

УДК 624.012.46

МІЦНІСТЬ, ЖОРСТКІСТЬ ТА ТРІЩИНІСТІЙКІСТЬ ПОЗАЦЕНТРОВО СТИСНУТИХ И РОЗТЯГНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

Дорофеев В.С., Карпюк В.М., Петров М.М., Бояджи А.О., Кірстя Ф.Ш.

Одеська державна академія будівництва та архітектури
м. Одеса, Україна

АНОТАЦІЯ. Приведені дані системних натурних та числових експериментально-теоретичних досліджень міцності похилих перерізів залізобетонних балок при наявності поздовжніх стискаючих або розтягуючих сил, прикладених з ексцентриситетом, встановлена її залежність від співвідношення конструктивних дослідних факторів та факторів зовнішнього впливу як зокрема, так і у взаємодії, Встановлені критерії та форми руйнування приопорних ділянок позацентрово розтягнутих або стиснутих залізобетонних балок у залежності від співвідношення деформацій (напружень) нижньої та верхньої арматури, бетону стиснутої зони, величини прольоту зрізу, характеру (стиск або розтяг) поздовжньої сили. Використання вдосконаленої інженерної методики розрахунку міцності їхніх приопорних ділянок на основі адаптованої авторами шаруватої деформаційної моделі дослідних елементів дозволяє досягти задовільної збіжності дослідних і розрахункових значень несучої здатності вказаних ділянок.

АННОТАЦИЯ. Приведенные данные системных натурных и числовых экспериментально-теоретических исследований прочности наклонных сечений железобетонных балок при наличии продольных сжимающих или растягивающих сил, приложенных с эксцентриситетом, установлена ее зависимость от соотношения конструктивных исследуемых факторов и факторов внешнего влияния как в частности, так и во взаимодействии, Установлены критерии и формы разрушения приопорных участков внецентренно растянутых или сжатых железобетонных балок в зависимости от соотношения деформаций (напряжений) нижней и верхней арматуры, бетона сжатой зоны,

величины пролета среза, характера (сжатие или растяжение) продольной силы. Использование усовершенствованной инженерной методики расчёта прочности ихних приопорных участков, базирующейся на адаптированной авторами слоистой деформационной модели исследуемых элементов позволяет достичь удовлетворительной сходи мости опытных и расчетных значений несущей способности указанных участков.

ANNOTATION. The cited data of system natural and numerical experimentally-theoretical researches of durability of inclined sections of ferro-concrete beams in the presence of the longitudinal compressing or stretching forces enclosed with эксцентриситетом, its dependence on a parity constructive исследуемых factors and factors of external influence as in particular, and in interaction is established, criteria and destruction forms приопорных sites внецентренно the stretched or compressed ferro-concrete beams depending on a parity of deformations (pressure) of the bottom and top armature, concrete of the compressed zone, size of flight of a cut, character (compression or a stretching) longitudinal force Are established. Use of an advanced engineering design procedure of durability of their приопорных the sites, layered deformation model of investigated elements based on adapted authors allows to reach satisfactory descend pave skilled and settlement values of bearing ability sites.

Опір залізобетонних елементів сумісній дії декількох внутрішніх силових факторів (поперечних і поздовжніх сил, згинальних і крутних моментів) є однією з найбільш важливих і не до кінця вивченою проблемою як в теорії залізобетону, так і в реальному проектуванні. У зв'язку з цим виконання систематизованих експериментально-теоретичних досліджень з метою вдосконалення існуючих і розробки сучасних розрахункових моделей приопорних ділянок стержневих залізобетонних елементів являється важливим завданням. Приоритетним напрямком досліджень і публікацій з вказаної теми в останні роки є розвиток нормативної бази України в області будівельних конструкцій на основі розширених і систематизованих досліджень, впровадження деформаційного методу розрахунку їхньої несучої здатності. При цьому, якщо вивченню несучої здатності нормальних перерізів присвячені чисельні праці вітчизняних та зарубіжних дослідників, то несуча здатність похилих перерізів вказаних елементів залишається ще недостатньо вивченою.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ.

Відмова від, так званих, методів аналогій при розрахунку міцності похилих перерізів, в тому числі ферменної, основним недоліком якої є відмінність прийнятих розрахункових моделей від реальних умов роботи і яка, до речі, входить в нині діючий європейський стандарт ЄВРОКОД-2 [1] вивела у другій половині ХХ століття вітчизняні норми на передові рубежі науки по цьому питанню. Разом з тим, під час перегляду нині діючих в Україні норм [2] автори (О.С. Залесов, О.І.Звездов, Т.А. Мухамедієв, Є.А. Чистяков та ін.) введених у Росії з 2003 [3] і 2004 [4] років нових російських норм стверджують, що існуючі методи розрахунку міцності похилих перерізів залізобетонних елементів при дії поперечних і повздовжніх сил, згинального і крутного моментів внаслідок відсутності системного підходу і урахування достовірного впливу цілого ряду факторів, в тому числі складного напружено-деформованого стану елементів, ще не досягли такого рівня, щоби їх можна було б прийняти у якості нормативних методів. Тому у щойно введених у дію російських нормах [3,4] у бік створення додаткового запасу міцності було прийнято спрощену розрахункову схему приопорної ділянки прогінного залізобетонного елемента, а також недостатньо обгрунтовано, на наш погляд, вилучено із розрахункової формули для Q_b коефіцієнти φ_n та φ_b , зменшено значення диференційованого коефіцієнту φ_{b2} з 1,5...2,0 для різних бетонів до 1,5 для усіх бетонів. Вигідно в цьому плані відрізняються роботи А.М. Бамбури, О.Б. Голишева, О.І. Давиденка та ін. [5,6,7,8,9], які за допомогою деформаційного методу спроможні через міцність нормальних перерізів задовільно визначати міцність похилих перерізів звичайних і попередньо напружених стержневих елементів при наявності згинальних моментів, поперечних і повздовжніх сил.

Знайшов широке впровадження у практику проектування також метод Л.О. Дорошкевича, Б.Г. Демчини, С.Б. Максимович, Б.Ю. Максимовича [10,11], який також пов'язує розрахунок міцності похилих і вертикальних перерізів. При цьому, розрахунок поперечної арматури, як вважають автори, є однаковим для балок, коротких консолей та плит, який виконується на, так зване, «продавлювання». Він урахує у явній формі вплив повздовжньої арматури, відносний проліт зрізу a/h_0 або l/h_0 у балках, відповідно, із зосередженим або рівномірно розподіленим навантаженням.

Разом з тим, характер напружено-деформованого стану, роботи та руйнування залізобетонних згинних елементів, завантажених окрім поперечних ще й поздовжніми стискаючими або розтягуючими силами, прикладеними з ексцентриситетом, суттєво відрізняється від такого, що описаний у роботах [1...11].

ПОСТАНОВКА МЕТИ І ЗАДАЧ ДОСЛІДЖЕНЬ.

Мета даної роботи полягає у виявленні впливу дослідних конструктивних факторів та факторів зовнішньої дії (поздовжньої стискаючої або розтягуючої сили, прикладеної з ексцентриситетом) на несучу здатність приопорних ділянок залізобетонних балок та розробка ефективної методики розрахунку їхньої міцності. Задачами проведених досліджень являються: кількісна та якісна оцінка залежності міцності похилих перерізів вказаних елементів від співвідношення дослідних факторів як зокрема, так і у взаємодії один з одним; уточнення впливу поздовжніх сил на працездатність приопорних ділянок позацентрово стиснутих і розтягнутих балок, виявлення достовірних критеріїв та можливих форм їхнього руйнування.

МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕНЬ.

Для досягнення постановленої мети на кафедрі опору матеріалів були виконані дві серії (*III-A* і *III-B*) натурних і дві серії (*III-B* і *III-G*) числових планованих експериментів за держбюджетною темою (№0108U000559) з використанням теорії математичного планування та ефективної комп'ютерної програми COMPEX, розробленої на кафедрі ПАТСМ ОДАБА під керівництвом д. т. н., проф. Вознесенського В.А.

У *III-A* серії дослідів був реалізований двофакторний трьохрівневий планований експеримент (табл.1) при згині балки з її розтягом. У якості дослідних факторів вибрані: величина поздовжньої розтягуючої сили N_p , яка змінювалася на трьох рівнях (0,05; 0,20; 0,35 від міцності бетонного перерізу на стиск) і відносний ексцентриситет її прикладення e/h_0 , який змінювався у межах: -0,25; 0; 0,25. Досліди серії *III-A* були виконані за Д-оптимальним планом Бокса В2. У кожному досліді цієї серії у відповідності з вказаним планом були випробувані 18 балок при їхньому згині з розтягом (по дві балці на кожний дослід).

Таблиця 1- Дослідні фактори серії III-A та рівні їхньої зміни

Дослідні фактори натурального експерименту на згин з розтягом серії III-A		Рівні зміни			Інтервал зміни	Примітки
Код	Натуральні значення	«-1»	«0»	«+1»		L=9h ₀ =157,5см h ₀ =17,5см; a/h ₀ =2; b=10,0см; s=8,75см; B25;μ _s =0,0176 (2Ø14); μ _s '=0,0090 (2Ø10); μ _{sw} '=0,0029; (2Ø4B _p 1)
X ₁	Рівень розтягуючого навантаження N _p /R _b bh ₀	0,05 (22,31 кН)	0,20 (89,25 кН)	0,35 (156,19 кН)	0,15 (66,19кН)	
X ₂	Відносний ексцентриситет N _p , e/h ₀	-0,25 (- 4,4см)	0	-0,25 (+4,4см)	0,25 (4,4см)	

Дослідні зразки представляли собою вільно обперті однопролітні балки прямокутного перерізу з розмірами 1975x200x100мм. Отже, кожний дослід був представлений чотирма приопорними ділянками.

Дослідні балки армували (рис.1) двома плоскими зварними каркасами з поздовжньою нижньою 2Ø14A500C і верхньою 2Ø10A500C арматурою.

Поперечна арматура на приопорних ділянках складалася з 3Ø4BpI, приварених з кроком 87,5мм, а на інших ділянках - Ø6A240C. Довжина прольоту зрізу в серії III-A була незмінною і дорівнювала 2h₀. Балки були запроектовані так, щоби забезпечити їхнє руйнування на приопорних ділянках. Для більш рівномірного прикладення розтягуючої поздовжньої сили, виключення впливу місцевих деформацій та передчасного руйнування дослідні зразки-балки були обладнані на торцях товстими (δ=20мм), з'єднаними з просторовим каркасом пластинами із сержками, через які прикладалися поздовжні розтягуючі зусилля з заданим ексцентриситетом.

Для виготовлення дослідних зразків використовували звичайний важкий бетон класу B25 на гранітному щебені фракцій 5...10мм і кварцовому піску з модулем крупності 1,5, а в якості в'язучого – звичайний портландцемент марки 400 без добавок. Міцність бетону в кожному досліді контролювали за допомогою стандартних 6 кубів та 6 бетонних призм. На рис.2 показана схема навантаження, розташування приладів та наклейки тензорезисторів у дослідних балках серії III-A.

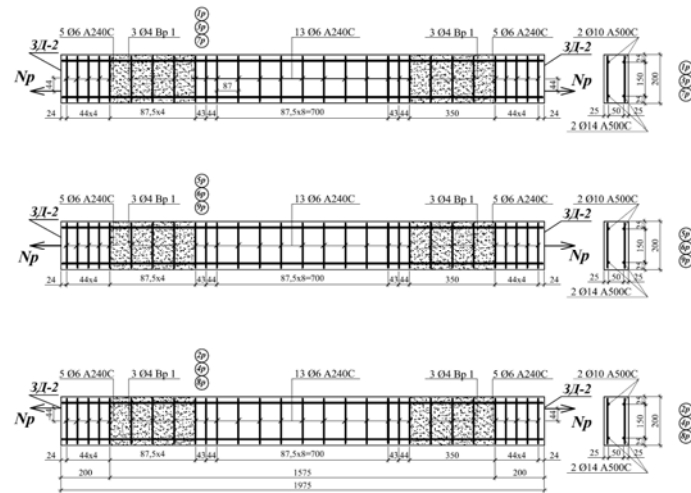


Рис.1. Конструкція і схема армування дослідних зразків-балок.

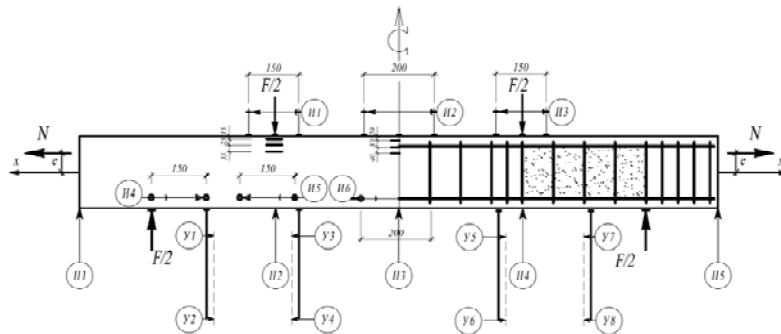


Рис.2. Схема навантаження, розташування приладів та наклейки тензорезисторів у дослідних балках.

На поздовжню розтягнуту та стиснуту арматуру одного із двох плоских каркасів балки наклеювали ланцюжки тензорезисторів (з базою 5мм), за допомогою яких визначали поздовжні, поперечні сили, а також згинальні моменти, що сприймаються безпосередньо арматурними стержнями. Деформації бетону дослідних зразків вимірювали за допомогою тензорезисторів з базою 40 і 50мм та їхнім контролем індикаторами годинникового типу з ціною поділки $1 \cdot 10^{-3}$ мм. Вертикальні переміщення нижньої грані балки вимірювали

посередині прольоту, під зосередженими силами та на опорах за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки $1 \cdot 10^{-2}$ мм.

Для випробування дослідних зразків-балок була запроєктована і виготовлена спеціальна силова установка (рис.3), яка спроможна створювати і підтримувати на необхідному рівні задані планом експерименту поздовжні і поперечні сили.

В результаті обробки експериментальних даних, вилучення незначимих та перерахунку тих коефіцієнтів, що залишилися, за допомогою програми COMPEX отримали відповідну адекватну математичну модель (1), геометрична інтерпретація якої представлена на рис.4, з якої видно, що зі збільшенням розтягуючого зусилля Np і ексцентриситету, який зменшує згинальний момент у прольоті, значення руйнуючої поперечної сили суттєво зменшується, що необхідно ураховувати при розрахунку міцності приопорної ділянки балки:

$$\hat{Y} Q_{III-A} = 58,02 - 10,67 X_1 - 15,19 X_2 + 0,78 X_2^2. \quad (1)$$

Аналіз отриманих результатів показав, що при додатньому ексцентриситеті ($e/h_0=+0,25$) та максимальній поздовжній розтягуючій силі ($Np/R_b b h_0=0,35$) руйнування приопорної ділянки відбувається за похилою тріщиною від переважної дії згинального моменту з досягненням межі текучості в усті (на початку) похилої тріщини. При зниженні відносного розтягуючого зусилля до 0,20 і далі до 0,05 незалежно від знаку і величини ексцентриситету руйнування дослідних елементів відбувалося за похилими тріщинами від переважної дії поперечної сили з роздробленням бетону стиснутої зони. При від'ємних значеннях ексцентриситету ($e/h_0=-0,25$) і максимальних значеннях відносного розтягуючого зусилля ($Np/R_b b h_0=0,35$) руйнування приопорних ділянок починається з текучості від розтягу верхньої поздовжньої арматури, потім нижньої з переходом до руйнування за похилою тріщиною від згинального моменту з мінімальною висотою стиснутої зони бетону.

Виконаний аналіз дозволив змоделювати аналогічний напружено-деформований стан для других позацентрово розтягнутих балок і реалізувати числовий планований п'ятифакторний трьохрівневий експеримент (III-Б) з використанням адаптованої авторами деформаційної моделі дослідних елементів та запропонованої інженерної методики розрахунку міцності їхніх приопорних ділянок. Дослідні фактори та рівні їхньої зміни у числовому експерименті представлені у табл.2.

Таблиця 2- Дослідні фактори серії III-Б та рівні їхньої зміни

Дослідні фактори числового експерименту на згин з розтягом серії III-Б		Рівні зміни			Інтервал зміни	Примітки
Код	Натуральні значення	«-1»	«0»	«+1»		
X ₁	Відносний прогін зрізу, a/h_0	1	2	3	1	$L=9h_0=$ $=157,5\text{см};$ $h_0=17,5\text{см};$ $b=10,0\text{см};$ $s=8,75\text{см};$ $\mu_s=0,0176$ $(2\text{Ø}14\text{A}500\text{C})$; $\mu_s'=0,009$ $(2\text{Ø}10\text{A}500\text{C}).$
X ₂	Клас бетону, B , МПа	B15	B25	B35	10	
X ₃	Коефіцієнт поперечного армування, μ_{sw}	0,0016 (2 Ø3)	0,0029 (2 Ø4)	0,0044 (2 Ø5)	$\approx 0,0014$	
X ₄	Розтягуюче зусилля, $N_p, \text{кН} (N_p/R_b b h_0)$	22,31 (0,05)	89,25 (0,20)	156,19 (0,35)	66,94 (0,15)	
X ₅	Відносний ексцентриситет $N_p, e/h_0$	-0,25 (-4,4см)	0	+0,25 (+4,4см)	0,25 (4,4см)	

Як видно із табл.2, окрім раніше досліджених факторів $N_p/R_b b h_0$ та e/h_0 у серії III-Б в якості фактору X₁ прийнята величина відносного прогону зрізу a/h_0 , що змінюється від 1 до 3, фактору X₂-клас бетону, який варіюється від B15 до B35, фактору X₃-кількість поперечної арматури класу ВрІ, яка змінюється від 2Ø3ВрІ до 2Ø5ВрІ і приварюється з кроком 87,5мм в прольотах зрізу. Оскільки дані фактори можуть впливати на функцію виходу нелінійно, то її доцільно апроксимувати поліномом другої степені. У зв'язку з цим числовий експеримент по дослідженню міцності позачентрово розтягнутих балок виконали за 27 - точковим майже Д-оптимальним планом типу На5.

У процесі обробки отриманих даних за допомогою тієї ж програми СОМРЕХ отримана адекватна математична модель (2)

$$\hat{Y} Q_u^{s,0} \text{III-A} = 55,4 - 32,11X_1 + 4,0X_3 - 28,56X_4 - 5,17X_5 + 14,06X_1^2 - 6,94X_4^2 - 1,31X_1X_3 + 10,19X_1X_4 + 6,81X_1X_5 + 4,56X_2X_4, \quad (2)$$

геометрична інтерпретація якої показана на рис.5,6, із яких видно, що найбільший вплив на величину руйнуючої поперечної сили має відносний проліт зрізу a/h_0 (з його збільшенням Q_u нелінійно падає), потім-величина розтягуючої сили N_p та відносний ексцентриситет її прикладення e/h_0 . Із збільшенням кількості поперечної арматури (μ_{sw}) від 2Ø3ВрІ до 2Ø5ВрІ несуча здатність приопорних ділянок дещо збільшується.

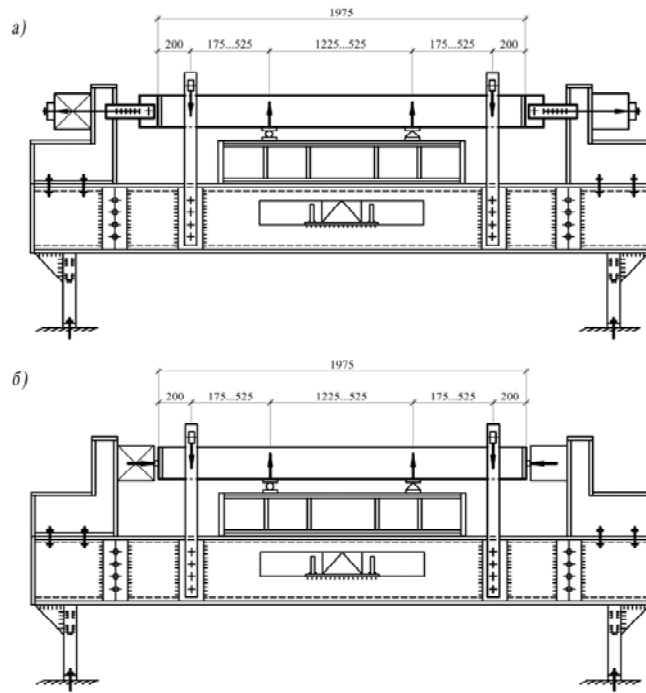


Рис.3. Принципова схема досліджень балки на згин з поздовжньою розтягуючою (а) і стискаючою (б) силою, прикладеною з ексцентриситетом.

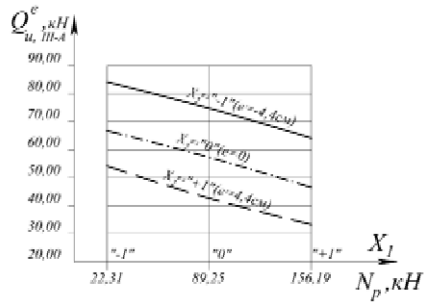


Рис.4. Експериментальна залежність руйнуючої поперечної сили від величини розтягуючої поздовжньої сили та ексцентриситету її прикладення.

Для того щоби оцінити вплив зміни характеру дії поздовжньої сили N , тобто зміни її знаку з «+» на «-» і перетворення з розтягуючої в стискаючу були оброблені результати натурального п'ятифакторного трьохрівневого планованого експерименту (серія III-B), виконаного пошукувачем кафедри Шепетюком М.І. по вивченню несучої здатності позацентрово стиснутих залізобетонних балок згідно з планом типу На5. Дослідні фактори та рівні їхньої зміни у серії III-B представлені у табл.3, а адекватна математична модель руйнуючої поперечної сили має вигляд:

$$\hat{Y} Q_u^{0. \text{a}}_{\text{III-B}} = 101,87 - 35,1X_1 + 4,61X_2 + 10,67X_3 + 4,1X_4 + 1,67X_5 + 7,15X_1^2 -$$

$$-3,05X_2^2 - 2,38X_1X_2 + 2,12X_2X_3 + 2,13X_2X_4 + 1,63X_3X_5 + 1,63X_4X_5, \quad (3)$$

геометрична інтерпретація якої показана на рис.5,6.

Дослідженнями пошукувача Шепетюка М.І. було встановлено, що дослідні позацентрово стиснуті зразки-балки з малими прольотами зрізу ($a/h_0=1$) зруйнувалися за похилою стислою смугою.

Балки з середнім ($a/h_0=2$) і великим ($a/h_0=3$) прольотами зрізу руйнувалися за небезпечною похилою тріщиною від переважної дії поперечної сили або згинального моменту з досягненням межі текучості у нижній поздовжній арматурі на початку небезпечної похилої тріщини у залежності від співвідношення дослідних факторів.

Детальний аналіз отриманих результатів, використання адаптованої деформаційної моделі і розробленої авторами інженерної методики дозволило змоделювати напружено-деформований стан аналогічних позацентрово-стиснутих дещо меншою (у порівнянні з серією III-B) поздовжньою силою залізобетонних балок у числовому експерименті серії III-Г, який був виконаний також за майже Д-оптимальним планом типу На5. Дослідні фактори планованого числового експерименту серії III-Г відрізняються від факторів серії III-B (табл.2) тільки знаком поздовжньої сили: замість розтягуючої у серії III-B поздовжньої сили у серії III-Г прийнята стискаюча сила.

Обробка результатів числового планованого експерименту позацентрово стиснутих залізобетонних балок серії III-Г дозволила отримати адекватну нелінійну математичну модель (4) руйнуючої поперечної сили Q_u , яка також має достатню інформаційну користь:

$$\hat{Y} Q_u^{0. \text{a}}_{\text{III-B}} = 88,8 - 31,42X_1 + 8,61X_2 + 2,43X_3 + 2,28X_4 + 5,0X_5 + 2,89X_1^2 +$$

$$+ 1,74X_4^2 - 4,56X_1X_2 + 2,32X_1X_3 + 3,38X_2X_3 + 1,62X_4X_5, \quad (4)$$

геометрична інтерпретація якої представлена на рис.5,6, які дозволили оцінити вплив дослідних факторів як зокрема, так і в взаємодії.

Основи розрахунку міцності похилих перерізів із застосуванням деформаційного методу закладені у працях [5,6,7]. Застосування гіпотез [5,6,7] передбачає заміну реального елемента розрахунковим з середніми деформаціями стиснутого бетону та розтягнутої арматури з використанням реальних діаграм стану бетону та арматури. При цьому, розрахунки міцності нормальних та похилих перерізів елементів є взаємно пов'язаними.

Разом з тим, точність прогнозу міцності похилих перерізів за вказаним методом, як показали проведені дослідження, потрібно вдосконалювати.

Аналіз отриманих результатів показує, що для визначення тієї чи іншої форми руйнування приопорної ділянки необхідно скористатися критеріями, представленими на рис.7.

Перевірка критерію можливої схеми руйнування «С» від переважної дії поздовжньої сили починається зразу ж після прикладення всієї величини N і уточнюється по мірі зростання поперечного навантаження F .

Перевірка критеріїв можливих схем руйнування «А» (від переважної дії поперечної сили Q), «В» (від переважної дії згинального моменту M) або «D» (за похилою стислою смугою) виконується після прикладення всієї величини N та максимально можливої величини Q_{sup} , визначеної із умови міцності нормального перерізу в кінці прольоту зрізу (під зосередженою силою F). Уточнення величини руйнуючої поперечної сили Q_u для схем «А» або «В» рекомендується здійснювати за [8,9] або вдосконаленою інженерною методикою.

Визначення руйнуючої поперечної сили позацентрово стиснутих залізобетонних елементів з малими прольотами зрізу (за похилою стислою смугою) пропонується виконувати за вдосконаленою авторами інженерною методикою по емпіричній залежності:

Результати порівняння розрахункових та дослідних значень руйнуючої поперечної сили у проведених експериментах представлені у таблицях 4, 5.

Таблиця 4 - Порівняння розрахункових і дослідних значень руйнуючої поперечної сили Q_u , кН, у двофакторному експерименті.

№ опита	Натурний експеримент, Нр (позацентр, розтяг)					
	Q_u^p СНиП 2.03.01 - 84*	Q_u^p СНиП 52.101-03	Q_u^p Єврокод 2	$\hat{Q}_u^{н.е}$	$Q_u^{дм}$	Форма руйнув.
1	26,9	51,4	30,5	32,9	35,0	/M
2	26,9	51,4	30,5	63,3	59,7	/N
3	68,7	51,4	30,5	54,3	61,3	/Q
4	68,7	51,4	30,5	84,7	86,1	/Q
5	26,9	51,4	30,5	47,4	43,7	/N
6	68,7	51,4	30,5	68,7	71,8	/N
7	48,9	51,4	30,5	43,6	45,0	/Q
8	48,9	51,4	30,5	74,0	70,4	/Q
9	48,9	51,4	30,5	58,0	60,8	/N

$$v = \frac{\sigma}{\hat{Q}_u} \cdot 100\%$$

	39,3	34,4	110,4	6,2
--	------	------	-------	-----

$$\Sigma(\hat{Q}_u^{дм} - \bar{Q}_u)^2$$

	2965,3	2510,4	9074,3	114,8
--	--------	--------	--------	-------

$$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma(\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2}{n-1}}$$

	19,3	17,7	33,7	3,8
--	------	------	------	-----

ВИСНОВКИ

1. Наявність поздовжніх розтягуючих або стискаючих сил у залізобетонних балках суттєво впливає на несучу здатність їхніх припорних ділянок, що необхідно ураховувати при проектуванні реальних конструкцій.

2. Аналіз математичних моделей (1)...(4) і рис. 4,5,6 показує, що всі дослідні фактори впливають на несучу здатність припорних ділянок позацентрово стиснутих чи розтягнутих залізобетонних балок як зокрема, так і у взаємодії. При цьому, найбільший вплив має величина a/h_0 . Ріст міцності бетону у межах від В15 до В35, практично, не впливає на несучу здатність припорних ділянок балок при їхньому позацентровому розтязі, вплив кількості поперечної арматури дещо більший у позацентрово стиснутих елементах. Наявність поздовжньої розтягуючої сили, на відміну від поздовжньої стискаючої сили, суттєво зменшує несучу здатність припорних ділянок балок. Додатній ексцентриситет у позацентрово стиснутих елементах, на відміну від розтягнутих елементів, дещо збільшує несучу здатність їхніх припорних ділянок за рахунок розвантажуючого моменту.

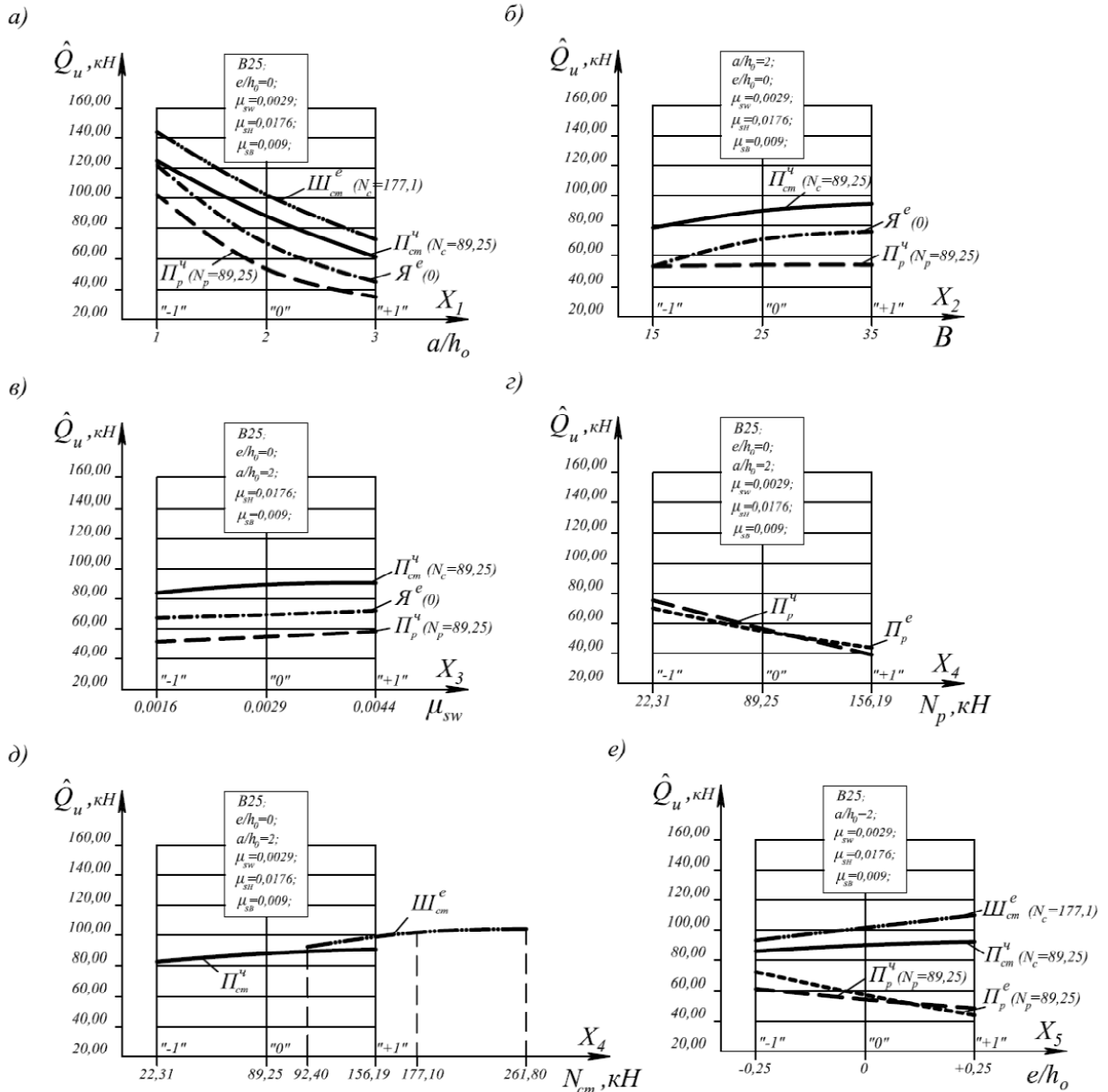
Таблиця 5. Порівняння розрахункових і дослідних значень руйнуючої поперечної сили Q_u , кН, у п'ятифакторних експериментах.

№ опита	Числовий експеримент, Нр (позац.розг)						Натурний експеримент, Нст (позац.стик)						Числовий експеримент, Нст (позац.стик)					
	Q_u^p СНиП 2.03.01 - 84*	Q_u^p СНиП 52.101- 03	Q_u^p Єврокод 2	$\hat{Q}_u^{ч.е}$	$Q_u^{iдм}$	Форма руйнув.	Q_u^p СНиП 2.03.01 - 84*	Q_u^p СНиП 52.101- 03	Q_u^p Єврокод 2	$\hat{Q}_u^{н.е}$	$Q_u^{iдм}$	Форма руйнув.	Q_u^p СНиП 2.03.01 - 84*	Q_u^p СНиП 52.101- 03	Q_u^p Єврокод 2	$\hat{Q}_u^{ч.е}$	$Q_u^{iдм}$	Форма руйнув.
1	43,1	34,7	46,5	20,9	19,5	/M	43,2	27,7	46,9	97,0	114,2	/Q	80,0	27,7	52,4	76,8	76,6	/Q
2	27,5	59,2	46,5	44,7	43,1	/M	101,1	83,0	46,9	149,6	133,9	//см.	121,4	83,0	52,4	120,3	107,0	//см.
3	122,2	104,0	17,4	135,5	136,7	/Q	70,9	83,0	46,9	130,6	133,9	//см.	114,6	83,0	19,0	122,8	125,0	//см.
4	36,5	19,7	17,4	49,0	49,4	/Q	58,1	27,7	46,9	59,7	51,4	/Q	49,2	27,7	19,0	54,1	56,8	/Q
5	59,4	104,0	17,4	34,0	32,0	/M	70,9	83,0	46,9	143,2	133,9	//см.	139,2	83,0	19,0	137,4	125,0	//см.
6	13,5	19,7	17,4	15,6	13,8	/M	58,1	27,7	46,9	63,7	59,2	/Q	49,2	27,7	19,0	68,7	68,9	/Q
7	76,0	34,7	46,5	54,4	54,9	/Q	43,2	27,7	46,9	78,0	76,6	/Q	74,3	27,7	52,4	62,3	65,0	/Q
8	82,4	59,2	46,5	146,1	155,2	/Q	101,1	83,0	46,9	139,0	133,9	//см.	121,4	83,0	52,4	105,8	107,0	//см.
9	70,8	104,0	46,5	77,7	65,2	/N	70,9	83,0	46,9	162,2	143,0	//см.	146,7	83,0	52,4	140,2	137,3	//см.
10	19,6	19,7	46,5	8,5	13,5	/N	58,1	27,7	46,9	74,2	72,2	/Q	71,5	27,7	52,4	48,7	50,2	/Q
11	56,6	34,7	17,4	43,2	45,0	/Q	43,2	27,7	46,9	52,5	44,0	/Q	56,3	27,7	19,0	62,2	63,3	/Q
12	70,0	59,2	17,4	120,6	124,6	/Q	101,1	83,0	46,9	122,0	133,9	//см.	113,9	83,0	19,0	110,0	101,8	//см.
13	139,3	104,0	46,5	131,3	143,4	/Q	70,9	83,0	46,9	156,3	138,4	//см.	132,5	83,0	52,4	145,6	137,3	//см.
14	49,0	19,7	46,5	48,5	50,3	/Q	58,1	27,7	46,9	76,9	72,0	/Q	71,5	27,7	52,4	54,2	54,1	/Q
15	31,8	34,7	17,4	3,1	9,8	/N	43,2	27,7	46,9	64,9	60,1	/Q	57,6	27,7	19,0	56,8	59,3	/Q
16	21,4	59,2	17,4	67,1	54,0	/N	101,1	83,0	46,9	125,9	133,9	//см.	113,9	83,0	19,0	104,5	101,8	//см.
17	41,1	27,7	30,5	37,3	36,1	/Q	47,3	27,7	46,9	73,9	73,9	/Q	65,0	27,7	33,7	60,3	50,1	/Q
18	72,6	83,0	30,5	101,6	104,0	/Q	79,0	83,0	46,9	144,1	133,9	//см.	134,9	83,0	33,7	123,1	133,3	//см.
19	64,5	52,0	30,5	55,4	55,7	/Q	50,1	41,5	46,9	103,4	110,3	/Q	82,5	41,5	33,7	96,6	95,5	/Q
20	29,6	29,6	30,5	55,4	55,7	/Q	68,9	41,5	46,9	94,2	88,9	/Q	69,9	41,5	33,7	79,4	81,1	/Q
21	54,9	41,5	46,5	59,4	60,0	/Q	55,2	41,5	46,9	112,5	115,2	/Q	87,0	41,5	52,4	91,1	93,4	/Q
22	42,8	41,5	17,4	51,4	50,8	/Q	55,2	41,5	46,9	91,2	93,3	/Q	72,1	41,5	19,0	86,5	84,3	/Q
23	26,9	41,5	30,5	19,9	18,0	/N	55,2	41,5	46,9	106,0	105,8	/Q	78,7	41,5	33,7	92,8	96,5	/Q
24	68,7	41,5	30,5	77,0	69,0	/Q	55,2	41,5	46,9	97,8	101,0	/Q	78,7	41,5	33,7	88,3	85,0	/Q
25	48,9	41,5	30,5	50,2	44,1	/Q	55,2	41,5	46,9	103,5	104,6	/Q	78,7	41,5	33,7	93,0	103,3	/Q
26	48,9	41,5	30,5	60,6	60,0	/N	55,2	41,5	46,9	100,2	102,3	/Q	78,7	41,5	33,7	83,0	74,0	/Q
27	48,9	41,5	30,5	55,4	55,0	/Q	55,2	41,5	46,9	101,9	103,3	/Q	78,7	41,5	33,7	88,8	89,1	/Q

$$v = \frac{\sigma}{b_{0,номм}} 100\% \quad 48,1 \quad 77,0 \quad 159,5 \quad 9,9 \quad 81,3 \quad 129,2 \quad 136,1 \quad 8,4 \quad 15,2 \quad 103,2 \quad 191,5 \quad 6,8$$

$$\sum (\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2 \quad 14407 \quad 26534 \quad 61504 \quad 778 \quad 52430 \quad 74630 \quad 105826 \quad 1980 \quad 3707 \quad 47598 \quad 108605 \quad 948$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (\hat{Q}_u - \bar{Q}_u)^2}{n-1}} \quad 23,5 \quad 31,9 \quad 48,6 \quad 5,5 \quad 44,9 \quad 53,6 \quad 63,8 \quad 8,7 \quad 11,9 \quad 42,8 \quad 64,6 \quad 6,0$$



Умовні позначення даних:

Π_p^e - експеримент Петрова М.М. з N_p

Π_p^u - числовий експеримент Петрова М.М. з N_p

Π_{cm}^u - числовий експеримент Петрова М.М. з N_{cm}

Π_{cm}^e - експеримент Шепетьока М.І. з N_{cm}

Я^e - експеримент Ярошевич Н.М. з $N=0$.

Рис.5. Залежність руйнуючої поперечної сили від величини прольоту зрізу (а), класу бетону (б), кількості поперечного армування (в), величини поздовжньої розтягуючої (г) або стискуючої (д) сили, відносного ексцентриситету (е).

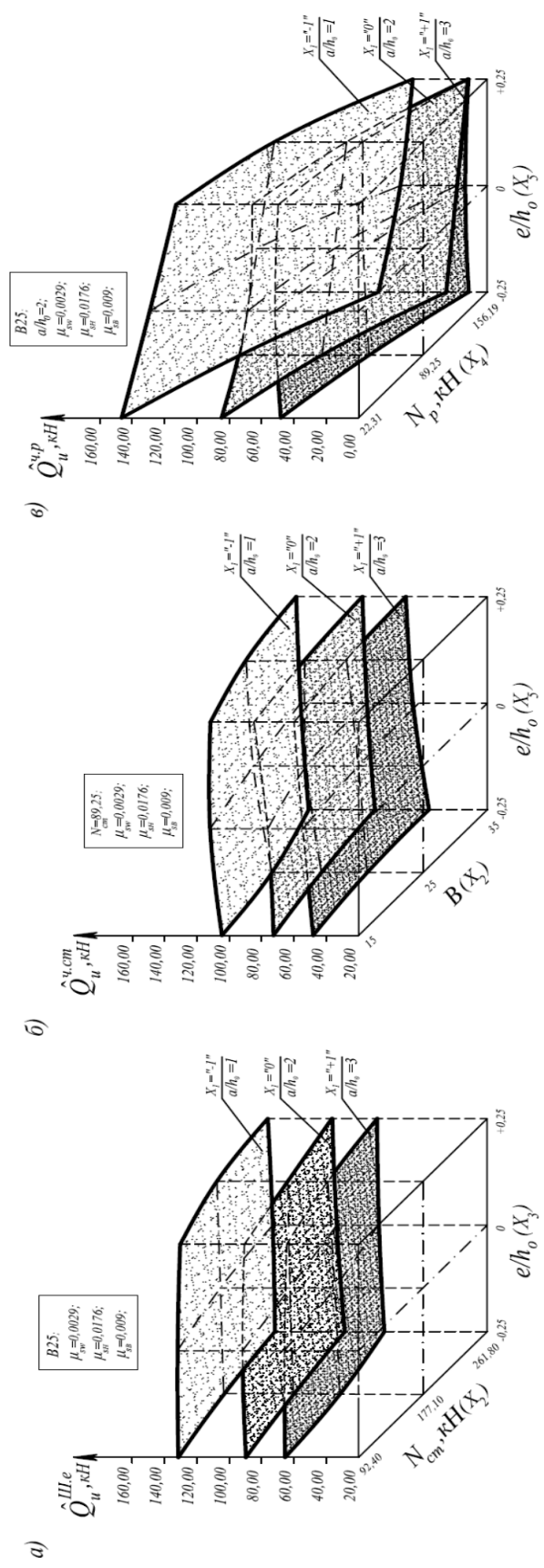


Рис. 6. Взаємний вплив дослідних факторів на несучу здатність приопорних ділянок стиснутих та розтягнутих залізобетонних балок у натурному (а) та числових (б,в) експериментах.

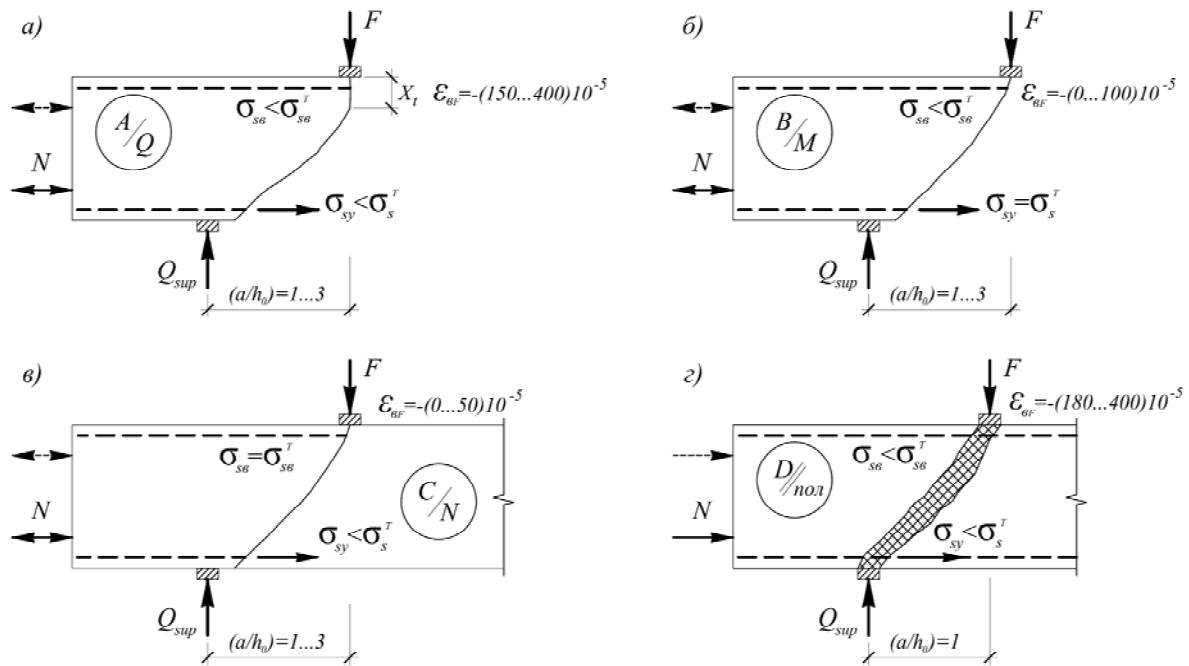


Рис.7. Форми руйнування приопорних ділянок позациентрово розтягнутих або стиснутих залізобетонних балок від переважної дії поперечної сили (а), згинального моменту (б), поздовжньої сили (в), за похилою стислою смугою (з).

3. Однозначно встановлено, що приопорні ділянки у позациентрово стиснутих балках з малим ($a/h_0=1$) прольотами зрізу руйнуються за похилою стислою смугою, з середнім ($a/h_0=2$) і великими ($a/h_0=3$) прольотами зрізу- за похилою тріщиною від переважної дії поперечної сили або згинального моменту. Приопорні ділянки позациентрово розтягнутих елементів окрім останніх двох форм (за похилою тріщиною) можуть також руйнуватися від надмірного розтягу (розриву) верхньої поздовжньої арматури у межах зміни вказаних дослідних факторів.

4. Порівняння результатів розрахунків з дослідними даними показало доцільність використання вдосконалених деформаційної та інженерних методик для визначення руйнуючої поперечної сили за різними схемами, які визначаються за представленими критеріями.

ЛІТЕРАТУРА

1. EN 1992-1:2001 (Final Draft, April, 2002) Eurocode-2: Desing of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Building. – Final Draft. December, 2004-230p.
2. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80с.
3. СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры». – М.: ГУП «НИИЖБ» Госстроя России, 2004. -55с.
4. СП 52-102-2004 «Предварительно напряжённые железобетонные конструкции». – М.: ГУП «НИИЖБ» Гостроя России, 2004. -49с.
5. Гольшев А.Б. Железобетонные конструкции /А.Б. Гольшев, В.П. Полищук, В.Я. Бачинский: Под ред. А.Б. Голишева. – К.: Логос. 2001.-420с.
6. Голишев О.Б. Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій і з опору залізобетону / О.Б. Голишев, А.М. Бамбура. - К.: Логос, 2004.-340с.
7. Давиденко А.И. К расчету прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента с использованием полной диаграммы деформирования бетона / А.И. Давиденко, А.Н. Бамбура, С.Ю. Беляева, Н.Н. Присяжнюк // 3б. наук. праць Фіз.-мех. ін-ту ім. Г.В. Карпенка НАН України «Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій».- Львів: Каменяр, 2007. – Вип. 7. – С.209-216.
8. Дорофеев В.С. Вдосконалений деформаційний метод розрахунку міцності приопорних ділянок неперearмованих прогінних залізобетонних конструкцій /В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Ф.Р. Карп'юк, О.М.

- Крантовська, Н.М. Ярошевич // Міжвідомчий науково-техн. зб. наук. праць (будівництво) Держ. наук. досл. інст-т буд. к-цій Мін-ва регіон. розв. та буд.-ва України, Вип. 70.- Київ, НДІБК, 2008, -С.103-116.
9. Дорофеев В.С. Деформаційний метод розрахунку міцності приопорних ділянок залізобетонних конструкцій / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Ф.Р. Карп'юк, Н.М. Ярошевич // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. №31. –Одеса, Тов. «Зовнішрекламсервіс», 2008.-С.141-150.
10. Дорошкевич Л.О., Пропозиції до розрахунку міцності похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів (до розділу 4.11.2.ДБН В.2.6.) / Л.О. Дорошкевич, Б.Г. Демчина, С.Б. Максимович., Б.Ю. Максимович // Міжвідомчий науково-техн. зб. наук. праць Держ. Наук. Досл. Інст-т Буд. К-цій, Вип. 67.- Київ, НДІБК, 2007, -С.601-612.
11. Дорошкевич Л.А., Нестандартний метод расчета поперечной арматуры железобетонных изгибаемых элементов / Л.А. Дорошкевич, Б.Г. Демчина, С.Б. Максимович., Б.Ю. Максимович // Проблемы современного бетона и железобетона. Сб. научн. Трудов. – Минск.: Изд-во НП ООО «Стрикон», 2007.-С.164-177.