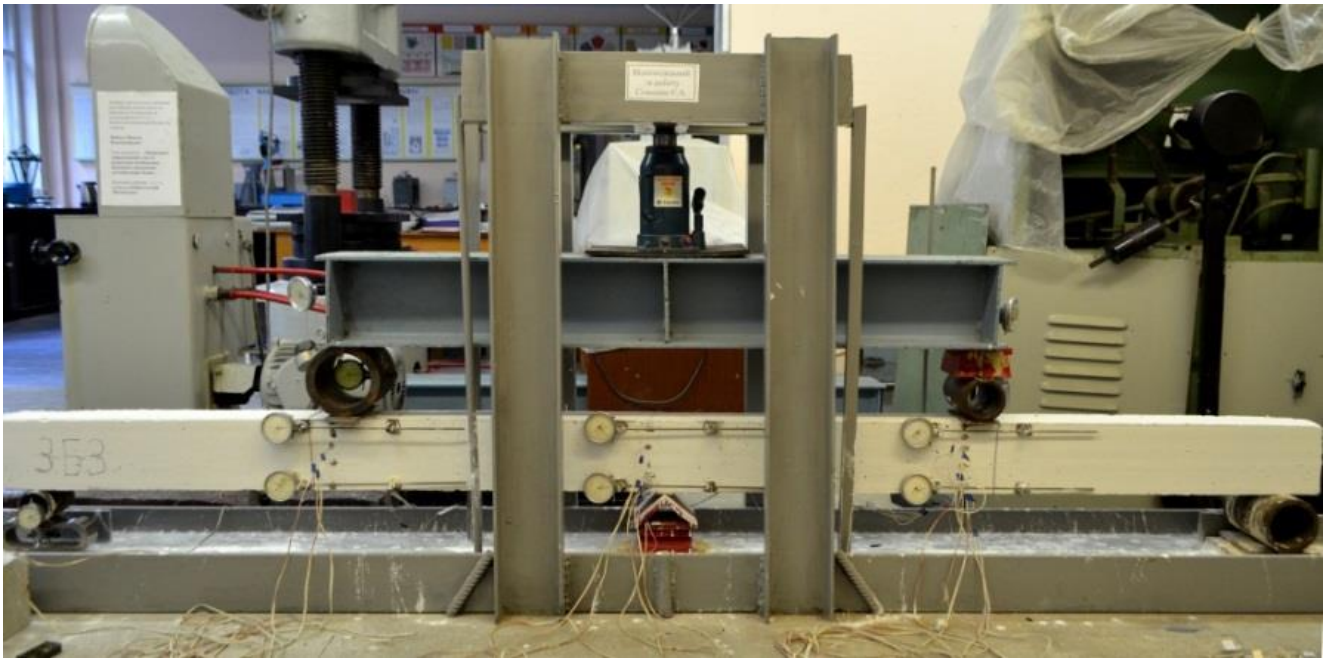


Рисунок 2.16 – Загальний вигляд процесу випробування балок

Випробовування кожного з експериментальних зразків виконували безперервно протягом 2…3 годин. Критерієм руйнування балок вважалися умови,

коли деформації арматури та бетону в нормальному перерізі зразка досягали граничних значень.

2.6. Висновки до другого розділу

1. Розроблена програма експериментальних досліджень дозволила вирішити задачі, поставлені в дисертаційній роботі.
2. Застосоване устаткування та вимірювальні прилади забезпечили необхідні виміри характеристик напружено-деформованого стану сталефібробетонних і комбіновано-армованих елементів із необхідною точністю.
3. Встановлені дійсні механічні характеристики бетону і арматури, які в подальшому були використані для аналізу роботи балок під навантаженням.
4. Програма та методика експериментальних досліджень дала можливість забезпечити необхідну достовірність отриманих результатів.

РОЗДІЛ 3

ЕКСПРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ НЕРОЗРІЗНИХ КОМБІНОВАНО-АРМОВАНИХ БАЛОК

3.1. Порівняння роботи нерозрізних залізобетонних балок з різним типом армування

У першій серії експериментальних досліджень ставилась задача порівняти несучу здатність, жорсткість і тріщиностійкість нерозрізних балок із різними способами армуванням. У процесі випробувань, піддавались однократному навантаженню до руйнування три типи нерозрізних двопролітних балок: залізобетонні балки із дрібнозернистого бетону 1Б1-1,2; комбіновано-армовані балки 1Б2-1,2; сталефібробетонні 1Б3-1,2. Основною ціллю досліджень було порівняння руйнівного навантаження, прогинів дослідних балок і ширини розкриття тріщин.

Величина руйнівного навантаження для балок становила:

1Б1-1 – F_u = 27 kH, 1Б1-2 – F_u = 26 kH;

1Б2-1 – F_u = 26,5 kH, 1Б2-2 – F_u = 26 kH;

1Б3-1 – F_u = 9 kH, 1Б3-2 – F_u= 6 kH.

У процесі досліджень зразків до руйнування були помічені характерні особливості їх роботи. Зокрема залізобетонна балка 1Б1-1 зруйнувалася внаслідок досягнення арматурою та бетоном граничних деформацій у похилих перерізах (рис. 3.1). На першій стадії навантаження спостерігалось утворення декількох незначних нормальних тріщин над середньою опорою, також розвиток цих тріщин і утворення нових у прольотах під навантаженням. При навантаженні F = 13 кН утворювалися і інтенсивно розвивалися похилі тріщини з обох сторін середньої опори. Ширина їх розкриття становила w_k = 0,15 мм при F = 10 кН і w_k = 0,5 мм при F = 20 кН. Нормальні тріщини фактично перестали розвиватись після утворення похилих. Руйнування балки відбувалось різко, по критичній похилій

тріщині, з викришуванням бетону. Прогини розвивались плавно та становили f = 0,735 мм і f = 0,798 мм. Балка 1Б1-2 зруйнувалась також по похилих перерізах, процес руйнування був аналогічним до 1Б1-1, однак кількість і висота нормальних тріщин були дещо меншими.

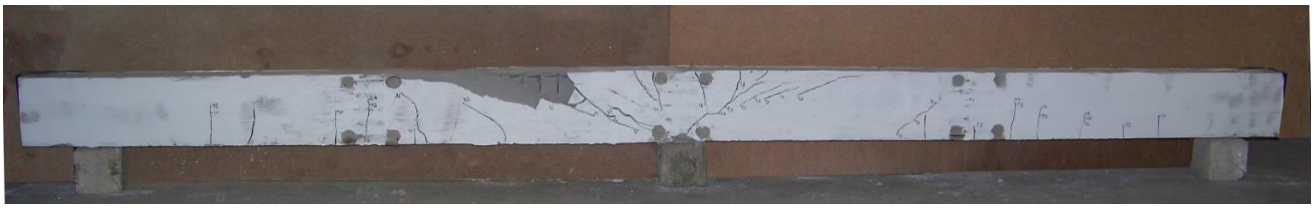


Рисунок 3.1 – Характер руйнування балки 1Б1–1

Комбіновано-армована балка 1Б2-1 зруйнувалася по нормальних перерізах, внаслідок досягнення арматурою та СФБ граничних деформацій у нормальних перерізах над опорою і під зосередженими силами (рис. 3.2). Перші тріщини стали з’являтися, як і в 1Б1-1, на перших стадіях випробовування при F = 4 кН в зоні нормальних перерізів, але розташовувалися вони значно частіше та переплітались між собою. Вони інтенсивно розвивалися до самого руйнування балки. Ширина їх розкриття становила w_k = 0,15 мм при F = 10 кН та w_k = 0,4 мм при F = 20 кН. Похилі тріщини стали з’являтися при навантаженні F = 20 кН, однак ширина їх розкриття була незначною. Прогини становили f = 0,682 і f = 0,712 см у лівому та правому прольотах відповідно. Балка-близнюк 1Б2-2 зруйнувалась аналогічно, однак при її випробуванні було зафіксовано дещо меншу кількість похилих тріщин.

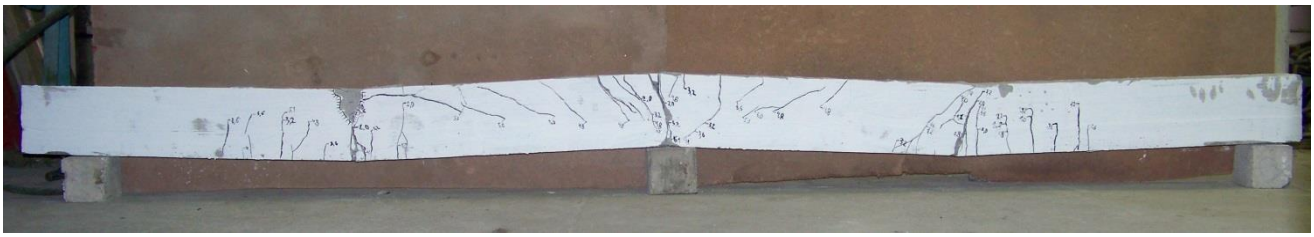


Рисунок 3.2 – Характер руйнування балки 1Б2–1

Сталефібробетонна балка 1Б3-1 зруйнувалась по нормальних перерізах у прольотах і на середній опорі, внаслідок досягнення сталефібробетоном граничних

деформацій у крайніх розтягнутих волокнах (рис. 3.3). На перших етапах навантаження тріщин не спостерігалось, і лише при рівні F = 5 кН в прольотах і на опорі одночасно з'явилось і стало розвиватись по одній нормальній тріщині. Прогини балки розвивались незначно та становили f = 0,230 см і f = 0,245 см у лівому і правому прольотах відповідно. Балка руйнувалась повільно, без роздроблення і викришування бетону. При випробовуванні балки 1Б3-2 тріщин не спостерігалось до навантаження F = 4 кН. Потім утворилася одна нормальна тріщина над середньою опорою, яка інтенсивно розвивалась до самого руйнування. У прольотах виникло по одній незначній нормальній тріщині перед самим руйнуванням балки.

Рисунок 3.3 – Характер руйнування балки 1Б3–1

На графіках на рис. 3.4 представлена зміна експериментально отриманих значень прогинів балок першої серії в процесі навантаження.

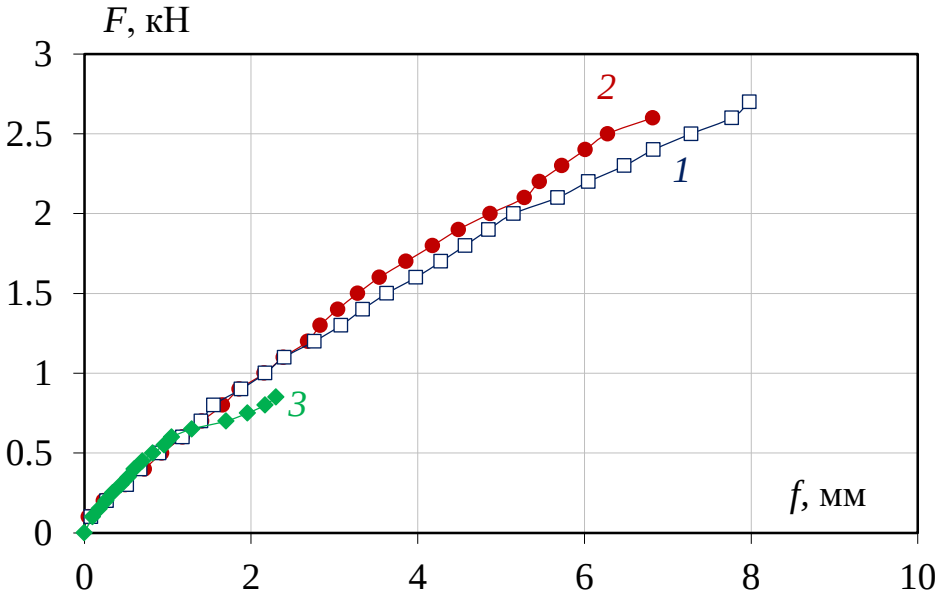


Рисунок 3.4 – Зміна прогинів балок першої серії:

1 – прогини балок 1Б1; *2* – те ж для балок 1Б2; *3* – те ж для балок 1Б3

Аналізуючи дані на рис. 3.4, можна стверджувати, що додаткове дисперсне армування сталевою фіброю бетонної матриці балок підвищує їх несучу здатність і жорсткість, що призводить до зменшення прогинів. Також у комбіновано-армованих зразках спостерігається, порівняно із залізобетонними, менша висота і ширина розкриття тріщин.

3.2. Дослідження перерозподілу зусиль і напружено-деформованого стану нерозрізних комбіновано-армованих балок другої серії

У другій серії досліджень вивчалася та порівнювалася робота тільки комбіновано-армованих нерозрізних балок, але з різними варіантами додаткового дисперсного армування перерізу сталевими фібрами по висоті. У якості основного армування, у балках другої серії використовувались два каркаси з поздовжньою робочою арматурою Ø10 А500С та Ø12 А500С.

3.2.1. Напружено-деформований стан балок із дисперсним армуванням по всій висоті перерізу

3.2.1.1. Балки із стержневою арматурою Ø10 А500С

Балки 2Б1-1 та 2Б1-2 були армовані сталевими фібрами по всьому об’єму з відсотком дисперсного армування μ_{fv} = 1 %. У балці 2Б1-1 перші тріщини з’явилися при навантаженні F = 16 кН, у місцях прикладання сил і над середньою опорою. Відносні деформації крайнього стиснутого волокна бетону, при цьому рівні навантаження, становили $\varepsilon_{c,sup}$= 28,7*10^{-5} над опорою та $\varepsilon_{c,sp}$= 26,2*10^{-5} у прольоті. Деформації арматури відповідно становили $\varepsilon_{s,sup}$= 70,21*10^{-5} та $\varepsilon_{s,sp}$= 47,65*10^{-5}, що відповідає напруженням в арматурі $\sigma_{s,sup}$ = 186,2 МПа та $\sigma_{s,sp}$ = 125,1 МПа, відповідно. При навантаженні балки до рівня F = 32 кН деформації арматури збільшилися до $\varepsilon_{s,sup}$ = 184,9*10^{-5} та $\varepsilon_{s,sp}$ = 112,54*10^{-5}, що є майже пропорційно збільшенню навантаження. Такий ріст деформацій арматури свідчить про роботу балки в стадії близькій до пружної. Деформації крайнього

стиснутого волокна бетону збільшились із аналогічною пропорційністю та становили $\varepsilon_{c,sup}$= 75,17*10^{-5} над опорою та $\varepsilon_{c,sp}$= 57,75*10^{-5} у прольоті.

До рівня навантаження F = 44 кН приріст деформацій у розтягнутій арматурі та стиснутому бетоні відбувався рівномірно. В діапазоні F = 16,0…44,0 кН приріст деформацій у перерізі над опорою був більшим, ніж в прольотних перерізах і становив $\Delta\varepsilon_{s,sup}$ = 188,21*10^{-5} при $\Delta\varepsilon_{s,sp}$ = 104,59*10^{-5} в прольотному перерізі. Приріст деформацій стиснутого бетону в цих межах також відбувався за законом близьким до лінійного і становив $\Delta\varepsilon_{c,sup}$= 103,61*10^{-5} та $\Delta\varepsilon_{c,sp}$= 60,05*10^{-5}. Відношення приростів деформацій опорних і прольотних перерізів на цьому діапазоні для арматури та бетону дуже близьке і становить $\Delta\varepsilon_{s,sup}/\Delta\varepsilon_{s,sp}$ = 1,79 та $\Delta\ \varepsilon_{c,sup}/\Delta\varepsilon_{c,sp}$ = 1,72. Аналізуючи ці значення, можна зробити висновок, що в даному діапазоні навантажень бетон та арматура працювали сумісно, а деформування матеріалів мало переважно пружний характер.

При подальшому збільшенні навантаження спостерігався наступний, третій етап роботи балки. При F = 48 кН значення деформації арматури в прольотах і над середньою опорою різко збільшилися та становили $\varepsilon_{s,sp}$ = 262,02*10^{-5} і $\varepsilon_{s,sup}$ = 371,43*10^{-5} > ε_{s0} = 314,0*10^{-5}. Деформації в арматурі над середньою опорою перевищили межу текучості, що призвело до утворення пластичного шарніра. Свідченням цього, також може слугувати вирівнювання приросту деформацій арматури в прольоті та на опорі. Значення цього приросту в діапазоні F = 44…48 кН становило $\Delta\varepsilon_{s,sup}$ = 113,01*10^{-5} і $\Delta\varepsilon_{s,sp}$ = 109,78*10^{-5}.

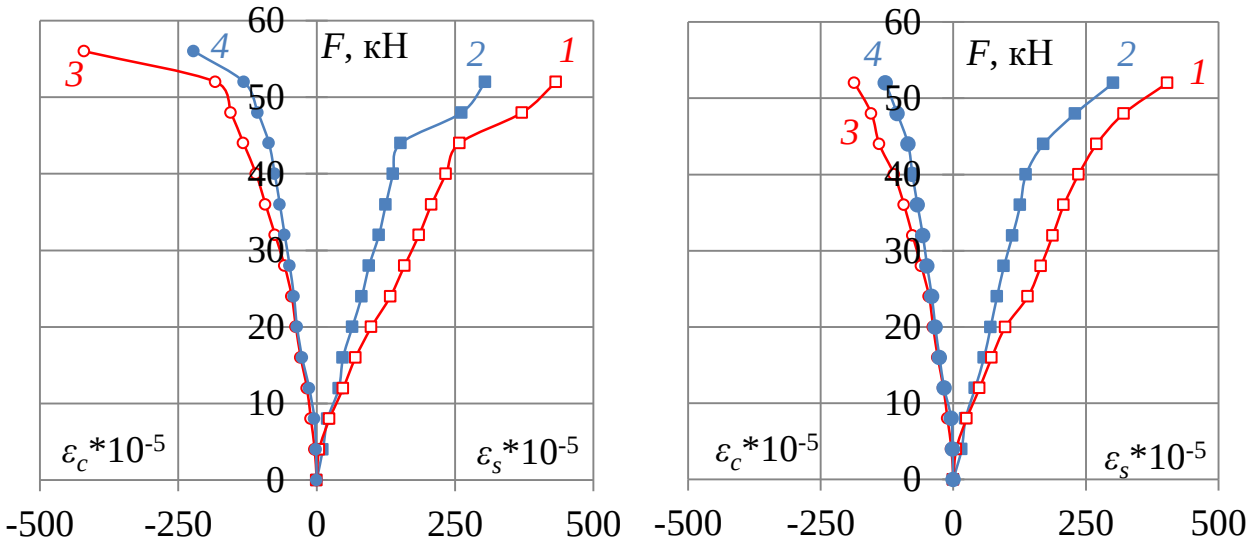
Збільшення деформацій стиснутого бетону відбувалося пропорційно до рівня F = 52 кН. При цьому рівні значення деформацій крайнього стиснутого волокна опорного перерізу перевищили максимальні значення ε_{c1}= 181,6*10^{-5} і становили $\varepsilon_{c,sup}$= 182,5*10^{-5}. Балка 2Б1-1 продовжувала чинити опір зовнішньому навантаженню за рахунок невичерпаної міцності прольотних перерізів. Бетон у перерізі над опорою працював на низхідній вітці діаграми деформування. Максимальні відносні деформації стиснутої зони бетону в прольоті, при цьому рівні навантаження, становили $\varepsilon_{c,sp}$= 131,42*10^{-5}, деформації арматури –

$\varepsilon_{s,sp}$ = 302,91*10^{-5}. Руйнування балки відбулося при F = 55 кН, коли значення деформацій бетону в прольотних перерізах перевищили максимальні, що призвело до роздроблення стиснутої зони перерізу. Зміна деформацій арматури та бетону в процесі навантаження балок 2Б1-1,2 представлена в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Зміна прольотних M_{sup} та опорних M_{sp} згинальних моментів, деформацій бетону і арматури при навантаженні балок другої серії 2Б1-1,2

F, кН	M_{sup} , кНм	M_{sp}, кНм	Деформації бетону		Деформації арматури	
			$\varepsilon_{c,sup}$*10^{-5}	$\varepsilon_{c,sp}$*10^{-5}	$\varepsilon_{s,sup}$*10^{-5}	$\varepsilon_{s,sp}$*10^{-5}
2Б1-1						
0	0.00	0.00	0	0	0	0
4	1.90	0.45	-3.5	-1.0	4.54	11.1
8	3.66	0.97	-10.5	-4.0	23.3	19.8
12	4.79	1.80	-17.5	-13.5	47.8	40.2
16	5.63	2.79	-28.0	-26.0	70.2	47.6
20	6.90	3.55	-37.5	-35.5	99.0	64.5
24	8.75	4.03	-45.0	-41.0	133.3	81.5
28	9.94	4.83	-58.0	-48.7	158.7	94.9
32	11.34	5.53	-75.0	-57.7	184.9	112.5
36	12.29	6.46	-92.4	-66.4	207.5	125.0
40	12.74	7.63	-109.5	-75.7	233.7	137.9
44	13.54	8.63	-132.3	-86.2	258.4	152.2
48	13.14	10.23	-155.0	-106.2	371.4	262.0
52	13.03	11.68	-182.5	-131.4	432.7	302.9
54	12.96	12.42	-222.5	-158.3		363.2
2Б1-2						
0	0	0	0	0	0	0
4	1.82	0.53	-3.3	-1.3	5.62	15.84
8	3.55	1.02	-11	-3.8	25.36	23.33
12	5.15	1.63	-18.4	-17.1	49.75	41.35
16	5.93	2.64	-29.2	-25.9	72.52	58.12
20	7.40	3.30	-37.8	-33.87	98.24	70.58
24	9.00	3.90	-45.6	-40.28	140.96	82.63
28	10.19	4.70	-60.1	-49.32	165.48	95.74
32	11.58	5.41	-76.8	-57.23	187.53	111.85
36	12.70	6.25	-92.67	-67.45	208.6	126.42
40	13.12	7.44	-111.36	-76.89	236.42	137.22
44	13.60	8.60	-139.6	-85.21	270.58	170.33
48	13.08	10.26	-154.21	-105.63	321.71	230.14
52	12.95	11.72	-186.3	-127.6	403.68	301.92

Особливості напружено-деформованого стану балки-близнюка 2Б1-2 в процесі випробувань були подібними до балки 2Б1-1. Основні характеристики, отримані під час експериментального дослідження, представлені в таблиці 3.1. Перші тріщини в балці 2Б1-2 з'явилися при значенні F = 12 кН. Деформації крайнього стиснутого волокна бетону, при цьому рівні навантаження, становили $\varepsilon_{c,sup}$= 18,4*10^{-5} над опорою та $\varepsilon_{c,sp}$= 17,1*10^{-5} в прольоті. Деформації арматури відповідно становили $\varepsilon_{s,sup}$= 46,61*10^{-5}, $\varepsilon_{s,sp}$= 41,35*10^{-5}. Як і у балці 2Б1-1, пропорційний ріст деформацій спостерігався до значення F = 44 кН, при якому деформації арматури становили $\varepsilon_{s,sup}$= 270,05*10^{-5}, $\varepsilon_{s,sp}$= 159,25*10^{-5} (рис. 3.5). Руйнування балки відбулося при F = 54 кН внаслідок різкого росту деформацій в арматурі і бетоні в прольотах після утворення пластичного шарніра в перерізі над опорою.



а) *б)*

Рисунок 3.5 – Деформації розтягнутої арматури та бетону стиснутої зони в процесі навантаження балки 2Б1-1*(а)* та 2Б1-2*(б)*:

1 – деформації арматури над середньою опорою; *2* – те ж у прольотах;

3 – деформації бетону над середньою опорою; *4* – те ж у прольотах

Характерним показником перерозподілу зусиль у нерозрізних балках, може слугувати зміна опорних реакцій і згинальних моментів у перерізах балок. У процесі випробовувань балок, за допомогою кільцевих динамометрів, що

слугували крайніми опорами, були визначені середні експериментальні значення реакцій крайніх опор R і таким чином розкрита статична невизначеність балок.

За умови пружної роботи балок при заданій схемі навантаження із поправкою на деформації випробувальної силової установки, крайні опорні реакції рівні $R_{el} = 0{,}22F$, а з урахуванням повного перерозподілу зусиль – $R_{pl} = 0{,}3F$. За цими виразами на кожному ступені навантаження підраховані значення R_{el} і R_{pl}, а також відношення R/R_{el} і R/R_{pl} (табл. 3.2).

Таблиця 3.2 – Зміна крайніх опорних реакцій при навантаженні балок 2Б1-1 та 2Б1-2

F, кН	Теоретичні значення реакцій, кН		Дослідні значення реакцій R, кН					
			Балка 2Б1-1			Балка 2Б1-2		
	R_{el}	R_{pl}	R	R/R_{el}	R/R_{pl}	R	R/R_{el}	R/R_{pl}
0	0.0	0.0	0	0	0	0	0	0
8	1.76	2.4	1.50	0.85	0.63	1.53	0.87	0.64
12	2.64	3.6	2.60	0.98	0.72	2.38	0.90	0.66
16	3.52	4.8	3.85	1.09	0.80	3.62	1.03	0.75
20	4.4	6	4.88	1.11	0.81	4.53	1.03	0.76
24	5.28	7.2	5.62	1.06	0.78	5.38	1.02	0.75
28	6.16	8.4	6.69	1.09	0.80	6.42	1.04	0.76
32	7.04	9.6	7.66	1.09	0.80	7.37	1.05	0.77
36	7.92	10.8	8.92	1.13	0.83	8.45	1.07	0.78
40	8.8	12	10.30	1.17	0.86	9.86	1.12	0.82
44	9.68	13.2	11.57	1.20	0.88	11.30	1.17	0.86
48	10.56	14.4	13.44	1.27	0.93	13.10	1.24	0.91
52	11.44	15.6	15.17	1.33	0.97	14.77	1.29	0.95
54	11.88	16.2	16.04	1.35	0.99	15.58	1.31	0.96
Примітка. R_{el} – опорні реакції за умови пружної роботи балок; R_{pl} – опорні реакції, визначені з урахуванням перерозподілу зусиль.								

Для балки 2Б1-1 відношення R/R_{el} до рівня навантаження F = 32 кН змінювалося в межах R/R_{el} =0,85 … 1,09. Отже, зміна реакцій на крайніх опорах була дуже близька до теоретичних значень за умови роботи балки в пружній стадії. Незначні відхилення відношення R/R_{el} можна пояснити наявністю тріщин у розтягнутому бетоні в прольотах і на опорі.

Відношення фактичного значення опорної реакції до значення із врахуванням перерозподілу R/R_{pl}, від моменту утворення перших тріщин при навантаженні F = 16 кН до рівня F = 32 кН перебувало в межах R/R_{pl} = 0,78…0,8. При збільшенні приросту деформацій в опорному перерізі та досягненні арматурою межі текучості, відношення R/R_{pl} почало різко збільшуватись і досягло перед руйнуванням максимального значення R/R_{pl} = 0,99. Тобто в дослідному зразку відбувся фактично повний перерозподіл зусиль. Зміна експериментальних значень опорних реакцій у процесі навантаження представлена на рис. 3.6.

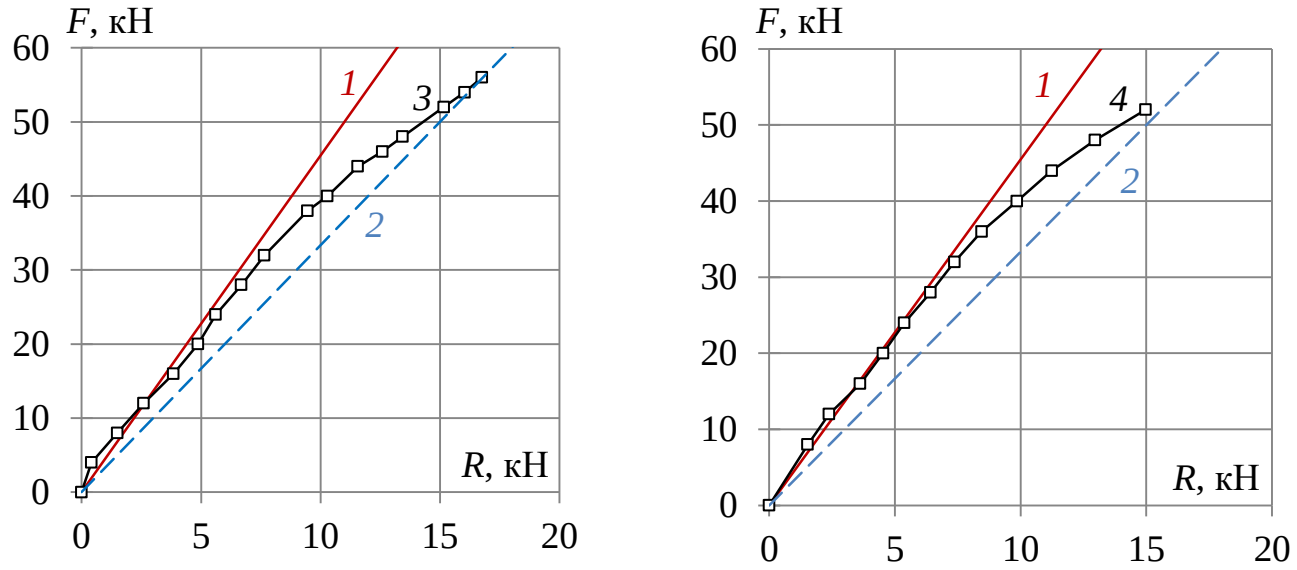


Рисунок 3.6 – Зміна реакцій на крайніх опорах при навантаженні балок 2Б1:
1 – теоретичні за пружної стадії роботи; *2* – те ж, з урахуванням перерозподілу зусиль; *3* – експериментальні в балці 2Б1-1; *4* – те ж, в балці 2Б1-2

Для балки 2Б1-2 відношення R/R_{el} від моменту утворення тріщин до рівня навантаження F = 32 кН знаходилось у межах R/R_{el} = 1,03…1,05, а відношення R/R_{pl} у межах R/R_{pl} =0,75…0,77, що також практично відповідало пружній стадії роботи. Різке збільшення відношення R/R_{el} розпочалося при F = 44 кН і досягло максимального значення перед руйнуванням (при F = 55 кН), яке становило R/R_{el} = 1,31. Відношення R/R_{pl} на останньому етапі навантаження становило R/R_p = 0,96. Як видно, робота балки 2Б1-2 на всіх етапах навантаження практично

співпадала із роботою балки близнюка 2Б1-1. Розбіжності в основних показниках становили не більше, ніж 5 %.

На основі отриманих при випробуваннях експериментальних значень опорних реакцій, визначалися фактичні згинальні моменти в опорних і прольотних перерізах балок. Відношення теоретичних значень згинальних моментів за пружної стадії, при заданій схемі навантаження із поправкою на деформацію силової установки, становить M_{sup}/M_{sp} = 2,53. Для балки 2Б1-1 у рамках діапазону F = 16…36 кН відношення M_{sup}/M_{sp} змінювалося в межах M_{sup}/M_{sp} = 2,02…1,9. Від рівня навантаження F = 36 кН, це відношення почало зменшуватися інтенсивніше, що свідчило про активізацію процесу перерозподілу зусиль. Різке зменшення відношення відбулося на останніх рівнях навантаження, коли деформації бетону та арматури в перерізі над центральною опорою досягли своїх максимальних значень. Зміну дослідних прольотних та опорних згинальних моментів у процесі навантаження балок можна спостерігати на рис. 3.7.

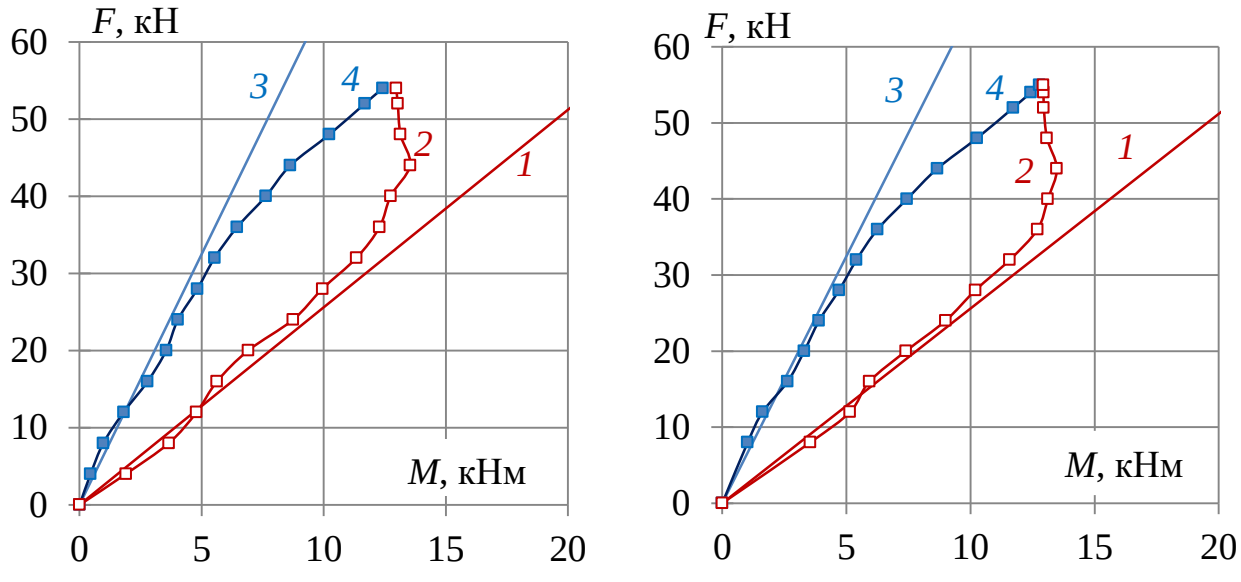


Рисунок 3.7 – Зміна прольотних і опорних моментів в процесі навантаження балок 2Б1-1*(а)* та 2Б1-2*(б)*:

1 – теоретичні значення опорного моменту M_{sup} за умов пружної роботи;

2 – експериментальні значення M_{sup}; *3* – теоретичні значення M_{sp} за умов пружної роботи; *4* – експериментальні значення M_{sp}

На графіку видно, що при рівні навантаження $F = 44$ кН значення опорного моменту досягли максимальної величини. Після того, напруження в арматурі над середньою опорою досягли межі текучості, внаслідок чого величина опорного моменту почала зменшуватись. Значення M_{sp} продовжувало зростати, і безпосередньо перед руйнуванням значення моментів практично вирівнялись. Відношення моменту на опорі до прольотного моменту на останньому етапі становило $M_{sup}/M_{sp} = 1{,}11$.

Характер зміни згинальних моментів при навантаженні балки 2Б1-2 був подібний до такого, як у балці 2Б1-1. Відношення M_{sup}/M_{sp} на першому та другому етапі роботи балки, в діапазоні $F = 12…44$ кН, змінювалося в межах $M_{sup}/M_{sp} = 3{,}16…1{,}48$. При досягненні рівня навантаження $F = 44$ кН, спостерігалось, як і у балці 2Б1-1, зменшення опорного згинального моменту, що свідчить про інтенсивний процес перерозподілу зусиль. Перед руйнуванням балки, відношення моментів становило $M_{sup}/M_{sp} = 1{,}04$, що також підтверджує фактично повний перерозподіл.

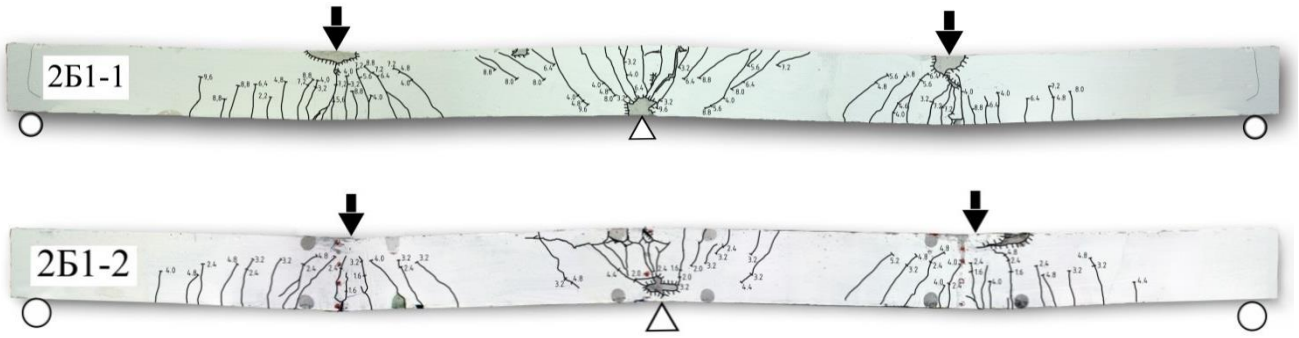


Рисунок 3.8 – Характер руйнування балок 2Б1-1,2

3.2.1.2. Балки із стержневою арматурою Ø12 А500С

Балка 2Б1-3 відрізнялася від балок 2Б1-1,2 збільшеним відсотком армування стержневою арматурою. В опорних і прольотних перерізах, балка була армована двома стержнями Ø12 А500С ($A_{sup} = A_{sp} = 1{,}13$ см^2), межа міцності якої становила $\sigma_{ud} = 725$ МПа, а межа текучості $\sigma_y = 640$ МПа. Призмова міцність бетону на стиск також була більшою, ніж у перших зразках, і становила $f_{ck} = 29{,}8$ МПа. Максимальні деформації бетону ε_{cI}, що відповідають значенню f_{ck},

становили $\varepsilon_{cI} = 176{,}3*10^{-5}$. Зважаючи на більшу площу стержневої арматури та вищу міцність бетону, несуча здатність балки відповідно також була вищою. Величина руйнівного навантаження становила $F_u = 77$ кН.

Таблиця 3.3 – Зміна крайніх опорних реакцій при навантаженні балки 2Б1-3

F, кН	Теоретичні значення реакцій, кН		Дослідні значення реакцій R, кН		
	R_{el}	R_{pl}	R	R/R_{el}	R/R_{pl}
0	0.0	0	0		0
8	1.8	2.4	1.52	0.86	0.63
16	3.5	4.8	3.31	0.94	0.69
24	5.3	7.2	5.23	0.99	0.73
32	7.0	9.6	7.17	1.02	0.75
40	8.8	12	9.52	1.08	0.79
48	10.6	14.4	11.94	1.13	0.83
56	12.3	16.8	14.10	1.14	0.84
64	14.1	19.2	16.42	1.17	0.86
72	15.8	21.6	19.82	1.25	0.92
76	16.7	22.8	21.83	1.31	0.96
Примітка. R_{el} – опорні реакції за умови пружної роботи балок; R_{pl} – опорні реакції з урахуванням перерозподілу зусиль.					

Робота балки 2Б1-3 на перших рівнях навантаження повністю відповідала пружній стадії. Перші тріщини з’явились одночасно в прольотах і над опорою при значенні навантаження F = 16 кН. Значення деформацій бетону при цьому становили $\varepsilon_{c,sup} = 12{,}0*10^{-5}$ над опорою та $\varepsilon_{c,sp} = 27{,}5*10^{-5}$ у прольоті. У процесі навантаження балки до рівня F = 40 кН, відношення експериментальних опорних реакцій до теоретичних у пружній стадії (R/R_{el}) залишалося в межах $R/R_{el} = 0{,}94…1{,}08$ (табл. 3.3). Ці показники дещо відрізняються від аналогічних у балках 2Б1-1 та 2Б1-2 і свідчать про більш пружну роботу балки 2Б1-3 на цих рівнях навантаження. Відношення згинальних моментів на цьому етапі змінювалися в межах $M_{sup}/M_{sp} = 2{,}97…2{,}08$.

Поступове відхилення величини опорних реакцій спостерігалося починаючи із навантаження в прольоті F = 48 кН (рис. 3.9). Відношення експериментального значення опорної реакції до теоретичного з врахуванням перерозподілу, при цьому, становило R/R_{pl} = 0.83 і при подальшому навантаженні поступово збільшувалось.

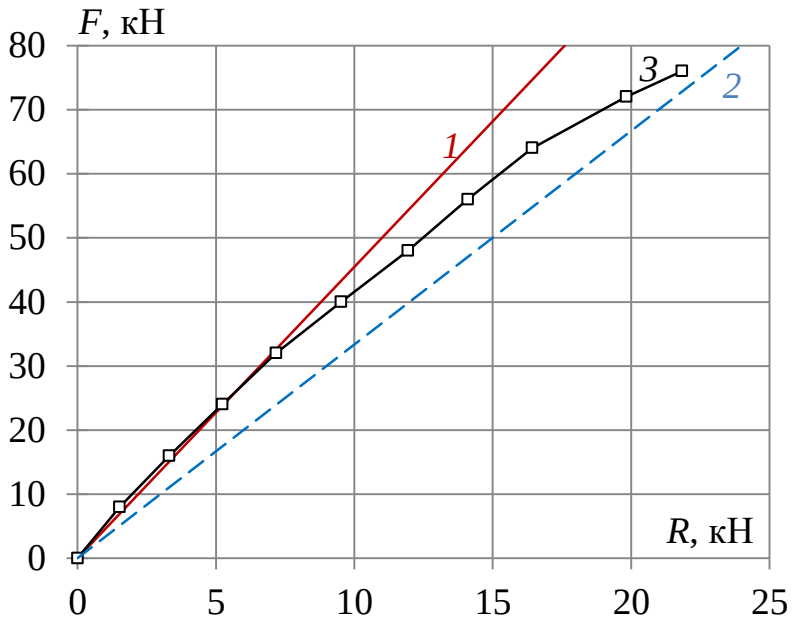


Рисунок 3.9 – Зміна опорних реакцій при навантаженні балки 2Б1-3:
1 – теоретичні за пружної стадії роботи; *2* – те ж, з урахуванням перерозподілу зусиль; *3* – експериментальні

Деформації бетону від появи перших тріщин і до рівня навантаження F = 56 кН розвивалися практично лінійно. Приріст деформацій стиснутого бетону на кожному ступені навантаження (рівному ΔF = 8 кН) був практично однаковий і в опорних, і в прольотних перерізах, та знаходився в межах $\Delta\varepsilon_c = 10*10^{-5}…15*10^{-5}$. Величини деформацій бетону над опорою і в прольотах майже не відрізнялися і становили, при F = 56 кН: $\varepsilon_{c,sup} = 80{,}5*10^{-5}$ та $\varepsilon_{c,sp} = 77{,}5*10^{-5}$.

Розвиток зусиль в арматурі в діапазоні навантажень до F = 56 кН також мав лінійний характер, про що свідчить приріст деформацій на кожному ступені навантаження, який знаходився в межах $\Delta\varepsilon_{s,sup} = 40*10^{-5}…50*10^{-5}$ для опорної арматури, та $\Delta\varepsilon_{s,sp} = 26*10^{-5}…34*10^{-5}$ для прольотної. Як видно з таблиці 3.4,

величини деформацій у арматурних стрижнях над опорою і в прольотах відрізнялися і становили при F = 48 кН $\varepsilon_{s,sup}$= 273,1*10^{-5} та $\varepsilon_{s,sp}$= 134,2*10^{-5}.

Таблиця 3.4 – Зміна прольотних M_{sup} та опорних M_{sp} згинальних моментів, деформацій бетону і арматури при навантаженні балки 2Б1-3

F, кН	M_{sup} , кНм	M_{sp}, кНм	Деформації бетону		Деформації арматури	
			$\varepsilon_{c,sup}$*10^{-5}	$\varepsilon_{c,sp}$*10^{-5}	$\varepsilon_{s,sup}$*10^{-5}	$\varepsilon_{s,sp}$*10^{-5}
0	0.00	0.00	0	0	0	0
8	3.62	0.99	-3	-3.5	9.7	8.8
16	6.70	2.25	-12	-27.5	79.2	35.9
24	9.53	3.63	-20.5	-31	135.6	56.1
32	12.31	5.04	-30.2	-40	186.7	82.8
40	14.28	6.86	-45.1	-51.5	230.5	108.1
48	16.12	8.74	-57.5	-66	273.1	134.2
56	18.47	10.37	-80.5	-77.5	326.4	168.1
64	20.49	12.16	-110.4	-92.5	416.8	207.0
72	20.38	15.01	-172.6	-115.5		243.5
76	19.72	16.74	-241.5	-132.0		296.3

Починаючи зі ступеня навантаження F = 56 кН, у балці 2Б1-3, спостерігалася поява значної кількості похилих тріщин, ширина розкриття яких перевищувала ширину тріщин нормальних до поздовжньої осі елемента, розвиток яких почав сповільнюватися. Також почався швидкий ріст деформацій бетону стиснутої зони над центральною опорою і при величині F = 72 кН вони наблизились до граничних значень і складали $\varepsilon_{c,sup}$= 172,6*10^{-5}. Деформації ж бетону в прольотах продовжували зростати лінійно та становили $\varepsilon_{c,sp}$= 115,5*10^{-5}.

Деформації арматури у балці 2Б1-3, при стабільному лінійному розвитку на всіх етапах навантаження, досягли в опорному перерізі межі текучості після F = 56 кН і становили $\varepsilon_{s,sup}$= 416,8*10^{-5} при F = 64 кН. Це вказує на утворення пластичного шарніра над середньою опорою, що також підтверджує зменшення опорного згинального моменту, при подальшому навантаженні, що видно на графіку (рис. 3.10).

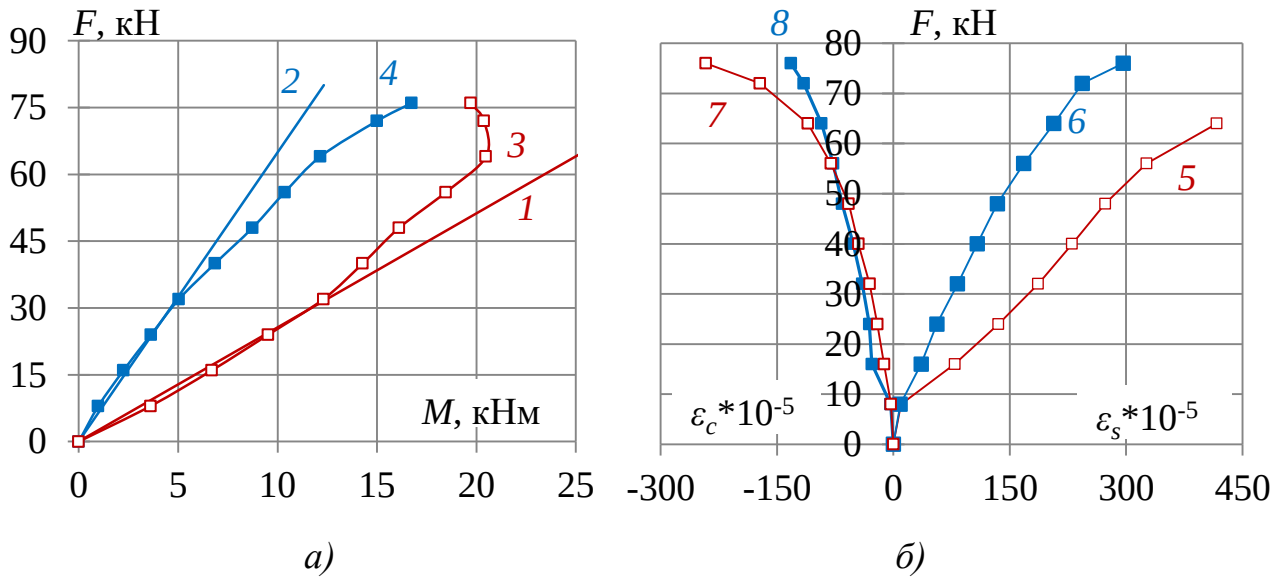


Рисунок 3.10 – Зміна згинальних моментів (*а*) і деформацій бетону та арматури (*б*) в процесі навантаження балки 2Б1-3:

1 – теоретичні значення згинальних моментів на опорі у пружній стадії; *2* – те саме у прольотах; *3* – експериментальні значення згинальних моментів на опорі; *4* – те саме в прольотах; *5* – деформації арматури на опорі; *6* – те саме у прольотах; *7* – деформації бетону на опорі; *8* – те саме у прольотах

Наступна робота балки забезпечувалася ще невичерпаною несучою здатністю прольотних перерізів. При рівні навантаження F = 76 кН деформації арматури в прольотах досягли значень $\varepsilon_{s,sp}$= 296,3*10^{-5}, що враховуючи приріст від попереднього рівня, передбачало останній ступінь перед руйнуванням зразка. Руйнування відбулося при F = 77 кН по похилому перерізу одночасно з досягненням арматурою у прольотах межі текучості. При руйнуванні відбулося характерне викришування бетону в прольоті, вздовж верхньої арматури від місця прикладання сили до центральної опори (рис. 3.11). Деформації бетону перед руйнуванням могли б становити $\varepsilon_{c,sp}$= 155*10^{-5}, що менше граничних $\varepsilon_{cI,}$ = 176,3*10^{-5}.

Відношення опорних та прольотних моментів плавно зменшувалось після F = 30 кН і вже при F = 72 кН становило M_{sup}/M_{sp} = 1,35, що вказує на активізацію процесу перерозподілу внутрішніх зусиль. Однак, на відміну від зразків 2Б1-1 та 2Б1-2, цей процес був виражений слабше.

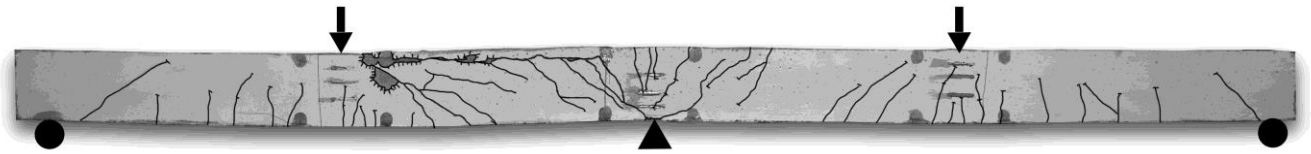


Рисунок 3.11 – Характер руйнування балки 2Б1-3

Перед руйнуванням балки 2Б1-3 відношення моментів складало M_{sup}/M_{sp} = 1,17, що свідчить про те, що повного перерозподілу зусиль у балці не відбулося, на відміну від зразків із арматурою 2Ø10 А500С.

Досліджуючи роботу комбіновано-армованих балок 2Б1-1,2,3 встановлено, що арматура та бетон працюють сумісно протягом всього діапазону навантажень до моменту виникнення пластичного шарніра над опорою. На перших етапах роботи балок, навіть після утворення тріщин над середньою опорою, перерозподіл зусиль не був яскраво виражений. Дещо інтенсивніше цей процес починав розвиватися при рівнях навантаження приблизно рівних 40 % від руйнівного, за рахунок інтенсивного розвитку тріщин. Однак основним фактором перерозподілу були пластичні шарніри в опорних перерізах, що виникали при досягненні в арматурі чи бетоні максимальних значень зусиль. Очевидно, що наявність додаткового дисперсного армування всього об’єму балки сталевою фіброю впливає на характер розподілу зусиль. При появі перших тріщин, і при подальшому навантаженні, бетон у розтягнутій зоні між ними не виключається з роботи, а сприймає розтягувальні напруження. Тому зменшення жорсткості балок із додатковим дисперсним армуванням, за рахунок тріщиноутворення, не таке інтенсивне, як у типових залізобетонних балках.

3.2.2. Напружено-деформований стан балок із дисперсним армуванням в розтягнутій зоні

3.2.2.1. Балки із стержневою арматурою Ø10 А500С

У балках 2Б2-1,2,3 додаткове дисперсне армування сталевою фіброю застосовувалося тільки у розтягнутих зонах бетону. Висота розтягнутої зони

бетону в перерізах умовно приймалась рівною висоті стиснутої зони, тобто $x = 0{,}5/h = 8$ см. Зразки 2Б2-1 та 2Б2-2 армувалися стержневою арматурою Ø10 А500С, межа міцності якої становила $\sigma_{ud} = 650$ МПа, а межа текучості $\sigma_y = 510$ МПа. У балці 2Б2-3 – була прийнята арматура Ø12 А500С з межею міцності $\sigma_{ud} = 725$ МПа і межею текучості $\sigma_y = 640$ МПа. Міцність сталефібробетону на стиск у балках 2Б2-1 та 2Б2-2 становила $f_{ck} = 24{,}4$ МПа. Міцність цементно-піщаної матриці $f_{ck} = 20{,}6$ МПа.

При навантаженні балки 2Б2-1 перша тріщина з'явилась над опорою, в перерізі, нормальному до поздовжньої осі елемента при $F = 8$ кН. Відносні деформації бетону становили $\varepsilon_{c,sup} = 13{,}0*10^{-5}$ над опорою та $\varepsilon_{c,sp} = 12{,}25*10^{-5}$ у прольоті. Деформації арматури відповідно становили $\varepsilon_{s,sup} = 33{,}8*10^{-5}$ та $\varepsilon_{s,sp} = 32{,}25*10^{-5}$. У балці 2Б2-2 перші тріщини були помічені при навантаженні $F = 12$ кН. Значення відносних деформацій бетону при цьому становили $\varepsilon_{c,sup} = 24{,}76*10^{-5}$ та $\varepsilon_{c,sp} = 22{,}16*10^{-5}$, арматури: $\varepsilon_{s,sup} = 45{,}15*10^{-5}$ та $\varepsilon_{s,sp} = 48{,}56*10^{-5}$ (табл. 3.5).

Експериментальне значення реакції крайньої опори R для балки 2Б2-1 при навантаженні $F = 16$ кН становило $R = 4{,}31$ кН. Відношення дослідного значення реакції до теоретичного за умов пружної роботи складало $R/R_{el} = 1{,}22$, а до теоретичного за умов пластичної роботи $R/R_{pl} = 0{,}9$. Для балки 2Б2-2 ці відношення відповідно дорівнювали $R/R_{el} = 1{,}25$ та $R/R_{pl} = 0{,}92$.

У процесі подальшого ступеневого навантаження балок до рівня $F = 28$ кН, спостерігалось більше відхилення опорних реакцій у сторону непружної роботи, у порівнянні із балками 2Б1. Відношення R/R_{el} у діапазоні $F = 16…28$ кН знаходилось у межах $R/R_{el} = 1{,}18…1{,}21$ для балки 2Б2-1 та $R/R_{el} = 1{,}19…1{,}25$ для балки 2Б2-2. Відношення дослідного значення реакції до теоретичного значення за умов перерозподілу зусиль, при значенні сили в прольоті $F = 28$ кН, становило для балки 2Б2-1, $R/R_{pl} = 0{,}83$ та $R/R_{pl} = 0{,}86$ відповідно для 2Б2-2. Зміна дослідних значень реакцій опор балок у процесі навантаження представлена на рис. 3.12 та таблиці 3.6.

Таблиця 3.5 – Зміна прольотних M_{sup} та опорних M_{sp} згинальних моментів, деформацій бетону і арматури при навантаженні балок 2Б2-1 та 2Б2-2

F, кН	M_{sup} , кНм	M_{sp}, кНм	Деформації бетону		Деформації арматури	
			$\varepsilon_{c,sup}*10^{-5}$	$\varepsilon_{c,sp}*10^{-5}$	$\varepsilon_{s,sup}*10^{-5}$	$\varepsilon_{s,sp}*10^{-5}$
2Б2-1						
0	0.00	0.00	0	0	0	0
4	1.85	0.47	-4.5	-4.7	15.24	9.6
8	2.99	1.31	-13.0	-12.25	33.8	29.928
12	4.01	2.20	-23.12	-21.25	50.23	56.5
16	5.06	3.07	-32.5	-31.1.	74.99	80.5
20	6.45	3.77	-42.63	-40.46	101.14	97.5
24	7.82	4.49	-51.5	-48.75	135.52	111.66
28	9.03	5.29	-60.15	-57.5	165.04	126.56
32	9.68	6.36	-69.5	-68.75	191.06	146.5
36	10.87	7.17	-75.63	-79.25	211.32	166.1
40	12.06	7.97	-82.74	-92.53	239.19	189.17
44	11.92	9.44	-87.42	-115.5	309.38	226.5
48	11.78	10.91	-89.26	-143.75	397.26	279.22
2Б2-2						
0	0.00	0.00	0	0	0	0
4	1.23	0.79	-5.72	-5.1	12.42	8.25
8	2.78	1.41	-13.4	-13.21	27.5	28.12
12	3.94	2.23	-24.76	-22.16	45.15	48.56
16	4.90	3.15	-39.5	-32.54	63.71	69.27
20	6.27	3.87	-43.32	-42.95	100.82	89.5
24	7.49	4.66	-52.5	-57.94	132.55	106.5
28	8.63	5.49	-59.67	-66.17	161.38	125.5
32	9.56	6.42	-68.54	-81.46	190.34	140.12
36	10.80	7.20	-81.6	-101.58	207.45	157.48
40	11.15	8.43	-102.84	-129.6	243.91	193.86
44	11.46	9.67	-125.76	-156.81	312.6	264.32
48	11.67	10.96	-153.16	-191.5	405.95	352.24

Також у балці 2Б2-1, у даному діапазоні навантажень, спостерігався значний приріст деформацій розтягнутої арматури в прольотних перерізах, значення яких перевищували значення деформацій над опорою. Але вже при F = 28 кН показники зрівнялись і становили $\varepsilon_{s,sup}$= 165,04*10^{-5} та $\varepsilon_{s,sp}$= 155,26*10^{-5}. У балці 2Б2-2 спостерігалася дещо інша картина, значення деформацій арматури при тому ж рівні навантаження відповідали $\varepsilon_{s,sup}$= 161,38*10^{-5} та $\varepsilon_{s,sp}$= 125,5*10^{-5} (рис. 3.13).

Таблиця 3.6 – Зміна крайніх опорних реакцій при навантаженні балок 2Б2-1 та 2Б2-2

F, кН	Теоретичні значення реакцій, кН		Дослідні значення реакцій R, кН					
			Балка 2Б2-1			Балка 2Б2-2		
	R_{el}	R_{pl}	R	R/R_{el}	R/R_{pl}	R	R/R_{el}	R/R_{pl}
0	0.0	0.0	0	0	0	0		0
8	1.76	2.56	1.89	1.08	0.74	2.01	1.14	0.79
12	2.64	3.84	3.11	1.18	0.81	3.15	1.19	0.82
16	3.52	5.12	4.31	1.22	0.84	4.40	1.25	0.86
20	4.40	6.40	5.31	1.21	0.83	5.42	1.23	0.85
24	5.28	7.68	6.33	1.20	0.82	6.52	1.23	0.85
28	6.16	8.96	7.44	1.21	0.83	7.67	1.25	0.86
32	7.04	10.24	8.87	1.26	0.87	8.94	1.27	0.87
36	7.92	11.52	9.99	1.26	0.87	10.03	1.27	0.87
40	8.80	12.80	11.11	1.26	0.87	11.63	1.32	0.91
44	9.68	14.08	12.99	1.34	0.92	13.45	1.39	0.96
48	10.56	15.36	14.87	1.41	0.97	15.19	1.44	0.99

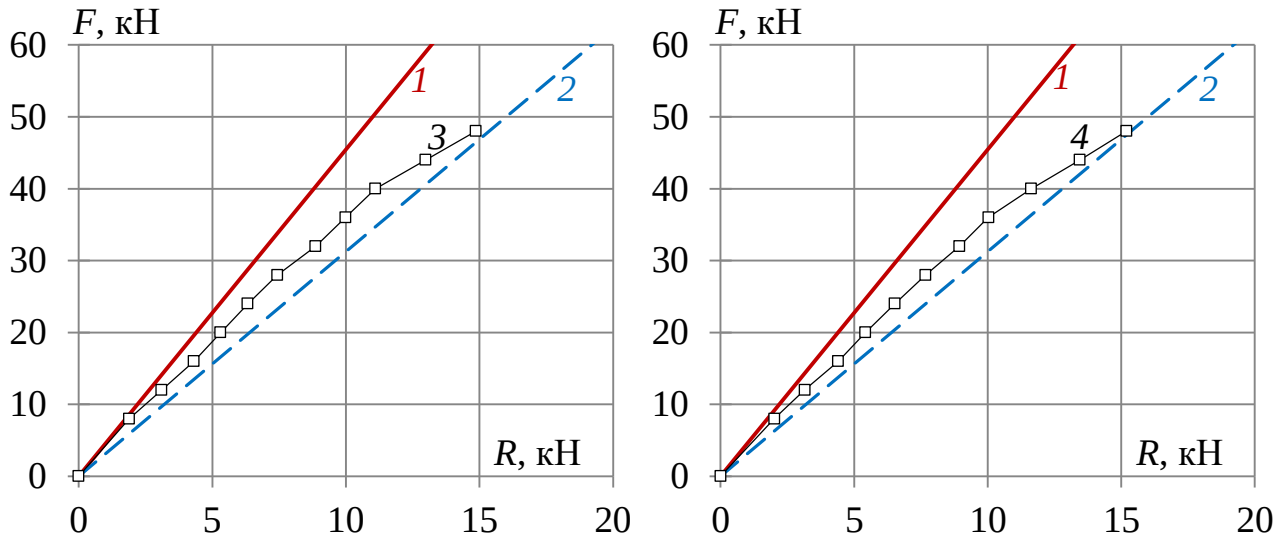


Рисунок 3.12 – Зміна реакцій на крайніх опорах при навантаженні балок 2Б2: *1* – теоретичні за пружної стадії роботи; *2* – те ж, з урахуванням перерозподілу зусиль; *3* – експериментальні в балці 2Б2-1; *4* – те ж, в балці 2Б2-2

Характерним підтвердженням початку пластичної стадії роботи балок є зміна у них відношення прольотних і згинальних моментів. На перших ступенях

навантаження, у балці 2Б2-1, це відношення змінювалось від M_{sup}/M_{sp} = 2,28 при F = 8 кН, до M_{sup}/M_{sp} = 1,64 при F = 16 кН.

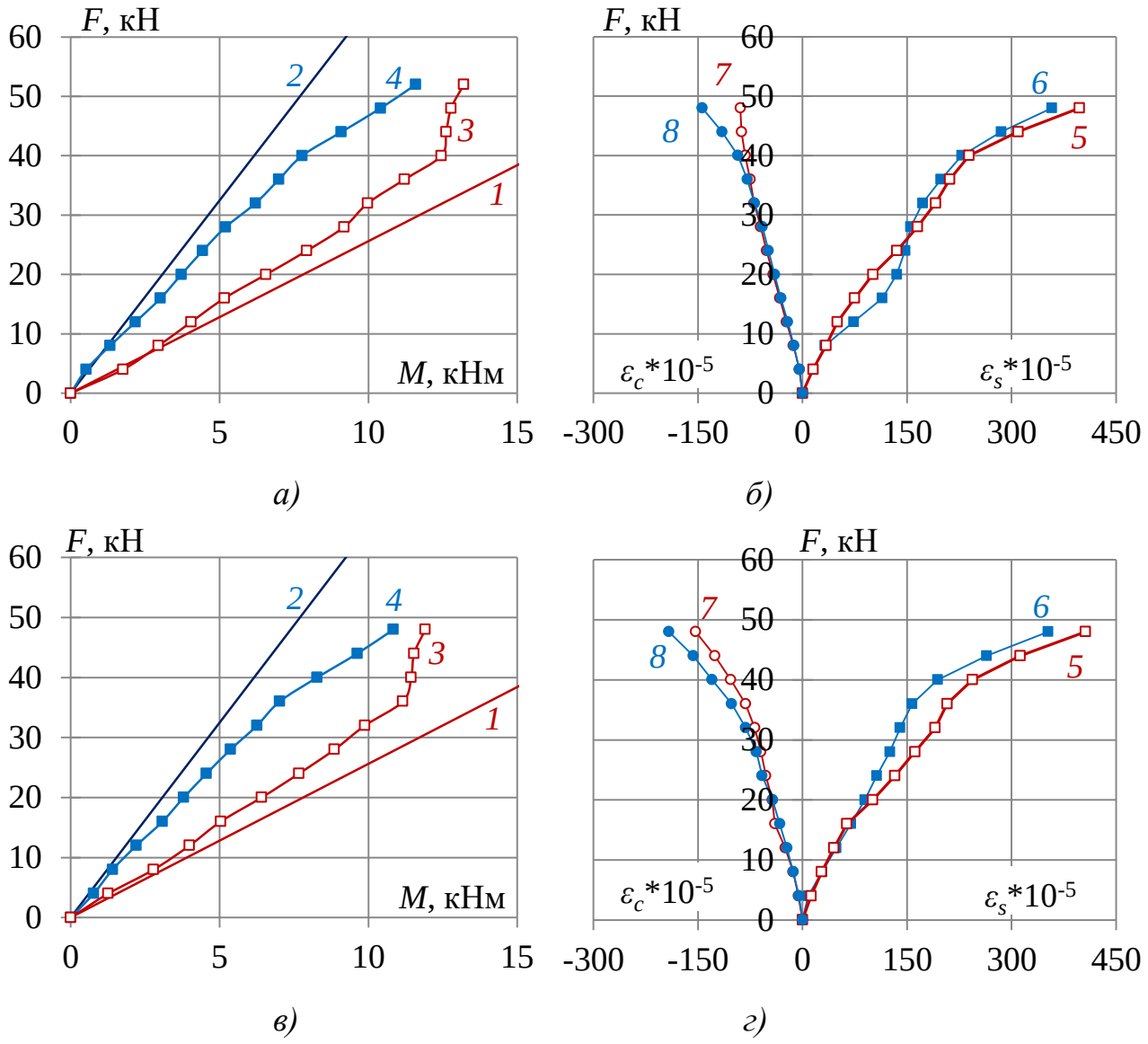


Рисунок 3.13 – Зміна згинальних моментів (*а*) і деформацій бетону та арматури (*б*) у процесі навантаження балки 2Б2-1 та 2Б2-2(*в*, *г*):

1 – теоретичні значення згинальних моментів на опорі в пружній стадії; *2* – те саме в прольотах; *3* – експериментальні значення згинальних моментів на опорі; *4* – те саме в прольотах; *5* – деформації арматури на опорі; *6* – те саме в прольотах; *7* – деформації бетону на опорі; *8* – те саме в прольотах

При подальшому навантаженні до F = 40 кН, згинальні моменти розвивались із характерним відхиленням від пружної стадії, знаходячись у межах M_{sup}/M_{sp} = 1,71…1,51. Значення деформацій арматури при даному рівні

навантаження становили $\varepsilon_{s,sup}$= 239,19*10^{-5} та $\varepsilon_{s,sp}$= 228,51*10^{-5} у балці 2Б2-1. Відношення згинальних моментів у балці 2Б2-2 у цьому діапазоні навантажень змінювались у межах M_{sup}/M_{sp} = 1,55…1,32. Деформації арматури при навантаженні F = 40 кН становили $\varepsilon_{s,sup}$= 243,91*10^{-5} та $\varepsilon_{s,sp}$= 193,86*10^{-5}.

Величини деформацій стиснутого бетону в прольотах і на опорах балки 2Б2-1 були практично рівними на всіх рівнях навантаження і розвивалися лінійно, до значення зусилля в прольотах F = 40 кН. Їх значення на цьому етапі становило $\varepsilon_{c,sup}$= 82,74*10^{-5} та $\varepsilon_{c,sp}$= 92,53*10^{-5}. Починаючи із цього рівня, фіксувався активний ріст деформацій бетону в прольотних перерізах і деформацій арматури в опорних перерізах, при збереженні фактично такого ж, лінійного приросту деформацій стиснутої зони бетону над опорою. У балках 2Б2, стиснута зона прольотних перерізів не містила фібр, міцність цементно-піщаної матриці на стиск була меншою, ніж сталефібробетону розтягнутої зони і становила f_{ck} = 20,6 МПа. Тому відповідно значення деформацій стиснутої зони бетону прольотних перерізів, перевищували такі у балках 2Б1 в середньому на 15-20 %.

Вже при F = 44 кН відносні деформації арматурних стержнів над середньою опорою досягли межі текучості та становили $\varepsilon_{s,sup}$= 309,38*10^{-5}, що призвело до утворення пластичного шарніра над опорою балки. Подальша робота зразка забезпечувалася за рахунок невичерпаної несучої здатності прольотних перерізів, значення деформацій арматури в яких зросли до $\varepsilon_{s,sp}$= 285,28*10^{-5}, а бетону до $\varepsilon_{c,sp}$= 115,5*10^{-5}. Спостерігався активний ріст ширини розкриття магістральних тріщин, особливо над середньою опорою та збільшення прогинів у прольотах. Руйнування балки відбулося при F = 50 кН внаслідок одночасного досягнення граничних деформацій у бетоні та арматурі під місцем прикладання сил. У прольотних перерізах було помітне характерне розкришування стиснутої зони бетону.

Відношення дослідних моментів M_{sup}/M_{sp} на останніх етапах активно змінювалося в сторону пластичної стадії роботи і перед руйнуванням становило M_{sup}/M_{sp} = 1,07.

Робота балки близнюка 2Б2-2 на останніх етапах дещо відрізнялася від балки 2Б2-1. У даному зразку приріст деформацій бетону стиснутої зони в прольотах відбувався дещо плавніше. При F = 40 кН значення деформацій бетону становили $\varepsilon_{c,sup}$= 102,84*10^{-5} та $\varepsilon_{c,sp}$= 129,6*10^{-5}.

Рисунок 3.14 – Характер руйнування балок 2Б2-1,2

Руйнування зразка 2Б2-2 відбулося при F = 49 кН внаслідок досягнення бетоном і арматурою в прольотних перерізах граничних значень. Пластичний шарнір над опорою виник також при F = 44 кН, значення відносних деформацій арматури при цьому становило $\varepsilon_{s,sup}$=312,6*10^{-5}, що практично дорівнює межі текучості ε_{s0}= 314,0*10^{-5}. Відношення згинальних моментів перед руйнуванням становило M_{sup}/M_{sp} = 1,06.

3.2.2.2. Балки із стержневою арматурою Ø12 А500С

Балка 2Б2-3, як і балка 2Б1-3 (з дисперсним армуванням по всьому об’єму), армувалася стержневою арматурою Ø12 А500С (A_{sup} = A_{sp} = 1,13 см^2), межа міцності якої становила σ_{ud} = 725 МПа, а межа текучості σ_y = 640 МПа. Міцність бетону на стиск також була дещо вища, ніж у зразках 2Б2-1 та 2Б2-2, і становила f_{ck} = 28,7 МПа. Деформації бетону ε_{cI}, що відповідають значенню f_{ck} становили ε_{cI} = 176,3*10^{-5}.

На перших двох ступенях випробування, до моменту виникнення тріщин, балка працювала згідно з розрахунком за пружною стадією. При значенні зусилля

F = 16 кН з'явилися перші тріщини над центральною опорою, що призвело до зміни відношення експериментальних реакцій до теоретичних від R/R_{el} = 0,8 до R/R_{el} = 1,25 (табл. 3.7). Відношення згинальних моментів також вказувало на початок перерозподілу зусиль і дорівнювало M_{sup}/M_{sp} = 1,55. Деформації бетону при цьому становили $\varepsilon_{c,sup}$= 58,5*10^{-5} та $\varepsilon_{c,sp}$= 12,3*10^{-5}.

Таблиця 3.7 – Зміна крайніх опорних реакцій при навантаженні балки 2Б2-3

F, кН	Теоретичні значення реакцій, кН		Дослідні значення реакцій R, кН		
	R_{el}	R_{pl}	R	R/R_{el}	R/R_{pl}
0	0.0	0	0		
8	1.8	2.64	1.40	0.80	0.53
16	3.5	5.28	4.40	1.25	0.83
24	5.3	7.92	6.76	1.28	0.85
32	7.0	10.56	9.27	1.32	0.88
40	8.8	13.2	12.10	1.38	0.92
48	10.6	15.84	14.37	1.36	0.91
56	12.3	18.48	16.64	1.35	0.90
64	14.1	21.12	19.12	1.36	0.91
72	15.8	23.76	22.15	1.40	0.93
74	16.3	24.42	24.10	1.48	0.99
Примітка. R_{el} – опорні реакції за умови пружної роботи балок; R_{pl} – опорні реакції, визначені з урахуванням перерозподілу зусиль.					

У діапазоні роботи балки від F = 16 кН до F = 56 кН спостерігався яскраво виражений другий етап роботи нерозрізних балок (рис. 3.15), з характерною великою кількістю тріщин, нормальних і похилих до поздовжньої осі елемента. Відношення опорних реакцій R/R_{el} плавно змінювалося від R/R_{el} = 1,25 до R/R_{el} = 1,35 при F = 56 кН. Деформації бетону в прольотах і на опорі розвивались практично лінійно, приріст на кожному ступені завантаження, рівному ΔF = 8 кН, становив $\Delta\varepsilon_{c,sup}$= 20*10^{-5}…25*10^{-5} в опорному перерізі, і $\Delta\varepsilon_{c,sp}$= 14*10^{-5}…18*10^{-5} у прольотах.

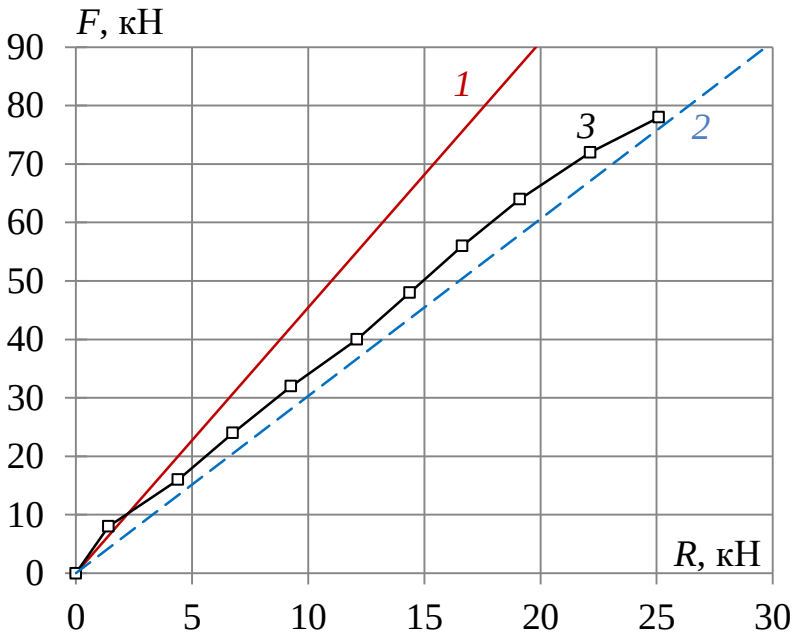
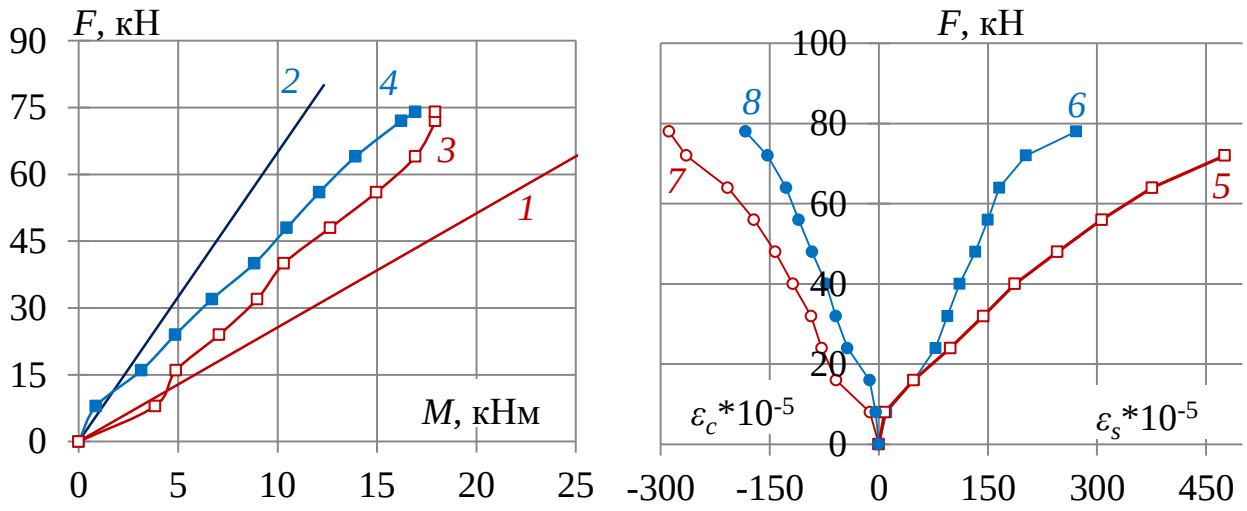


Рисунок 3.15 – Зміна опорних реакцій при навантаженні балки 2Б2-3:
1 – теоретичні за пружної стадії роботи; *2* – те ж, з урахуванням перерозподілу зусиль; *3* – експериментальні

Таблиця 3.8 – Зміна прольотних M_{sup} та опорних M_{sp} згинальних моментів, деформацій бетону і арматури при навантаженні балки 2Б2-3

F, кН	M_{sup}, кНм	M_{sp}, кНм	Деформації бетону		Деформації арматури	
			$\varepsilon_{c,sup}*10^{-5}$	$\varepsilon_{c,sp}*10^{-5}$	$\varepsilon_{s,sup}*10^{-5}$	$\varepsilon_{s,sp}*10^{-5}$
0	0.00	0.00	0	0	0	0
8	3.84	0.88	-12	-4.2	8.2	10.54
16	4.90	3.15	-58.5	-12.6	47.77	48.2
24	7.07	4.87	-78.5	-43.2	98.45	78.17
32	8.98	6.71	-93.1	-59.1	143.72	94.31
40	10.33	8.84	-118.2	-72.4	187.14	111.13
48	12.65	10.47	-142.38	-91.7	245.61	132.76
56	14.98	12.11	-171.48	-110.2	306.5	150.14
64	16.94	13.93	-207.76	-127.4	375.83	165.78
72	17.94	16.23	-264.56	-152.8	475.6	202.53
74	17.94	16.93	-278.50	-163.50	570.50	213.34



а) *б)*

Рисунок 3.16 – Зміна згинальних моментів (*а*) і деформацій бетону та арматури (*б*) у процесі навантаження балки 2Б2-3:

1 – теоретичні значення згинальних моментів на опорі в пружній стадії; *2* – те саме у прольотах; *3* – експериментальні значення згинальних моментів на опорі; *4* – те саме у прольотах; *5* – деформації арматури на опорі; *6* – те саме у прольотах; *7* – деформації бетону на опорі; *8* – те саме в прольотах

При величині сили в прольоті F = 56 кН, деформації стиснутого бетону над середньою опорою зросли майже до граничного значення і становили $\varepsilon_{c,sup}$= 171,48*10^{-5}. У прольотах ця величина відповідно складала $\varepsilon_{c,sp}$ = 110,2*10^{-5}. В арматурі над опорою, величини деформації були близькими до межі текучості і становили $\varepsilon_{s,sup}$= 306,5*10^{-5}. У прольотах ці значення були меншими і складали $\varepsilon_{s,sp}$= 150,14*10^{-5} (табл. 3.8). Відношення $\varepsilon_{s,sup}$ / $\varepsilon_{s,sp}$ становило $\varepsilon_{s,sup}$ / $\varepsilon_{s,sp}$ = 2,04.

При подальшому навантаженні зразка, над середньою опорою розпочалось формування пластичного шарніру, за рахунок одночасного досягнення арматурою межі текучості та роботи бетону на низхідній ділянці діаграми деформування. Подальша робота балки 2Б2-3 забезпечувалася невичерпаною міцністю бетону та арматури в прольотних перерізах. Однак різкого приросту деформацій не спостерігалося. Як видно з графіка на рисунку 3.16, приріст деформацій арматури і бетону в прольотах залишався близьким до лінійного. На останньому рівні

навантаження перед руйнуванням, при $F = 74$ кН, величини деформування арматури в прольотах становили $\varepsilon_{s,sp}$= 213,34*10^{-5}, бетону – $\varepsilon_{c,sp}$= 163,5*10^{-5}.

Руйнування балки відбулося при навантаженні F = 75 кН по похилих перерізах. У прольоті і на опорі сформувалися дві основні похилі тріщини, а вздовж верхньої арматури спостерігалось характерне розкрашування бетону (рис. 3.17). Величини деформацій, отримані методом екстраполяції, свідчать, що міцність стиснутого бетону в прольотах була вичерпана. Значення $\varepsilon_{c,sp}$ могли досягнути $\varepsilon_{c,sp}$ = 183,2*10^{-5}. Деформації арматури при цьому не досягли межі текучості.

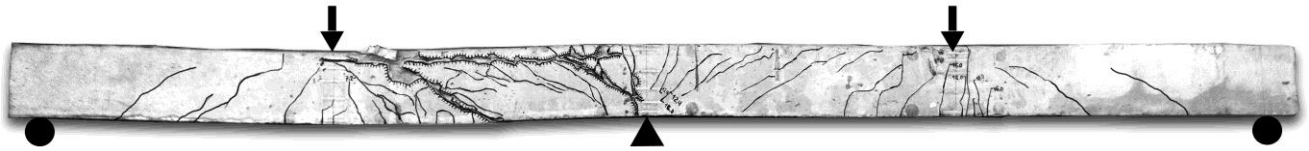


Рисунок 3.17 – Характер руйнування балки 2Б2-3

Характер зміни відношення опорних і прольотних моментів свідчить про повний перерозподіл зусиль у балці перед руйнуванням. У діапазоні навантажень F = 40…64 кН відношення M_{sup}/M_{sp} залишалося в межах M_{sup}/M_{sp} = 1,16…1,21, а перед руйнуванням воно складало M_{sup}/M_{sp} = 1,06.

Підсумовуючи результати досліджень роботи балок 2Б2, що були армовані сталевими фібрами лише в розтягнутих зонах, можна стверджувати, що перерозподіл зусиль у даних зразках відбувався значно інтенсивніше, ніж у балках 2Б1. Більша кількість та ширина розкриття тріщин та нижча міцність бетонної матриці на стиск у прольотних перерізах, порівняно із сталефібробетоном у балках 2Б1, були основними чинниками перерозподілу згинальних моментів. На другому етапі роботи балок, починаючи від моменту утворення перших тріщин, спостерігалось значне зниження жорсткості зразків 2Б2 і збільшення кривизни. При однаковій площі стержневої арматури в перерізах, балки 2Б2 мали меншу на 10 % несучу здатність, ніж зразки, армовані сталевою фіброю по всьому об’єму. Значення деформацій стиснутого бетону прольотних перерізів, майже на всіх

рівнях навантаження були більшими на 15–20 % за такі у балках 2Б1 із дисперсним армуванням по всьому об’єму.

3.2.3. Напружено-деформований стан балок із дисперсним армуванням в розтягнутій зоні на висоту 40 мм

3.2.3.1. Балки із стержневою арматурою Ø10 А500С

Комбіновано-армовані балки третього типу (2Б3-1 та 2Б3-2), були також запроєктовані з додатковим армуванням сталевою фіброю лише в розтягнутих зонах. Але на відміну від балок другого типу (2Б2), висота дисперсного армування в перерізі становила лише 4 см від зовнішнього краю балки, тобто дві висоти захисного шару бетону. Зразки 2Б3-1 та 2Б3-2, армувалися стержневою арматурою Ø10 А500С, межа міцності якої становила σ_{ud} = 650 МПа, а межа текучості σ_y = 510 МПа. Міцність сталефібробетону на стиск у балках 2Б2-1 та 2Б2-2 становила f_{ck} = 23,8 МПа. Міцність цементно-піщаної матриці f_{ck} = 19,6 МПа.

Робота балки 2Б3-1 практично на всіх етапах навантаження була схожою на роботу балок другого типу 2Б2. На перших рівнях навантаження, до моменту утворення тріщин, відношення опорних реакцій R/R_{el} практично відповідало пружній стадії роботи (рис. 3.18) і при F = 12 кН становило R/R_{el} = 1,08 (табл. 3.9). Значення відносних деформацій бетону на цьому рівні складали $\varepsilon_{c,sup}$= 53,5*10^{-5} над середньою опорою та $\varepsilon_{c,sp}$= 21,2*10^{-5} у прольоті. Деформації арматури відповідно становили $\varepsilon_{s,sup}$= 45,26*10^{-5} та $\varepsilon_{s,sp}$= 50,53*10^{-5}. Після утворення перших тріщин у нормальних перерізах, при F = 12 кН, почав спостерігатися характерний другий етап роботи балки, з частковим перерозподілом зусиль. Відношення моментів M_{sup}/M_{sp} для балки 2Б3-1 дорівнювало M_{sup}/M_{sp} = 2,1, а для балки 2Б3-2 – M_{sup}/M_{sp} = 2,06.

У діапазоні навантажень F = 16…40 кН відношення значень експериментальних реакцій до теоретичних за умов пружної роботи для зразка 2Б3-1 змінювалося в межах R/R_{el} = 1,22…1,29, відношення дослідних реакцій до теоретичних за умов пластичної роботи – в межах R/R_{pl} = 0,85…0,81.

Таблиця 3.9 – Зміна крайніх опорних реакцій при навантаженні балок 2Б3-1 та 2Б3-2

F, кН	Теоретичні значення реакцій, кН		Дослідні значення реакцій R, кН					
			Балка 2Б3-1			Балка 2Б3-2		
	R_{el}	R_{pl}	R	R/R_{el}	R/R_{pl}	R	R/R_{el}	R/R_{pl}
0	0.00	0.00	0	0	0	0	0	0
8	1.76	2.48	1.79	1.02	0.72	1.82	1.03	0.73
12	2.64	3.72	2.86	1.08	0.77	2.90	1.10	0.78
16	3.52	4.96	4.31	1.22	0.87	4.25	1.21	0.86
20	4.40	6.20	5.36	1.22	0.86	5.29	1.20	0.85
24	5.28	7.44	6.43	1.22	0.86	6.38	1.21	0.86
28	6.16	8.68	7.60	1.23	0.88	7.65	1.24	0.88
32	7.04	9.92	9.03	1.28	0.91	9.10	1.29	0.92
36	7.92	11.16	10.04	1.27	0.90	10.22	1.29	0.92
40	8.80	12.40	11.36	1.29	0.92	11.71	1.33	0.94
44	9.68	13.64	13.16	1.36	0.96	13.3	1.37	0.98
46	10.12	14.26	14.12	1.39	0.99			

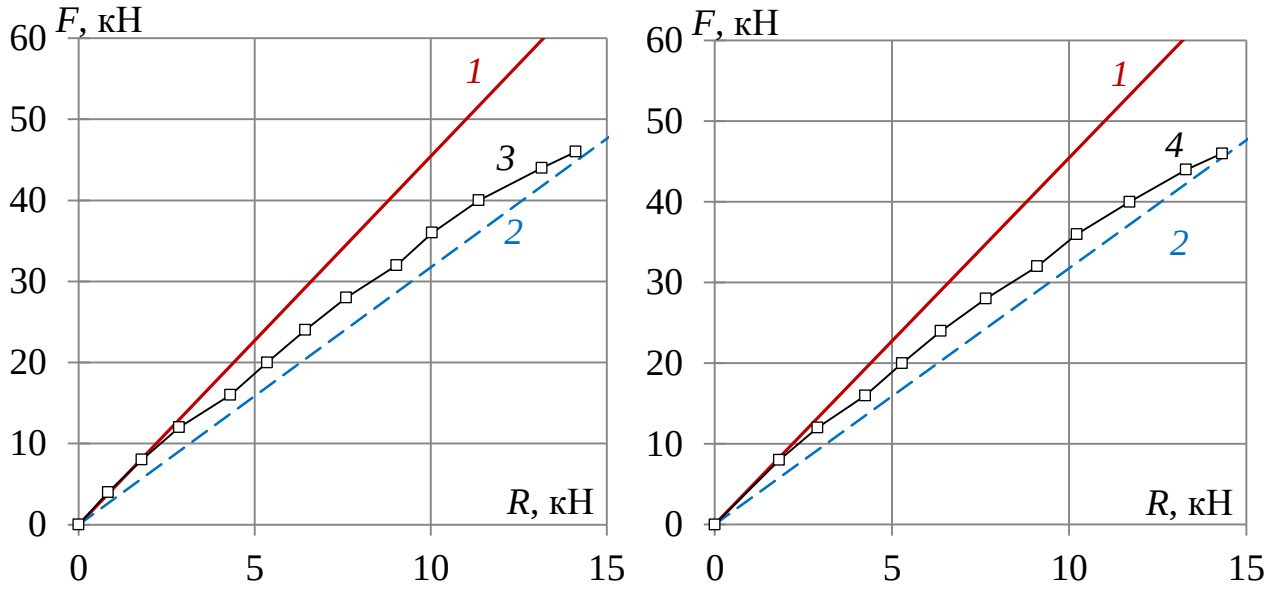


Рисунок 3.18 – Зміна реакцій на крайніх опорах при навантаженні балок 2Б3: *1* – теоретичні за пружної стадії роботи; *2* – те ж, з урахуванням перерозподілу зусиль; *3* – експериментальні в балці 2Б3-1; *4* – те ж, у балці 2Б3-2

Дослідні згинальні моменти на перших ступенях навантаження також вказували на пружну, на цьому етапі, стадію роботи балки 2Б3-1. Після утворення тріщин відношення M_{sup}/M_{sp} змінилося в сторону пластичної стадії і при

ступеневому навантаженні до F = 40 кН, знаходилося в межах M_{sup}/M_{sp} = 1,55…1,31.

Приріст відносних деформацій арматури, на цьому етапі роботи балки, становив на кожному ступені навантаження в середньому $\Delta\varepsilon_{s,sup} \approx 30*10^{-5}$ в опорному перерізі та $\Delta\varepsilon_{s,sp} \approx 25*10^{-5}$ у прольотах. Розвиток деформацій бетону стиснутої зони також відбувався практично в лінійній залежності і на кожному ступені навантаження приріст становив в середньому $\Delta\varepsilon_{c,sup} \approx 12…14*10^{-5}$ над опорою та $\Delta\varepsilon_{c,sp} \approx 5…6*10^{-5}$ у прольотах (табл. 3.10).

Таблиця 3.10 – Зміна прольотних M_{sup} та опорних M_{sp} згинальних моментів, деформацій бетону і арматури при навантаженні балки 2Б3-1

F, кН	M_{sup}, кНм	M_{sp}, кНм	Деформації бетону		Деформації арматури	
			$\varepsilon_{c,sup}*10^{-5}$	$\varepsilon_{c,sp}*10^{-5}$	$\varepsilon_{s,sup}*10^{-5}$	$\varepsilon_{s,sp}*10^{-5}$
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	1.68	0.56	0.00	-6.00	9.32	10.12
8	3.12	1.24	-42.00	-14.50	19.35	21.69
12	4.37	2.01	-53.50	-21.00	45.26	50.53
16	4.88	3.16	-64.50	-26.75	75.91	82.51
20	6.17	3.92	-72.50	-32.25	107.32	104.28
24	7.39	4.71	-87.50	-37.25	136.74	129.98
28	8.43	5.58	-97.00	-41.50	171.12	150.89
32	8.99	6.70	-113.00	-47.00	211.51	177.86
36	10.35	7.43	-125.00	-52.75	249.89	200.75
40	11.11	8.45	-139.50	-59.75	287.03	224.58
44	10.97	9.91	-149.50	-66.50	347.62	271.02
46	10.80	10.70	-161.23	-75.28	426.78	315.03

Як видно, деформації бетону над опорою більше, як у два рази перевищували такі в прольотах, що відрізняється від роботи балок другого типу, в цьому діапазоні навантажень, де і опорні, і прольотні стиснуті зони перерізів деформувалися практично однаково. Даний факт можна пояснити тим, що жорсткість опорних і прольотних перерізів у балках 2Б3 однакова. У стиснутій зоні опорного перерізу, як і в прольотних, дисперсне армування відсутнє, і

відношення деформацій бетону відповідають відношенню опорних та прольотних моментів.

Інтенсифікація процесу перерозподілу зусиль у балці 2Б3-1 спостерігалася після навантаження вище F = 40 кН. Зафіксовані величини відносних деформацій арматури при цьому значенні сили становили $\varepsilon_{s,sup}$= 287,03*10^{-5} над опорою та $\varepsilon_{s,sp}$= 224,58*10^{-5} у прольоті (табл. 3.11). Деформації бетону дорівнювали $\varepsilon_{c,sup}$= 139,5*10^{-5} та $\varepsilon_{c,sp}$= 59,75*10^{-5} (рис. 3.19).

При подальшому навантаженні до рівня F = 44 кН, напруження в арматурі над опорою і в прольотах досягли межі текучості. При F = 47 кН з досягненням у стиснутому бетоні над середньою опорою максимальних напружень, відбулося руйнування балки. Відношення моментів перед руйнуванням становило M_{sup}/M_{sp} = 1,01, що свідчить про повний перерозподіл внутрішніх зусиль.

Робота балки-близнюка 2Б3-2 відрізнялася дещо меншою різницею значень деформацій бетону $\varepsilon_{c,sup}$ та $\varepsilon_{c,sp.}$, і в загальному, більш плавною зміною цих параметрів у процесі навантаження. Відношення згинальних моментів після утворення тріщин при F = 12 кН і до рівня навантаження F = 36 кН змінювалося в межах M_{sup}/M_{sp} = 2,08…1,32, а відношення R/R_{el} в межах R/R_{el} = 1,21…1,29.

Таблиця 3.11 – Зміна прольотних M_{sup} та опорних M_{sp} згинальних моментів, деформацій бетону і арматури при навантаженні балки 2Б3-2

F, кН	M_{sup} , кНм	M_{sp}, кНм	Деформації бетону		Деформації арматури	
			$\varepsilon_{c,sup}$*10^{-5}	$\varepsilon_{c,sp}$*10^{-5}	$\varepsilon_{s,sup}$*10^{-5}	$\varepsilon_{s,sp}$*10^{-5}
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	1.31	0.74	-11.42	-9.14	8.78	11.30
8	3.07	1.26	-23.30	-16.30	20.14	22.70
12	4.29	2.06	-37.62	-25.35	42.80	59.15
16	5.00	3.10	-49.47	-29.23	74.50	90.37
20	6.29	3.86	-59.38	-35.15	109.23	115.52
24	7.49	4.66	-75.35	-40.80	140.94	138.44
28	8.35	5.63	-86.30	-45.76	180.45	157.35
32	8.87	6.77	-99.76	-50.33	220.62	180.22
36	10.01	7.60	-115.10	-56.64	253.76	207.72
40	10.45	8.77	-136.64	-63.40	290.58	230.60
44	10.71	10.05	-159.40	-70.83	357.15	276.43

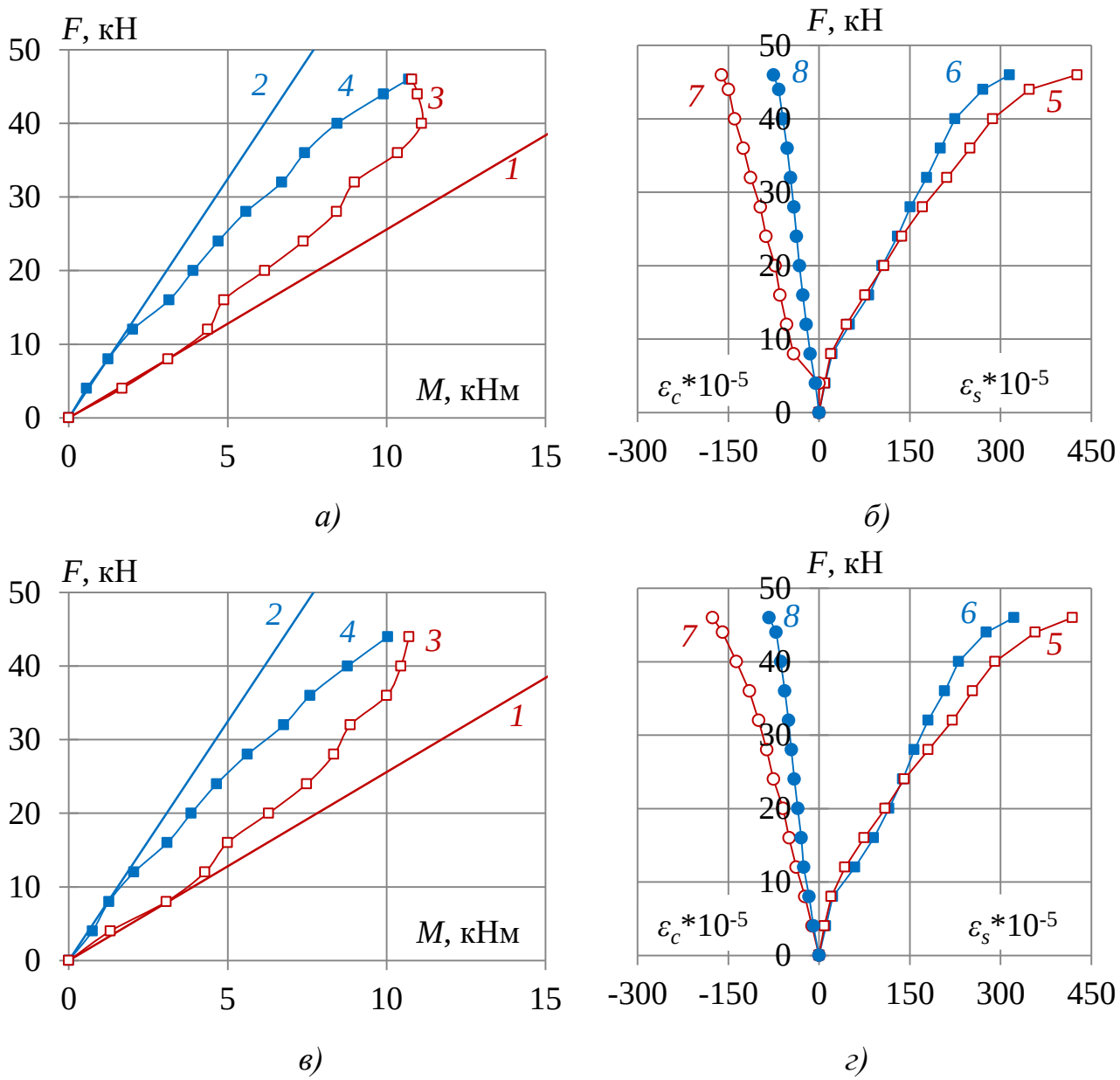


Рисунок 3.19 – Зміна згинальних моментів (*а*) і деформацій бетону та арматури (*б*) у процесі навантаження балки 2Б3-1 та 2Б3-2 (*в*, *г*):

1 – теоретичні значення згинальних моментів на опорі в пружній стадії;

2 – те саме у прольотах; 3 – експериментальні значення згинальних моментів на опорі; 4 – те саме у прольотах; 5 – деформації арматури на опорі; 6 – те саме у прольотах; 7 – деформації бетону на опорі; 8 – те саме в прольотах

Після досягнення рівня навантаження F = 44 кН, деформації арматури над середньою опорою становили $\varepsilon_{s,sup}$= 357,15*10^{-5}, що свідчить про досягнення стрижнями границі текучості та утворення пластичного шарніра. Величина деформацій ε_s для прольотної арматури для цього рівня навантаження становила

$\varepsilon_{s,sp}$= 276,43*10^{-5}. Деформації бетону дорівнювали $\varepsilon_{c,sup}$= 159,4*10^{-5} та $\varepsilon_{c,sp}$= 70,83*10^{-5}. Руйнування відбулося при навантаженні рівному F = 46 кН із досягненням в бетоні над середньою опорою та арматурою в прольотах максимальних значень напружень. Відношення згинальних моментів у балці 2Б3-2 перед втратою несучої здатності дорівнювало M_{sup}/M_{sp} = 1,06. Характер руйнування балок зображений на рисунку 3.20.

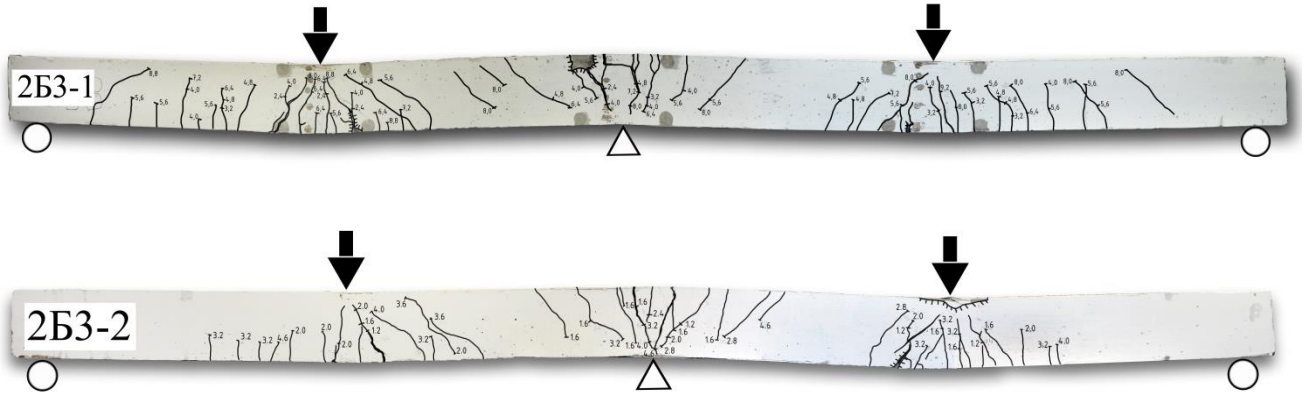


Рисунок 3.20 – Характер руйнування балок 2Б3 – 1,2

3.2.3.2. Балки із стержневою арматурою Ø12 А500С

Армування балки 2Б3-3 виконувалося стержневою арматурою Ø12 А500С (A_{sup} = A_{sp} = 1,13 см^2), межа міцності якої становила σ_{ud} = 725 МПа, а межа текучості σ_y = 640 МПа. Міцність бетону на стиск була вища, ніж у зразках 2Б3-1 та 2Б3-2, і становила f_{ck} = 30,4 МПа. Деформації бетону ε_{cI} були рівними ε_{cI} = 180,6*10^{-5}. Міцність сталефібробетону на розтяг становила f_{cftf} = 2,65 МПа. Міцність цементно-піщаної матриці на стиск також перевищувала таку в зразках із армування Ø10 А500С і становила f_{ck} = 25,5 МПа.

Очевидно, що вища міцність бетону визначала характер роботи балки 2Б3-3. Перші тріщини виникли над середньою опорою лише при навантаженні F = 20 кН. До значення навантаження F = 48 кН балка працювала згідно з пружною стадією (рис. 3.21). Відношення величин експериментальних опорних реакцій до теоретичних за пружною стадією роботи змінювалося в межах R/R_{el} = 0,9…1,03, а відношення R/R_{pl} – в межах R/R_{pl} = 0,61…0,72 (табл. 3.12).

Таблиця 3.12 – Зміна крайніх опорних реакцій при навантаженні балки 2Б3-3

F, кН	Теоретичні значення реакцій, кН		Дослідні значення реакцій R, кН		
	R_{el}	R_{pl}	R	R/R_{el}	R/R_{pl}
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	1.76	2.40	1.21	0.69	0.50
16	3.52	4.80	2.91	0.83	0.61
24	5.28	7.20	4.75	0.90	0.66
32	7.04	9.60	6.48	0.92	0.68
40	8.80	12.00	8.65	0.98	0.72
48	10.56	14.40	10.91	1.03	0.76
56	12.32	16.80	13.10	1.06	0.78
64	14.08	19.20	15.85	1.13	0.83
68	14.96	20.40	18.38	1.23	0.90
Примітка. R_{el} – опорні реакції за умови пружної роботи балок; R_{pl} – реакції, з урахуванням перерозподілу зусиль.					

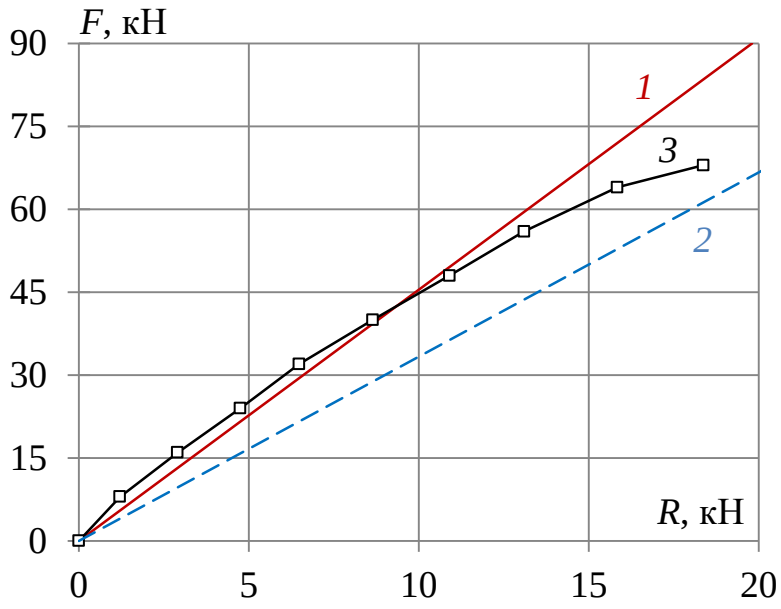


Рисунок 3.21 – Зміна опорних реакцій при навантаженні балки 2Б3-3:
1 – теоретичні за пружної стадії роботи; *2* – те ж, з урахуванням перерозподілу зусиль; *3* – експериментальні

Визначені згинальні моменти в опорному і прольотних перерізах також свідчили про мінімальний перерозподіл зусиль. Від появи перших тріщин до значення навантаження F = 48 кН їхнє відношення плавно змінювалося в межах M_{sup}/M_{sp} = 3,0…2,12. Деформації арматури та бетону до вищезгаданого рівня розвивалися майже лінійно. Приріст $\Delta\varepsilon_c$ на кожному ступені навантаження рівному ΔF = 8 кН, становив для середньої опори $\Delta\varepsilon_{c,sup}$= 21*10^{-5}…29*10^{-5}, для прольотів $\Delta\varepsilon_{c,sp}$= 10*10^{-5}…12*10^{-5}. Приріст деформацій опорної арматури також перевищував такий у стрижнях, що в прольотах і становив $\Delta\varepsilon_{s,sup}$= 45*10^{-5}…55*10^{-5} над опорою та $\Delta\varepsilon_{s,sp}$= 16*10^{-5}…21*10^{-5} у прольотах.

При навантаженні F = 56 кН зусилля в арматурі і бетоні над середньою опорою майже досягли граничних значень і відповідні їм відносні деформації становили $\varepsilon_{s,sup}$= 311,43*10^{-5} в арматурі та $\varepsilon_{c,sup}$= 154,7*10^{-5} у бетоні. Відношення згинальних моментів при цьому становило M_{sup}/M_{sp} = 1,95. Деформації цементно-піщаної матриці в стиснутій зоні прольотного перерізу при цьому становили $\varepsilon_{c,sp}$= 71,4*10^{-5} (табл. 3.13).

Таблиця 3.13 – Зміна прольотних M_{sup} та опорних M_{sp} згинальних моментів, деформацій бетону і арматури при навантаженні балки 2Б3-3

F, кН	M_{sup}, кНм	M_{sp}, кНм	Деформації бетону		Деформації арматури	
			$\varepsilon_{c,sup}$*10^{-5}	$\varepsilon_{c,sp}$*10^{-5}	$\varepsilon_{s,sup}$*10^{-5}	$\varepsilon_{s,sp}$*10^{-5}
0	0.00	0.00	0	0	0	0
8	4.23	0.68	-3	-1.5	4.54	11.19
16	7.37	1.92	-13.2	-8.5	47.84	40.2
24	10.19	3.30	-33.6	-17.7	99.02	64.53
32	13.26	4.57	-55.1	-28.1	158.73	94.9
40	15.38	6.31	-76.4	-37.25	205.86	131.88
48	17.31	8.15	-106.2	-48.6	258.4	152.24
56	19.36	9.92	-154.7	-71.4	311.43	208.68
64	20.21	12.29	-228.5	-70.3	371.4	262.02
68	18.10	14.75	-450.6	-80.7	432.73	304.9

При подальшому навантаженні балки 2Б3-3, над середньою опорою утворився пластичний шарнір. Бетон стиснутої зони продовжив працювати в межах низхідної ділянки діаграми деформування, а арматура в зоні текучості (рис. 3.22). При рівні навантаження F = 68 кН, деформації арматури в прольотах наблизились до граничних значень і становили $\varepsilon_{s,sp}$= 304,9*10^{-5}.

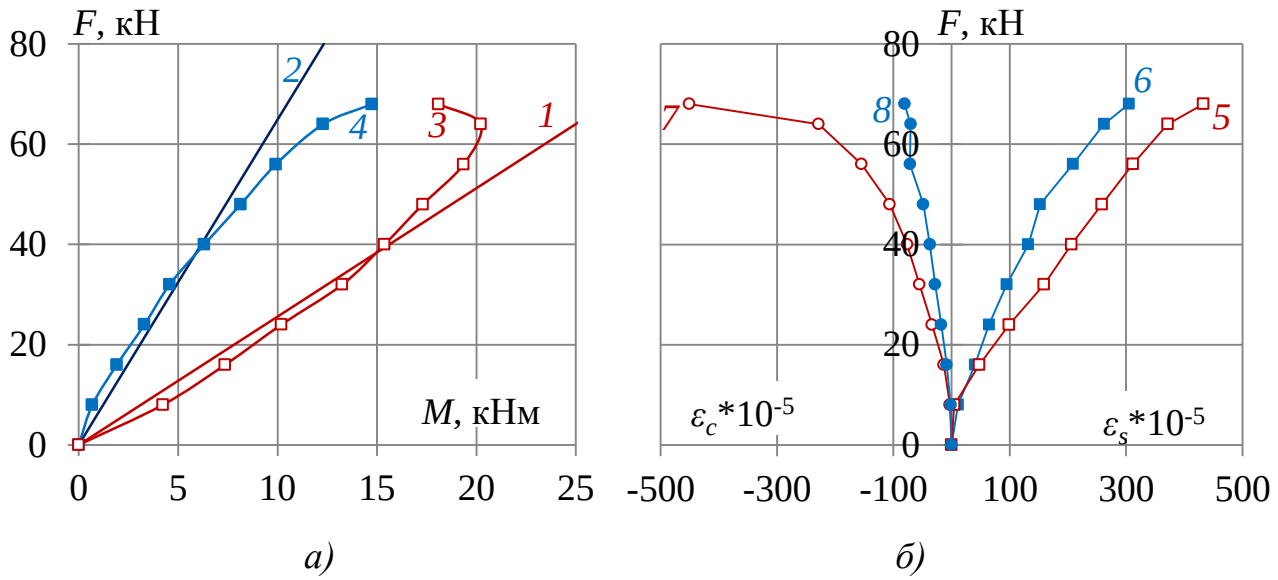


Рисунок 3.22 – Зміна згинальних моментів (*а*) і деформацій бетону та арматури (*б*) в процесі навантаження балки 2Б3-3:

1 – теоретичні значення згинальних моментів на опорі в пружній стадії; *2* – те саме у прольотах; *3* – експериментальні значення згинальних моментів на опорі; *4* – те саме у прольотах; *5* – деформації арматури на опорі; *6* – те саме у прольотах; *7* – деформації бетону на опорі; *8* – те саме у прольотах

Втрата несучої здатності балки 2Б3-3 відбулась при величині прикладеної сили F = 69 кН по похилому перерізу та внаслідок руйнування стиснутого бетону над середньою опорою (рис. 3.23). Перерозподіл зусиль, на відміну від балок 2Б3-1 та 2Б3-2, був виражений мінімально, що пояснюється значно більшою міцністю на стиск та на розтяг сталефібробетону та цементно-піщаної матриці балки, ніж у попередніх зразках. Але перед руйнуванням, за рахунок пластичного шарніра над середньою опорою, значення опорного та прольотних моментів

почали різко вирівнюватись. На останньому етапі навантаження їх відношення становило M_{sup}/M_{sp} = 1,21.

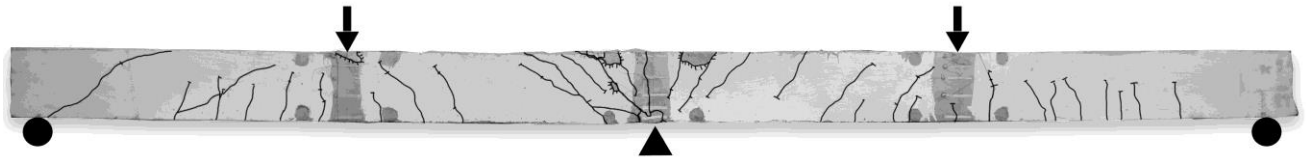


Рисунок 3.23 – Характер руйнування балки 2Б2-3

Досліджуючи роботу балок третього типу 2Б3 встановлено, що при додатковому дисперсному армуванні сталевими фібрами розтягнутої зони бетону лише на 40 мм від краю, несуча здатність балок зменшується на 13-15 % у порівнянні з балками першого та другого типу (2Б1 та 2Б2). Також відсутність дисперсного армування в стиснутих зонах бетону, зменшує їх міцність та сприяє інтенсивнішому розвитку пластичних деформацій у них, що в свою чергу призводить до виникнення пластичних шарнірів, за рахунок роботи стиснутого бетону на низхідній ділянці діаграми деформування.

3.3. Дослідження прогинів нерозрізних балок другої серії

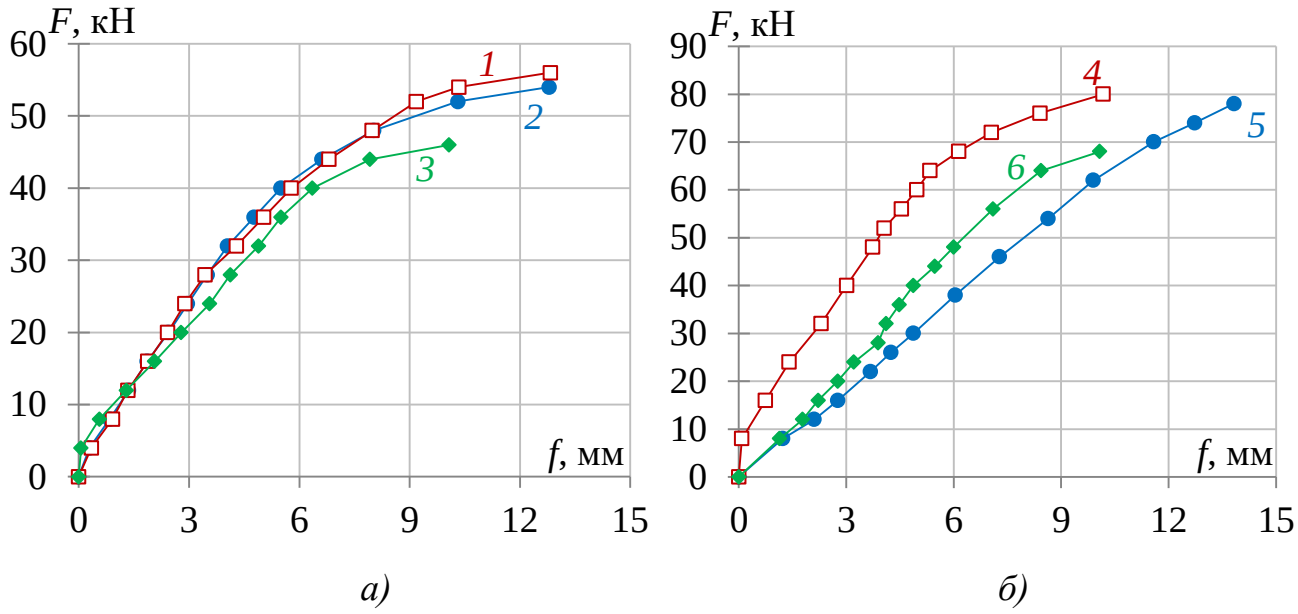
Прогини балок вимірювали під місцем прикладанням сили та на відстані 40 см від крайньої опори і визначали як середнє з двома прольотами. У балках, армованих стержневою арматурою 2Ø10 А500С, значення прогинів змінювались практично пропорційно із самого початку навантаження до рівня F = 40 кН. Приріст прогинів до моменту утворення тріщин та після нього фактично був сталим. Хоча балки 2Б3-1,2 мали меншу жорсткість, так як кількість фібр у бетоні була значно меншою, значення прогинів на перших ступенях навантаження були меншими, ніж у балок 2Б1-1,2 та 2Б2-1,2. Після утворення перших тріщин при F = 12 кН, прогини вирівнялися і становили: f = 1,32 мм і f = 1,36 мм для балок 2Б1-1 та 2Б1-2; f = 1,24 мм і f = 1,48 мм для балок 2Б2-1 та 2Б2-2; та f = 1,36 мм і f = 1,23 мм для балок 2Б3-1 та 2Б3-2. При зростанні навантаження приріст прогинів балок 2Б3-1,2 став перевищувати такий у балок 2Б1 і 2Б2 (табл. 3.14).

Таблиця 3.14 – Прогини балок другої серії

F, кН	Прогини, *f*, мм								
	Балки 2Б1			Балки 2Б2			Балки 2Б3		
	2Б1-1	2Б1-2	2Б1-3	2Б2-1	2Б2-2	2Б2-3	2Б3-1	2Б3-2	2Б3-3
0	0	0		0	0	0	0	0	0
8	0.9	0.94	0.09	0.67	1.02	1.2	0.58	0.55	1.14
16	1.82	1.94	0.75	1.67	2.05	2.76	2.08	2.05	2.21
24	2.85	2.93	1.40	2.71	3.22	4.01	3.43	3.7	3.21
32	4.29	4.29	2.29	3.71	4.39	4.92	4.68	5.11	4.11
40	5.95	5.62	3.01	5.36	5.64	6.37	6.17	6.55	4.87
48	8.22	7.75	3.74	8.01	8.04	7.49			5.99
56	10.87		4.55			8.93			7.10
64			5.34			9.89			8.43
72			7.05			12.13			
78			9.21			13.82			

При досягненні рівня навантаження $F = 40$ кН величини прогинів становили: $f = 5{,}95$ мм і $f = 5{,}65$ мм для балок 2Б1-1 та 2Б1-2 відповідно; $f = 5{,}35$ мм і $f = 5{,}64$ мм для балок 2Б2-1 та 2Б2-2; та $f = 6{,}17$ мм і $f = 6{,}55$ мм для балок 2Б3-1 та 2Б3-2. Як видно прогини балок 2Б1 та 2Б2 практично не відрізнялися, а в балках 2Б3 вони були більші в середньому на 10–15%, що пояснюється меншою жорсткістю балки та відповідно більшими деформаціями бетону та арматури в опорному та прольотних перерізах. При подальшому навантаженні, в міру збільшення ширини розкриття тріщин, залежність між навантаженням F і прогинами f набувала більшого нахилу до осі прогинів (рис. 3.24).

Максимальні прогини балок 2Б3-1 та 2Б3-2 перед руйнуванням становили $f = 8{,}14$ мм і $f = 7{,}71$ мм відповідно, що в середньому на 18 % більше, ніж у балок 2Б1 та 2Б2 при тому ж рівні навантаження. Значення максимальних прогинів, зафіксованих перед руйнуванням, для цих балок становили: $f = 10{,}87$ мм і $f = 8{,}79$ мм для балок 2Б1-1 та 2Б1-2 і $f = 8{,}01$ мм і $f = 8{,}04$ мм для балок 2Б2-1 та 2Б2-2 відповідно.



а) *б)*

Рисунок 3.24 – Зміна прогинів балок другої серії, з арматурою 2Ø10А500С *(а)* та 2Ø12А500С *(б)*:

1 – усереднені значення прогинів для балок 2Б1-1,2; *2* – те ж для балок 2Б2-1,2; *3* – те ж для балок 2Б3-1,2; *4* – значення прогинів балки 2Б1-3; *5* – те ж для балки 2Б2-3; *6* – те ж для балки 2Б3-3

У балках зі стержневою арматурою 2Ø12А500С (2Б1-3, 2Б2-3, 2Б3-3) зміна прогинів при навантаженні до рівня 80 % від руйнівного, мала також лінійний характер. Однак величина прогинів, у залежності від типу балки, значно відрізнялися. Так для зразка 2Б1-3 величина прогину f при рівні навантаження F =56 кН становила f = 4,55 мм, що значно менше, ніж у балках 2Б2-3 та 2Б3-3. Величини прогинів, при цьому рівні навантаження, у них були рівні: f = 8,93 мм для 2Б2-3 та f = 7,10 мм для 2Б3-3 відповідно. У цих зразках явно відслідковується вплив міцності стиснутої зони перерізу на перерозподіл зусиль і кривизну балки. Особливо різниця спостерігається у зразках 2Б1-3 та 2Б2-3. Перед руйнуванням, при величині навантаження F = 78 кН, значення прогинів у балці 2Б2-3, що була армована сталевою фіброю тільки в розтягнутих зонах, було на 50 % більше, ніж у зразку з дисперсним армуванням по всьому об'єму. У балці 2Б3-3, прогини в прольотах були дещо меншими, ніж у зразку 2Б2-3, за рахунок вищої міцності сталефібробетону та цементно-піщаної матриці. Однак на

останньому рівні навантаження, при F = 64 кН, їх величини також були більшими за аналогічні у зразку 2Б1-3, різниця становила 57,8 %.

3.4. Характер тріщиноутворення у балках другої серії

На всіх рівнях навантаження дослідних балок відслідковувалась поява, ширина розкриття та висота тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента. Ширина тріщин замірялася за допомогою будівельного мікроскопа МПБ-3 у місцях їх максимального розкриття.

У балках із стержневою арматурою 2Ø10 А500С, процес тріщиноутворення був більш яскраво виражений, ніж у аналогічних із армуванням 2Ø12 А500С. Так перші тріщини, нормальні до поздовжньої осі елемента у балці 2Б1-1, що армована фібрами по всьому об’єму, з’явилися при навантаженні F = 16 кН (приблизно 30 % від руйнівного) і мали висоту 4…6 см. Ширина розкриття становила $w_{k,sup}$ = 0,08 мм на опорі та $w_{k,sp}$ = 0,05 мм у прольотах. При подальшому навантаженні балки спостерігалася поява значної кількості нових тріщин із частково вираженою плетінчастістю. Росту старих тріщин по висоті практично не спостерігалось. Збільшення ширини розкриття тріщин (опорних і прольотних) до рівня приблизно 75 % від руйнівного, відбувалося практично лінійно і при F = 40 кН становили над опорою $w_{k,sup}$ = 0,03 мм, та у прольоті $w_{k,sp}$ = 0,14 мм.

Зі зростанням навантаження спостерігався значний ріст ширини розкриття тріщин над опорою і безпосередньо перед руйнуванням максимальна зафіксована ширина розкриття становила $w_{k,sup}$ = 0,85 мм. При навантаженні F = 40 кН у приопорній зоні з’явилося декілька похилих тріщин, але подальший їх розвиток був незначний. Характер тріщиноутворення у балці 2Б1-1 зображений на рисунку 3.25.

Перші тріщини у балці 2Б1-2 з’явилися дещо раніше, але ширина їх розкриття була меншою і становила $w_{k,sup}$ = 0,06 мм на опорі та $w_{k,sp}$ = 0,04 мм у прольотах. Подальший характер утворення та розвитку тріщин був майже ідентичний, а максимальна їх ширина перед руйнуванням становила $w_{k,sup}$ = 0,88 мм на опорі, та $w_{k,sp}$ = 0,26 мм у прольотах.

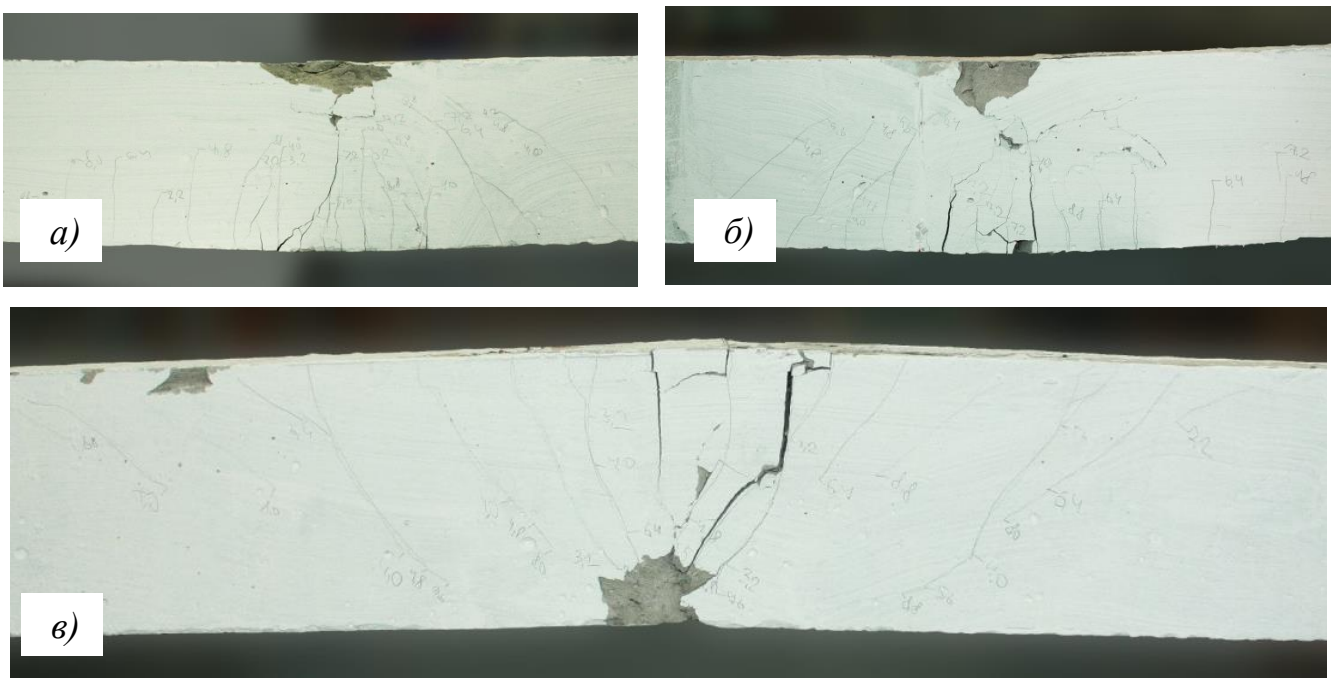


Рисунок 3.25 – Характер тріщиноутворення у балці 2Б1-1:
а) у лівому прольоті; *б)* у правому прольоті; *в)* над середньою опорою

У балці 2Б2-1, що була армована фібрами лише в розтягнути зонах, процес тріщиноутворення не сильно відрізнявся від балок 2Б1, що чітко видно на графіках, які представлені на рисунку 3.26. Так перша тріщина над опорою з'явилася дещо раніше, при F = 8 кН, але ширина її була меншою і становила w_k = 0,05 мм. При подальшому навантаженні картина утворення тріщин була аналогічною, як у балці першого типу 2Б1, а при зусиллі F = 32 … 44 кН ширина розкриття і опорних, і прольотних тріщин була навіть дещо меншою. На останніх рівнях навантаження спостерігався значний ріст ширини розкриття декількох тріщин над опорою і безпосередньо перед руйнуванням максимальна зафіксована ширина становила w_k = 1,4 мм (рис. 3.27).

Характер тріщиноутворення у балці 2Б3-1 на перших етапах навантаження був аналогічний із попередніми зразками. Ширина розкриття і висота розвитку тріщин була на тому ж рівні, що і у балках 2Б1 та 2Б2. Зафіксовано, що різка активізація процесу тріщиноуторення почалася на нижчому рівні навантаження, ніж у попередніх зразках, вже при F = 36 кН.

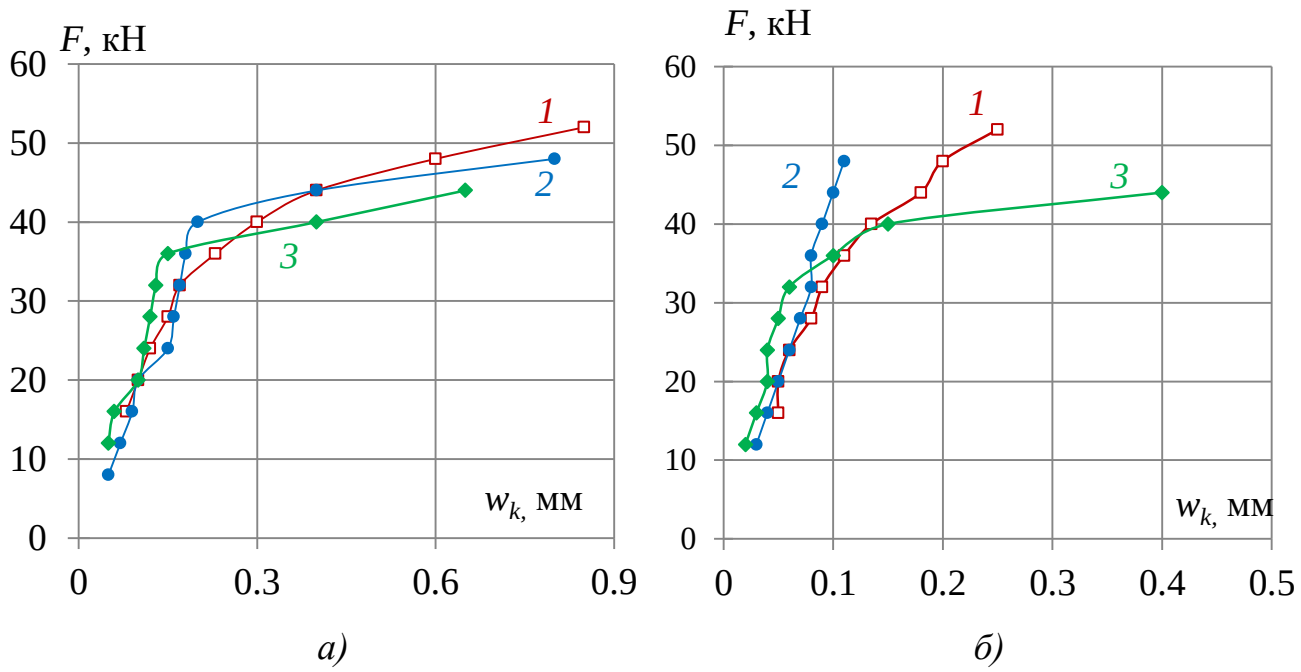


Рисунок 3.26 – Ширина розкриття тріщин у досліджуваних балках над опорою *(а)* та у прольотах *(б)*:

1 – усереднені значення для балок 2Б1; *2* – усереднені значення для балок 2Б2; *3* – усереднені значення для балок 2Б3

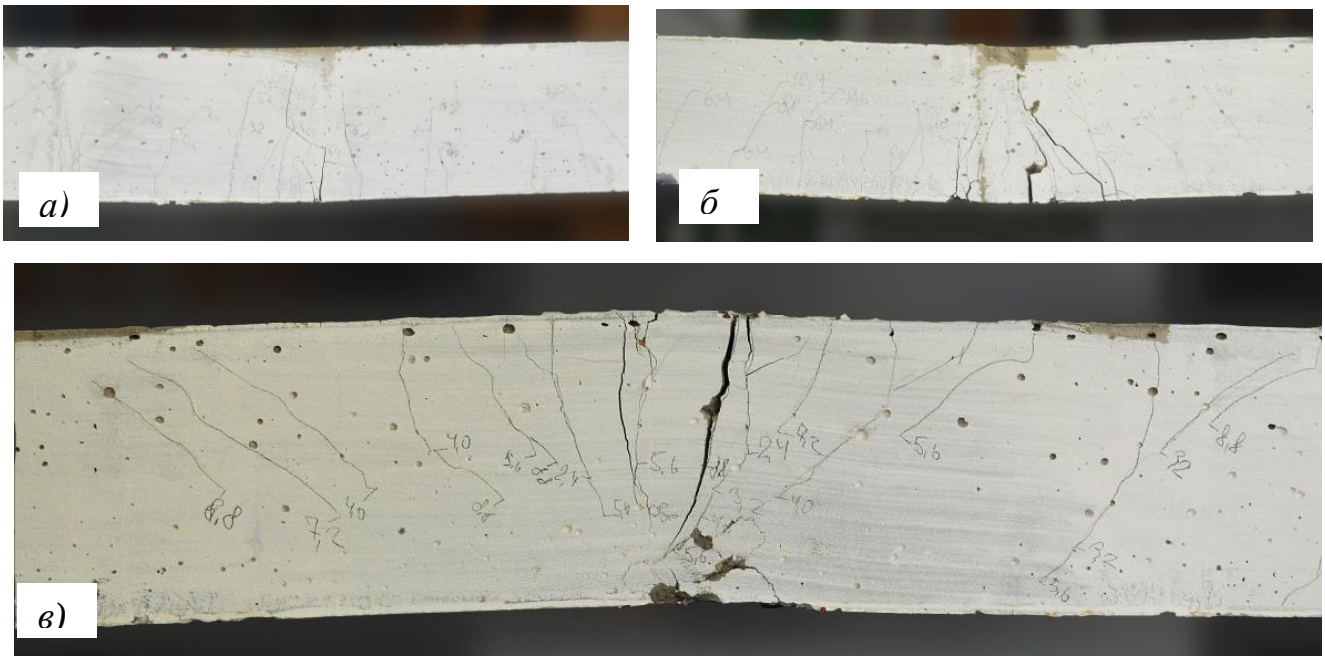


Рисунок 3.27 – Характер тріщиноутворення у балці 2Б2-1: *а)* у лівому прольоті; *б)* у правому прольоті; *в)* над середньою опорою

Безпосередньо перед руйнуванням, при F = 44 кН, максимальна ширина розкриття нормальних тріщин над опорою у балках 2Б3 становила w_k = 0,65 мм, що на 62 % більше, ніж у балках 2Б1 і 2Б2 при тому ж рівні навантаження. Також зафіксовано появу більшої кількості похилих тріщин у відношенні до попередніх зразків, що можна пояснити відсутністю армування фіброю основного об’єму балки (рис. 3.28).

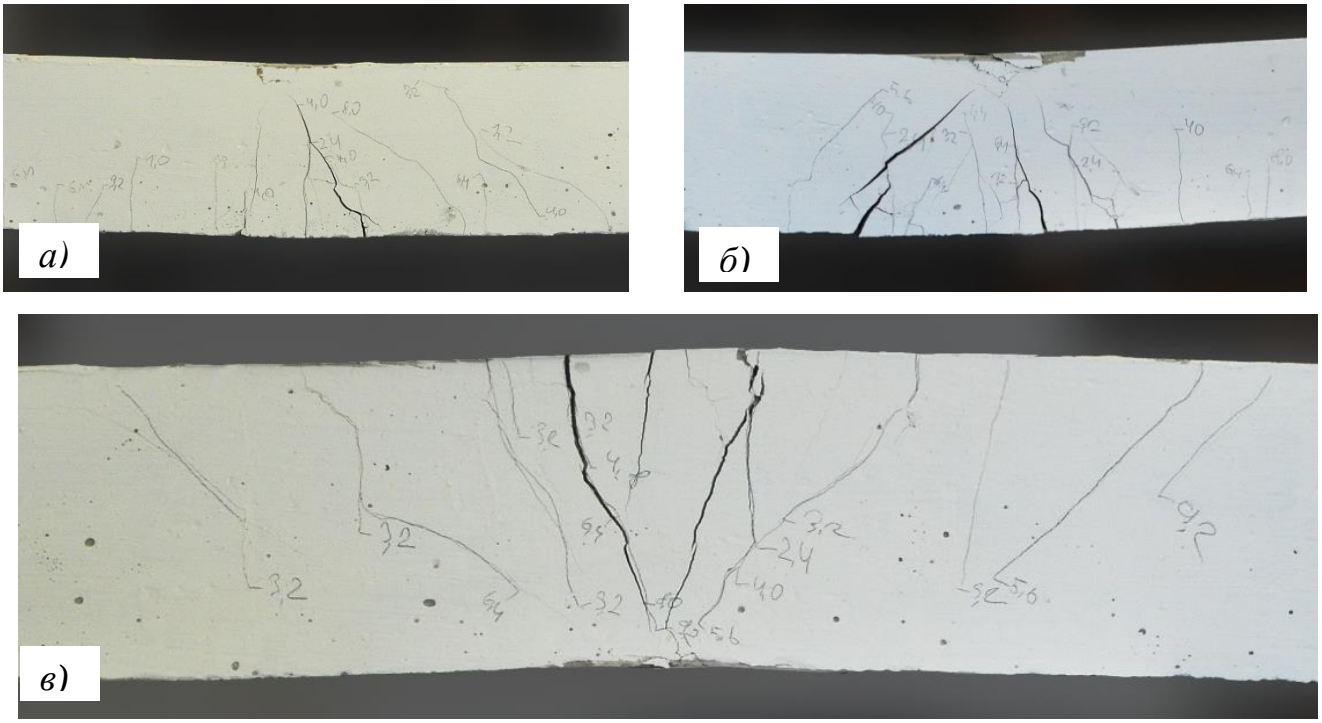


Рисунок 3.28 – Характер тріщиноутворення балки 2Б3-1:
а) у лівому прольоті; *б)* у правому прольоті; *в)* над середньою опорою

Характер розвитку нормальних тріщин у балках, армованих стрижнями діаметром 12 мм, дещо відірізнявся від таких із арматурою діаметром 10 мм. Ширина розкриття на всіх рівнях навантаження була меншою, однак спостерігалася поява значної кількості тріщин похилих, по яких і відбувалося руйнування у всіх трьох зразках.

Так у балці 2Б1-3, перша тріщина з’явились над середньою опорою при навантаженні F = 16 кН, ширина розкриття становила $w_{k,sup}$ = 0,06 мм. Нормальні тріщини у прольотах з’явились при F = 24 кН. Ширина розкриття їх була меншою і складала $w_{k,sp}$ = 0,04 мм. При збільшенні навантаження до F = 56 кН,

спостерігався лінійний розвиток ширини розкриття і опорних, і прольотних тріщин (рис. 3.29). При цьому значенні сили F, значення w_k були рівними $w_{k,sup}$ = 0,2 мм і $w_{k,sp}$ = 0,1 мм. При подальшому навантаженні приріст ширини розкриття нормальних тріщин збільшився. Також спостерігалася поява великої кількості нових похилих тріщин та інтенсивний розвиток ширини розкриття старих. Перед руйнуванням, максимальні значення ширини розкриття становили $w_{k,sup}$ = 0,5 мм над опорою та $w_{k,sp}$ = 0,25 мм у прольотах.

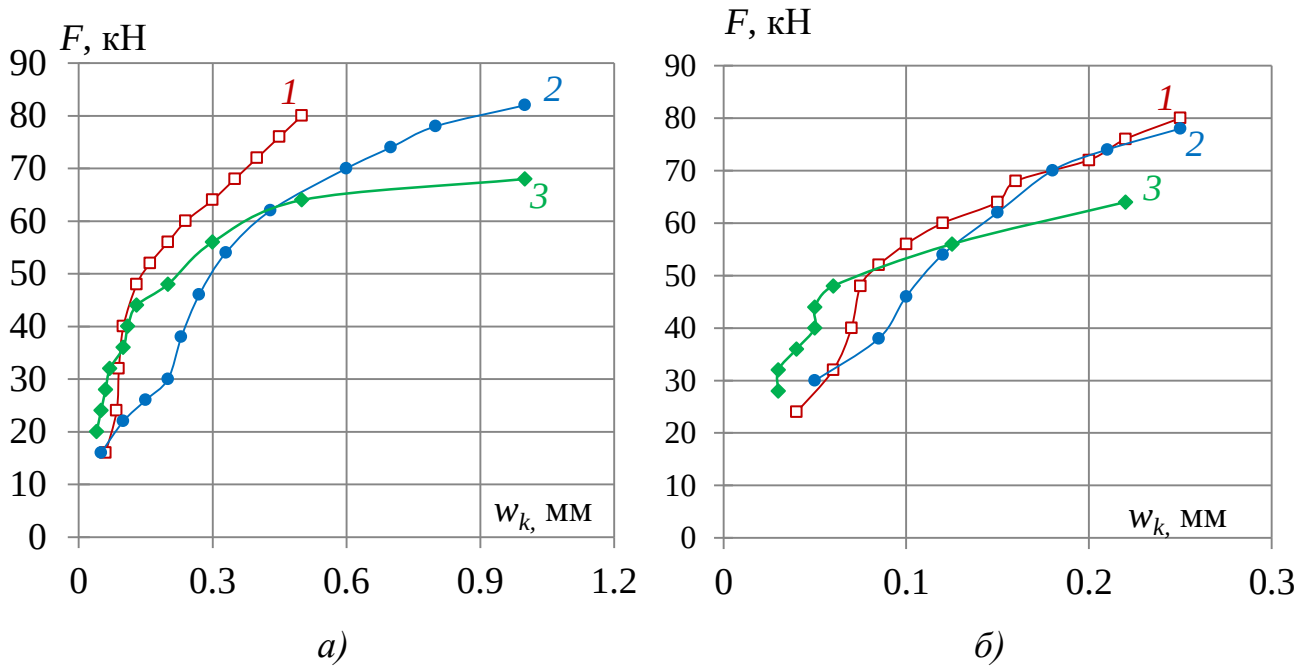


Рисунок 3.29 – Ширина розкриття тріщин у досліджуваних балках над опорою *(а)* та у прольотах *(б)*:

1 – балка 2Б1-3; *2* – балка 2Б2-3; *3* – балка 2Б3-3

Процес тріщиноутворення у балці 2Б2-3, що була армована фіброю лише в розтягнутих зонах, відбувався значно інтенсивніше. При однаковому, із балкою 2Б1-3, рівні виникнення перших тріщин, подальший приріст їх ширини був більший і при рівні навантаження F = 56 кН, значення w_k були рівними $w_{k,sup}$ = 0,36 мм для опорної зони і $w_{k,sp}$ = 0,13 мм у прольотах. Однак варто відмітити, шо розвиток нормальних тріщин у прольотах був набагато слабше виражений у порівнянні із опорною зоною. Для зразка був також характерний активний розвиток похилих тріщин. Перед руйнуванням, максимальна ширина

розкриття нормальних тріщин в опорній зоні становила $w_{k,sup}$ = 0,8 мм, а в прольотах $w_{k,sp}$ = 0,3 мм.

Так як міцність бетону у балці 2Б3-3 була вищою, на перших рівнях навантаження, вона відрізнялася більш жорсткою роботою. Ширина тріщин на опорах і особливо у прольотах була меншою, ніж у попередніх зразках, незважаючи на меншу кількість фібр у розтягнутій зоні. При рівні навантаження F = 56 кН, значення w_k були рівними $w_{k,sup}$ = 0,3 мм для опорної зони і $w_{k,sp}$ = 0,06 мм для прольотів. Однак при подальшому навантаженні ширина тріщин почала різко збільшуватись і перед руйнуванням становила $w_{k,sup}$ = 1,0 мм, а в прольотах $w_{k,sp}$ = 0,22 мм. Похилих тріщин у цьому зразку спостерігалося менше, і розвиток їх був не такий інтенсивний, як у зразках 2Б1-3 та 2Б2-3, навіть на останніх етапах навантаження.

Аналізуючи результати дослідження варто відмітити, що максимально допустима, згідно норм [59], ширина розкриття тріщин ($w_{k,}$ = 0,4 мм), в усіх зразках спостерігалася лише в опорних зонах, при навантаженнях, близьких до руйнівного. Відношення опорних і прольотних згинальних моментів M_{sup}/M_{sp} при цьому становили, в середньому, для балок 2Б1 – M_{sup}/M_{sp} = 1,5, а для балок 2Б2 та 2Б3 – M_{sup}/M_{sp} = 1,3, що свідчило про перерозподіл зусиль на рівні 62 % та 78 % від повного перерозподілу цих у зразках.

3.5. Висновки до третього розділу

1. Отримані нові експериментальні дані про роботу нерозрізних комбіновано-армованих залізобетонних балок, що дали можливість виявити особливості напружено-деформованого стану нормальних перерізів, перерозподілу зусиль, розвитку прогинів і нормальних тріщин.
2. Встановлено, що руйнування залізобетонних і комбіновано-армованих нерозрізних балок, заармованих виходячи з умови однакових загальних витрат сталі на елемент, відбувається при однаковому рівні навантаження.
3. Встановлено, що додаткове дисперсне армування сталевою фіброю бетонної матриці балок, підвищує їх несучу здатність і жорсткість, що призводить до

зменшення прогинів і ширини розкриття тріщин, у порівнянні з типовими залізобетонними балками.

4. Руйнування зразків із дисперсним армуванням по всій висоті перерізу (2Б1), та зразків із дисперсним армуванням у розтягнутій зоні (2Б2) відбувалось при досягненні максимальних напружень у стиснутому бетоні в прольотних перерізах. Зразки, що армувалися фіброю в розтягнутій зоні лише на висоту 40 мм (2Б3), зруйнувалися при досягненні максимальних напружень в стиснутому бетоні в опорному перерізі.
5. Встановлено характер перерозподілу зусиль у нерозрізних комбіновано-армованих балках на всіх стадіях їх роботи. Встановлено, що перерозподіл зусиль на ранніх етапах навантаження (за рахунок тріщиноутворення) у нерозрізних балках із додатковим дисперсним армування по всьому об'єму, виражений на 30…50 % менше ніж у балок із додатковим дисперсним армуванням лише розтягнутих зон.
6. У комбіновано-армованих балках із дисперсним армуванням по всьому об'єму, відбувся повний перерозподіл зусиль, а активна його фаза наступала при досягненні в арматурі та бетоні над середньою опорою, максимальних значень напружень.
7. Підтверджено, що пластичні шарніри в нормальних перерізах залізобетонних балок можуть виникати за рахунок суттєвих пластичних деформацій у бетоні, коли він працює на низхідній ділянці діаграми деформування.
8. Встановлено, що в нерозрізних балках із дрібнозернистого бетону, відсутність сталевих фібр у стиснутій зоні прольотних перерізів і відповідно нижча міцність матриці, призводить до збільшення деформацій бетону, кривизни прольотних і опорних та зменшення несучої здатності балки на 10–15 % в порівнянні з балками із дисперсним армуванням по всьому об'єму.
9. Встановлено, що в комбіновано-армованих балках максимально допустима ширина розкриття тріщин, $w_{k,}$ = 0,4 мм, в усіх зразках спостерігалася лише в опорних зонах, при навантаженнях, близьких до руйнівного.

РОЗДІЛ 4

ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ НЕРОЗРІЗНИХ КОМБІНОВАНО-АРМОВАНИХ БАЛОК ТА ЇХ РОЗРАХУНОК

4.1. Моделювання роботи нерозрізних комбіновано-армованих залізобетонних балок методом скінченних елементів

На даному етапі розвитку науки та техніки з урахуванням всеохоплюючої комп'ютеризації більшості виробничих процесів, актуальним є питання щодо проведення паралельно з натурними (стендовими) випробуваннями будівельних конструкцій комп'ютерного моделювання роботи даних конструкцій під час випробувань та їх дослідження за допомогою прикладних програм. Одним із основних методів, на основі якого створено більшість прикладних програм для проведення відповідних досліджень, є метод скінченних елементів. Даний метод застосовується під час розрахунку лінійних та нелінійних задач у різних галузях науки технічного напрямку.

Метод скінченних елементів – це числова методика знаходження розв'язків інтегральних і часткових диференціальних рівнянь. Процес розв'язання побудований або на повному усуненні диференціального рівняння для стаціонарних задач, або на розкладі часткових диференціальних рівнянь у апроксимуючу систему звичайних диференціальних рівнянь, які потім розв'язуються шляхом використання стандартної техніки, такої як метод Ейлера, Рунге-Кутти тощо [102].

При розв'язанні часткових диференціальних рівнянь головною метою є створення рівності, що апроксимує досліджувану рівність і є числово стабільною, тобто помилки у вхідних даних і проміжних обчисленнях не акумулюються і не спричиняють беззмістовних результатів.

На сьогодні створена та використовується значна кількість програмного забезпечення, що засноване на методі скінченних елементів, а саме: ANSYS, Code_Aster, DSM FEM, Deal.II, Elmer FEM solver, Femap, Comsol, FreeFEM++,

GetDP, Impact, LibMesh, LSDYNA, MatLab, MicroFe, Nastran, QForm 2D/3D, RFEM, SCAD, Zebulon, ПК ЛІРА-САПР.

Нині більшість вітчизняних науковців і дослідників, які займаються вивченням та покращенням будівельних конструкцій, використовують програмний комплекс (ПК) ЛІРА-САПР, що набув високої популяризації [73, 102].

ПК ЛІРА-САПР – багатофункціональний програмний комплекс, призначений для проєктування та розрахунку машинобудівних і будівельних конструкцій різного призначення. Розрахунки в програмі виконуються як на статичні, так і на динамічні дії.[126]. Основою розрахунків є метод скінченних елементів. Різні модулі (процесори), що підключаються, дозволяють здійснювати підбір і перевірку січень сталевих і сталефібробетонних конструкцій, моделювати ґрунт, розраховувати мости та поведінку будівель в період монтажу і т.д.

Програмний комплекс ЛІРА-САПР має велику бібліотеку скінченних елементів (стержневі системи, оболонки, плити, балки-стінки, мембрани, тенти тощо), набір багатофункціональних процесорів, велику базу сталевих сортаментів. Все це дозволяє розраховувати конструкції будь-якої складності на різні види статичних і динамічних впливів. Конструювання залізобетонних і сталевих елементів проводиться відповідно до норм країн СНД, Європи та США [93, 94].

4.1.1. Мета числового експерименту та постановка задачі

За допомогою розрахунку в ПК ЛІРА-САПР ставиться за мету визначити числові значення напружень і переміщень, що виникають у перерізах нерозрізної комбіновано-армованої балки під час дії на них наперед відомих навантажень, маючи значення граничних моментів, що отримані шляхом теоретичного розрахунку.

Сучасний розрахунок залізобетонних конструкцій є найбільш досконалим за умови врахування фізичної нелінійності матеріалів. Бетон – матеріал пружно-пластичний, тому нелінійна залежність між напруженнями та деформаціями виявляється уже на ранніх стадіях завантаження. ПК ЛІРА-САПР дозволяє змоделювати реальну роботу залізобетонної конструкції на всьому етапі

навантаження за допомогою крокового процесора (починаючи від невеликих навантажень, коли роботу матеріалу можна вважати ще лінійною, включаючи експлуатаційну стадію, коли вплив нелінійних деформацій уже істотний, і закінчуючи стадією руйнування).

Для відтворення напружено-деформованого стану комбіновано-армованої нерозрізної балки використовується програмний комплекс ЛІРА-САПР 2018 розробки НДІАСБ (м. Київ), за допомогою якого було змодельовано три балки другої серії експериментальних досліджень, що описані в розділі 3 (2Б1, 2Б2, 2Б3).

Балки моделювалися за допомогою об’ємних елементів №231 – 8-ми вузлових паралелепіпедів розміром 2×2×2 см. Поздовжня та поперечна арматура задавалася окремими стержневими елементами, які для відтворення спільної з бетоном роботи, задавалися по вузлах об’ємних елементів.

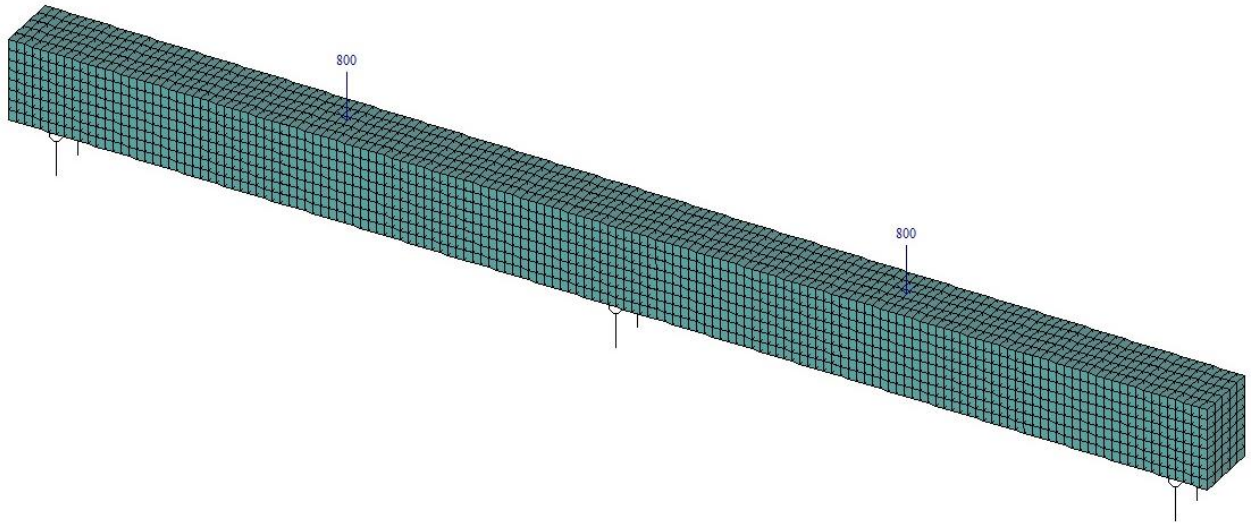
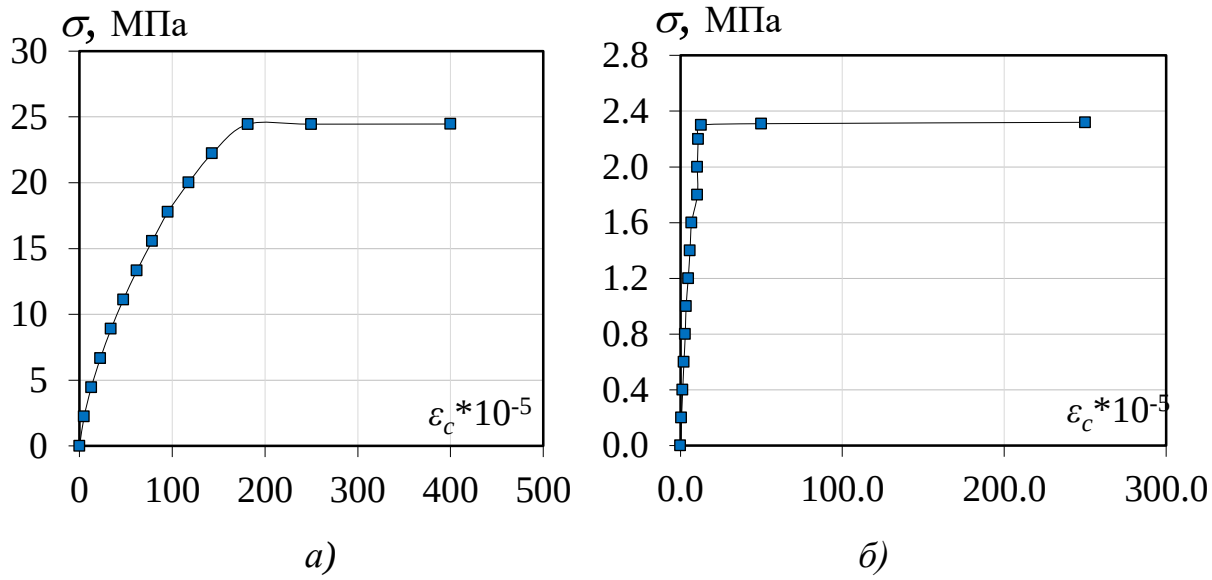


Рисунок 4.1 – Розрахункова модель балки в ПК ЛІРА-САПР.Ізометрична проєкція

Після моделювання балки та розбивки її на скінченні елементи задавалися механічні характеристики, що відповідають реальним властивостям матеріалів, із яких виготовлялись експериментальні балки.

Для моделювання сталефібробетону та цементно-піщаної матриці використовувалися експериментально отримані діаграми деформування матеріалу на основі випробувань призм на стиск та розтяг, що описані у розділі 2. (рис. 4.2, 4.3).



а) *б)*

Рисунок 4.2 – Діаграми деформування сталефібробетону при стиску *(а)* та розтягу *(б)*

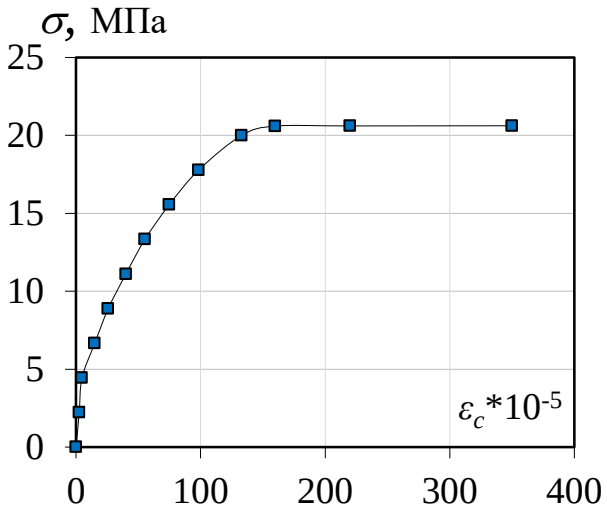


Рисунок 4.3 – Діаграма деформування цементно-піщаної матриці при стиску

Жорсткість сталефібробетону та цементно-піщаної матриці балок моделювалася за допомогою кусочно-лінійного закону деформування № 14, який дозволяє вводити дані покроково з отриманих результатів випробування призм (рис 4.3). У таблицю параметрів закону нелінійного деформування вносяться значення напруження бетону і відповідні їм значення деформації. За допомогою цього закону можна детально змоделювати вітки стиску та розтягу сталефібробетону в діаграмі. У балках 2Б2 та 2Б3 зони із дисперсним армуванням

та без нього моделювалися об’ємними елементам із відповідними типами жорсткості.

Арматура моделювалася стержневими нелінійними елементами круглого перерізу Ø10 мм для поздовжніх стержнів та Ø4 мм для поперечних. Жорсткість арматури задавалася за допомогою нелінійного експоненціального закону деформування № 11 із заданими реальними характеристиками арматури (табл. 2.7), що були визначені при випробуванні стержнів у розривній машині (рис. 2.7). Розрахункова схема арматурного каркасу зображена на рисунку 4.4. Об’ємні елементи бетону балки умовно не показані.

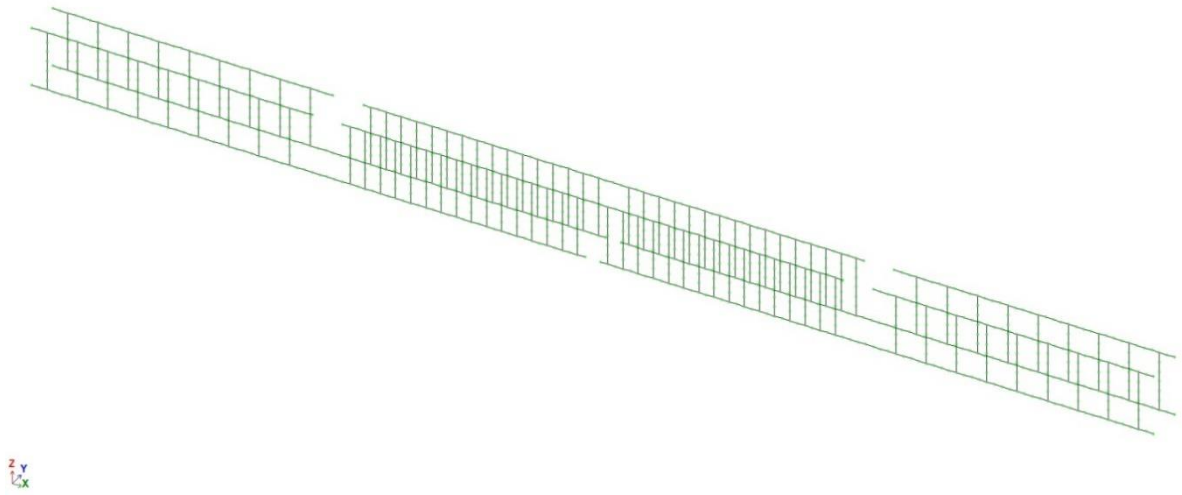


Рисунок 4.4 – Розрахункова модель прострового арматурного каркасу балки в ПК ЛІРА-САПР. Ізометрична проєкція

Навантаження на розрахункові моделі балок задавалися:

– від власної ваги конструкції;

– від дії зосереджених сил, що прикладалися в середині прольотів на відстані 70 см від опор.

4.1.2. Результати нелінійного розрахунку балок методом скінченних елементів

Під час проведення розрахунку балок методом скінченних елементів, навантаження на них задавалось за допомогою простого крокового методу розрахунку з рівномірними кроками (десять кроків із трьомастами ітераціями в

кожному з них). У процесі розрахунку програмний комплекс дозволяє визначати інтенсивність та характер деформування елементів моделі (рис. 4.5).

У результаті розрахунку були отримані значення зусиль і переміщень в елементах балок, які відображаються у вигляді ізополів. Також значення зусиль у стержневих елементах, якими були змодельовані опори балок, можна приймати як значення опорних реакцій.

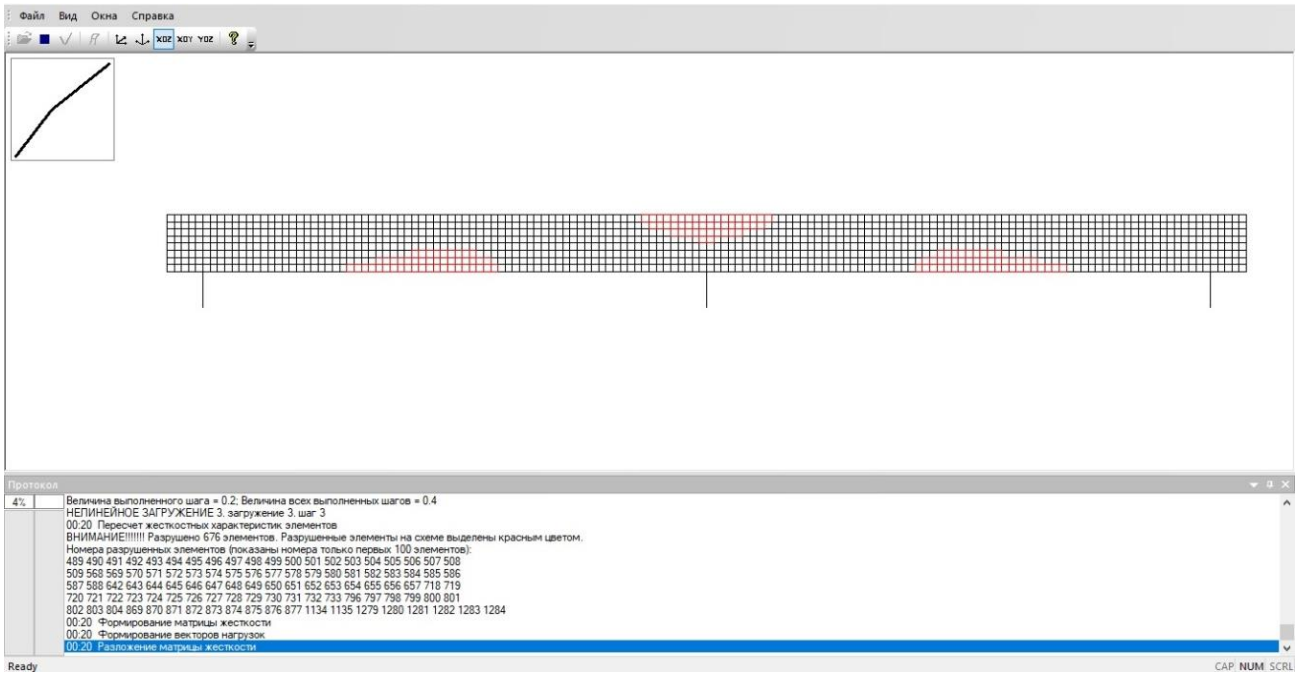


Рисунок 4.5 – Вікно процесора нелінійного розрахунку балки в ПК ЛІРА-САПР

Ізополя зусиль $N_{x,}$ що отримали внаслідок розрахунку в ПК ЛІРА-САПР, відповідають напруженням у бетоні по висоті σ_{cx}. Найбільші їх значення в зонах максимального згинаючого моменту і відповідно тут найбільш активний процес тріщиноутворення. Також отримані значення величини поздовжньої сили N в арматурних стержнях, які дозволяють визначити фактичне напруження в арматурі. За руйнівне приймається навантаження, при якому значення напружень у стиснутих зонах бетону та розтягнутій арматурі досягають граничних значень.

Для моделі балки 2Б1 значення руйнівного навантаження фактично відповідало реальному і становило F_u = 56 кН. Напруження в бетоні в зонах стиску та розтягу, при цьому значенні навантаження досягли своїх граничних значень, які становили f_{cu} = 24,4 МПа та f_{ctu} = 2,3 МПа відповідно (рис. 4.6).

Значення зусиль в арматурних стержнях при величині сили в прольоті F_u = 56 кН становили N_s = 36,9 кН, що відповідає напруженням σ_s = 470 МПа (рис. 4.7). Граничні напруження, які відповідають межі текучості для арматури, що змодельована в числовому експерименті, становлять σ_y = 434 МПа. Це свідчить, що напруження в арматурі над прольотом також досягли своїх граничних значень. Відповідно можна стверджувати, що над опорою та в прольотах утворились пластичні шарніри і несуча здатність балки вичерпалась.

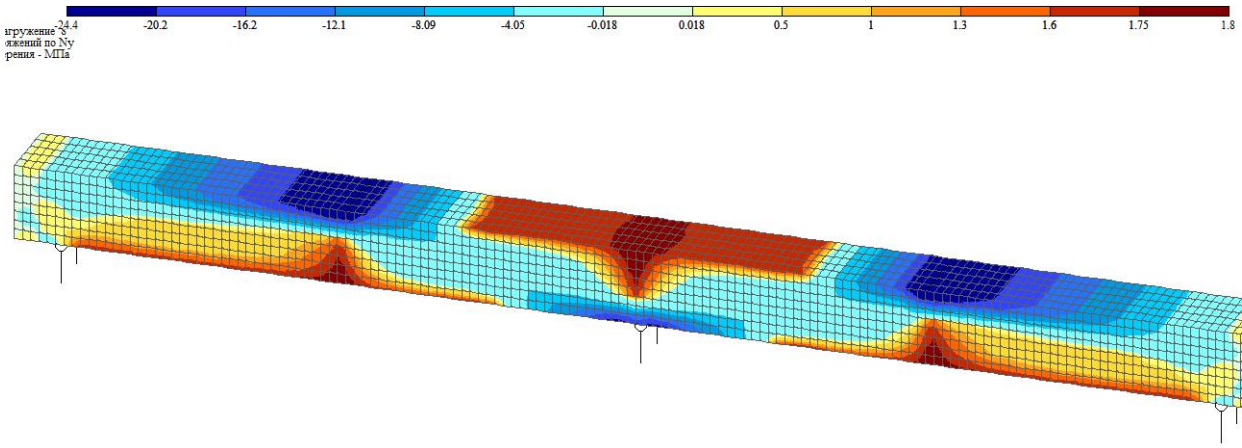


Рисунок 4.6 – Ізополя напружень N_x у балці 2Б1 при навантаженні F_u = 56 кН

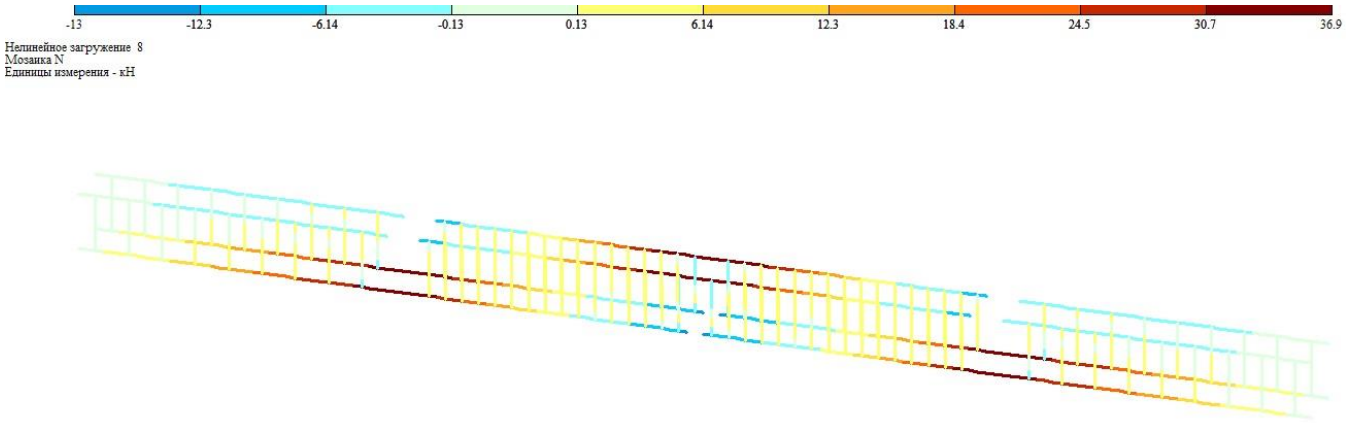


Рисунок 4.7 – Ізополя напружень N у стержневій арматурі балки 2Б1 при навантаженні F_u = 56 кН

Також у процесі розрахунку були отримані значення переміщень елементів балки по осі Z (рис. 4.8). Однак числові величини цих значень виявилися значно меншими, ніж отримані при проведенні реального експерименту, що можна аргументувати тим фактом, що метод скінченних елементів не дозволяє змоделювати процес тріщиноутворення.

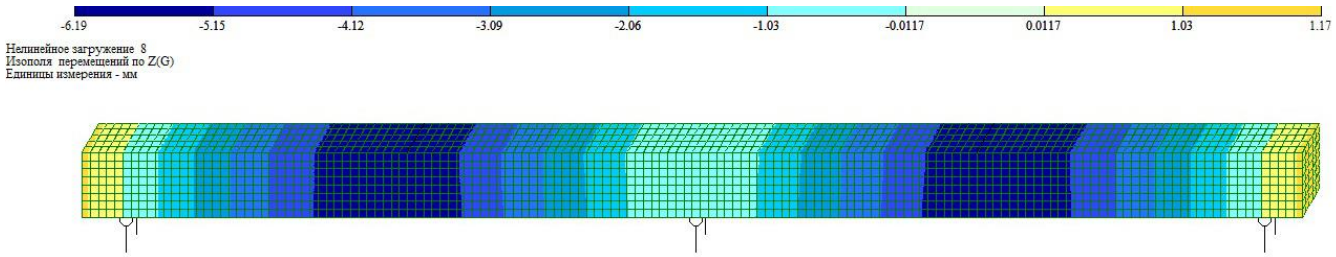


Рисунок 4.8 – Ізополя переміщень елементів по осі Z балки 2Б1 при навантаженні F_u = 56 кН

Для балки 2Б2, що була армована сталевою фіброю тільки у розтягнутих зонах, значення встановленого руйнівного навантаження становило F_u = 52 кН, що на 4 % більше, ніж у реальному експерименті. Значення напруження арматури над опорою становило σ_s = 464 МПа > σ_y = 434 МПа. Максимальний прогин становив f = 5,9 мм. Ізополя напружень у бетоні для балки 2Б2 на останньому рівні навантаження зображено на рис. 4.9.

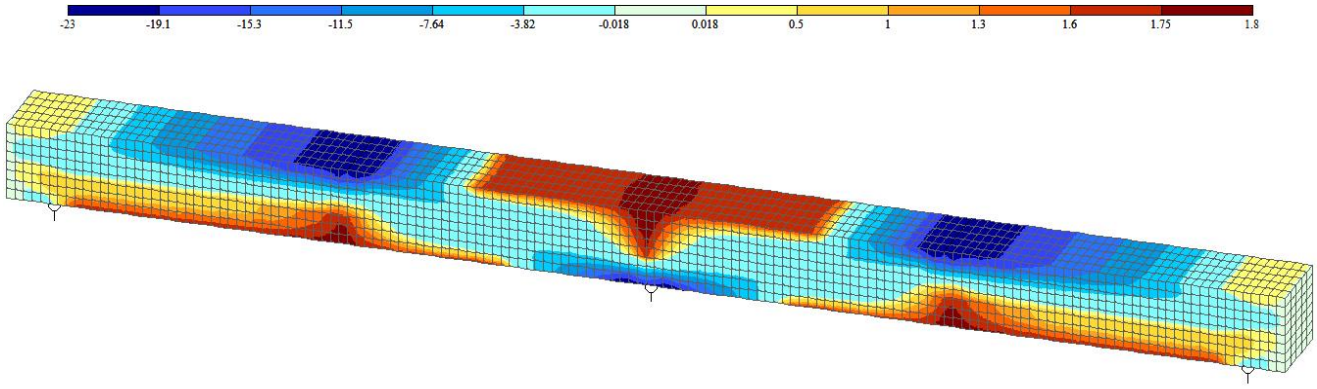


Рисунок 4.9 – Ізополя напружень N_x у балці 2Б2 при навантаженні F_u = 52 кН

Значення руйнівного навантаження F_u для балки 2Б3 становило F_u = 46 кН, що підтверджує високу збіжність із експериментом. Значення напруження арматури над опорою становило σ_s = 464 МПа > σ_y = 434 МПа. Максимальний прогин f = 5,9 мм. Ізополя напружень у бетоні для балки 2Б3 на останньому рівні навантаження зображено на рис. 4.10.

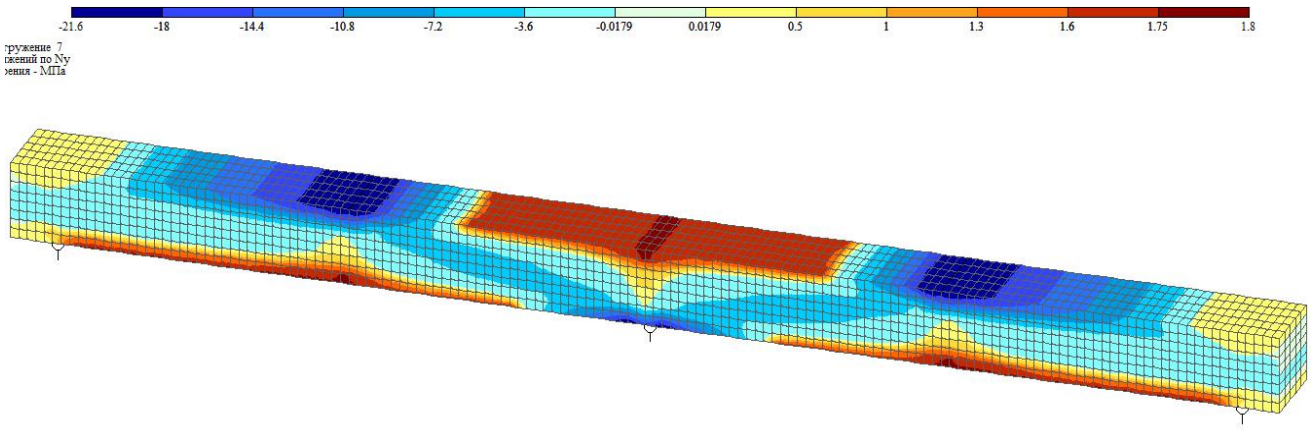


Рисунок 4.10 – Ізополя напружень N_x у балці 2Б3 при навантаженні F_u = 46 кН

На основі отриманих за допомогою ПК ЛІРА-САПР значень напружень у елементах, були визначені відповідні їм (по експериментально одержаній діаграмі $\sigma - \varepsilon$) величини деформацій бетону та арматури та кривизна перерізів (табл. 4.1, 4.2, 4.3). Також для кожного етапу навантаження, на основі значень опорних реакцій були визначені величини прольотних і опорних згинальних моментів. Порівняння експериментально отриманих значень несучої здатності досліджуваних балок із отриманими в результаті нелінійного розрахунку за допомогою ПК ЛІРА-САПР, представлене в таблиці 4.4.

Таблиця 4.1 – Результати визначення за допомогою ПК ЛІРА-САПР параметрів напружено-деформованого стану в зразку 2Б1

F, кН	опора				проліт			
	$\varepsilon_{c,sup}\times10^{-5}$	$\varepsilon_{s,sup}\times10^{-5}$	M_{sup},кНм	$\chi_{sup}\times10^{-5}$, см$^{-1}$	$\varepsilon_{c,sp}\times10^{-5}$	$\varepsilon_{s,sp}\times10^{-5}$	M_{sp},кНм	$\chi_{sp}\times10^{-5}$, см$^{-1}$
0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	19.05	21.64	2.80	2.90	8.44	6.90	1.39	1.095
16	50.93	63.21	4.99	8.15	25.81	26.24	3.10	3.71
24	87.29	108.92	7.11	14.01	52.87	57.64	4.84	7.89
32	131.84	152.38	9.15	20.30	86.15	91.09	6.62	12.66
40	149.22	188.62	11.09	24.13	127.83	126.61	8.45	18.17
48	161.13	225.40	12.55	27.52	140.64	160.71	10.41	21.52
54	202.45	308.79	12.63	34.91	149.28	194.62	12.49	24.56

Таблиця 4.2 – Результати визначення за допомогою ПК ЛІРА-САПР параметрів напружено-деформованого стану в зразку 2Б2

F, кН	опора				проліт			
	$\varepsilon_{c,sup}\times10^{-5}$	$\varepsilon_{s,sup}\times10^{-5}$	M_{sup},кНм	$\chi_{sup}\times10^{-5}$, см$^{-1}$	$\varepsilon_{c,sp}\times10^{-5}$	$\varepsilon_{s,sp}\times10^{-5}$	M_{sp},кНм	$\chi_{sp}\times10^{-5}$, см$^{-1}$
0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	19.85	21.64	2.53	2.96	12.44	8.20	1.12	1.47
16	51.63	83.25	4.21	9.63	43.81	28.42	2.8	5.15
24	89.88	123.82	6.53	15.26	63.44	58.78	4.23	8.73
32	105.24	191.42	8.16	21.19	95.57	133.6	6.05	16.36
40	145.23	280.60	10.53	30.41	145.33	207.58	8.17	25.20
48	151.74	320.50	11.02	33.73	186.71	295.7	10.21	34.45

Таблиця 4.3 – Результати визначення в ПК ЛІРА-САПР параметрів напружено-деформованого стану в зразку 2Б3

F, кН	опора				проліт			
	$\varepsilon_{c,sup}\times10^{-5}$	$\varepsilon_{s,sup}\times10^{-5}$	M_{sup},кНм	$\chi_{sup}\times10^{-5}$, см$^{-1}$	$\varepsilon_{c,sp}\times10^{-5}$	$\varepsilon_{s,sp}\times10^{-5}$	M_{sp},кНм	$\chi_{sp}\times10^{-5}$, см$^{-1}$
0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	21.05	25.47	2.96	3.32	9.45	6.90	1.15	1.16
16	50.93	73.21	4.25	8.86	27.53	36.85	3.09	4.59
24	90.15	108.12	7.11	14.16	55.68	75.47	4.74	9.36
32	138.47	183.45	8.86	22.99	92.45	116.37	7.10	14.91
40	153.68	260.74	9.85	29.60	155.34	180.47	8.65	23.98
44	162.55	340.55	10.2	35.93	180.26	260.15	9.98	31.45

Таблиця 4.4 – Порівняння несучої здатності нерозрізних балок

№	Марка зразка	M_{sup}^{exp}, кН*м	$M_{sup}^{ЛІРА}$, кН*м	$M_u^{ЛІРА}/M_u^{exp}$
1	2Б1-1	13.0	12.49	0,96
2	2Б1-2	12.77		0,978
3	2Б2-1	11.8	11.02	0,933
4	2Б2-2	11.7		0,942
5	2Б3-1	10.85	10.21	0,941
6	2Б3-2	10.7		0,954

Середнє значення похибки максимальних значень згинальних моментів, отриманих за допомогою ПК ЛІРА-САПР, відносно експериментальних даних, становить $\bar{X}$ = 4,8% при середньоквадратичному відхиленні σ = 1,6%.

4.2. Теоретичне визначення характеристик напружено-деформованого стану та несучої здатності нормальних перерізів комбіновано-армованих згинальних елементів

Чинні норми проєктування сталефібробетонних конструкцій [59] базуються на тому принципі, що сталефібробетон розглядають як різновид дисперсно-армованого бетону, властивості якого подібні до армоцементу. Фіброву арматуру приводять до дисперсної і міцність на розтяг знаходять як добуток міцності фібри і коефіцієнтів орієнтації, зчеплення та ймовірності перетину фіброю розрахункової площини. Такий підхід вимагає експериментального вивчення проблем зчеплення фібри з бетоном і експериментально-теоретичного обґрунтування мінімального коефіцієнта фібрового армування за об'ємом як сталевою, так і іншими видами фібри. Також важливим є врахування діаграм деформування, які б максимально відповідали дійсній роботі перерізів сталефібробетонних елементів. На даний час, в ДСТУ - Н Б В.2.6 - 218:2016 [59] при розрахунку нормальних перерізів сталефібробетонних згинальних елементів, епюру напружень при стиску пропонується приймати параболічною згідно ДСТУ Б В.2.6-156 [50], а епюру за розтягу – дволінійною. За критерій вичерпання несучої здатності нормального перерізу сталефібробетонного елемента приймається досягнення крайніми розтягнутими волокнами значення деформацій рівних $\varepsilon_{cft,u} = 1{,}8\, f_{cftd} / E_{cd}$. Розрахунок за несучою здатністю сталефібробетонних елементів із комбінованим армуванням взагалі пропонується виконувати як для типових залізобетонних елементів згідно ДСТУ Б В.2.6-156 [50]. Однак чисельні дослідження роботи сталефібробетонних згинальних елементів, вказують на значно більший діапазон роботи сталефібробетону за розтягу при згині [25, 154, 157, 158, 165, 168].

При дослідженні роботи згинальних сталефібробетонних елементів на фібрі із листа, вченим В.В. Білозіром для сталефібробетону на основі бетону-матриці, яка відповідає класу С25/30, були отримані значення деформацій розтягу $\varepsilon_{ct,1} = 249...278 \cdot 10^{-5}$ при максимальних напруження $f_{ct,u} = 2{,}95...3{,}06$ МПа. Коефіцієнт армування фіброю за об'ємом при цьому становив $\mu_{fv} = 1{,}8$ %. [25, 26,

27]. Автором пропонується для розрахунку комбіновано-армованих згинальних елементів використовувати діаграму деформування, в якій висхідна вітка за розтягу описується рівнянням параболи до рівня напружень, що відповідають тимчасовому опорові за розтягу f_{ct}, і лінійною функцією решта діаграми. Значення напружень при максимальних деформаціях $\varepsilon_{ct,u} = 550 \cdot 10^{-5}$ приймаються рівними $\sigma_{ct,u} = 0{,}37 f_{ct}$, а піковій точці діаграми відповідають деформації $\varepsilon_{ct,1} = 250 \cdot 10^{-5}$.

Для європейських норм, асоціацією RILEM пропонується ідеалізовану діаграму при розтягу прийняти трилінійною [168]. Висхідна вітка цієї діаграми продовжується горизонтальною прямою до деформацій, рівних $\varepsilon_{ct,L1} = 3{,}5 \cdot 10^{-3}$, низхідна вітка закінчується при деформаціях $\varepsilon_{ct,u} = 25 \cdot 10^{-3}$ (рис 4.11). Для комбіновано-армованих сталефібробетонних елементів, граничні деформації сталефібробетону за розтягу, прийняті рівними граничним деформаціям стержневої арматури.

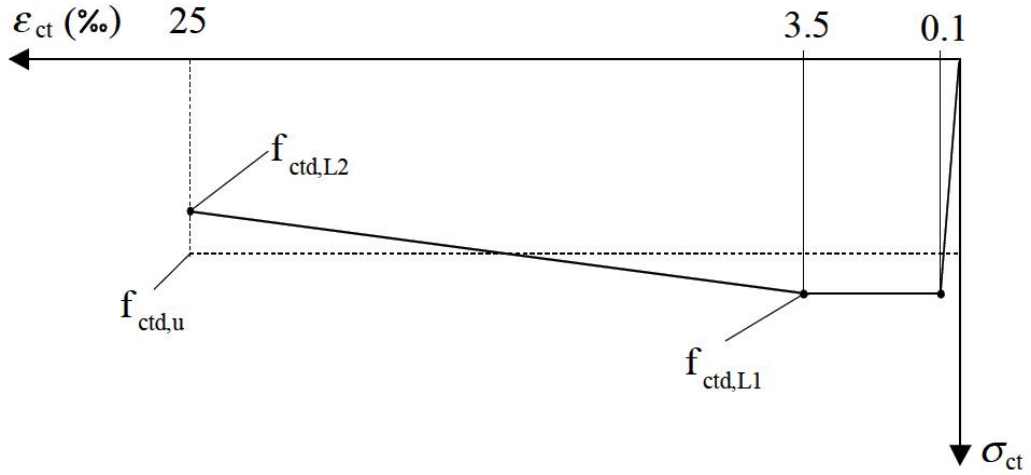


Рисунок 4.11 – Ідеалізована діаграма деформування сталефібробетону при розтягу, що пропонується для європейських норм

Таким чином, існує низка пропозицій для опису ідеалізованих діаграм, прийнятність яких може бути оцінена лише експериментально.

В результаті власних експериментальних досліджень роботи сталефібробетонних призм другої серії на короткочасний осьовий розтяг, були

встановлені такі характеристики сталефібробетону: $f_{ctm} = 2{,}35$ МПа, $\varepsilon_{ct,1} = 25 \cdot 10^{-5}$. Враховуючи ці дані, рекомендації RILEM та експериментальні дослідження роботи сталефібробетону на розтяг інших авторів, пропонується для розрахунку нормальних перерізів комбіновано-армованих елементів епюру за розтягу приймати двохвіткову. Висхідна вітка описується параболою до рівня напружень $\sigma = f_{ct}$ при фіксованому значенні відносних деформацій $\varepsilon_{ct,1} = 25 \cdot 10^{-5}$. Низхідну вітку діаграми пропонується описувати лінійною функцією до значення напружень, що рівні $\sigma_{ct,u} = 0{,}25 f_{ct}$, гранична величина деформацій сталефібробетону при цьому приймається рівною граничним деформаціям стержневої арматури $\varepsilon_{ct,u} = 25 \cdot 10^{-3}$ (рис. 4.12).

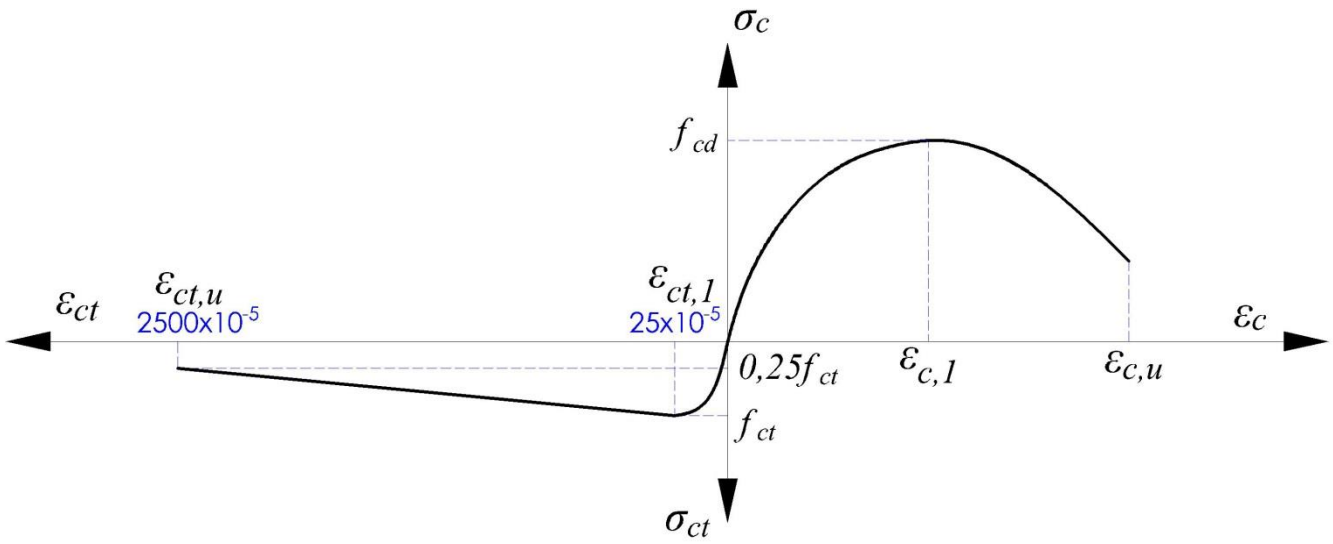


Рисунок 4.12 – Діаграма деформування сталефібробетону при стиску та розтягу, що пропонується в методиці

Визначення параметрів напружено-деформованого стану нормальних перерізів комбіновано-армованих залізобетонних згинальних елементів виконується з урахуванням наступних передумов:

– для перерізів вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по висоті;

– деформації арматури та фібробетону, що її оточує, однакові при стиску і при розтягу;

– зв’язок між напруженнями та деформаціями стиснутого та розтягнутого сталефібробетону приймається у вигляді діаграм, які наведені на рисунках (4.12) та (4.13);

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу, що обумовлює втрату рівноваги внутрішніх і зовнішніх сил, приймається досягнення максимального значення згинального моменту на діаграмі «момент – кривизна» (екстремальний критерій).

Залежність між напруженнями в сталефібробетні (σ_c)і деформаціями (ε_c) для короткотривалого осьового навантаження описується наступними рівнянням:

Напруження при стискові:

$$\sigma_c = f_{cd} \sum_{k=1}^{5} a_k \eta_c^k , \qquad (4.1)$$

де f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск;

a_k – коефіцієнти полінома;

$\eta_c = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c,1}}$.

Напруження при розтягові на висхідній вітці:

$$\sigma_{ct1} = f_{ctd} \sum_{k=1}^{5} a_k \eta_t^k , \qquad (4.2)$$

де f_{ctd} – розрахункове значення міцності бетону на розтяг;

a_k – коефіцієнти полінома;

де $\eta_t = \frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct,1}}$.

Напруження при розтягові на низхідній вітці:

$$\sigma_{ct2} = f_{ctd}(1{,}525 - 210\varepsilon_{ct}). \qquad (4.3)$$

Значення коефіцієнтів поліному a_k, як для стиснутої так і для розтягнутої вітки сталефібробетону визначаються згідно методики НДІБК [17, 18]. Схема розподілу напружень і деформацій по висоті у перерізі згинального комбіновано-армованого елемента, що приймається в методиці зображено на рис. 4.13.

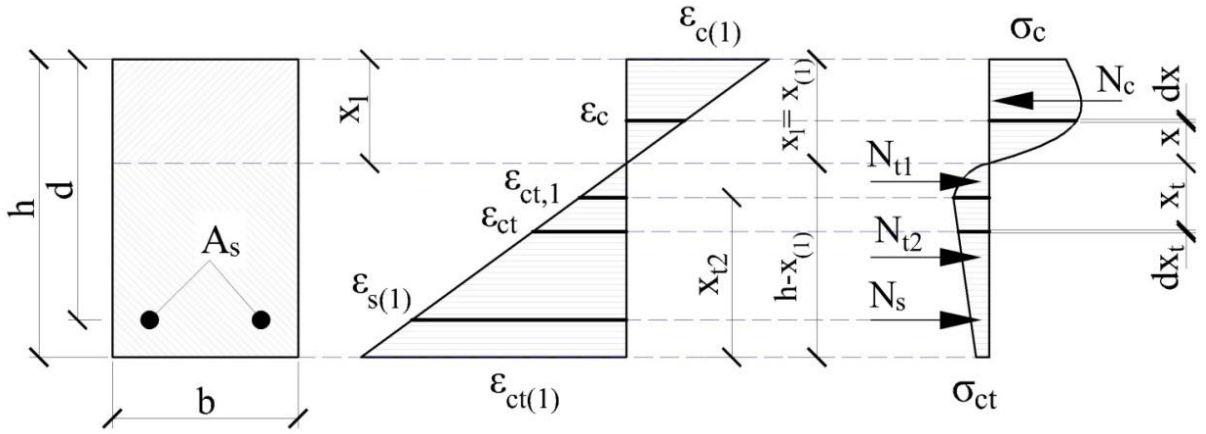


Рисунок 4.13 – Епюра напружень і деформацій поперечного перерізу згинальних елементів балкового типу

Для такого перерізу умова рівноваги записується у вигляді:

$$M_{Ed} \le M_{S(1)} = M_{c(1)} + M_{s(1)} + M_{t1(1)} + M_{t2(1)}; \tag{4.4}$$

де $M_{c(1)}, M_{s(1)}, M_{t1(1)}, M_{t2(1)}$ – відповідно моменти у стиснутому бетоні, розтягнутій арматурі, розтягнутому бетоні на висхідній вітці, та розтягнутому бетоні на низхідній вітці при значенні $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$. M_{Ed} – згинальний момент від дії зовнішніх сил.

Рівновага внутрішніх зусиль забезпечується виконанням умови:

$$N_{c(1)} = N_{t1(1)} + N_{t2(1)} + N_{s(1)}. \tag{4.5}$$

За гіпотезою плоских перерізів, при заданому значенні деформацій у стиснутій крайній фібрі бетону $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$ деформації у арматурі $\varepsilon_{s(1)}$ за фіксованого значення $x_1 = x_{(1)}$ визначаються за формулами:

$$\varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_{(1)}}(d - x_{(1)}); \tag{4.6}$$

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_{(1)}} x. \tag{4.7}$$

За відомих деформацій у матеріалах внутрішні сили в стиснутому бетоні прямокутного перерізу знаходяться за формулою:

$$N_{c(1)} = b \int_0^{x_{(1)}} \sigma_c dx = b \frac{x_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon_c. \tag{4.8}$$

В формулі (4.8) dx – висота елементарної площадки поперечного перерізу, а x – віддаль від центра ваги елементарної площадки до нейтральної лінії. Враховуючи вираз (4.7), значення x і dx знаходяться за формулами:

$$x = \frac{x_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}}\varepsilon_c; \tag{4.9}$$

$$dx = \frac{x_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}}d\varepsilon_c. \tag{4.10}$$

Відповідно момент внутрішніх зусиль стиснутого бетону відносно нейтральної лінії знаходиться за формулою:

$$M_{c(1)} = b\int_0^{x_{(1)}}\sigma_c x dx = b\left(\frac{x_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}}\right)^2\int_0^{\varepsilon_{c(1)}}\sigma_c\varepsilon_c d\varepsilon_c. \tag{4.11}$$

Внутрішні зусилля в арматурі визначаються за формулами:

$$N_{s(1)} = A_s\sigma_s = A_s E_s\varepsilon_{s(1)} = A_s E_s\frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_{(1)}}\left(d - x_{(1)}\right); \tag{4.12}$$

$$M_{s(1)} = A_s E_s\frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_{(1)}}\left(d - x_{(1)}\right)^2. \tag{4.13}$$

Значення внутрішніх зусиль для розтягнутого бетону на висхідній вітці можна записати як:

$$N_{t1(1)} = b\int_0^{h-x_{(1)}}\sigma_{ct1}dx_t = b\frac{h - x_{(1)}}{\varepsilon_{ct(1)}}\int_0^{\varepsilon_{ct(1)}}\sigma_{ct1}d\varepsilon_{ct}; \tag{4.14}$$

$$M_{t1(1)} = b\int_0^{h-x_{(1)}}\sigma_{ct1}x_t dx_t = b\left(\frac{h - x_{(1)}}{\varepsilon_{ct(1)}}\right)^2\int_0^{\varepsilon_{ct(1)}}\sigma_{ct1}\varepsilon_{ct}d\varepsilon_{ct}. \tag{4.15}$$

Для низхідної вітки розтягнутої зони перерізу, до досягнення в крайніх розтягнутих волокнах деформацій рівних $\varepsilon_{ct(1)} = \varepsilon_{ct,1} = 0{,}00025$, зусилля $N_{t2} = 0$. При $\varepsilon_{ct(1)} > \varepsilon_{ct,1} = 0{,}00025$, внутрішні зусилля дорівнюють:

$$N_{t2(1)} = b\int_{h-x_{(1)}-x_{t2}}^{x_{t2}}\sigma_{ct2}dx_t = b\frac{x_{t2}}{\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1}}\int_{\varepsilon_{ct,1}}^{\varepsilon_{ct(1)}}\sigma_{ct2}d\varepsilon_{ct}, \tag{4.16}$$

$$M_{t2(1)} = b \int_{h-x_{(1)}-x_{t2}}^{x_{t2}} \sigma_{ct2} x_t dx_t = b \left(\frac{x_{t2}}{\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1}} \right)^2 \int_{\varepsilon_{ct,1}}^{\varepsilon_{ct(1)}} \sigma_{ct2} \varepsilon_{ct} d\varepsilon_{ct}, \quad (4.17)$$

де згідно гіпотези плоских перерізів:

$$dx_t = \frac{x_{t2}}{\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1}} d\varepsilon_{ct}, \quad (4.18)$$

де x_{t2} – висота розтягнутої зони в межах низхідної вітки.

У формулах (4.8), (4.11), (4.14 - 4.17) в підінтегральні вирази входять напруження в бетоні $\sigma_c, \sigma_{ct1}, \sigma_{ct2}$, які описуються залежностями (4.1 - 4.3). Значення внутрішнього зусилля в стиснутому бетоні після підстановки (4.1) у вираз (4.8) набуває наступного вигляду:

$$N_{c(1)} = b \frac{x_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \left[f_{cd} \sum a_k \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^k \right] d\varepsilon_c = f_{cd} b x_{(1)} \sum_{k=1}^{5} \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k. \quad (4.19)$$

Момент для стиснутої зони бетону відповідно визначається:

$$M_{c(1)} = b \left(\frac{x_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \left[f_{cd} \sum a_k \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cu}} \right)^k \right] \varepsilon_c d\varepsilon_c = f_{cd} b x_{(1)}^2 \sum_{k=1}^{5} \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k. \quad (4.20)$$

Для розтягнутої зони на висхідній вітці, при $\varepsilon_{ct(1)} \le \varepsilon_{ct,1} = 0{,}00025$, в результаті підстановки виразу (4.2) та інтегрування, зусилля відповідатимуть:

$$N_{t1(1)} = b \frac{h - x_{(1)}}{\varepsilon_{ct(1)}} \int_0^{\varepsilon_{ct(1)}} \left[f_{ctd} \sum a_k \left(\frac{\varepsilon_{ct(1)}}{\varepsilon_{ct,1}} \right)^k \right] d\varepsilon_{ct} = f_{ctd} b (h - x_{(1)}) \sum_{k=1}^{5} \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{ct(1)}}{\varepsilon_{ct,1}} \right)^k; \quad (4.21)$$

$$M_{t1(1)} = b \left(\frac{h - x_{(1)}}{\varepsilon_{ct(1)}} \right)^2 \int_0^{\varepsilon_{ct(1)}} \left[f_{ctd} \sum a_k \left(\frac{\varepsilon_{ct(1)}}{\varepsilon_{ct,1}} \right)^k \right] \varepsilon_{ct} d\varepsilon_{ct} =$$

$$= f_{ctd} b (h - x_{(1)})^2 \sum_{k=1}^{5} \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{ct(1)}}{\varepsilon_{ct,1}} \right)^k. \quad (4.22)$$

При досягненні в крайніх розтягнутих волокнах деформацій рівних $\varepsilon_{ct(1)} > \varepsilon_{ct,1} = 0{,}00025$, зусилля в розтягнутій зоні в межах дії висхідної вітки визначаються за формулами:

$$N_{t1(1)} = f_{ctd} b (h - x_{(1)} - x_{t2}) \sum_{k=1}^{5} \frac{a_k}{k+1}; \tag{4.23}$$

$$M_{t1(1)} = f_{ctd} b (h - x_{(1)} - x_{t2})^2 \sum_{k=1}^{5} \frac{a_k}{k+2}. \tag{4.24}$$

Для низхідної вітки розтягнутої зони перерізу, в результаті підстановки виразу (4.3) та інтегрування, зусилля відповідатимуть:

$$N_{t2(1)} = f_{ctd} b \frac{x_{t2}}{\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1}} \int_{\varepsilon_{ct,1}}^{\varepsilon_{ct(1)}} (1{,}0075 - 30{,}3\varepsilon_{ct}) d\varepsilon_{ct} =$$

$$= f_{ctd} b \frac{x_{t2}(1{,}0075(\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1}) - 15{,}15(\varepsilon_{ct(1)}^{\ 2} - \varepsilon_{ct,1}^{\ 2}))}{\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1}}; \tag{4.25}$$

$$M_{t2(1)} = f_{ctd} b \left(\frac{x_{t2}}{\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1}} \right)^2 \int_{\varepsilon_{ct,1}}^{\varepsilon_{ct(1)}} (1{,}0075 - 30{,}3\varepsilon_{ct}) \varepsilon_{ct} d\varepsilon_{ct} =$$

$$= f_{ctd} b \frac{x_{t2}^{\ 2}(0{,}50375(\varepsilon_{ct(1)}^{\ 2} - \varepsilon_{ct,1}^{\ 2}) - 10{,}1(\varepsilon_{ct(1)}^{\ 3} - \varepsilon_{ct,1}^{\ 3}))}{(\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1})^2}. \tag{4.26}$$

Значення висоти розтягнутої зони перерізу для низхідної вітки – x_{t2}, можна визначити використовуючи подібність трикутників, зідно епюри деформацій (рис. 4.13):

$$x_{t2} = \frac{h(\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1})}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{ct(1)}}. \tag{4.27}$$

Підставивши (4.27) у вирази (4.25) та (4.26) отримаємо:

$$N_{t2(1)} = f_{ctd} b \frac{h(1{,}0075(\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1}) - 15{,}15(\varepsilon_{ct(1)}^{\ 2} - \varepsilon_{ct,1}^{\ 2}))}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{ct(1)}}; \tag{4.28}$$

$$M_{t2(1)} = f_{ctd} b \frac{h^2(0.50375(\varepsilon_{ct(1)}^{\ 2} - \varepsilon_{ct,1}^{\ 2}) - 10{,}1(\varepsilon_{ct(1)}^{\ 3} - \varepsilon_{ct,1}^{\ 3}))}{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{ct(1)})^2}. \tag{4.29}$$

Формули (4.12), (4.13), (4.19) – (4.29) можна використовувати для визначення напружено-деформованого стану нормальних перерізів комбіновано-армованих згинальних елементів на будь-якій стадії навантаження та їх міцності.

При визначенні несучої здатності, за критерії її вичерпання, приймаються значення максимальних і граничних деформацій сталефібробетону та арматури. Задачі вирішуються методом послідовних наближень, підбираючи значення $\varepsilon_{c(1)}$ та значення $x_{(1)}$ таким чином, щоб задовольнялися рівняння рівноваги (4.4) і (4.5).

4.3. Спрощена методика визначення несучої здатності згинальних сталефібробетонних елементів із поздовжнім армуванням

Сучасний розрахунковий апарат залізобетонних конструкцій на основі деформаційних моделей дозволяє доволі точно описувати роботу згинальних елементів на всіх етапах навантаження. Однак основна складність у його застосуванні для розрахунку сталефібробетонних конструкцій, полягає у описанні діаграм деформування. Повне їх описання вимагає значної кількості обчислень і, як правило, використання комп'ютерної техніки. У більшості випадків, для визначення тільки несучої здатності елемента, можна приймати трилінійні діаграми деформування бетону – рис. 4.14 [9, 76, 77]. Як вказують чисельні експериментальні дослідження, без суттєвої втрати у точності такі діаграми можна приймати прямокутними із відповідними коефіцієнтами [15, 20, 22, 150].

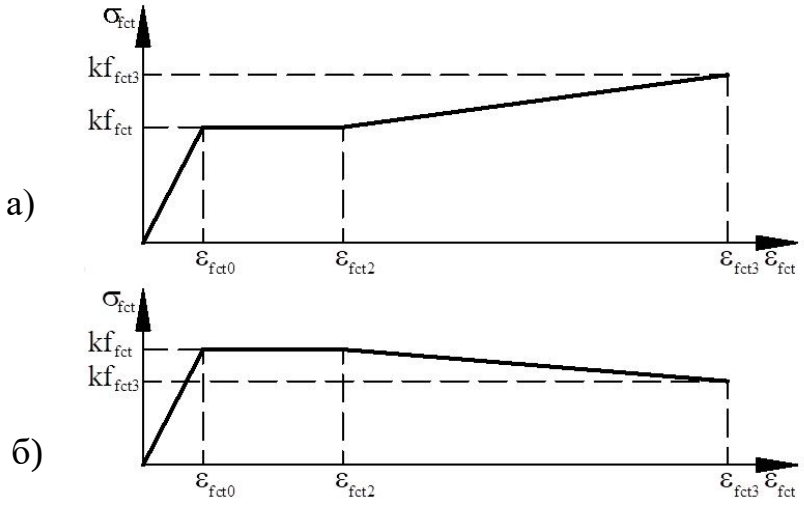


Рисунок 4.14 – Спрощені діаграми деформування розтягнутого сталефібробетону: а) з висхідною кінцевою ділянкою; б) з низхідною кінцевою ділянкою

Розглянемо методику розрахунку сталефібробетонних елементів за спрощених діаграм деформування стиснутої та розтягнутої зон (рис. 4.15).

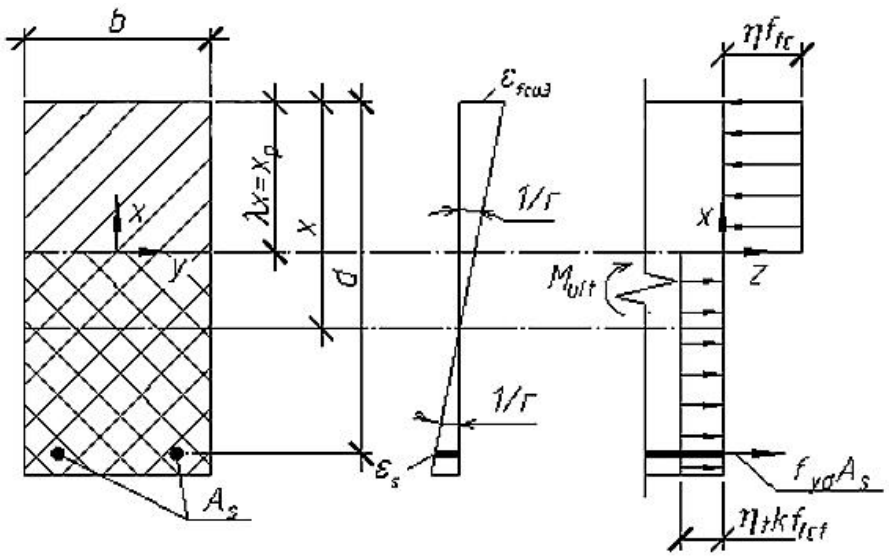


Рисунок 4.15 – Схема зусиль та епюри напружень у перерізі, нормальному до поздовжньої осі згинального фібробетонного елемента прямокутного перерізу з поздовжнім армуванням при розрахунку його за міцністю

Значення несучої здатності згинальних фібробетонних елементів прямокутного перерізу з поздовжнім армуванням одиничною стержневою арматурою при $\xi = x_p / d \le \xi_R$ визначається за виразом:

$$M_u = \eta f_{fc} b x_p \left(d - 0{,}5\lambda x_p\right) + \eta_t k f_{fct} b \left(h - x_p\right)\left(\frac{h-x}{2} - a\right); \qquad (4.30)$$

де $a=h-d$, для дрібнозернистого бетону;

λ=0,7;

x_p – висота стиснутої зони за спрощеної прямокутної епюри напружень бетону фібробетонного елемента з поздовжнім армуванням визначається за формулою:

$$x_p = \frac{f_{yd} A_s + \eta_t k f_{fct} b h}{\left(\eta_t k f_{fct} h + \eta f_{fc}\right) b}; \qquad (4.31)$$

$k = 0{,}56;$ – коефіцієнт приведення прямокутної епюри напружень у розтягнутій зоні до дійсної криволінійної;

$\eta = 1$, для класів бетону до С60;

η_t – коефіцієнт повноти епюри напружень у розтягнутій зоні в перерізі фібробетонного елемента, приймається у залежності від відношення опору

фібробетону на розтяг при згині, до остаточної міцності фібробетону на розтяг при згині:

$$\eta_t = \begin{cases} 0{,}75 \text{ при } 0{,}5 \le f_{fct3}/f_{fct} < 0{,}7; \\ 0{,}85 \text{ при } 0{,}7 \le f_{fct3}/f_{fct} < 0{,}9; \\ 0{,}95 \text{ при } 0{,}9 \le f_{fct3}/f_{fct} < 1{,}1; \\ 1{,}05 \text{ при } 1{,}1 \le f_{fct3}/f_{fct} < 1{,}3; \\ 1{,}15 \text{ при } 1{,}3 \le f_{fct3}/f_{fct}. \end{cases} \quad (4.32)$$

Фактична висота стиснутої зони x, визначається як $x = x_p / \lambda$.

Граничне значення висоти стиснутої зони визначаємо за умови:

$$\xi_R = \frac{\varpi \varepsilon_{fcu,3}}{\varepsilon_{fcu,3} + \varepsilon_{s0}}, \quad (4.33)$$

де $\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s}$ – розрахункове значення граничних відносних деформацій арматури;

$\varepsilon_{fcu,3}$ – граничні значення стиснутого фібробетону, при використанні спрощеної діаграми деформування;

ϖ – характеристика стиснутої зони фібробетону, яка приймається для фібробетону з важкого бетону класу до *C50/60* включно рівною *0,8*, а для фібробетону з важкого бетону класів *C70 – C100* та з дрібнозернистого бетону – рівною *0,7*.

4.4. Розрахунок нерозрізних комбіновано-армованих балок із додатковим дисперсним армуванням по всьому об’єму із врахуванням перерозподілу зусиль

При розрахунку міцності та визначенні руйнівного навантаження на нерозрізні комбіновано-армовані балки, важливим є врахування перерозподілу зусиль, що неодмінно виникає в процесі тріщиноутворення та розвитку

пластичних деформацій при навантаженні балок. В роботі [96] пропонується наближений метод визначення згинальних моментів при різних рівнях навантаження із урахуванням перерозподілу. Він базується на передбаченні, що після виникнення тріщин в найбільш напружених опорних і прольотних перерізах, їхня жорсткість починає зменшуватися майже до мінімуму. Зміна ця має лінійний характер і для опорного та для прольотного перерізів, і передбачає повне вирівнювання величини згинальних моментів при руйнуванні. Математичні вирази методу, який можна назвати інтерполяційним, мають такий вигляд:

до утворення тріщин – за розрахунками пружної системи:

$$M_p = M_{p,el};\tag{4.34}$$

після їх, утворення – по інтерполяції:

$$M_p = M_{crc} + \frac{M_{u,pl} - M_{crc}}{M_{u,el} - M_{crc}}\left(M_{p,el} - M_{crc}\right),\tag{4.35}$$

де M_p – згинальний момент, який виникає в перерізах балок при навантаженні F із урахуванням перерозподілу зусиль;

M_{crc} – момент утворення тріщин;

$M_{u,el}$ і $M_{u,pl}$ – граничні моменти, визначені відповідно за умови пружної роботи балок із урахуванням перерозподілу зусиль;

$M_{p,el}$ – згинальний момент при дії навантаження F за пружної роботи балки.

Для прийнятої схеми випробування дослідних двопролітних нерозрізних балок, значення моментів від заданої зосередженої в середині прольоту сили F за умов пружної роботи можна визначити за наступними виразами:

опорний:

$$M_{sup,el} = 0{,}279Fl,\tag{4.36}$$

прольотний:

$$M_{sp,el} = 0{,}11Fl.\tag{4.37}$$

Опорні і прольотні моменти з урахуванням їх повного перерозподілу, при заданому навантаженні F визначаються за формулою:

$$M_{sup,pl} = M_{sp,pl} = 0{,}167Fl\,. \qquad (4.38)$$

Момент тріщиноутворення для елементів із одиничним армуванням, визначається виходячи із умови, що перед утворенням тріщин в крайньому розтягнутому волокні бетону деформації розтягу досягають граничних значень $\varepsilon_{ct,1}$. Виходячи із гіпотези плоских перерізів, деформації крайнього стиснутого волокна дорівнюватимуть:

$$\varepsilon_{c(1)} = \frac{\varepsilon_{ct,1}}{h - x_{(1)}} x_{(1)}. \qquad (4.39)$$

Деформації в арматурі визначаються за виразом:

$$\varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{ct,1}}{h - x_{(1)}} (h - a)\,. \qquad (4.40)$$

На підставі прийнятих передумов, момент тріщиноутворення для комбіновано-армованих згинальних елементів M_{crc} згідно методики описаної у розділі 4.2. можна визначити за наступною формулою:

$$M_{crc} = f_{cd} b x_{(1)}^2 \sum_{k=1}^{5} \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c,1}} \right)^k + f_{ctd} b (h - x_{(1)})^2 \sum_{k=1}^{5} \frac{a_k}{k+2} + A_s E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_{(1)}} \left(d - x_{(1)}\right)^2. \qquad (4.41)$$

Знаходження M_{crc} здійснюється методом послідовних наближень, задаючись значенням $x_{(1)}$ до виконання умови (4.5).

Основним недоліком описаного методу є те, що він передбачає прямопропорційну залежність згинального моменту від діючого навантаження, однак в дійсності ця залежність носить нелінійний характер. У випадку ж із залізобетонним балками із додатковим дисперсним армуванням по всьому об’єму, результати екпериментальних досліджень, що описані у розділі 3, вказують на значно менш виражений перерозподіл зусиль за рахунок тріщиноутворення, в порівнянні з типовими залізобетонними балками. Тому в більшій половині діапазону навантаження нерозрізних балок, спостерігається характер роботи дуже близький до пружної стадії. На рисунку (4.16) зображено порівняння характеру зміни згинальних моментів отриманих в результаті експериментальних досліджень роботи балок другої серії 2Б1, та визначених по формулі (4.35).

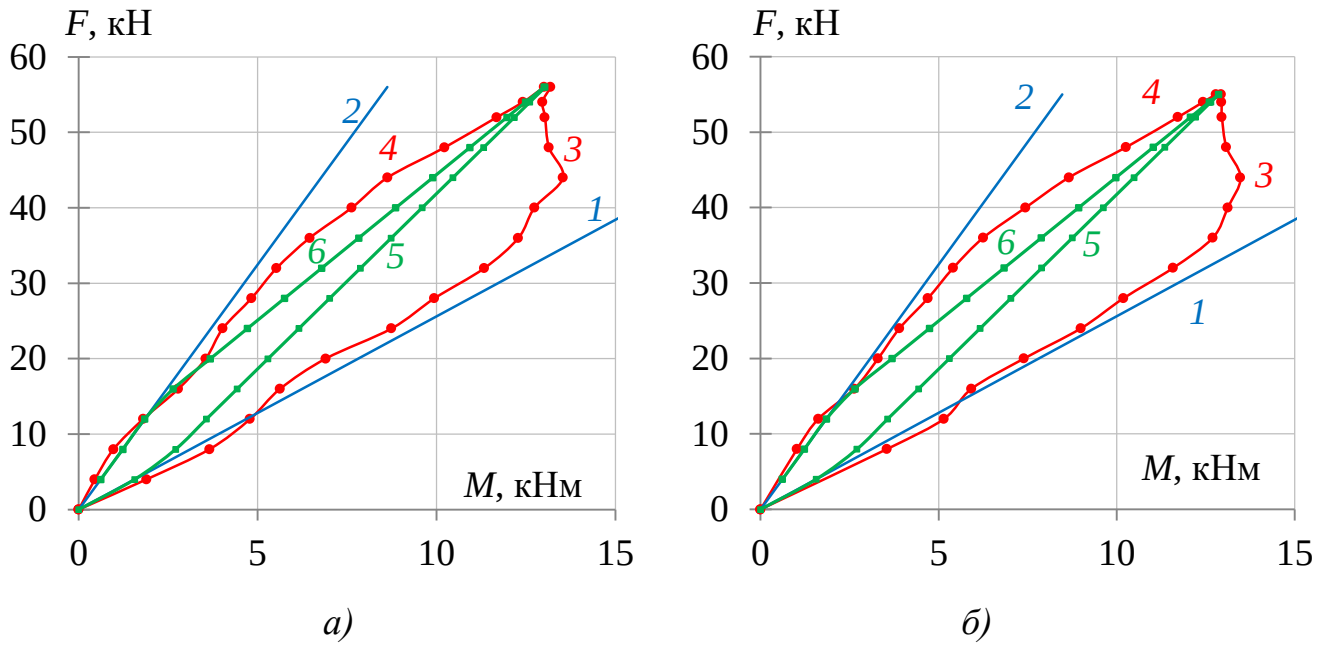


Рисунок 4.16 – Порівняння характеру зміни згинальних моментів у процесі навантаження балки 2Б1-1 (*а*) та 2Б1-2(*б*): *1* – теоретичні значення згинальних моментів на опорі в пружній стадії; *2* – те саме в прольотах; *3* – експериментальні значення моментів на опорі; *4* – те саме в прольотах; *5* – значення моментів на опорі визначені за (4.35); *6* – те саме в прольотах

Як видно на графіках, значення експериментальних згинальних моментів залишаються близькими до пружної стадії – до рівня навантаження приблизно 0,58…0,6F_u. Відношення експериментального моменту до теоретичного на цьому рівні є максимальним і становить в середньому для дослідних балок $M_{sup,exp}/M_{sup,th}$ = 1,45 для опорного, та $M_{sp,exp}/M_{sp,th}$ = 0,8 для прольотного моментів. Очевидно, що визначення проміжних величин згинальних моментів із врахуванням перерозподілу зусиль для нерозрізних комбіновано-армованих балок із дисперсним армуванням за допомогою вищеописаної методики, дає результати дуже віддалені від реальних значень. Тому є доцільним врахування у формулі, для кожного ступеня навантаження, коефіцієнта відхилення k_{el}, який би враховував більш пружну роботу комбіновано-армованих нерозрізних балок. Рівняння (4.35) тоді набуде наступного вигляду:

$$M_{p,sup} = M_{crc} + \frac{M_{u,pl} - M_{crc}}{M_{u,el} - M_{crc}} \left(M_{p,el} - M_{crc}\right) k_{el}; \qquad (4.42)$$

$$M_{p,sp} = M_{crc} + \frac{M_{u,pl} - M_{crc}}{M_{u,el} - M_{crc}} \left(M_{p,el} - M_{crc} \right) \left(\frac{1}{k_{el}} \right); \quad (4.43)$$

де $M_{p,sup}$ і $M_{p,sp}$ – опорний і прольотний згинальні моменти що виникають в перерізах комбіновано-армованих нерозрізних балок при навантаженні F із урахуванням перерозподілу зусиль.

Із цією метою, на основі середніх значень для балок 2Б1, була побудована крива залежності відношення M_{exp}/M_{th} від рівня навантаження (рис. 4.17).

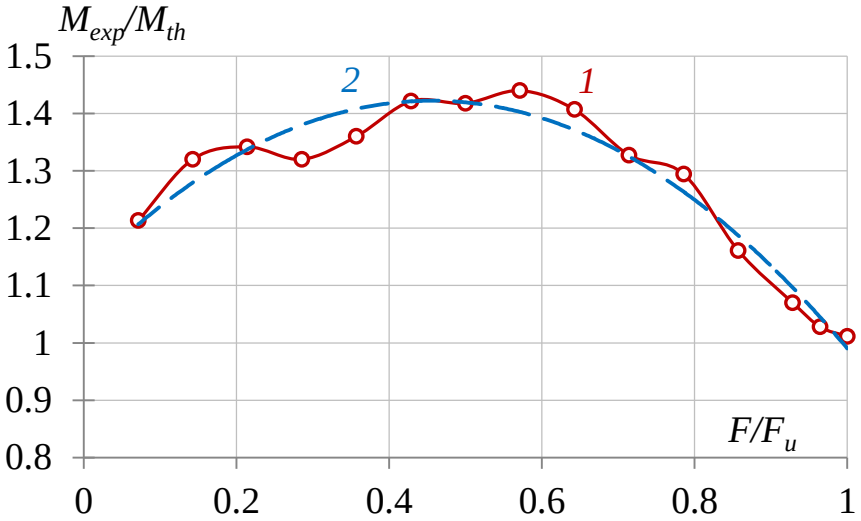


Рисунок 4.17 – Залежність відношення M_{exp}/M_{th} від рівня навантаження для балок 2Б1: *1* – експериментальні усереднені значення; *2* – залежність отримана апроксимацією за допомогою поліноміальної функції

Апроксимація цієї кривої за допомогою поліноміальної функції, дозволила встановити залежність, яку можна описати наступним рівнянням:

$$y = 1 + 1{,}3x - 1{,}3x^2; \quad (4.44)$$

де y – відношення експериментальних згинальних моментів до теоретичних, що визначені інтерполяційним методом;

x – відносний рівень навантаження балки.

У кінцевому варіанті формула для визначення коефіцієнта відхилення набуде наступного вигляду:

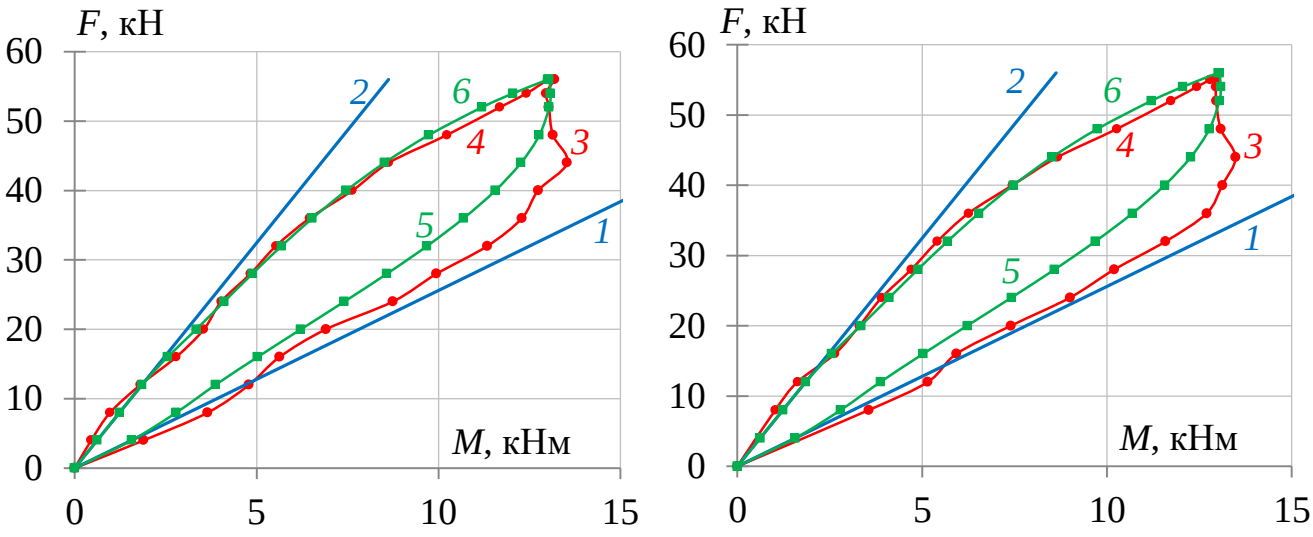
$$k_{el} = 1 + 1{,}3\left(\frac{M_{p,el}}{M_{u,el}} \right) - 1{,}3\left(\frac{M_{p,el}}{M_{u,el}} \right)^2. \quad (4.45)$$

Підставивши отриманий вираз у рівняння (4.42) та (4.43) отримаємо уточнені формули для визначення величини згинальних моментів для комбіновано-армованих балок із урахуванням перерозподілу зусиль:

$$M_{p,sup} = M_{crc} + \frac{M_{u,pl} - M_{crc}}{M_{u,el} - M_{crc}} \left(M_{p,el} - M_{crc}\right) \left(1 + 1{,}3\left(\frac{M_{p,el}}{M_{u,el}}\right) - 1{,}3\left(\frac{M_{p,el}}{M_{u,el}}\right)^2\right); \quad (4.46)$$

$$M_{p,sp} = M_{crc} + \frac{M_{u,pl} - M_{crc}}{M_{u,el} - M_{crc}} \left(M_{p,el} - M_{crc}\right) \left(1 + 1{,}3\left(\frac{M_{p,el}}{M_{u,el}}\right) - 1{,}3\left(\frac{M_{p,el}}{M_{u,el}}\right)^2\right)^{-1}; \quad (4.47)$$

Відношення теоретичних значень згинальних моментів визначених за формулами (4.46) та (4.47) для балок 2Б1 знаходяться в межах M_{th}/M_{exp} = 0,83 … 1,03 для прольотних та M_{th}/M_{exp} = 1,27 … 0,99 для опорних перерізів (табл. 4.5). Порівняння характеру зміни теоретичних і експериментальних значень у процесі навантаження зображено на рисунку 4.18.



а) *б)*

Рисунок 4.18 – Порівняння характеру зміни згинальних моментів у процесі навантаження балки 2Б2-1 (*а*) та 2Б2-2(*б*):

1 – теоретичні значення згинальних моментів на опорі в пружній стадії;

2 – те саме в прольотах; *3* – експериментальні значення моментів на опорі;

4 – те саме в прольотах; *5* – значення моментів на опорі визначені за (4.46);

6 – значення моментів у прольотах визначені за (4.47)

Таблиця 4.5 – Експериментальні та теоретичні значення згинальних моментів, кН*м, визначених за формулами (4.46) і (4.47), в балках 2Б1

F, кН	Опора			Прольоти		
	$M_{sup,exp}$	$M_{sup,th}$	$M_{sup,exp}/M_{sup,th}$	$M_{sp,exp}$	$M_{sp,th}$	$M_{sp,exp}/M_{sp,th}$
Балка 2Б1-1						
8	3.66	2.79	1.26	0.97	1.23	0.85
16	5.63	5.02	1.12	2.79	2.55	1.09
20	6.90	6.22	1.11	3.55	3.34	1.06
24	8.75	7.41	1.18	4.03	4.11	0.98
28	9.94	8.58	1.16	4.83	4.88	0.99
32	11.34	9.68	1.17	5.53	5.68	0.97
36	12.29	10.69	1.15	6.46	6.53	0.99
40	12.74	11.56	1.10	7.63	7.46	1.02
44	13.54	12.27	1.10	8.63	8.52	1.01
48	13.14	12.77	1.03	10.23	9.73	1.05
52	13.03	13.04	1.00	11.68	11.19	1.04
54	12.96	13.08	0.99	12.42	12.05	1.03
2Б1-2						
8	3.55	2.79	1.27	1.02	1.23	0.83
16	5.93	5.02	1.18	2.64	2.55	1.03
20	7.40	6.21	1.19	3.30	3.34	0.99
24	9.00	7.40	1.22	3.90	4.11	0.95
28	10.19	8.56	1.19	4.70	4.88	0.96
32	11.58	9.65	1.20	5.41	5.69	0.95
36	12.70	10.63	1.19	6.25	6.55	0.95
40	13.12	11.47	1.14	7.44	7.50	0.99
44	13.48	12.14	1.11	8.66	8.57	1.01
48	13.08	12.60	1.04	10.26	9.83	1.04
52	12.95	12.81	1.01	11.72	11.36	1.03
54	12.94	12.82	1.01	12.43	12.26	1.01

Середнє значення похибки в цьому випадку становить $\bar{X}$ = 8,1% при середньоквадратичному відхиленні σ = 6,8%

4.5. Порівняння експериментальних даних і теоретично визначених характеристик НДС та несучої здатності нормальних перерізів нерозрізних комбіновано-армованих балок

Визначимо несучу здатність і характеристики напружено-деформованого стан дослідних комбіновано-армованих балок типу 2Б1 із дисперсним армуванням всього об’єму балки. Для порівняння виконаємо розрахунки за методикою, що

наведена в ДСТУ - Н Б В.2.6 - 218:2016 [59], за запропонованою методикою з врахуванням повних діаграм деформування бетону на стиск і на розтяг що описана в розділ 4.2, та спрощеною інженерною методикою яка описана в розділі 4.3.

Для застосування наведених методик використовуємо експериментально встановлені механічні характеристики бетонів та арматури: для балок 2Б1-1,2 – міцність на стиск f_{ck} = 24,5 МПа; міцність на розтяг f_{ct} = 2,35 *МПа;* деформації $\varepsilon_{c1} = 180{,}6\times10^{-5}$; для балки 2Б1-3 – міцність на стиск f_{ck} = 29,8 МПа; міцність на розтяг f_{ct} = 2,4 *МПа;* деформації $\varepsilon_{c1} = 180{,}2\times10^{-5}$. Значення a_i визначалися згідно з методикою НДІБК [17, 18] і відповідно становлять: a_1 = 2,534; a_2 = - 2,226; a_3 = 0,865; a_4 = -0,189; a_5 = 0,016. Розміри перерізу $b\times h$ = 10×16 см.

Армування приймаємо для балок 2Б1-1,2 – двома стержнями Ø10А500С, для балок 2Б1-3 – двома стержнями Ø12А500С. Характеристики арматури: E_s = 195000 *МПа*; σ_y = 508 МПа; ε_{s0} = 0,00314.

Розрахунок нормальних перерізів комбіновано-армованих балок за допомогою запропонованої методики виконується за наступним алгоритмом:

1) на першому етапі задаємось значенням $\varepsilon_{c(1)} = 0{,}1\varepsilon_{c,1}$;

2) приймаємо висоту стиснутої зони $x_{(1)} = 0{,}5h$;

3) визначаємо значення $\varepsilon_{ct(1)}$, $\varepsilon_{s(1)}$, x_{t2};

4) визначаємо значення N_c, N_{t1}, N_{t2}, N_s. Якщо $\varepsilon_{ct(1)} < 0{,}00025$ тоді $N_{t2} = 0$, а значення N_{t1} визначається за формулою (4.21). Якщо $\varepsilon_{ct(1)} > 0{,}00025$, тоді N_{t1}, та N_{t2}, визначаються за формулами (4.23) і (4.28);

5) перевіряється умова рівноваги $N_{c(1)} = N_{t1(1)} + N_{t2(1)} + N_{s(1)}$. Якщо різниця більше ніж 2% , змінюємо висоту стиснутої зони на $0{,}1\,x_{(1)}$ і повторюємо розрахунок до виконання умови рівноваги;

6) визначаємо згинальний момент для заданого значення $\varepsilon_{c(1)}$, $M_{S(1)} = M_{c(1)} + M_{s(1)} + M_{t1(1)} + M_{t2(1)}$. При значення $\varepsilon_{ct(1)} < 0{,}00025$, $M_{t2} = 0$, а значення M_{t1} визначається по формулі (4.22). Якщо $\varepsilon_{ct(1)} > 0{,}00025$, тоді M_{t1}, та M_{t2}, визначаються по формулах (4.24) та (4.29);

7) визначаємо величину кривизни перерізу χ;

8) приймаємо значення $\varepsilon_{c(2)} = 0{,}2\varepsilon_{c,1}$ та повторюємо цикл;

9) при досягненні значень напружень в арматурі межі текучості, $\sigma_{s(n)} = \sigma_{y,}$, величина зусилля N_s в наступних циклах залишається незмінною;

10) розрахунок ведеться до досягнення в крайніх стиснутих волокнах граничних значень деформацій $\varepsilon_{c(n)} = \varepsilon_{c,u}$;

11) по отриманих даних будується графік залежності «згинальний момент – кривизна», піковій точці якого відповідає величина руйнуючого моменту.

Блок-схема алгоритму наведена у додатку Б.

На рисунку 4.19 представлено порівняння діаграм «момент – кривизна» побудованих на основі експериментально отриманих значень для балок 2Б1 та теоретично визначених за методикою ДСТУ та запропонованою в розділі 4.2 деформаційною методикою.

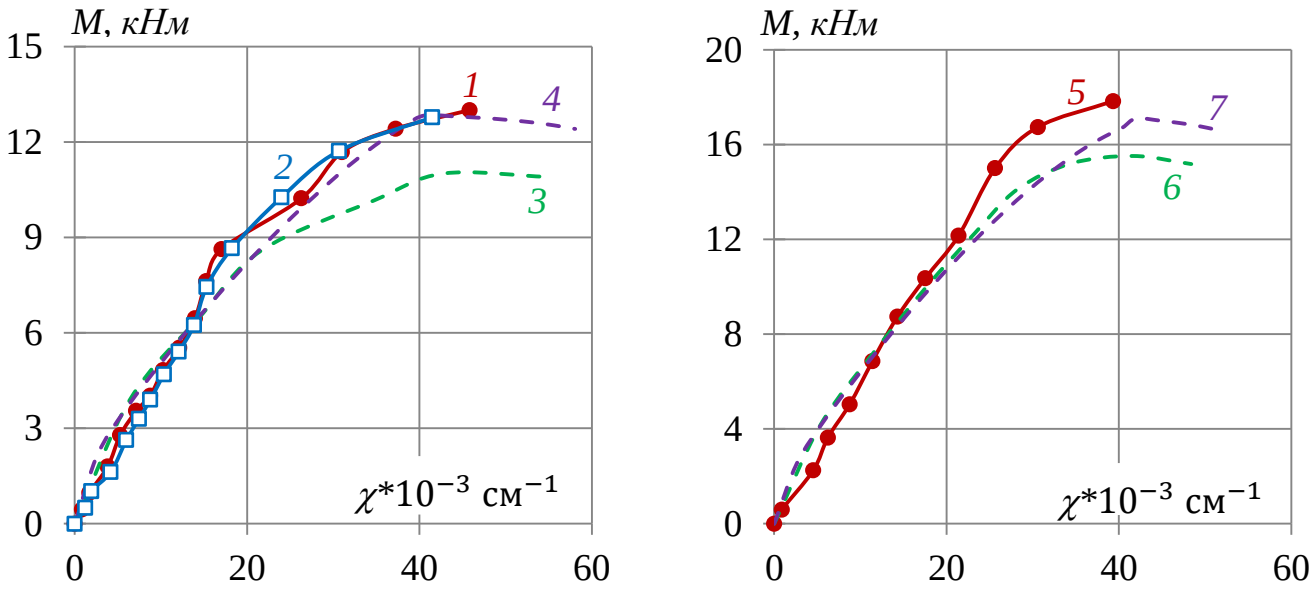


Рисунок 4.19 – Діаграма «момент-кривизна» для балок 2Б1:

1 – експериментальні дані балки 2Б1-1; *2* – експериментальні дані балки 2Б1-2; *3* – теоретичні за ДСТУ -Н Б В.2.6 - 218:2016; *4* – теоретичні за запропонованою деформаційною методикою; *5* – експериментальні дані балки 2Б1-3; *6* – теоретичні за ДСТУ -Н Б В.2.6 - 218:2016; *7* – теоретичні за запропонованою деформаційною методикою

Характерною особливістю методики розрахунку сталефібробетонних елементів, згідно з ДСТУ -Н Б В.2.6 - 218:2016 [59] є те, що розрахунковий опір фібробетону на стиск приймається рівним розрахунковому опору бетону матриці, який використовується для його отримання. Для дрібнозернистого бетону, міцність матриці на стиск зазвичай значно менша, ніж сталефібробетону, що суттєво впливає на несучу здатність перерізу. У нашому випадку, міцність матриці становила f_{ck} = 20,6 МПа. Результати визначення несучої здатності нормальних перерізів балок та порівняння з експериментальними даними наведені в таблиці 4.6.

Таблиця 4.6 – Порівняння результатів розрахунку несучої здатності балок 2Б1

Марка зразка	M_u^{exp}, кН*м	M_u^{1}, кН*м	M_u^{2}, кН*м	M_u^{3}, кН*м	M_u^{4}, кН*м	M_u^{1}/ M_u^{exp}	M_u^{2}/ M_u^{exp}	M_u^{3}/ M_u^{exp}	M_u^{4}/ M_u^{exp}
2Б1-1	13,0	10,9	12,83	12,64	12,49	0,84	0,98	0,97	0,96
2Б1-2	12,77					0,85	1,004	0,99	0,98
2Б1-3	17,84	15,1	17,1	16,2	16,4	0,84	0,96	0,91	0,92

M_u^{1} – руйнівне значення згинального моменту визначене за допомогою методики ДСТУ -Н Б В.2.6 - 218:2016;

M_u^{2} – руйнівне значення згинального моменту визначене за допомогою запропонованої деформаційної методики;

M_u^{3} – руйнівне значення згинального моменту визначене за допомогою спрощеної інженерної методики;

M_u^{4} – руйнівне значення згинального моменту визначене за допомогою ПК ЛІРА-САПР

Як видно з результатів, при визначенні характеристик напружено-деформованого стану, запропонована деформаційна методика з врахуванням повних діаграм деформування бетону при стиску та розтягу показує кращу збіжність порівняно із методикою ДСТУ -Н Б В.2.6 - 218:2016 [59]. Очевидно, що визначення міцності бетону стиснутої зони, як міцності цементно-піщаної матриці, призводить до занижених значень згинальних моментів, а також завищеної кривизни. Середнє відношення теоретичних руйнівних згинальних моментів до експериментальних становить k_m = 0,98 при середньоквадратичному відхиленні σ = 1,8% для запропонованої деформаційної методики, k_m = 0,843 та

$\sigma = 0{,}7\%$ для методики за ДСТУ [59] і k_m = 0,95 та $\sigma = 3\%$ для результатів визначених за допомогою ПК ЛІРА-САПР. Також високу збіжність із експериментальними даними, показують результати, визначені за допомогою запропонованої спрощеної інженерної методики. Середнє відношення руйнівних згинальних моментів визначених за її допомогою до експериментальних становить k_m = 0,95 при середньоквадратичному відхиленні $\sigma = 4{,}1\%$.

4.6. Висновки до четвертого розділу

1. Запропоновано алгоритм моделювання роботи комбіновано-армованих нерозрізних балок методом скінченних елементів за допомогою ПК ЛІРА-САПР із врахуванням фізичної нелінійності матеріалу. Значення похибки при порівнянні результатів отриманих за допомогою ПК ЛІРА із експериментальними становить $\bar{X} = 4{,}8\%$ при середньоквадратичному відхиленні $\sigma = 1{,}6\%$.

2. Запропонована методика визначення параметрів напружено-деформованого стану та несучої здатності нормальних перерізів комбіновано-армованих залізобетонних балок на основі деформаційної моделі із врахуванням повних діаграм роботи СФБ. Середнє відношення отриманих теоретичних значень граничних згинальних моментів, визначених за допомогою методики, до експериментальних становить k_m = 0,98 та $\sigma = 1{,}8$ %..

3. Запропоновано спрощену інженерну методику розрахунку несучої здатності нормальних перерізів комбіновано-армованих залізобетонних балок із врахуванням спрощених діаграм деформування бетону за розтягу із високою збіжністю із експериментальними даними. Середня величина похибки становить $\bar{X} = 5$ %, за середньоквадратичного відхилення $\sigma = 4{,}1\%$.

4. Удосконалено методику визначення величини згинальних моментів у нерозрізних комбіновано-армованих балках із урахуванням перерозподілу зусиль. Середнє відношення теоретичних значень до експериментальних складає k_m = 0,96.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У результаті виконання досліджень вирішено наукове завдання із встановлення особливостей напружено-деформованого стану нерозрізних комбіновано-армованих залізобетонних балок при дії короткочасних одноразових навантажень. У підсумку проведених експериментальних та теоретичних досліджень сформульоване наступне:

1. Отримані нові експериментальні дані про роботу нерозрізних комбіновано-армованих залізобетонних балок, що дали можливість виявити особливості напружено-деформованого стану нормальних перерізів, перерозподілу зусиль, розвитку прогинів та нормальних тріщин.

2. Встановлено, що додаткове дисперсне армування сталевою фіброю бетонної матриці балок, із відсотком дисперсного армування μ_{fv} = 1 %, підвищує їх несучу здатність на 17…20 % та призводить до зменшення прогинів на 12…36 % і ширини розкриття тріщин на 35…55 %, у порівнянні з типовими залізобетонними балками.

3. Досліджено характер перерозподілу зусиль у нерозрізних комбіновано-армованих балках на всіх стадіях їх роботи. Встановлено, що перерозподіл зусиль на ранніх етапах навантаження (за рахунок тріщиноутворення) у нерозрізних балках із додатковим дисперсним армування по всьому об’єму, виражений на 30…50 % менше ніж у балок із додатковим дисперсним армуванням лише розтягнутих зон.

4. У комбіновано-армованих балках із дисперсним армуванням по всьому об’єму, відбувся повний перерозподіл зусиль, а активна його фаза наступала за рівня навантаження 70…80 % від руйнівного та при досягненні в арматурі та бетоні над середньою опорою максимальних значень напружень.

5. Встановлено, що в нерозрізних комбіновано-армованих балках із дрібнозернистого бетону, відсутність сталевих фібр у стиснутій зоні прольотних перерізів, і відповідно нижча міцність матриці, призводить до збільшення деформацій бетону, кривизни прольотних та опорних перерізів та зменшення

несучої здатності балки на 10…15 % в порівнянні з балками із дисперсним армуванням по всьому об'єму.

6. Встановлено, що в комбіновано-армованих балках максимально допустима ширина розкриття тріщин ($w_{k,}$ = 0,4 мм) в усіх зразках спостерігалася лише в опорних зонах, при навантаженнях близьких до руйнівного. Значне збільшення швидкості приросту ширини розкриття тріщин спостерігалося при досягненні $w_{k,}$ = 0,2 мм.

7. Запропоновано алгоритм моделювання роботи та розрахунку комбіновано-армованих нерозрізних балок методом скінченних елементів за допомогою ПК ЛІРА-САПР з врахуванням фізичної нелінійності матеріалу. Значення похибки при порівнянні результатів отриманих за допомогою ПК ЛІРА із експериментальними становить $\bar{X}$ = 4,8 % за середньоквадратичного відхилення σ = 1,6 %.

8. Запропонована методика визначення параметрів напружено-деформованого стану та несучої здатності нормальних перерізів комбіновано-армованих залізобетонних балок на основі деформаційної моделі із врахуванням повних діаграм роботи СФБ. Середнє відношення отриманих теоретичних значень граничних згинальних моментів, визначених за допомогою методики, до експериментальних складає k_m = 0,98 та σ = 1,8 %.

9. Запропоновано інженерну методику розрахунку несучої здатності нормальних перерізів комбіновано-армованих залізобетонних балок із врахуванням спрощених діаграм деформування бетону із високою збіжністю із експериментальними даними. Середня величина похибки становить $\bar{X}$ = 5 %, за середньоквадратичного відхилення σ = 4,1 %.

10. Удосконалено методику визначення величини згинальних моментів у нерозрізних комбіновано-армованих балках із урахуванням перерозподілу зусиль. Середнє значення похибки складає $\bar{X}$ = 8,1 % (σ = 6,8 %).

11. Загалом, виконані експериментально-теоретичні дослідження підтвердили ефективність додаткового дисперсного армування сталевою фіброю нерозрізних залізобетонних балок. Використання додаткового дисперсного

армування бетону у поєднанні зі стержневою арматурою дозволяє збільшити несучу здатність та жорсткість нерозрізних комбіновано-армованих залізобетонних балок та зменшити ширину розкриття тріщин.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Абаканов М. С., Крылов С. М., Гуща Ю. П. Образование и раскрытие трещин неразрезных балок. *Бетон и железобетон*. 1983. № 10. С. 19–20.

2. Аболиньш Д.С., Трейс Ю.Э. Экспериментальное исследование изгибаемых железобетонных элементов, в которых обычный бетон заменен иглобетоном. *Расчет и оптимизация строительных конструкций*. 1973. Вып.1. С. 46–50.

3. Адамов А. А. Прочность и трещиностойкость изгибаемых элементов покрытий гражданских зданий из сталефибробетона: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01. Москва, 1986. 29 с.

4. Андрійчук О. В. Ясюк І. М. Лотки водовідведення зі сталефібробетону: монографія. Луцьк: ІВВ Луцького НТУ, 2018. 160 с.

5. Андрійчук О. В., Ясюк І. М. Дослідження міцнісних характеристик сталефібро-бетонних лотків водовідведення. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2015. Вип. 31. С. 371–378.

6. Андрійчук О. В. Особливості роботи елементів кільцевого перерізу зі сталефібробетону при різних відсотках армування. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури.* 2009. Вип. 12. С. 44–49.

7. Андрійчук О. В. Робота і розрахунок елементів кільцевого перерізу зі сталефібробетону при повторних навантаженнях: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01. Львів, 2011. 20 с.

8. Андрійчук О.В., Нінічук М.В. Експериментальні дослідження роботи стержневої арматури в перерізах комбіновано-армованих нерозрізних залізобетонних балок. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. 2019. Вип. 12.С. 3–12.

9. Бабич Є. М., Дворкін Л. Є., Житковський В. В. Рекомендації з проектування залізобетонних конструкцій фортифікаційних споруд : рекомендації. Рівне: НУВГП, 2018. 103 с.

10. Бабич Є. М., Дробошинець С. Я. Експериментальні дослідження роботи сталефіброзалізобетонних балок при повторних навантаженнях. *Гідромеліорація та гідротехнічне будівництво*. 2003. Вип. 28. С. 44–52.

11. Бабич Є. М., Дробошинець С. Я. Розрахунок сталефібробетонних і сталефіброзалізобетонних елементів: рекомендації. Рівне : НУВГП, 2006. 40 с.

12. Бабич В. Є. Напружено деформований стан і міцність нерозрізних залізобетонних балок при одноразових та повторних навантаженнях: дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 / Полтав. політех. ім. Ю. Кондратюка. Полтава, 2005. 210 с.

13. Бабич Є. М., Андрійчук О. В. Експериментальні дослідження тріщиностійкості сталефібробетонних елементів кільцевого перетину. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2010. Вип. 39. Ч. 1. С. 18–23.

14. Бабич Є. М., Бабич В. Є., Савицький В. В. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі: рекомендації. Рівне : НУВГП, 2018. 34 с.

15. Бабич Є. М., Крусь Ю. О. До питання побудови діаграми деформування бетону та визначення коефіцієнта повноти епюри напружень. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2001. С. 94–104.

16. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции : навч. посіб. Москва : Стройиздат, 1991. 767 с.

17. Бамбура А. М. Аналітичне описання діаграми механічного стану арматури для залізобетонних конструкцій. *Будівельні конструкції*: Міжвідомчий науково-технічний збірник. Київ : НДІБК, 2003. Вип 59. Книга 1. С. 131–136.

18. Бамбура А. М. До аналітичного описання діаграми механічного стану бетону при одноразовому короткочасному деформуванн. *Будівельні конструкції*: Міжвідомчий науково-технічний збірник. Київ : НДІБК, 2002. Вип. 57. С. 31–34.

19. Барашиков А. Я. Проблеми розвитку залізобетону в Україні. *Будівельні конструкції*: Міжвідомчий науково-технічний збірник. Київ : НДІБК, 2003. Вип 59. Книга 1. С. 17–25.

20. Барашиков А. Я., Задорожнікова І. В. Спрощені розрахунки несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів за деформаційною моделлю. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і*

споруди. 2005. Вип. 12. С. 109–115.

21. Барашиков А. Я., Сморкалов Д.В. Розрахунок міцності одно- і двошарових залізобетонних плит опертих по контуру. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2014. Вип. 28. С 126–136.

22. Бачинский В. Я., Бамбура А. Н., Ватагин С. С. Связь между напряжениями и деформациями бетона при кратковременном неоднородном сжатии. *Бетон и железобетон*. 1987. №10. С. 18–19.

23. Бердичевский Г. И., Светов А. А., Курбатов Л. Г. Сталефибробетонные преднапряженные ребристые плиты размерами 6х3 м для покритий. *Бетон и железобетон.* 1984. № 4. С. 33–34.

24. Билозир В. В. Образование и раскрытие трещин в нормальных сечениях изгибаемых сталефибробетонных элементов на фибре из листа: дис. … канд. техн. наук: 05.23.01 / Москва, 1991. 164 с.

25. Білозір В. В. Вплив низхідної вітки діаграми деформування сталефібробетону за розтягу на несучу здатність балок. *Вісник Львівського національного аграрного університету: архітектура і сільськогосподарське будівництво.* 2015. № 16. С. 60–64.

26. Білозір В. В. Деформаційний метод розрахунку прогинів залізобетонних балок за тривалої дії навантаження. *Вісник Львівського національного аграрного університету: архітектура і сільськогосподарське будівництво.* 2014. № 15. С. 61–68.

27. Білозір В. В. Деформаційний метод розрахунку згинальних сталефібробетонних елементів. *Вісник Національного університету "Львівська політехніка": теорія і практика будівництва.* 2012. № 742. С. 18–24.

28. Борисюк О. П., Зятюк Ю. Ю. Напружено-деформований стан залізобетонних балок підсилених під навантаженням сталефібробетоном і композитами при дії малоциклових навантажень. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди.* 2016. Вип. 33. С. 303–313.

29. Будівельна механіка у прикладах : навч. посіб. / Яременко О.Ф та ін. Одеса : МДАУ, 2003. 247 с.

30. Вострецов Ф. И., Евсеев Б. А., Пикус Г. А. Высокопрочная фибра из стального листа с повышенной анкерующей способностью. *Применение сталефибробетона в транспортном строительстве:* материалы науч. – техн. симпоз. Москва, 1998. С. 15.

31. Вылегжанин В. П. Деформации и напряжения при растяжении и чистом изгибе в сталефибробетонных и в сталефиброжелезобетонных элементах после образования в них трещин: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : 05.23.01. Ленинград, 1984. 22 с.

32. Гвоздев А. А., Крылов С. М. Инструкция по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. Москва: Госстройиздат, 1960. 112 с.

33. Гетун Г. В. Экспериментально-теоретические исследования изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных в растянутой зоне слоем сталефибробетона: дис. … канд. техн. наук : 05.23.01 / Киев, 1983. 180с.

34. Гетун Г. В., Лысенко Е. Ф. Проектирование сталефибробетонных конструкций : учебн. пособие. Киев, 1989. 184 с.

35. Гнидец Б. Г. Сборно-монолитные статически неопределимые железобетонные конструкции с напрягаемыми стыками и регулированием усилий : дис. … д-ра. техн. наук : 05.23.01 / Москва, 1989. 511 с.

36. Гнидец Б. Г., Завадяк П. П. Регулирование усилий в сборных неразрезных железобетонных балках с помощью натяжения арматуры стыков. *Известия высших учебных заведений: Строительство и архитектура*. 1977. № 4. С. 12.

37. Гнідець Б. Г., Завадяк П. П., Щеглюк М. Р. Залізобетонні конструкції з електротермічним попереднім напруженням при монтажі : монографія. Київ: Техніка, 1996. 240 с.

38. Городецкий А. С., Евзеров И. Д. Компьютерные модели конструкций. Киев : Факт, 2005. 343 с.

39. ГОСТ 28840-90. Машины для испытания материалов на растяжение, сжатие и изгиб. Общие технические требования. [Введены с 1993-01-01]. Москва, 1993. 8 с.

40. ГОСТ 7855-84. Машины разрывные и универсальные для статических испытаний металлов и конструкционных пластмасс. Типы. Основные параметры. Общие технические требования (с Изменениями N 1, 2). [Введены с 1986-01-01]. Москва, 1984. 12 с.

41. Гофштейн Ф. А. Стальная фибра из отходов. *Бетон и железобетон.* 1987. № 6. С. 26–27.

42. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний від 2011-07-01]. Київ, 2011. 71 с.

43. Дворкін Л. Й., Дворкін О. Л., Житковський В. В. Розрахунок складу бетону зі сталевою фіброю. *Бетон и железобетон в Украине : научно-технический и производственный журнал*. 2010. Вип. 2(54). С. 2–4.

44. Дворкін Л. Й., Ковальчук Т. В. Оптимізація складу високоміцного сталефібробетону. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди.* 2016. Вип. 32. С. 45–54.

45. Дворкін Л. Й., Бабич Є. М., Житковський В. В. Високоміцні швидкотверднучі бетони та фібробетони: монографія. Рівне : НУВГП, 2017. 331 с.

46. Дорофеев В. С., Карпюк В. М., Крантовская Е. Н. Прочность, трещиностойкость и деформативность неразрезных железобетонных балок : монография. Одесса: Эвен, 2010. 175с.

47. Дорофеев В. С., Карпюк В. М., Петров Н. Н. Прочность, деформативность и трещиностойкость приопорных участков внецентренно растянутых и сжатых железобетонных балок. Одесса : Эвен, 2011. 183 с.

48. Дробишинець С. Я. Вплив повторних малоциклових навантажень на механічні характеристики сталефібробетону та роботу згинальних елементів на його основі : дис. … канд. тех. наук : 05.23.01 / Нац. ун-т «Львівська політехніка». Львів, 2005. 191 с.

49. Дробишинець С. Я. Дослідження механічних характеристик сталефібробетону при повторному стисненні та розтягненні. *Перспективи розвитку будівельних конструкцій, будівель, споруд та їх основ :* міжвідомчий науково-технічний збірник. Київ : НДІБК, 2003. Вип. 58. С. 39–45.

50. ДСТУ Б В.2.6.-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Київ, 2011. 118 с. (Державний стандарт України).

51. ДСТУ Б В.2.7-214:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. [Чинний від 2010-09-01]. Київ, 2010. 43 с. (Державний стандарт України).

52. ДСТУ Б В.2.7-217:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона. [Чинний від 2010-09-01]. Київ, 2010. 16 с. (Державний стандарт України).

53. ДСТУ Б В.2.7-232:2010. Пісок для будівельних робіт. Методи випробувань. [Чинний від 2011-01-01]. Київ, 2011. 31 с. (Державний стандарт України).

54. ДСТУ Б В.2.7-273:2011. Вода для бетонів і розчинів. Технічні умови. [Чинний від 2012-12-01]. Київ, 2012. 8 с. (Державний стандарт України).

55. ДСТУ Б В.2.7-43-96. Бетони важкі. Технічні умови. [Чинний від 1997-01-01]. Київ, 1997. 21 с. (Державний стандарт України).

56. ДСТУ Б В.2.7-46:2010. Будівельні матеріали. Цементи загальнобудівельного призначення. Технічні умови. [Чинний від 2011-09-01]. Київ, 2011. 25 с. (Державний стандарт України).

57. ДСТУ Б В.2.7-75-98. Щебінь і гравій щільні природні для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій і робіт. Технічні умови. [Чинний від 1999-01- 01]. Київ, 2011. 14 с. (Державний стандарт України).

58. ДСТУ Б.В.2.7-32-95. Пісок щільний природний для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій і робіт. Технічні умови. [Чинний від 1996-01-01]. Київ, 1996. 13 с. (Державний стандарт України).

59. ДСТУ-Н Б В.2.6-218:2016. Настанова з проектування та виготовлення конструкцій із дисперсно-армованого бетону. [Чинний від 2017-04-01]. Київ, 2017. 32 с. (Державний стандарт України).

60. Журавський О. Д., Горобець А. М. Моделювання роботи попередньо-напружених сталефібробетонних плит при поперечному згині. *Містобудування та територіальне планування.* 2016. Вип. 61. С. 209–215.

61. Журавський О. Д., Горобець А. М. Дослідження роботи попередньо-напружених сталефібробетонних плит при поперечному згині. *Містобудування та територіальне планування.* 2015. Вип. 58. С. 194–204.

62. Зайцев Л. И., Маилян Л. Р., Асаад Р. Расчет статически неопределимых железобетонных балок с учетом нисходящей ветви бетона. *Вопросы прочности, трещиностойкости и деформативности железобетона:* Межвузовский сборник. Ростов-на-Дону, 1983. С. 3–12.

63. Залізобетонні конструкції : навч. посібник. / Барашиков А. Я. та ін. Київ, 1995. 591 с.

64. Каган М. З. Оценка расположения стальных волокон. *Бетон и железобетон.* 1990. № 5. С. 18.

65. Кальницкий А. А. К расчету неравнопролетных железобетонных балок с учетом перераспределения усилий. *Бетон и железобетон.* 1966. № 12. С. 25–27.

66. Кальницкий А. А. Расчет статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. Москва : Стройиздат, 1970. 168 с.

67. Карпюк В. М. Розрахункові моделі силового опору прогінних залізобетонних конструкцій у загальному випадку напруженого стану : монографія. Одеса : ОДАБА, 2014. 351 с.

68. Клименко Е. В., Карпюк В. М., Агаева О. А. Расчет надежности пролетных железобетонных элементов по прочности нормальных сечений. *Наука та будівництво :* науково-технічний, виробничий та інформаційно-аналітичний журнал. 2018. №1. С. 50–57.

69. Клименко Є. В. Методологія оцінювання, прогнозування та регулювання технічного стану будівель і споруд із залізобетону: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук : 05.23.01. Львів, 2008. 33 с.

70. Козак О. В. Напружено-деформований стан, міцність та тріщиностійкість вузлів монолітних рам та нерозрізних балок з арматурою напруженою на бетон : дис. … канд. техн. наук : 05.23.01 / КНУБА. Київ, 2019. 188 с.

71. Козак О. В., Журавський О.Д. Міцність і тріщиностійкість приопорних ділянок залізобетонних балок з криволінійною попередньо-напруженою

арматурою. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. 2017. Вип. 1. С. 187–192.

72. Козачевский А. И., Крылов С. М. Исследование перераспределения усилий в сложных стержневых системах с учетом неупругих свойств железобетона. *Совершенствование расчета статически неопределимых железобетонных конструкцій*. Москва : Стройиздат, 1968. С. 43–62.

73. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкцій / Барабаш М. С., Верюжский Ю. В., Гензерский Ю. В., Колчунов В. И. Киев: НАУ, 2006. 808 с.

74. Копытин В. П. Ударная вязкость дисперсно-армированного бетона. *Дисперсно-армированные бетоны и конструкции из них* : Республиканское совещание : тезисы докладов и сообщений. Рига : ЛатИНТИ, 1975. С. 86–90.

75. Королев К. М., Платонова Г. Н. Некоторые свойства бетонов, армированных различными видами волокон. *Тяжелый бетон и его разновидности*. Москва : Стройиздат, 1981. С. 46–50.

76. Кочкарьов Д. В. Нелінійний опір залізобетонних елементів і конструкцій силовим впливам: монографія. Рівне: НУВГП, 2015. 384 с.

77. Кочкарьов Д. В., Галінська Т. А. Розрахунок нормальних перерізів згинальних залізобетонних та фібробетонних елементів. *BUILDING INNOVATIONS – 2018* : зб. наук. праць за матеріалами І Міжнар. азербайджансько-української конф. «BUILDING INNOVATIONS – 2018». Баку, 2018. С. 150–152.

78. Кричевський С. А. Міцність, деформативність та тріщиностійкість торкретсталефібробетонних покриттів залізобетонних балок : дис. … канд. техн. наук: 05.23.01 / КНУБА. Київ, 1996. 151с.

79. Крылов Б. А. Фибробетон и перспективы его применения в строительстве. Москва : НИИЖБ, 1979. 130 с.

80. Крылов С. М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях. Москва : Стройиздат, 1964. 168 с.

81. Крылов С. М., Гуща Ю. П., Абаканов М. С. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях, армированных сталями без площадки теку чести. *Прочность, жесткость и трещиностойкость*

железобетонных конструкций. 1979. С. 171–186.

82. Крылов С. М., Гуща Ю. П., Абаканов М. С. Прочность статически неопределимых балок, армированных сталями без площадки теку чести. *Бетон и железобетон.* 1981. № 1. С. 40–41.

83. Крылов С. М., Зайцев Л. Н., Трынов В. Г. Влияние перерезывающих сил на распределение усилий в неразрезных железобетонных балках. : Труды НИИЖБ. 1975. Вып. 20. С. 4–17.

84. Крылов С. М., Маилян Л. Р. Влияние распределения арматуры на свойства неразрезных балок. *Бетон и железобетон.* 1982. № 3. С. 36–37.

85. Крылов С. М., Гуща Ю. П., Абаканов М. С. Несущая способность статически неопределимых железобетонных балок из бетонов прочностью до 90 МПа, армированных высокопрочной стержневой арматурой. *Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии различной длительности* : Сборник научных трудов. 1980. С. 102–119.

86. Крылов С. М., Икрамов С. Д. К вопросу о расчете железобетонных неразрезных балок с учетом перераспределения усилий. *Исследования по теории железобетона* : Труды НИИЖБ. 1960. Вып. 17. С. 154–177.

87. Кузьмичев А. В. Исследование влияния пластических деформаций сжатого бетона на перераспределение усилий в железобетонных рамах. *Исследования по теории железобетона* : Труды НИИЖБ. 1960. Вып. 17. С. 178–210.

88. Куликов А.Н. Экспериментально-теоретические исследования свойств фибробетона при безградиентном напряженном состоянии: дис … канд. техн. наук : 05.23.01.Ленинград, 1974. 121 с.

89. Курбатов Л. Г., Копанский Г. В., Хегай О. Н. Изгибная прочность сталефибробетона при неравномерном распределении фибр по высоте сечения. *Пространственные конструкции в гражданском строительстве*. Ленинград : ЛенЗНИИЭП, 1982. С. 43–49.

90. Курбатов Л. Г., Вылегжанин Л. Г. Использование бетона, армированного отрезками проволоки, в тонкостенных оболочках. *Бетон и железобетон.* 1973. № 5. С. 8–11.

91. Курбатов Л. Г., Косарев В. М. Сравнительные испытания на изгиб элементов из бетона, армированного стержневой и фибровой стальной арматурой. *Исследование и расчет экспериментальных конструкций из фибробетона* : Сб. науч. трудов ЛИСИ. 1978. С.60–69.

92. Лазарєва О. М. Міцність нерозрізних балок із високоміцних бетонів : дис. … канд. тех. наук : 05.23.01 / Полтав. політех. ім. Ю. Кондратюка. Полтава, 2014. 191 с.

93. ЛИРА 9.4. Примеры расчета и проектирования : учебное пособие / В.Е. Боговис и др. Киев : Факт, 2008. 280 с.

94. ЛИРА 9.4. Руководство пользователя. Основы : учебное пособие. / В.Е. Боговис и др. Киев : Факт, 2008. 164 с.

95. Лобанов И. А., Малышев В. Ф., Талантова К. В. Перспектива использования сталефибробетона в напорных трубах. *Исследование и расчет экспериментальных конструкций из фибробетона.* Ленинград : ЛенЗНИИЭП, 1978. С. 32–39.

96. Маилян Л. Р. Приближенный метод расчета неразрезных балок с учетом перераспределения усилий. *Бетон и железобетон.* 1983. № 8. С. 35–36.

97. Маилян Л. Р. Расчет статически неопределимых балок при невыполнении предпосылок метода предельного равновесия. *Бетон и железобетон*. 1987. № 12. С. 20–22.

98. Маилян Л. Р. Расчет статически неопределимых балок с учетом нисходящей ветви деформирования. *Известия высших учебных заведений: Строительство и архитектура.* 1986. № 11. С. 5–9.

99. Макаренко Л.П., Крылов С. М., Гвоздев А. А. Исследование влияния ползучести бетона на естественное и искусственное распределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях. *Экспериментально-теоретические исследования железобетонных конструкций.* Москва : Госстройиздат, 1963. С. 198–242.

100. Максимович С. Б., Демчина Б. Г. Теоретичні і експериментальні дослідження міцності похилих перерізів нерозрізних залізобетонних балок. *Будівельні конструкції.* 2003. Вип. 59. Книга 1. С. 171–178.

101. Масюк Г.Х., Бабич В. Є. Експериментальні дослідження перерозподілу зусиль в двохпролітних нерозрізних залізобетонних балках при повторних навантаженнях. *Вісник Українського державного університету водного господарства та природокористування: Збірник наукових праць: Технічні науки. Сільськогосподарські науки*. 2002. Вип. 4 (17). С. 165–173.

102. Метод конечных элементов в проектировании транспортных сооружений / Городецкий А. С, Заварицкий В. И., Рассказов А. А., Лантух-Ляшенко А. И. Москва : Транспорт, 1981. 142 с.

103. Миловидов К. И., Мишуков Н. Е. Рациональные области применения фибробетона в конструкціях. *Бетон и железобетон.* 1980. № 5. С. 29–30.

104. Митрофанов Е.И., Попов В.И, Курбатов Л.Г. Экспериментальные исследования трещиностойкости изгибаемых сталефибробетонных элементов. *Теоретические и экспериментальные исследования строительных конструкций нового типа*. 1981. С. 67–74.

105. Нахимович Л. А., Федоров А.Г., Мордитч А.И. Балки длиной 12 и 15 м со смешанным армированием. *Автомобильные дороги.* 1985. № 7. С. 14–15.

106. Некрасов В. П. Новейшие приемы и задачи железобетонной техники, система свободных связей: цемент, его производство и применение. *Зодчий.* 1908. № 8. С. 294–348.

107. Некрасов В. П. Новейшие приемы и задачи железобетонной техники. *Зодчий.* 1908. № 27–28. С. 247–250. С. 255–259.

108. Некрасов В. П. Описание железобетонной конструкции : Привилегия выданная 27 марта 1909 г, № 15271.

109. Некрасов В. П. Опыты над плитами по системе «свободных связей», произведенных на заводе т-ва «Железобетон» . *Зодчий.* 1908. № 51. С. 465–470.

110. Некрасов В. П. Метод косвенного вооружения бетона. Москва :Транспечать, 1925. 262 с.

111. Нінічук М. В. Вплив комбінованого армування на прогини нерозрізних залізобетонних балок. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди.* 2016. Вип. 32. С. 220–225.

112. Нінічук М. В. Вплив способу армування сталевими фібрами нерозрізних залізобетонних балок на їх напружено деформований стан. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2015. Вип. 31. С. 460–467.

113. О конструктивных возможностях сталефибробетона: Исследование и расчет экспериментальных конструкций из фибробетона / Ермилов Ю. И., Калашникова И. А., Курбатов Л. Г., Панибратова Т. Г. Ленинград : ЛенЗНИИЭП, 1978. С. 15–22.

114. Павлов А.П., Куликов А.Н. Экспериментальные исследования фибробетона при безградиентном напряженном состоянии. *Строительство и архитектура*. 1975. № 4. С. 17–20.

115. Принципы расчета предварительно напряженных железобетонных элементов пролетного строения при дисперсном армировании. / Чижов С. В. и др. *Известия Петербургского университета путей сообщения: Современные технологии – транспорту*. 2017, С. 343–353.

116. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / Под. ред. А. Б. Голышева. Киев: Будивельник, 1990. 544 с.

117. Рабинович И. М. Основы строительной механики стержневых систем. Москва : Госстройиздат, 1960. 519 с.

118. Рабинович Ф.Н. Бетоны, дисперсно армированные волокнами. Обзорная информация ВНИЭСМ. Москва, 1979. 72с.

119. Рабинович Ф.Н. Дисперсно армированные бетоны. Москва : Стройиздат, 1989. 176 с.

120. Рабинович Ф. Н. Об оптимальном армировании сталефибробетонных конструкцій. *Бетон и железобетон.* 1986. № 3. С. 17–19.

121. Рабинович Ф. Н. Применение сталефибробетона в конструкциях инженерных сооружений. *Бетон и железобетон.* 1984. № 12. С. 22–25.

122. Рак Н.А. Методика расчета сталефибробетонных конструкций с использованием диаграмм деформирования. *Проблемы современного бетона и железобетона*. Минск, 2011. С.6.

123. Расчет сталефибробетонных элементов на чистый изгиб /

Холмянский М. М., Курилин В. В., Ерин Н. Н., Зальцман А. С. *Бетон и железобетон.* 1991. № 3. С. 22–23.

124. Рекомендации по проектированию и изготовлению сталефибробетонных конструкций. Москва : НИИЖБ, ЛенЗНИИЭП, ЦНИИпромзданий, 1987. 148 с.

125. Розрахунок сталефібробетонних згинальних елементів за міцністю нормальних перерізів / С. О. Ужегов та ін. *Сучасні технології та методи розрахунків в будівництві.* 2015. Вип. 3. С. 179–184.

126. Ромашкина М. А., Титок В. П. ПРОГРАММНЫЙ КОМПЛЕКС ЛИРА-САПР. Руководство пользователя. Обучающие примеры / Под редакцией А. С. Городецкого. 2018г. 254 с. URL: https://www.liraland.ru/public_private/lira/2018/LIRA_SAPR_2018_examples.pdf.

127. Ромашко В. М. Деформаційно-силова модель опору бетону та залізобетону: дис. … док. техн. наук: 05.23.01 / Рівне, 2018. 533 с.

128. Савицький В. В. Вплив короткочасних малоциклових навантажень на напружено-деформований стан і міцність нерозрізних збірно-монолітних залізобетонних балок: дис. … канд. техн. наук: 05.23.01 / Львів, 2007. 224 с.

129. Савицький В. В., Бабич В. Є. Визначення прогинів нерозрізних залізобетонних балок при повторних навантаженнях. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди.* 2003. Вип. 10. С. 220–227.

130. Сакварелидзе А.В. Прочностные и деформационные свойства сталефибробетона. *Бетон и железобетон.* 1985. №11. С 12-13.

131. Слободян Я. О., Городецький О. С., Синявський О. Л. Технологія розв'язання надвеликих задач на суперкомп'ютерах методом скінченних елементів. *Наукові записки НаУКМА*. 2008. Т. 86 : Комп'ютерні науки. С. 11–16.

132. Сморкалов Д.В., Обіход Д.П. Технологія розрахунку прогинів двошарових плит за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР. *Будівельне виробництво*. 2015. Вип. 58. С. 48–54.

133. Соломин В.И. Влияние сцепления фибр с матрицей на прочность и деформативность сталефибробетонных конструкций: дис. … канд. техн. наук: 05.23.01. / Киев, 1979. 140с.

134. Сопильняк А.В. Напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных комбинировано армированных элементов при кратковременном и длительном действии нагрузки: дис. … канд. техн. наук: 05.23.01. / Киев, 1983. 150 с.

135. Ставров Г. Н., Николаенко С. Д. Экспериментальное исследование работы фибробетонных и фиброжелезобетонных конструкций при знакопеременном малоцикловом нагружении. *Известия вузов. Серия «Строительство и архитектура».* 1986. №1. С. 18–22.

136. Степанова Г.Г. Иследование сталефибробетона при градиентном напряженном состоянии: дис … канд. техн. наук: 05.23.01.Ленинград, 1975. 168с

137. Сунак О. П. Прочность, трещиностойкость и деформативность нормальных сечений изгибаемых комбинированно армированных сталефибробетонных элементов: дис. … канд. техн. наук: 05.23.01. / Киев, 1986. 175с.

138. Сунак О. П. Сталефібробетонні конструкції: навч. посібн. Луцьк: Media, 1999. 158с.

139. Сунак П.О. Оцінювання надійності сталефібробетонних елементів: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. / Луцьк, 2000. 147 с.

140. Тихий М., Ракосник Й. Расчет железобетонных рамных конструкций в пластической стадии. Москва: Стройиздат,1976. 198 с.

141. Ужегов С. О. Дослідження впливу окремих факторів на міцність сталефібробетону методом математичного планування експерименту. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. 2019. Вип. 5. С. 174–183.

142. Ужегов С. О. Несуча здатність, тріщиностійкість та деформативність тонкостінних оболонок типу «гіперболічний параболоїд» з використанням сталефібробетону : дис. канд. техн. наук : 05.23.01 / Рівне, 2019. 186 с.

143. Хайдуков Г.К., Волков И.В., Карапетян А.Х. Прочность, деформативность и трещиностойкость стеклофибробетонных элементов. *Бетон и железобетон.* 1988. № 2. С. 35–37.

144. Эйзеншмидт Р. О. Деформативность изгибаемых сталефибробетонных балок, имеющих фибровое и комбинированное армирование при длительном

действии нагрузки: дис. … канд.техн.наук: 05.23.01. / РПИ. Рига, 1983. 168с.

145. Ясюк І. М. Робота та несуча здатність сталефібробетонних лотків: дис. … канд. техн. наук : 05.23.01 / НУВГП. Рівне, 2019. 175 с.

146. Ясюк І. М. Тріщиностійкість сталефібробетонних лотків при дії одноразових короткочасних навантажень. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві.* 2015. Вип. 4. С. 248–255.

147. Al-Sherrawi. M.H., Hameed Ali A. Influence of Steel Fiber on the Shear Strength of a Concrete Beam. *Civil Engineering Journal*. 2018. Vol. 4, No. 7. P. 1501–1509. DOI: 10.28991/cej-0309190.

148. Babych Y.M., Andriichuk O.V, Kysliuk D.Y, Savitskiy V.V, Ninichuk M.V. Results of experimental research of deformability and crack-resistance of two span continuous reinforced concrete beams with combined reinforcement. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2019. Vol. 708. 012043. DOI: 10.1088/1757-899X/708/1/012043.

149. Banthia N., Sappakittipakorn M. Toughness enhancement in steel fiber reinforced concrete through fiber hybridization. *Cement and Concrete Research*. 2007. Vol. 37, № 9. P. 1366–1372.

150. Bazant Z. P., Oh Byung H. Deformation of Progressively Cracking Reinforced Concrete Beams *ACI Journal*. 1984. №. 81-26. P. 268–278.

151. Beshara F.B.A., Mahmoud A. A., El-Barbary A. A. Experimental Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Deep Beams. *ERJ–Faculty of Engineering at Shoubra*. 2015. №. 26. P. 104–115.

152. BS EN 14651:2005+A1:2007. Test method for metallic fibre concrete. Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual) [Withdrawal date 2007-08-26]. 2005. 17 p.

153. Dixon J., Mayfield B. Concrete reinforced with fibrous wire. *Concrete*. 1971. Vol. 3. №. 5. P. 73–76.

154. Gao J.M., Sun W., Morino K. Mechanical properties of steel fiber-reinforced, high-strength, lightweight concrete. *Cement and Concrete Composites*. 1997. Vol. 19, №. 4. P. 307-313. DOI: 10.1016/S0958-9465(97)00023-1.

155. Glannvile W. H., Thomas F. J. Redistribution of moments in reinforced concrete beams and frames. *Journal of the Institution of Civil Engineers*. 1936. Vol. 3, № 7. P. 291–329.

156. Hannant D.J. Steel fibre reinforced concrete. *Prospects for fibre reinforced construction materials*: proceeding of international building exhibition conference. 1971. P. 47–55.

157. Hsu L.S., Hsu C.T.T. Stress-Strain Behavior of Steel-fiber High-Strength Concrete Under Compression. *International Concrete Abstracts Portal*. 1994. Vol. 91, № 4. P. 448–457.

158. Jansson A., Gylltoft K., Löfgren I. Design methods for fibre-reinforced concrete: a state-of-the-art review. *Nordic Concrete Research*. 2008. Vol. 38. P. 21–36.

159. Kinash R., Bilozir V. Deformational calculation method of bearing capability of fiber-concrete steel bending elements. *Technical Transactions: Architecture*. 2014. Vol. 8-A. P. 49–58.

160. Krassowska J., Lapko A. The Influence of Steel and Basalt Fibers on the Shear and Flexural Capacity of Reinforced Concrete Beams. *Journal of Civil Engineering and Architecture. 2013.* Vol. 7. P. 789–795. DOI: 10.17265/1934-7359/2013.07.002.

161. Krassowska J. Effect of Fibers Reinforcement on Shear Capacity of Double Span Reinforced Concrete Beams. *Technical Transactions: Civil engineering*. 2014. Vol. 5-B. P. 137–142.

162. Kueresa D., Polaka M.A., Heggerb J. Two-parameter kinematic theory for punching shear in steel fiber reinforced concrete slabs. *Engineering Structures*. 2020. Vol. 205. 110086. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.110086.

163. Liew K.M., Akbar A. The recent progress of recycled steel fiber reinforced concrete. *Construction and Building Materials*. 2020. Vol. 232. 117232. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2019.117232.

164. Mondal P., Singha Roy D.K. Strengthening of reinforced concrete beam using steel fiber at different depth of the beam. *IJRET: International Journal of Research in Engineering and Technology*. 2015. Vol. 04. P. 165–175.

165. Nataraja M.C., Dhang N., Gupta A.P. Stress-strain curves for steel-fiber

reinforced concrete under compression. *Cement and Concrete Composites*. 1999. Vol. 21, № 5-6. P. 383–390.

166. Parameswaran V. S. Fiber Reinforced Concrete. *A Versatile Construction Material:* presented at the CIB-IYSH International Seminar on Low Cost Housing and Alternate Building Materials. New Delhi, 1988.

167. Raghavendra N., Kulshrestha K., Lal R. Fiber Reinforced Concrete for Airfield Pavements. *Indian Concrete Journal*. March 1985. P. 64–67.

168. RILEM TC 162-TDF. Design of steel fibre reinforced concrete using the σ-w method – principles and applications. *Materials and Structures*. 2002. Vol. 35. P. 262–278. DOI: 10.1007/BF02482132.

169. Romualdi J. P., Batson G.B. The Behavior or Reinforced Concrete Beams with Closely Spaced Reinforcement. *ACI Journal.* 1963. Vol. 60, № 6. P. 775–790.

170. Romualdi J. P., Mandel G.A. Tensile Strength of Concrete Affected by Uniformly Distributed and Closely Spaced Short Lengths of Wire Reinforcement. *ACI Journal.* 1964. Vol. 61, № 6. P. 657–672.

171. Shia X., Parkb P., Rewc Y., Huangd K. Constitutive behaviors of steel fiber reinforced concrete under uniaxial compression and tension. *Construction and Building Materials*. 2020. Vol. 233. 117316. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2019.117316.

172. Soetens T., Matthys S. Different methods to model the post-cracking behaviour of hooked-end steel fibre reinforced concrete. *Construction and Building Materials.* 2014. Vol. 73. P. 458–471.

173. Soroushian P., Bayasi Z. Fiber Type Effects on the Performance of Steel Fiber Reinforced Concrete. *Materials Journal*. 1991. Vol. 88, № 2, P. 129–134.

174. Stages A., Minor I. Ring fiber reinforced concrete. *J. Amer. Concr. Inst.* 1981. Vol. 78, № 5. P. 369–373.

175. Swamy R.N., Mongat P.S. Influence of fiber geometry on the properties of steel fiber reinforced concrete. *Cement and concrete research.* 1974. Vol.4, №3. P. 235-252.

176. Tadepalli P. R. Shear behavior of prestressed steel fiber concrete girders. Houston : University of Houston, 2011. 166 p.

177. Usman Rashid M. Experimental investigation on durability characteristics of steel

and polypropylene fiber reinforced concrete exposed to natural weathering action. *Construction and Building Materials*. 2020. Vol. 250. 118910. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.118910.

178. Wang S., Zhang M., Quek T. Compressive behavior of plain and fiber-reinforced highstrength concrete subjected to high strain rate loading. *Applied Mechanics and Materials*. 2011. Vol. 82. P. 57–62.

179. Wasim Abbass M. Khan I, Mourad S. Evaluation of mechanical properties of steel fiber reinforced concrete with different strengths of concrete. *Construction and Building Materials*. 2018. Vol. 168. P. 556–569.

180. West R. P. Design issues in the alignment of steel fibres in concrete slabs using a magnetic fin. *Concrete Floors And Slabs*: Proceedingsof the international seminar held at the University of Dundee, Scotland, UK. 2002. P. 35–45.

181. West R. P., Goyal, A., Shoalib A. Shrinkage of concrete with aligned steel fibres and steel rings. *Role Of Concrete In Sustainable Development*: Proceedings of the International Symposium dedicated to Professor Surendra Shah, Northwestern University, USA held at the University of Dundee, Scotland, UK. 2003. P. 147–156.

182. Xu Z., Hao H., Li H. Influence of fibre shapes on dynamic compressive behaviour of fibre reinforced concrete. *Applied Mechanics and Materials*. 2011. Vol. 82. P. 112–117. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.82.112.

ДОДАТОК А

Конструкція призм, що досліджувалися на центральний розтяг

(на основі авторського свідоцтва СРСР № 387248 від 1973 року)

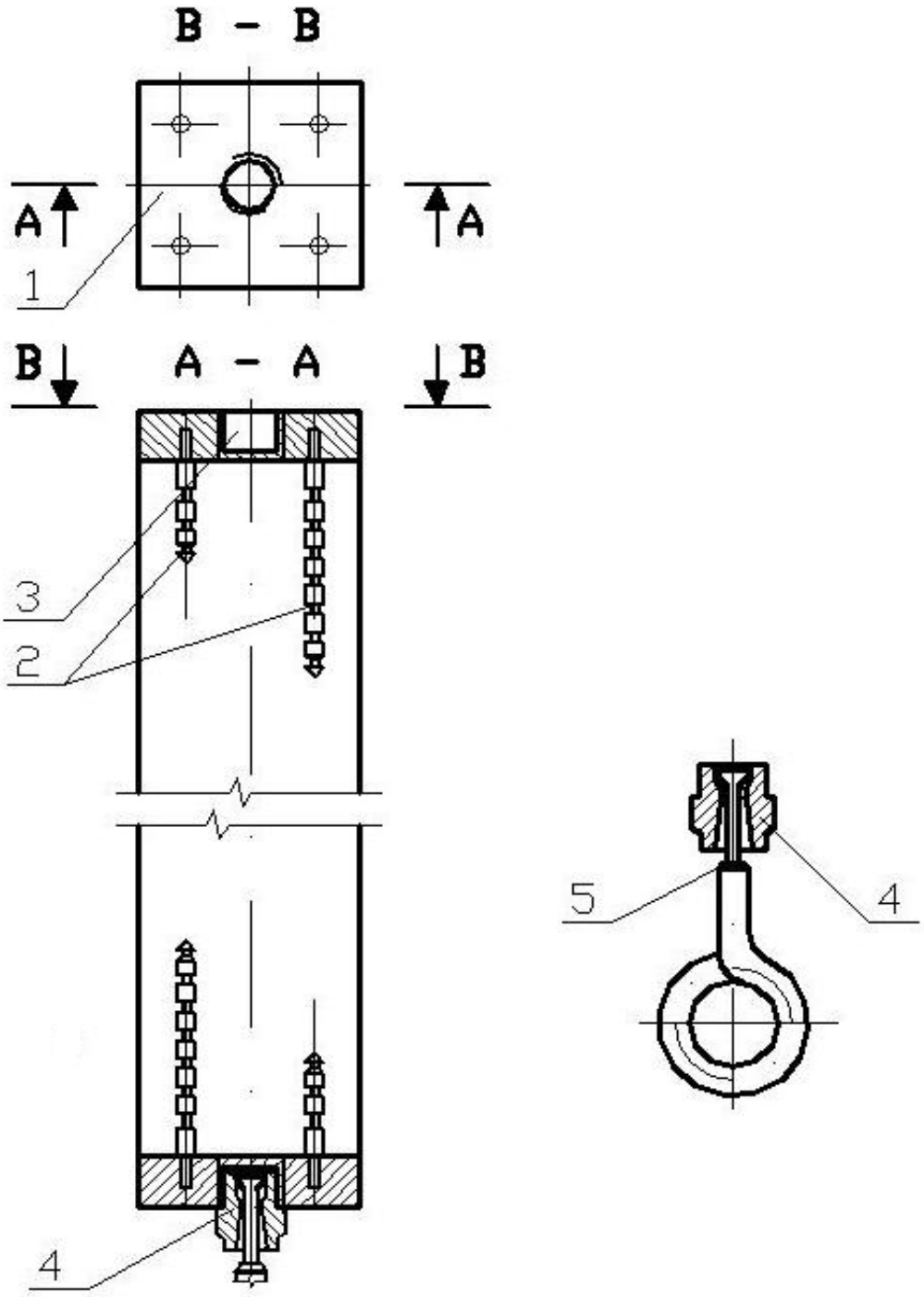
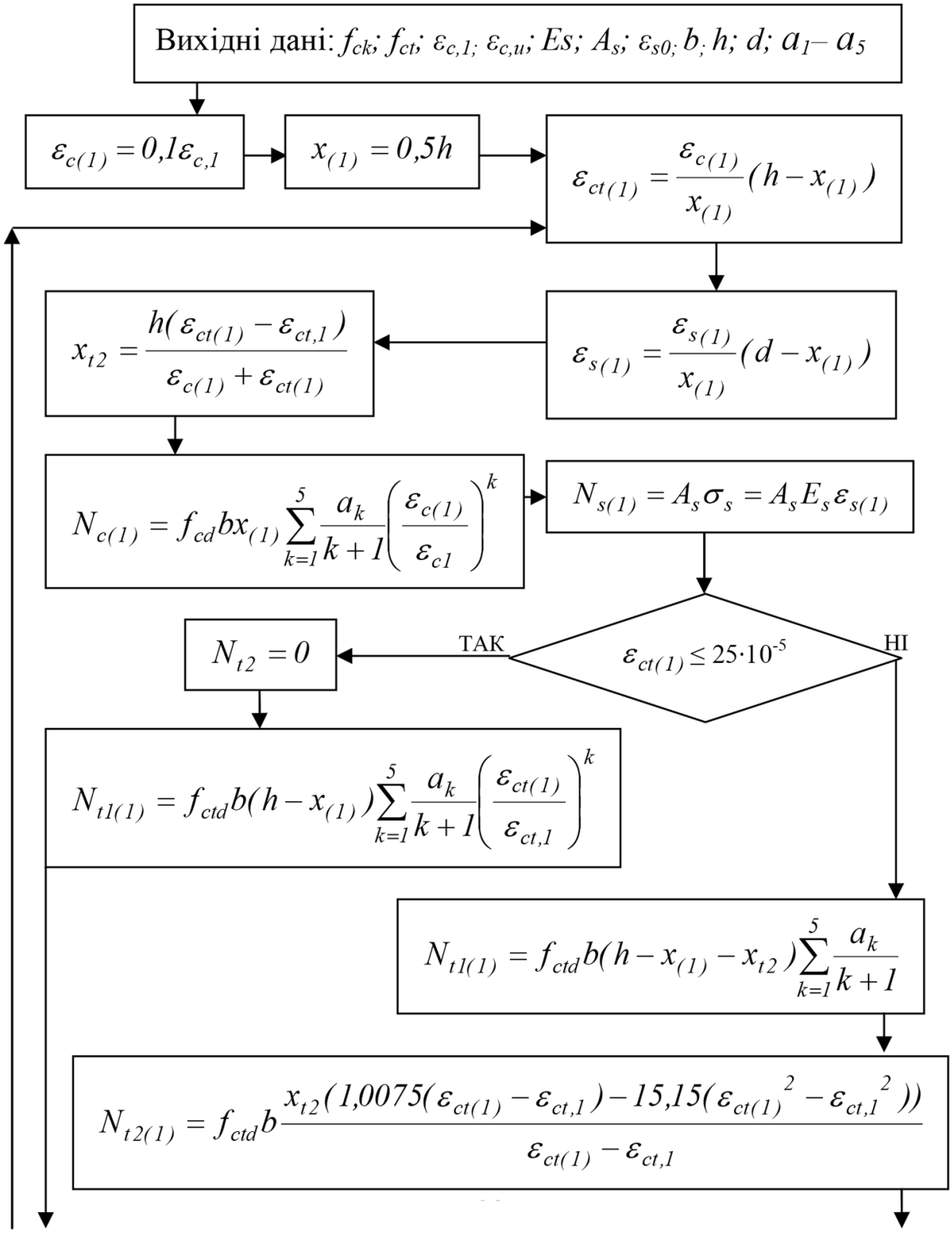
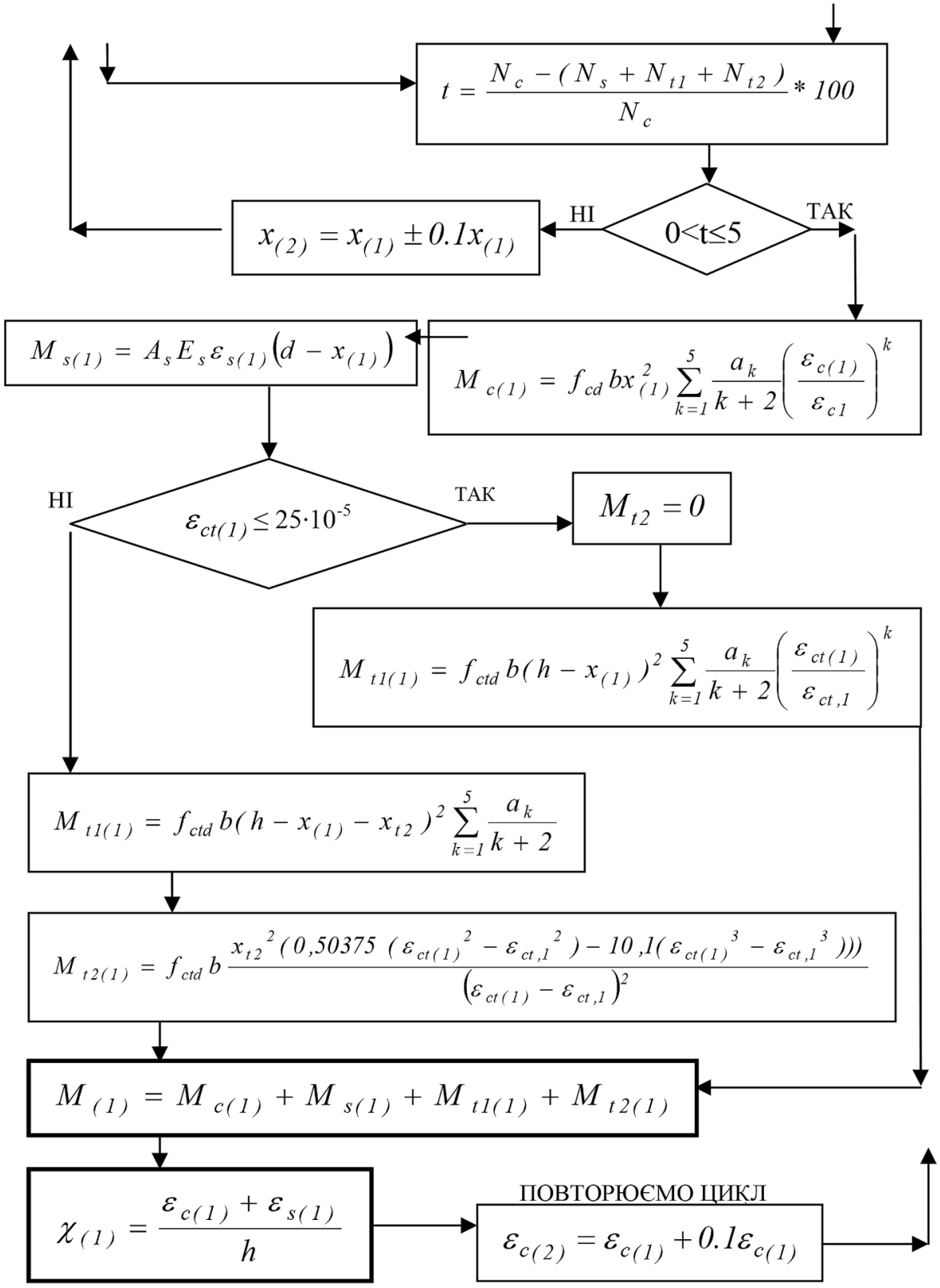


Рисунок А.1 – Анкерно-шарнірний пристрій для випробувань призм на осьовий розтяг: 1 - анкерна плита, 2 - анкерні болти, 3 - гніздо анкерної плити, 4 - шаровий шарнір, 5 - шарнірні тяги

ДОДАТОК Б

Блок схема для визначення внутрішніх зусиль в нормальних перерізах комбіновано-армованих балок (початок)



Блок схема для визначення внутрішніх зусиль в нормальних перерізах комбіновано-армованих балок (продовження)