

**НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ПРИОПОРНИХ ДІЛЯНОК
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПРИ ПОПЕРЕЧНОМУ
ЗГІНІ ЗІ СТИСНЕНИМ ТА ВІЛЬНИМ КРУЧЕННЯМ.**

Дорофеев В.С., Карцюк В.М., Петров О.М., Петров М.М.,
Хабібулін А.Н.

Одеська державна академія будівництва та архітектури,
м. Одеса, Україна

Бредньов А.М.

Одеський медичний університет, м. Одеса, Україна

АНОТАЦІЯ. Викладається методика, план проведення й результати експериментальних досліджень тріщиностійкості, деформативності та міцності приопорних ділянок залізобетонних елементів з урахуванням впливу стисненого та вільного кручення.

АННОТАЦИЯ. Излагается методика, план проведения и результаты экспериментальных исследований трещиностойкости, деформативности и прочности приопорных участков железобетонных элементов с учетом влияния стесненного и свободного кручения.

ABSTRACT. The technique, plan for and results of experimental investigations of crack resistance, deformability and strength of reinforced concrete elements with the influence of restrained and free torsion.

Аналізуючи нечисленні експериментальні дані М.І. Карпенка, Л.К. Рулле, О.С. Залесов і Ю.А. Климов [1] дійшли висновку, що збільшення крутного моменту призводить до зменшення несучої здатності елемента, що згинається, при дії поперечних сил. На початку зі збільшенням крутного моменту, зниження несучої здатності приопорної ділянки балки за даними [1] відбувається більш інтенсивно, а потім – цей вплив трохи знижується. Від співвідношення поперечної сили, згинального та крутного моментів залежить характер руйнування приопорних ділянок. Так, при $T/M=0,2\dots 1,0$ та

$Q \cdot b / 2T = 0,6 \dots 0,1$ руйнування елемента поступово трансформується від нормального перерізу до просторового, а при $Q \cdot b / 2T = 0,83 \dots 0,17$ та $T/M = 0,2 \dots 1,0$ – від похилого перерізу до просторового. При цьому, розрахунок несучої здатності приопорних ділянок вказаних залізобетонних елементів носить досить наближений характер.

Автори [1, 2] вважають, що метод граничної рівноваги О.О. Гвоздева й М.С. Боришанського ще не вичерпав своїх можливостей з погляду простоти і ясності побудови, а також вдосконалення інженерних методів розрахунку міцності похилих перерізів залізобетонних елементів, у яких спостерігається деформація згину з крученням.

Д.В. Барзилович, Ю.С. Слюсаренко, А.М. Бамбура [3] вважають першочерговим завданням на найближчий час поетапне вдосконалення окремих положень діючих Норм проектування залізобетону у розглянутому аспекті, яке могло би стати основою для розробки нормативного документа нового рівня.

Проведений О.І. Звездовим, О.С. Залесовим, Т.А. Мухамедієвим, Є.О. Чистяковим [4] аналіз пропозицій щодо розрахунку міцності залізобетонних елементів при дії поперечних сил, згинальних і крутних моментів показав, що наявні розробки у цій області ще не досягли такого рівня, щоби їх можна було б прийняти у якості нормативних методів розрахунку. Тому ними було ухвалене рішення включити у нові СНиП 52.101. -2003 розрахункові моделі за похилими і просторовими перерізами, які раніше були включені в діючий СНиП [5] та запропоновані у свій час М.С. Боришанським і М.М. Лессиг [6], але з рядом доповнень та вдосконалень, що дозволяють отримати більш універсальний підхід до розрахунку розглянутих конструкцій.

В ОДАБА виконуються системні експериментальні дослідження зазначеної проблеми з використанням математичної теорії планування експерименту.

Аналіз літературних джерел показав, що дослідні фактори (табл. 1) можуть впливати на функцію виходу, яка, в цілому, розподіляється за нормальним законом Гаусса, нелінійно і її доцільно апроксимувати поліномом другого ступеня. Виходячи з цього, дослідні зразки даної

серії були виготовлені за повним п'ятифакторним трирівневим, близьким за властивостями до Д-оптимального, планом типу На5, що забезпечує однакову точність прогнозу вихідного параметру в області, що описується радіусом, який дорівнює l (рахуючи від середньої «нульової» точки).

Дослідні зразки цієї серії представляють собою вільно обперті (рис.1) однопрольотні балки прямокутного перерізу з розмірами $1975 \times 200 \times 100 \text{ мм}$ і розрахунковою довжиною прольоту $l = 9h_0 = 1575 \text{ мм}$, де h_0 – робоча висота перерізу, що дорівнює 175 мм . Балки армовані просторовими каркасами з поздовжньою нижньою $2\text{Ø}12, 14, 16\text{A}500\text{C}$ і верхньою $2\text{Ø}8, 10, 12\text{A}500\text{C}$ арматурою. Замкнена поперечна арматури на припорних ділянках складається з $2\text{Ø}3, 4, 5\text{Bp}$, а на інших ділянках – $2\text{Ø}6\text{A}240\text{C}$. Довжина прольоту зрізу також змінюється в межах: $1h_0, 2h_0, 3h_0$.

Характеристика дослідних факторів

Таблиця 1

| Дослідні фактори | | Рівні зміни | | | Інтервал варіюван-ня | Примітка |
|---------------------------------------|--|------------------|-------------------|-------------------|----------------------|---|
| Код | Натуральні значення | «-1» | «0» | «+1» | | |
| X ₁ | Відносний проліт зрізу, a/h_0 | 1 (17,5см) | 2 (35,0см) | 3 (52,5см) | 1 (17,5см) | $L=9h_0=$ $=157,5\text{см}$ $h_0=17,5\text{см};$ $b=10,0\text{см};$ $s=8,75\text{см};$ клас бетону B25 |
| X ₂ | Крутний момент, T, кН·м | 1,5 | 2,25 | 3,00 | 0,75 кН·м | |
| X ₃ | Коефіцієнт поперечного армування, $\mu_{sw} (B_p I)$ | 0,0016 (2Ø3) | 0,0029 (2Ø4) | 0,0045 (2Ø5) | $\approx 0,00145$ | |
| X ₄ | Коефіцієнт поздовжнього робочого армування, $\mu_s (A500C)$ | 0,0129 (2Ø12) | 0,0176 (2Ø14) | 0,0230 (2Ø16) | $\approx 0,00505$ | |
| X ₅ | Коефіцієнт поздовжнього армування стиснутої зони, $\mu'_s (A500C)$ | 0,0058 (2 Ø8) | 0,0090 (2 Ø10) | 0,0129 (2 Ø12) | $\approx 0,00355$ | |
| + додаткові досліди на чисте кручення | | | | | | |

Для виготовлення дослідних зразків використовували звичайний важкий бетон класу B25 на гранітному щебені фракцій $5...10 \text{ мм}$, кварцевому 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 і 6 бетонних призм.

Кожний дослід у цій серії дублювали двома зразками-балками, які навантажували спочатку на приопорних ділянках зосередженими моментами до заданого рівня, а потім – двома поперечними силами до руйнування (рис.2).

Перед виготовленням дослідних балок на поздовжню розтягнуту та стиснуту арматуру просторових каркасів наклеювали «ланцюжки» тензорезисторів КФ5П1-5-200 (з базою 5мм), за допомогою яких визначали поздовжні та поперечні сили, а також згинальні моменти, які сприймаються безпосередньо арматурними стержнями.

Деформації бетону дослідних зразків визначали за допомогою тензорезисторів з базою 50мм з їхнім контролем індикаторами П1...6 годинникового типу (рис. 1) з ціною поділки $1 \cdot 10^{-3}$ мм.

Прогини балки вимірювали посередині прольоту, під зосередженими силами та на вільних краях за допомогою індикаторів годинникового типу П1...5 з ціною поділки $1 \cdot 10^{-2}$ мм. Такими ж індикаторами вимірювали горизонталі переміщення опорних перерізів балки із своєї площини, що потім дало змогу обчислити кути обертання вказаних перерізів.

Характер тріщиноутворення й руйнування дослідних зразків-балок представлений на рис.3. Зі збільшенням крутного моменту згідно з законом розподілу дотичних напружень спочатку на бокових, а потім на верхній і нижній гранях з'являються й розвиваються спіралеподібні тріщини, що поглиблюються з ростом навантаження в середину тіла балки. Максимальна ширина розкриття тріщин залежить від величини крутного моменту й досягає 0,2...0,5мм.

Зі збільшенням поперечного навантаження $F/2$ відбувається збільшення ширини розкриття спіралеподібних тріщин від 0,05 до 0,80мм, а також виникнення і розвиток нових похилих тріщин від місця прикладання навантаження до опори, які перетинають у балках із середнім $a/h_0=2$ і великим $a/h_0=3$ прольотами зрізу раніше утворені спіралеподібні тріщини. Заново утворені перехресні силові тріщини з'явилися перед руйнуванням балки. Напруження у поперечній і

поздовжній арматурі, при цьому, досягали межі текучості, а в бетоні нормальні напруження – призмової міцності R_{bn} , дотичні – $0,5R_{bn}$.

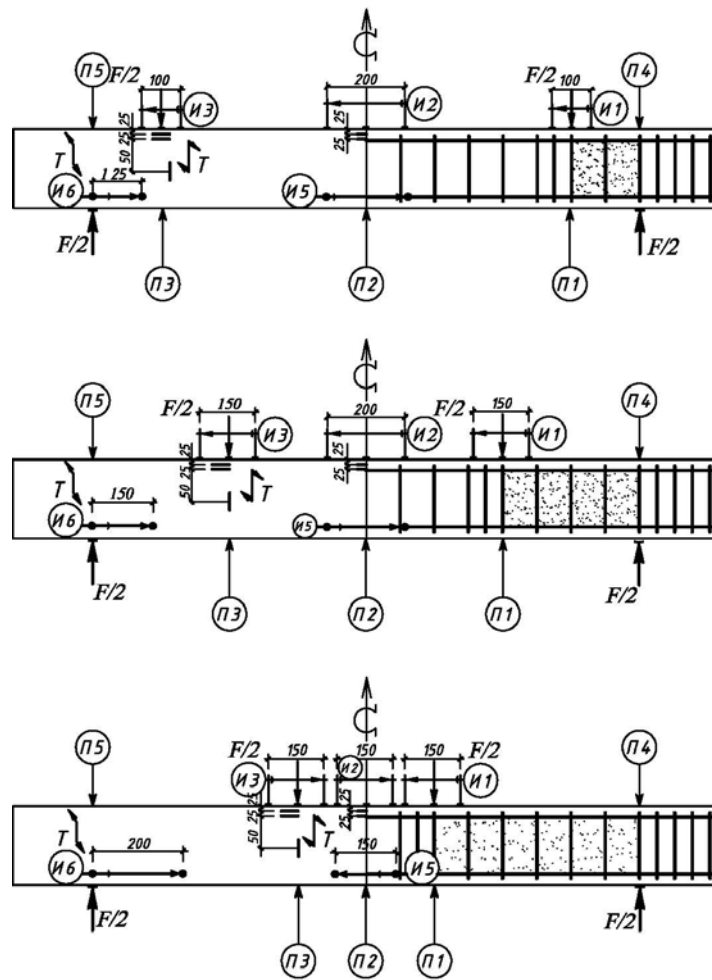


Рис. 1. Схема армування, навантаження, розміщення приладів і наклейки тензорезисторів у дослідних балках з малим (а), середнім (б), великим (в) прольотами зрізу.

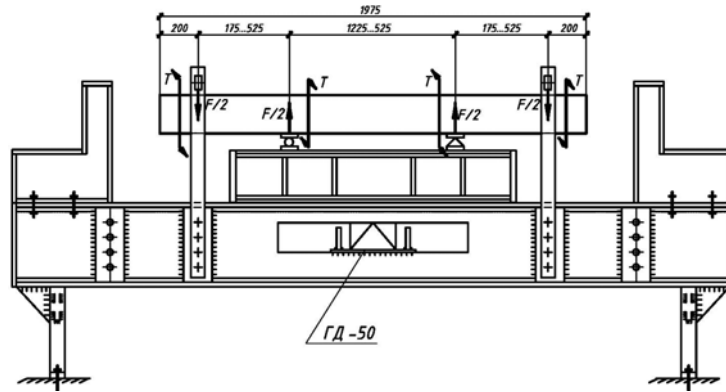


Рис. 2. Універсальна силова установка для випробування дослідних балок на поперечний згин з крученням.

Руйнування приопорних ділянок балок з великими й середніми прольотами зрізу відбувалося за складними просторовими похилими від місця прикладання зосередженої сили до опори перерізами, при малому прольоті зрізу – за похилим плоским перерізом. Зі збільшенням прольоту зрізу вплив крутного моменту на характер площини руйнування зростає.

Кількісну і якісну оцінку впливу дослідних факторів на тріщиностійкість, міцність приопорних ділянок балок при згині з крученням, можна зробити за допомогою адекватних математичних моделей, які мають добру інформаційну користність:

$$\hat{Y}T_{cre./} = 1,75 - 0,25X_1, \text{ кНм (коефіцієнт варіації } \nu = 5,6\%); \quad (1)$$

$$\hat{Y}M_{cre./, \pm, \sigma_{\bar{a}}} = 1,9 + 0,46X_4, \text{ } \hat{e}I \text{ } (\nu = 6,44\%); \quad (2)$$

$$\hat{Y}a_{cre./, 0,67F_u}^{c\bar{a}d..d} = 0,50 + 0,06X_2 - 0,08X_3 - 0,03X_4 - 0,01X_5, \text{ } (\nu = 5,2\%); \quad (3)$$

$$\hat{Y}Q_{cre./}^{m\bar{a}} = 6,88 - 0,18X_1 - 0,23X_2 - 0,18X_3 - 0,08X_5 - 0,53X_2X_5 + 0,43X_3X_4, \text{ } \hat{e}I \text{ } (\nu = 6,7\%); \quad (4)$$

$$\hat{Y}Q_{u,\bar{a}d}^{d} = 69,5 - 34,73X_1 - 9,56X_2 + 10,28X_3 + 8,22X_4 + 3,83X_5 + 5,66X_1^2 + 2,16X_2^2 + 6,66X_3^2 - 6,84X_4^2 - 2,0X_5^2 - 3,94X_1X_4, \text{ } \hat{e}I \text{ } (\nu = 5,0\%); \quad (5)$$

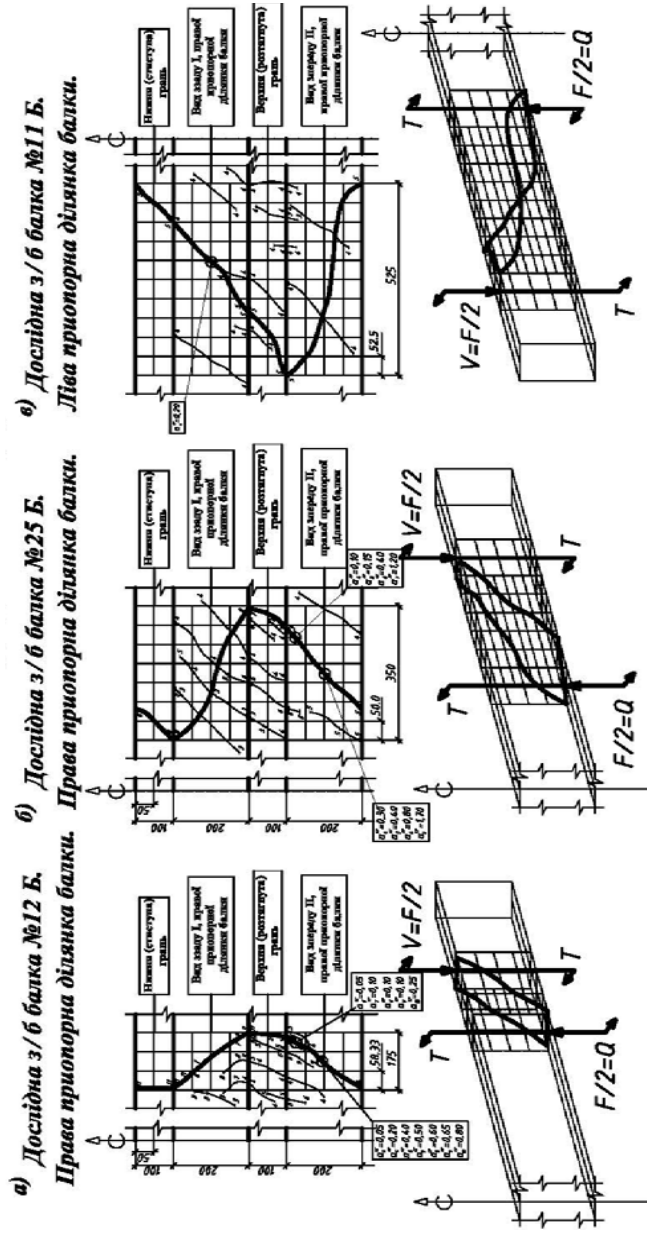


Рис. 3. Схема тріщиноутворення та руйнування дослідних балок з малим (а), середнім (б) і великим (в) прольотами зіву.

Моделювання складного напружено-деформованого стану дослідних елементів при стисненому крученні (рис. 4) показано гарну збіжність з даними експерименту, включаючи руйнівне навантаження.

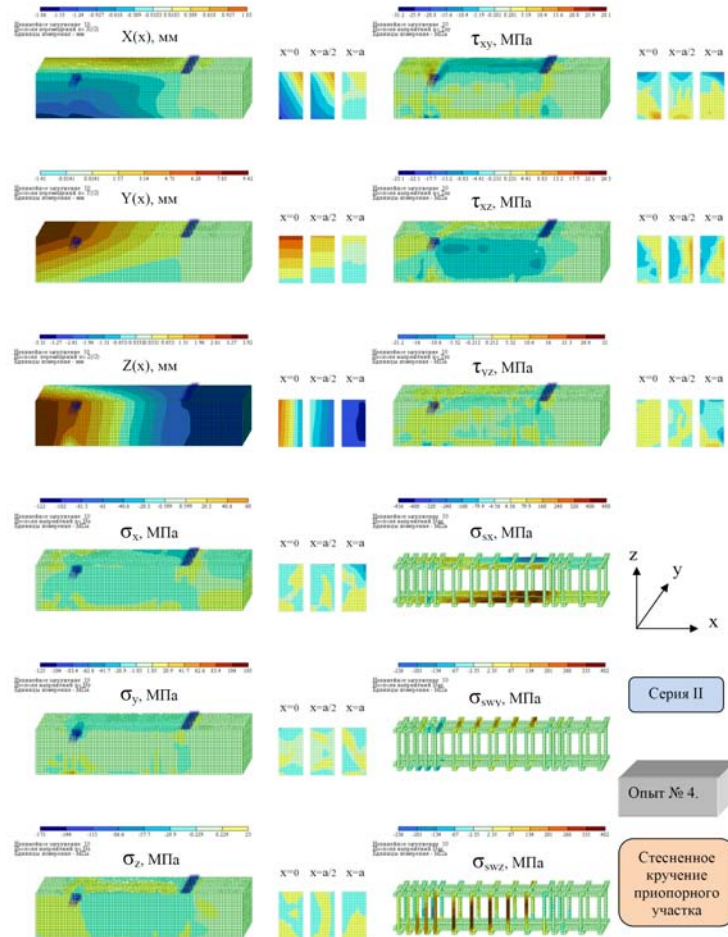


Рис. 4. Моделювання напружено-деформованого стану балки зі стисненим крученням у ПК «Ліра 9.6».

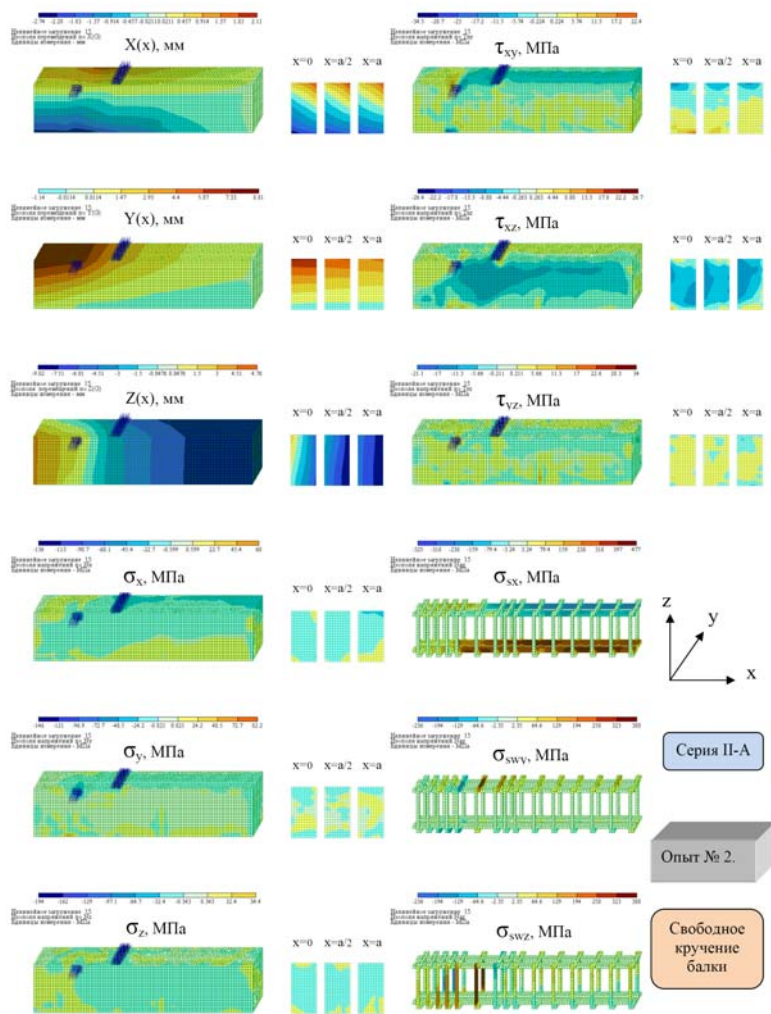


Рис. 5. Моделювання напружено-деформованого стану балки з вільним крученням у ПК «Ліра 9.6».

Це дало змогу змоделювати роботу дослідних балок при вільному крученні (рис. 5). В результаті числового експерименту (серія П-А) отримали математичну модель руйнуючої поперечної сили для прогінних елементів, на які окрім згинальних діють ще й крутні моменти:

$$\hat{Y}Q_{u, \hat{a}^2 \hat{u}}^{n, \hat{a}} = 37,35 - 32,42X_1 - 16,09X_2 + 2,02X_3 + 9,01X_4 + 0,99X_5 + 30,0X_1^2 - 8,80X_2^2 + 1,53X_3^2 - 2,93X_4^2 + 1,45X_1X_2 - 2,32X_1X_3 - 5,79X_1X_4 - 0,58X_1X_5 - 2,32X_2X_4, \hat{a}\hat{f} \quad (\nu = 11,0\%); \quad (6)$$

Геометрична інтерпретація впливу дослідних факторів на несучу здатність приопорних ділянок представлена на рис. 6...10.

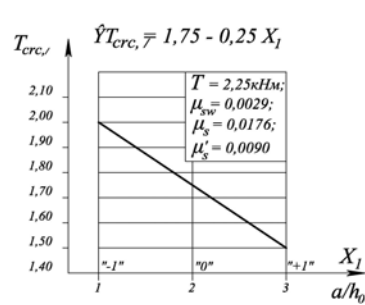


Рис. 6. Вплив відносного прольоту зрізу на величину крутного моменту, що відповідає появі перших похилих тріщин на приопорних ділянках балки.

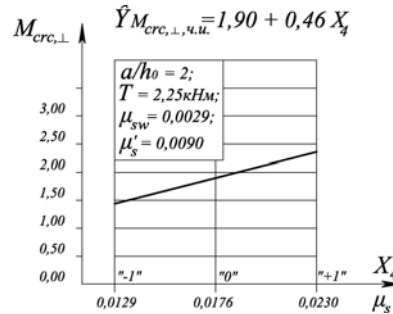


Рис. 7. Залежність моменту тріщиноутворення в зоні «чистого згину» від кількості поздовжньої робочої арматури.

Прогини і горизонтальні переміщення опорних перерізів дослідних залізобетонних елементів перед руйнуванням при згині зі стисненням і вільним крученням представлені моделями:

$$\hat{Y}f_{\hat{u}, \hat{a}^2 \hat{u}}^{n, \hat{a}, 0,95F_u} = 4,51 + 0,54X_1 + 1,70X_2 + 0,56X_3 + 0,32X_1X_3, \hat{a}\hat{f} \quad (\nu = 8,0\%); \quad (7)$$

$$\hat{Y}f_{u, \hat{a}^2 \hat{u}}^{n, \hat{a}, 0,95F_u} = 14,91 - 0,46X_1 - 16,09X_2 + 0,47X_3 - 1,23X_4 - 3,05X_1X_2 - 0,79X_1X_3 + 0,97X_2X_3 - 0,47X_3X_4, \hat{a}\hat{f} \quad (\nu = 8,0\%); \quad (8)$$

$$\hat{Y} a_{cpc,0,67E}^{cep,T} = 0,50 + 0,06 X_2 - 0,08 X_3 - 0,03 X_4 - 0,01 X_5, .MM$$

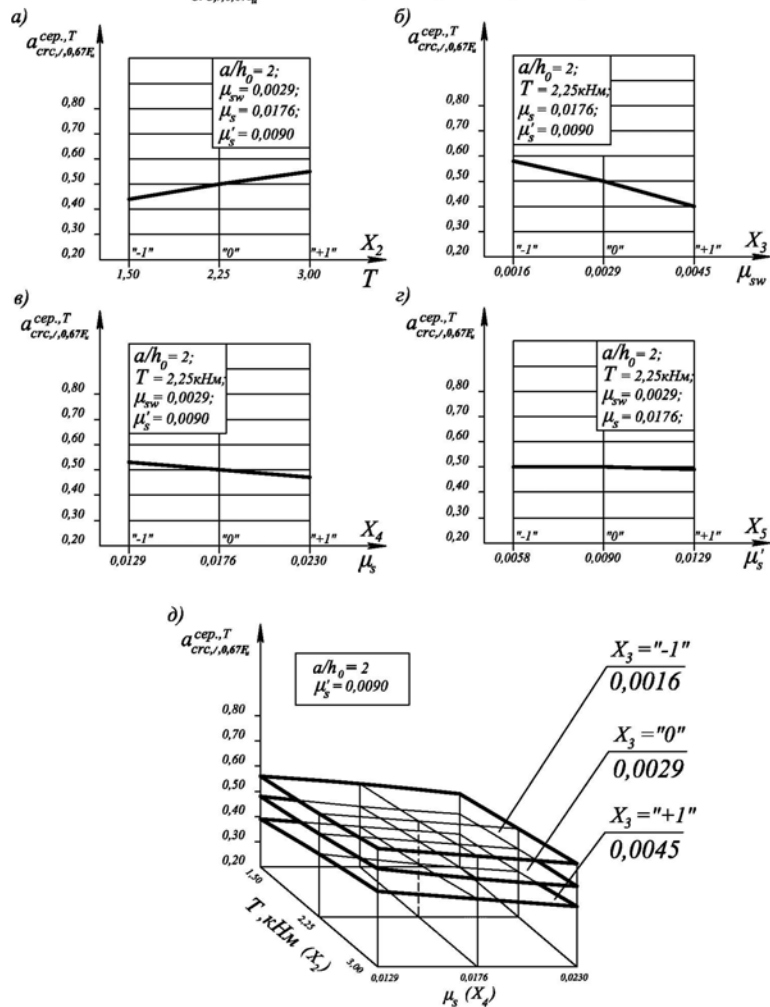


Рис. 8. Залежність ширини розкриття первинних (від Т) похилих тріщин посередині висоти балки при «експлуатаційному» рівні поперечного навантаження ($F=0,67F_u$) від величини крутного моменту (а), кількості поперечної (б), нижньої (в) та верхньої поздовжньої (г) арматури, а також комплексного впливу всіх дослідних факторів.

$$\hat{Y}Q_{\text{кр},l}^{\text{дон}} = 6,88 - 0,18 X_1 - 0,23 X_2 - 0,18 X_3 - 0,08 X_5 - 0,53 X_2 X_5 + 0,43 X_3 X_4, \text{кН}$$

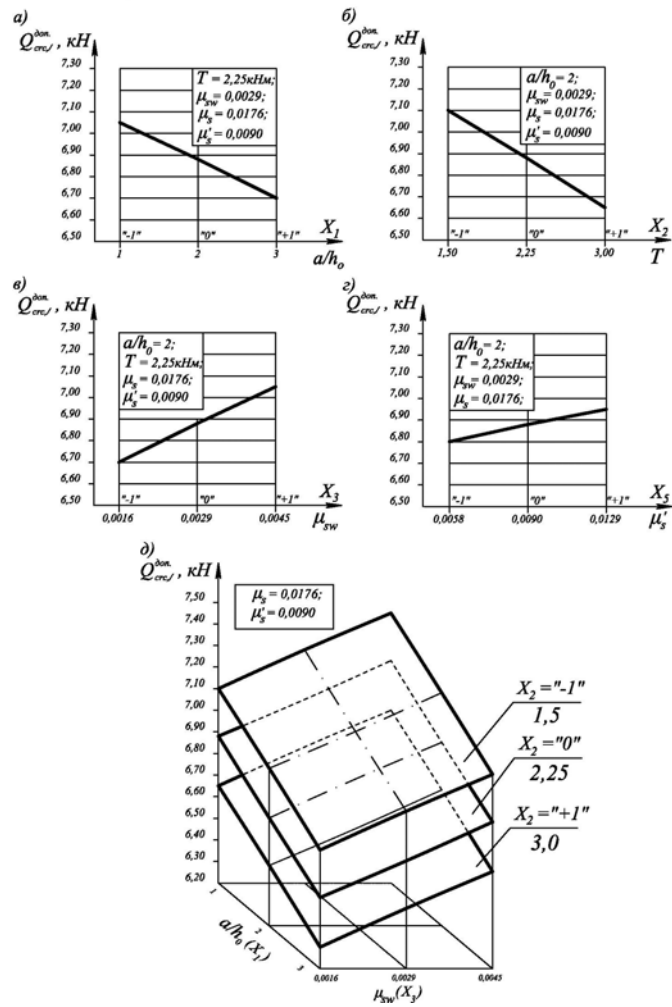


Рис. 9. Вплив відносного прольоту зрізу (а), величини крутного моменту (б), кількості поперечної (в) і верхньої поздовжньої (г) арматури, а також сумісний вплив дослідних факторів (д) на величину поперечної сили, при якій появляються додаткові (вторинні) похилі тріщини.

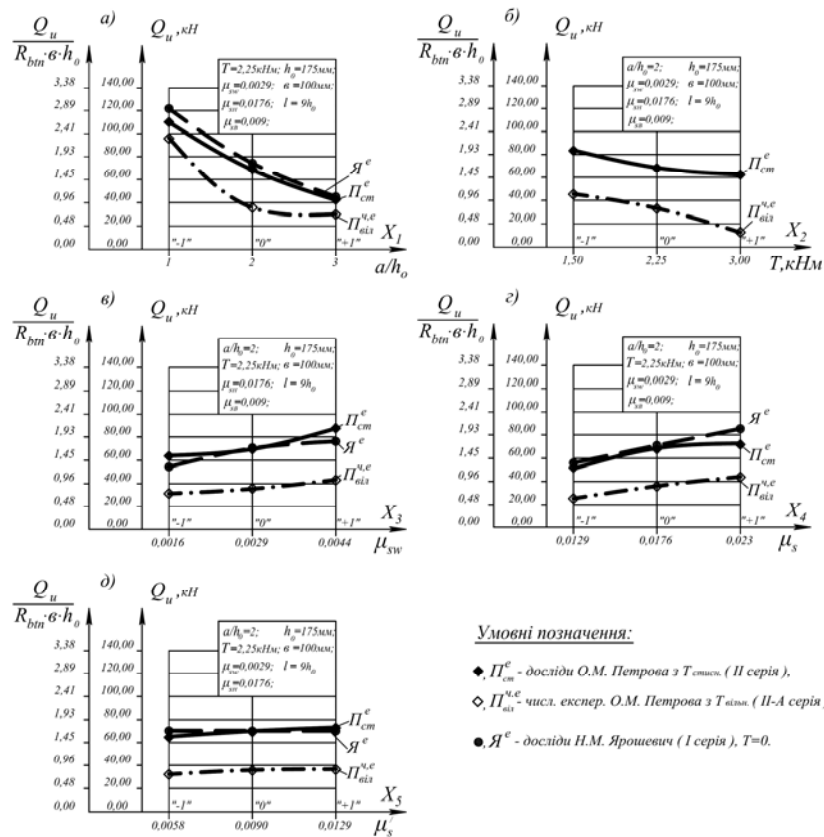


Рис. 10. Вплив відносного прольоту зрізу (а), величини крутного моменту (б), кількості поперечної (в), поздовжньої робочої (г) і верхньої монтажної (д) арматури на міцність похилих перерізів дослідних елементів при стисненому і вільному їх крученні.

$$\hat{Y}_{u, \text{вб}}^{\hat{a}} = 23,18 + 7,50X_1 + 13,95X_2 + 0,51X_4 - 5,60X_1^2 + 4,25X_2^2 + 4,25X_1X_2 - 0,64X_1X_4 - 0,47X_2X_3 - 0,50X_2X_5, \hat{eI} \quad (\nu = 5,0\%); \quad (9)$$

$$\hat{Y}_{f_{u, \hat{a}^2 \hat{u} \hat{u}}} = 29,69 + 1,83X_1 + 20,06X_2 - 0,37X_3 - 0,83X_4 - 0,48X_5 - 1,56X_1^2 + 4,99X_2^2 - 0,66X_4^2 + 0,38X_1X_2 - 0,25X_1X_3 - 0,25X_1X_4 - 0,32X_2X_5 + 0,36X_3X_5, \hat{\sigma}^2 (\nu = 8,0\%); \quad (10)$$

Геометрична інтерпретація яких представлена на рис.11,12.

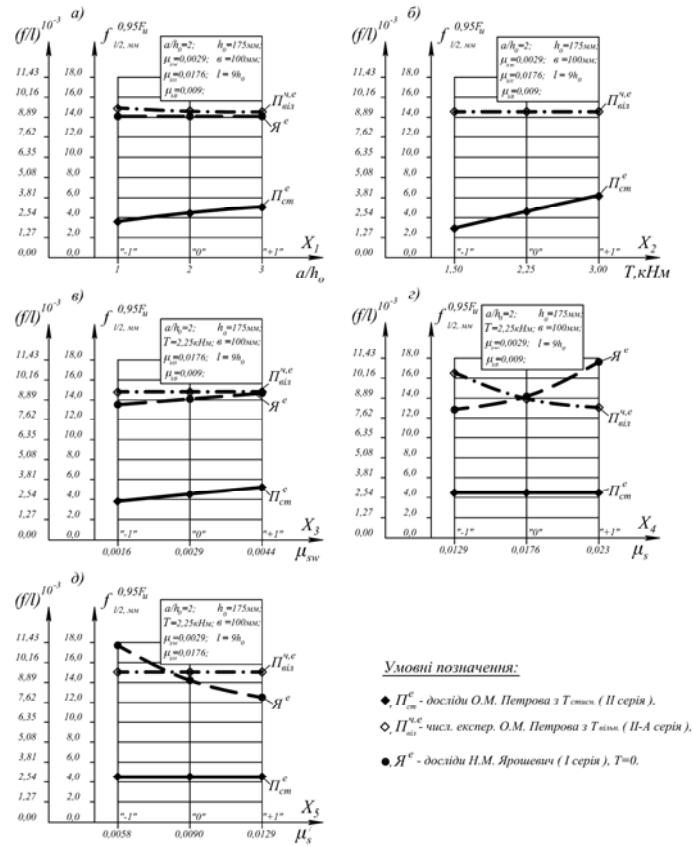


Рис. 11. Залежність прогинів дослідних елементів від величини відносного прольоту зрізу (а), крутного моменту (б), кількості поперечної (в), робочої (г) та монтажної (д) арматури при стисненому і вільному крученні.

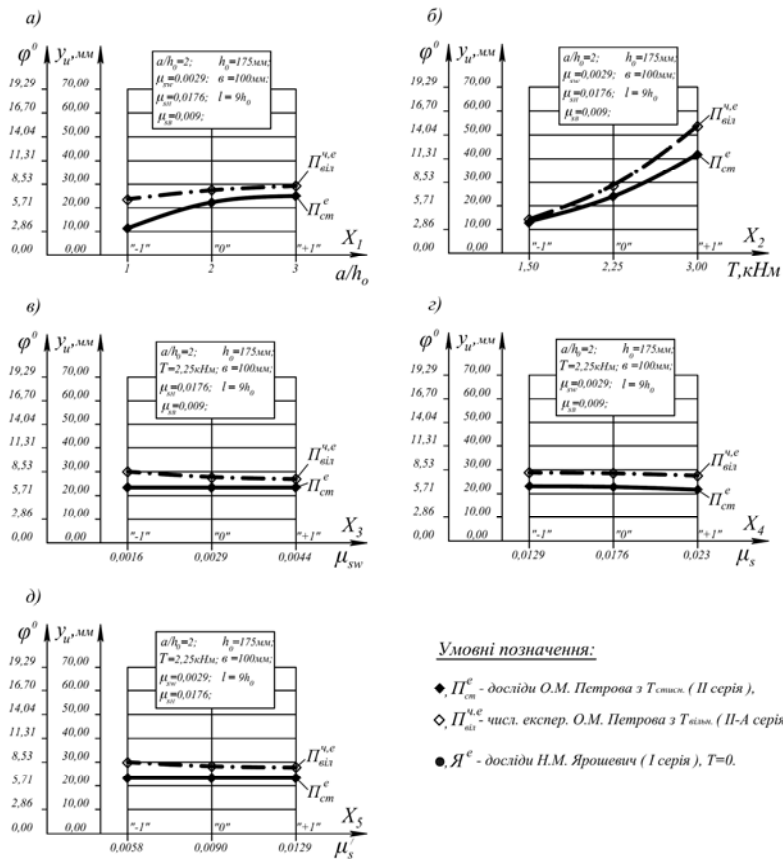


Рис. 12. Вплив відносного прольоту зрізу (а), величини крутного моменту (б), кількості поперечної (в), поздовжньої робочої (г) і верхньої монтажної (д) арматури на горизонтальні переміщення верхів (кутів обертання) опорних перерізів дослідних елементів при стисненому і вільному їх крученні.

У теперішній час, автори статті працюють над адаптацією деформаційного та числового методів розрахунку деформативності, тріщиностійкості та міцності припорних ділянок та елементів в

цілому з єдиних позицій і з використанням реальних діаграм стану бетону й арматури, а також над вдосконаленням інженерного методу розрахунку їхньої міцності, тріщиностійкості та деформативності з урахуванням спільної дії поперечних сил, згинальних і крутних моментів.

ВИСНОВКИ

1. Проблема опору залізобетонних елементів сумісному впливу згинальних і крутних моментів, а також поперечних сил, є однією з найменш вивчених у теорії залізобетону. Тому проведені дослідження є, безумовно, актуальними й потрібними.

2. Отримані результати поповнять банк даних про роботу залізобетонних балок з урахуванням впливу крутних моментів. Вони ляжуть в основу пропозицій по уточненню існуючої нормативної методики розрахунку міцності, жорсткості та тріщиностійкості похилих плоских і просторових перерізів залізобетонних елементів, що згинаються, дозволять створити повну фізичну картину їхньої роботи в умовах складного напружено-деформованого стану.

ЛІТЕРАТУРА

1. Залесов А.С., Ю.А. Климов Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил / А.С. Залесов, Ю.А. Климов – Киев.: Будівельник, 1989. – 105с.
2. Климов Ю.А. О разработке ДБН «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования». / Ю.А. Климов // Науч.-практ. пробл. современ. железобетона / Сб. тезисов первой всеукр. науч.-техн. конф. – Киев.: НИИСК, 1996. – С.403–405.
3. Барзилович Д.В. Тенденції розвитку української нормативної бази проектування залізобетонних конструкцій. / Д.В. Барзилович, Ю.С. Слюсаренко, А.М. Бамбура // Наук.-техн. пробл. сучасн. залізобетону / Зб. наук. праць, вип. 59, книга 1. – Київ.: НДІБК, 2003. – С. 30–33.
4. Звездов А.И. О новых нормах проектирования железобетонных и бетонных конструкций / Звездов А.И. , Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. // Бетон и железобетон. – 2002. –№2. С. 2–6; –№3. С. 10–13; –№4. С. 16–18.