

УДК 624.012.46

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПРИ ПОЗАЦЕНТРОВОМУ СТИСКУ І РОСТЯЗІ

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ВНЕЦЕНТРЕННОМ СЖАТИИ И РАССТЯЖЕНИИ

THE STRESS-STRAIN STATE OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS UNDER ECCENTRIC COMPRESSION AND TENSION

Петров М.М., к.т.н., доцент (Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса)

Петров Н.Н., к.т.н., доцент (Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г.Одесса)

Petrov N.N., Ph.D., Associate Professor (Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa)

Наведені експериментальні дані про механізм та можливі схеми руйнування приопорних ділянок позацентрово стиснутих або розтягнутих залізобетонних балок, їхню несучу здатність та деформаційну модель для відтворення напружено деформованого стану, результати вдосконаленого інженерного розрахунку їхньої міцності.

Приведены экспериментальные данные о механизме и возможные схемы разрушения приопорных участков внецентренно сжатых или растянутых железобетонных балок, их несущую способность и деформационную модель для воспроизведения напряженно деформированного состояния, результаты усовершенствованного инженерного расчета их прочности

The experimental data on the mechanism and possible forms of destruction areas concrete elements under eccentric compression and tension, their bearing capacity and deformation model to reproduce the stress strain condition, results of improved engineering calculation of their strength.

Ключові слова:

Напружено-деформований стан, приопорна ділянка, позацентрово стиснуті та розтягнуті елементи

Вступ. 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. Пріоритетним 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 поздовжніх 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_v коефіцієнти φ_n та φ_r 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 поздовжніх сил.

Знайшов широке впровадження у практику проектування також метод Л.О. Дорошкевича, Б.Г. Демчини, С.Б. Максимович, Б.Ю. Максимовича [10], який також пов'язує розрахунок міцності похилих і вертикальних перерізів. При цьому, розрахунок поперечної арматури, як вважають автори, є однако-вим для балок, коротких консолей та плит, який виконується на, так зване,

«продавлювання». Він ураховує у явній формі вплив поздовжньої 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...10].

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 і розробка відповідних методик розрахунку.

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 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 балки на кожний дослід).

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 2Ø14A500С і верхньою 2Ø10A500С арматурою.

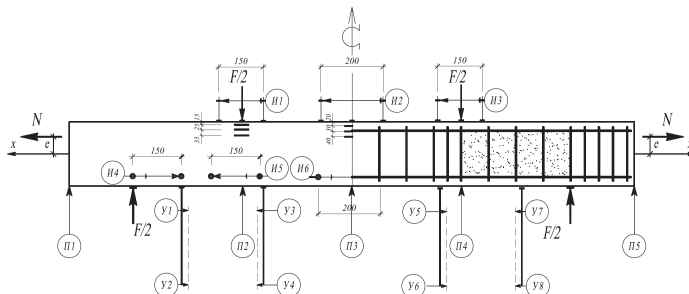


Рис. 1. Схема навантаження, розташування приладів та наклейки тензорезисторів у дослідних балках.

Поперечна арматура на припорних ділянках складалася з 3Ø4ВрІ, приварених з кроком 87,5мм, а на інших ділянках - пØ6А240С. Довжина прольоту зрізу в серії III-А була незмінною і дорівнювала $2h_0$. Балки були запроєктовані так, щоби забезпечити їхнє руйнування на припорних ділянках. Для більш рівномірного прикладення розтягуючої поздовжньої сили, виключення впливу місцевих деформацій та передчасного руйнування дослідні зразки-балки були обладнані на торцях товстими ($\delta=20\text{мм}$), з'єднаними з просторовим каркасом пластинами із сержками, через які прикладалися поздовжні розтягуючі зусилля із заданим ексцентриситетом.

Для виготовлення дослідних зразків використовували звичайний важкий бетон класу В25 на гранітному щебені фракції 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.1 показана схема навантаження, розташування приладів та наклейки тензорезисторів у дослідних балках серії III-А.

Окрім раніше досліджених факторів Np/R_bbh_0 та e/h_0 у серії III-Б в якості фактору X_1 прийнята величина відносного прогону зрізу a/h_0 , що змінюється від 1 до 3, фактору X_2 -клас бетону, який варіюється від В15 до В35, фактору X_3 -кількість поперечної арматури класу ВрІ, яка змінюється від 2Ø3ВрІ до 2Ø5ВрІ і приварюється з кроком 87,5мм у 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 позцентрово розтягнутих балок виконали за 27 - точковим майже Д-оптимальним планом типу На5.

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 натурного п'ятифакторного трьохрівневого планованого експерименту (серія III-Б), виконаного пошукувачем кафедри Ше-

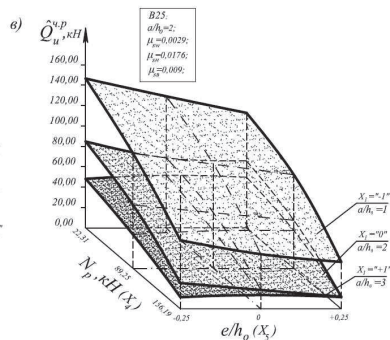


Рис.2. Експериментальна залежність руйнуючої поперечної сили від величини розтягуючої поздовжньої сили та ексцентриситету її прикладення.

петюком М.І. по вивченню несучої здатності позacentровано стиснутих залізобетонних балок згідно з планом типу На5. Дослідні фактори та рівні їхньої зміни у серії III-B такі фактори: X_1 - відносний прогін зрізу $a/h_0=1,2,3$; X_2 - рівень стискуючого навантаження $N_c/R_b b h_0=0,21; 0,40; 0,59$ ($N_c=92,4; 177,1; 261,8$ кН при класі бетону В25); X_3 -відносний ексцентриситет стискуючої сили $e/h_0= -0,25; 0; +0,25$ ($e=-4,4; 0; 4,4$ см при $h_0= 17,5$ см); X_4 -коефіцієнт нижнього поздовжнього армування $\mu_s=0,0129; 0,0176; 0,0230$ ($2\text{Ø}12, 14, 16$ А500С); X_5 -коефіцієнт верхнього поздовжнього армування $\mu'_s=0,0059; 0,0090; 0,0129$ ($2\text{Ø}8, 10, 12$ А500С).

Дослідні фактори числового експерименту серії III-Г, виконаного також за майже Д-оптимальним планом типу На-5, відрізняються від факторів серії III-Б тільки знаком поздовжньої сили: замість розтягуючої у серії III-Б прийнята стискаюча сила.

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

Виклад основного матеріалу. В результаті обробки експериментальних даних, вилучення незначимих та перерахунку тих коефіцієнтів, що залишилися, за допомогою ефективної комп'ютерної програми COMPEX, отримали відповідну адекватну математичну модель (1), геометрична інтерпретація якої представлена на рис.2, з якої видно, що зі збільшенням розтягуючого зусилля N_p і ексцентриситету, який зменшує згинальний момент у прольоті, значення руйнуючої поперечної сили суттєво зменшується, що необхідно урахувати при розрахунку міцності припорної ділянки балки:

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

Обробка результатів натурного і числових п'ятифакторних експериментів за допомогою тієї ж програми COMPEX дозволила отримати адекватні математичні моделі (2), (3), (4) міцності припорних ділянок дослідних елементів, геометрична інтерпретація яких відображена на рис 3, 4:

Основи розрахунку міцності похилих перерізів із застосуванням деформаційного методу закладені у працях [5,6,7]. Застосування гіпотез [5,6,7] пе-

редбачає 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.

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

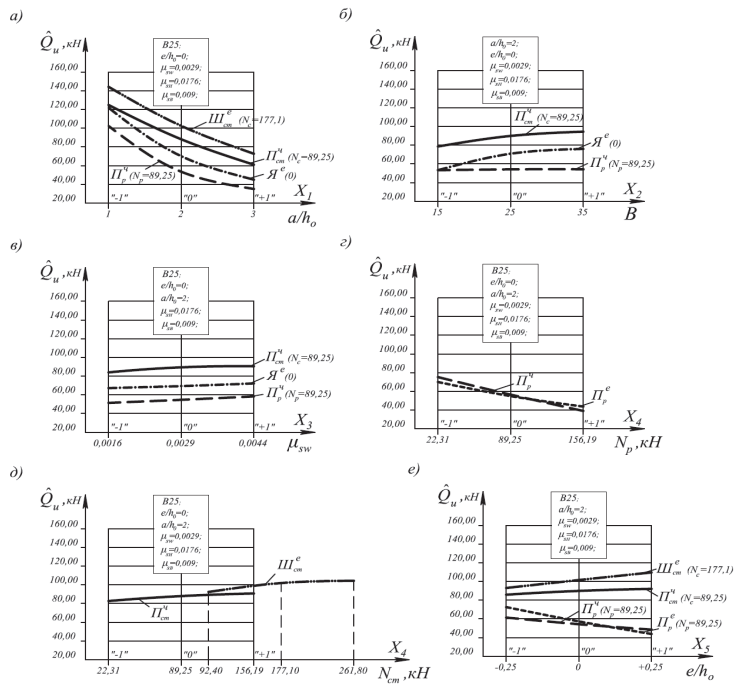
$$\hat{Y} Q_u^{III.e.}_{III-B} = 101,87 - 35,1X_1 + 4,61X_2 + 10,67X_3 + 4,1X_4 + 1,67X_5 + 7,15X_1^2 - 3,05X_2^2 - 2,38X_1X_2 + 2,12X_2X_3 + 2,13X_2X_4 + 1,63X_3X_5 + 1,63X_4X_5, \text{кН}; \quad (3)$$

$$\hat{Y} Q_u^{u.ct.}_{III-\Gamma} = 88,8 - 31,42X_1 + 8,61X_2 + 2,43X_3 + 2,28X_4 + 5,0X_5 + 2,89X_1^2 + 1,74X_4^2 - 4,56X_1X_2 + 2,32X_1X_3 + 3,38X_2X_3 + 1,62X_4X_5, \text{кН}. \quad (4)$$

Аналіз отриманих результатів показує, що для визначення тієї чи іншої форми руйнування приопорної ділянки необхідно скористатися критеріями, представленими на рис.5.

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 (схема «В»):



Умовні позначення даних:

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

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

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

\mathcal{Y}^e - експеримент Ярошевич Н.М. з $N=0$

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

3. 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).

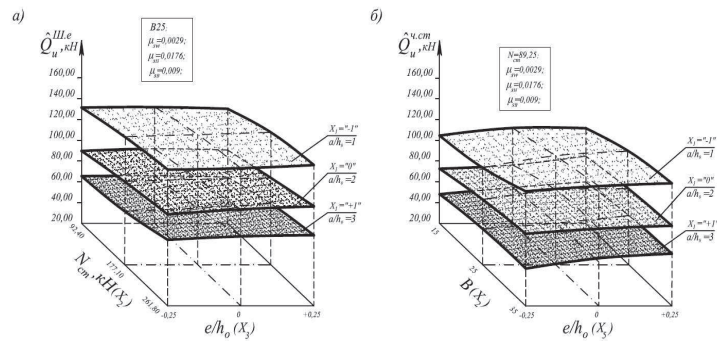


Рис.4. Взаємний вплив дослідних факторів на несучу здатність припорпних ділянок позакентровано стиснутих та розтягнутих залізобетонних балок у натурному (а) та числових (б,в) експериментах.

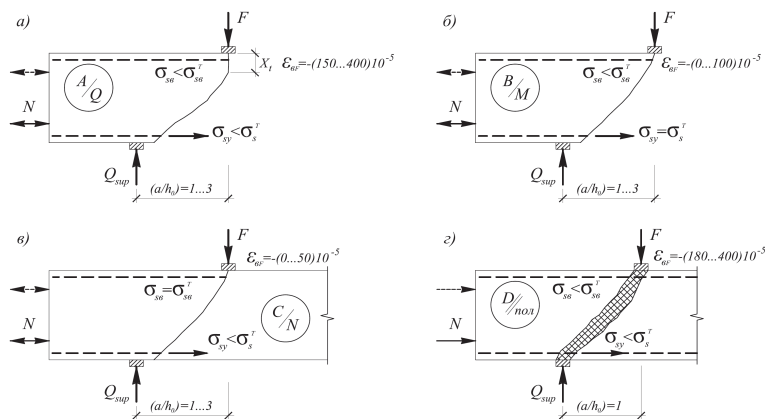


Рис.5. Можливі схеми руйнування припорних ділянок позакентрово розтягнутих або стиснутих залізобетонних балок від переважної дії поперечної сили (а), згинального моменту (б), поздовжньої сили (в), за похилою стислою смугою (г).

Гранична величина згинального моменту над вершиною небезпечної похилої тріщини визначається

$$M_{u,l} = M_s + M_{sw}, N_s = N_{SN} + N_{SF}; \quad (5)$$

$$M_{u,l} = N_{SF} \cdot Z_s + q_{sw} \cdot c^2 / 2; \quad (6)$$

$$Q_{u,l} = M_{u,l} / \lambda \leq Q_{sup} = (N_{su} \cdot Z_s + q_{sw} \cdot c^2 / 2 - N_p \cdot Z_n) / \lambda, \quad (7)$$

де N_{SN} , N_{SF} – поздовжня сила, що сприймається робочою арматурою при дії N_p , F :

S -горизонтальна проекція небезпечної похилої тріщини, яку рекомендується визначати за [8,9], $Z_s = h_0 - a'$.

Визначення руйнуючої поперечної сили позакентрово стиснутих залізобетонних елементів з малими прольотами зрізу (за похилою стислою смугою) пропонується виконувати за вдосконаленою авторами інженерною методикою за емпіричною залежністю:

$$Q_{u,l} \leq \varphi_{b1}^* \cdot R_b \cdot b \cdot h_0, \quad (8)$$

де φ_{b1}^* – коефіцієнт, що ураховує зменшення міцності бетону між похилими тріщинами. Рекомендується обраховувати за експериментально встановленою залежністю

$$\varphi_{b1}^* = 0,30 - 0,09(\hat{A} - 25)/10 + 0,01(\mu_{sw} - 0,0035)/0,00145.$$

Встановлення критеріїв можливих схем руйнування (рис.5) припорних ділянок позакентрово стиснутих чи розтягнутих балочних елементів рекомендується здійснювати за вдосконаленою шаруватою деформаційною моделлю, розробленою за рекомендаціями [11], блок-схема якої представлена на рис.6.

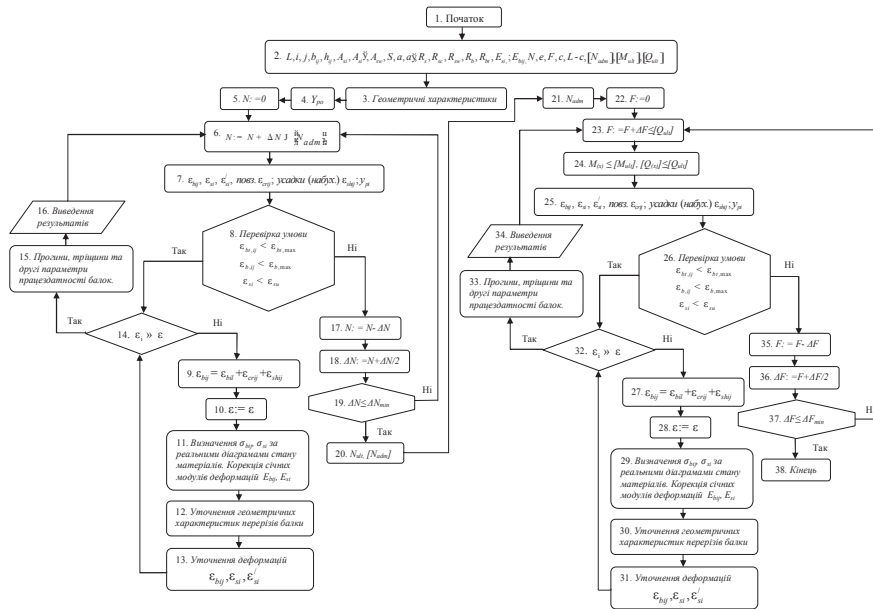


Рис.6. Блок-схема визначення напружено-деформованого стану залізобетонної балки при її розтязі (стиску) зі згином за варіантом шаруватої деформаційної моделі.

Висновки

1. Наявність поздовжніх сил у залізобетонних балках впливає на несучу здатність їхніх приопорних ділянок, що необхідно враховувати при проектуванні реальних конструкцій.

2. Аналіз математичних моделей (1)...(4) і рис. 2,3,4 показує, що всі дослідні фактори впливають на несучу здатність приопорних 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 приопорних 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 приопорних ділянок балок. Додатній ексцентриситет у позацентрово стиснутих елементах, на відміну від розтягнутих елементів, дещо збільшує несучу здатність їхніх приопорних ділянок за рахунок розвантажуючого моменту.

3. Однозначно встановлено, що приопорні ділянки у позацентрово стиснутих балках з малими ($a/h_0=1$) 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 мо-

менту. Приопорні ділянки позацентрово розтягнутих елементів окрім останніх двох схем (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, встановленими згідно з представленими критеріями.

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 // Зб. 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 непереармованих 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. «Зовнішреклам-сервіс», 2008.-С.141-150. 10. 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. науч. Трудов. – Минск.: Изд-во НП ООО «Стрикон», 2007.-С.164-177. 11. Бліхарський З.Я., Напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій в агресивному середовищі при дії навантаження: Дисертація: докт.техн.наук.: 05.23.01-Львів, 2005.-357с.