

Висновки. Якщо неможливо визначити межу вогнестійкості за ДСТУ Б В.1.1-4-98* через граничне значення поздовжнього зміщення навантаженого кінця колони, рекомендуємо знаходити межу вогнестійкості за значенням критичного вигину колони за формулою $f_{cr} = 0.061 \cdot h[\text{мм}]$ або за значенням граничної швидкості наростання деформацій вигину $v_{cr,f} = \frac{h}{100} [\text{мм} \cdot \text{хв}^{-1}]$.

1. ДСТУ Б В.1.1-4-98*. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги. Захист від пожежі. Держбуд України. – К., 1999. – 19 с. 2. Демчина Б.Г., Пелех А.Б., Олексин Г.М., Сурмай М.І. Поведінка дощатоклесних колон при місцевому впливі високої температури // Вісник Нац. ун-ту “Львівська політехніка”. – 2009. – № 655. – С. 71–74. 3. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции / Госстрой СССР. М.: Стройиздат, 1982. – 66 с. 4. Цикунов А.Е. Сборник математических формул. – Изд. 3-е стереотипное. – Минск: Высшэйшая школа, 1970. – 204 с.

УДК 624.012.45: 620.191/192

В.С. Дорофєєв, В.М. Карпюк, М.М. Петров
Одеська державна академія будівництва та архітектури

МІЦНІСТЬ ПРИОПОРНИХ ДІЛЯНОК ПОЗАЦЕНТРОВО СТИСНУТИХ АБО РОЗТЯГНУТИХ ПРОГІННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

© Дорофєєв В.С., Карпюк В.М., Петров М.М., 2010

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.

Ключові слова: позацентровий, балка, несуча здатність, деформаційна модель.

The experimental data on the mechanism and possible forms of destruction pryopornyh areas eccentrically compressed or stretched concrete beams, their bearing capacity and deformation model to reproduce the stress strain condition, results of improved engineering calculation of their strength.

Keywords: eccentrically, beams, bearing capacity, deformation model.

Вступ. Опір залізобетонних елементів сумісній дії декількох внутрішніх силових факторів (поперечних і поздовжніх сил, згинальних і крутних моментів) є однією з найважливіших і не до кінця вивчених проблем як в теорії залізобетону, так і в реальному проектуванні. У зв'язку з цим виконання систематизованих експериментально-теоретичних досліджень з метою удосконалення наявних і розроблення сучасних розрахункових моделей приопорних ділянок стержневих залізобетонних елементів є важливим завданням. Пріоритетним напрямом досліджень і публікацій з вказаної теми останніми роками є розвиток нормативної бази України у сфері будівельних конструкцій на основі розширених і систематизованих досліджень, впровадження деформаційного методу розрахунку їхньої несучої здатності. Якщо несуча здатність нормальних перерізів досліджується у численних працях 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, зокрема ферменної, основним недоліком якої є відмінність прийнятих розрахункових моделей від реальних умов роботи і яка, до речі, входить в нині чинний європейський стандарт СВРОКОД-2 [1], вивела у другій половині ХХ століття вітчизняні норми на передові рубежі науки з цього питання. Разом з тим, під час перегляду нині чинних 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 відомі 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, зокрема складного напружено-деформованого стану елементів, ще не досягли такого рівня, щоби їх можна було б прийняти як нормативні методи. Тому у щойно введених у дію російських нормах [3, 4] у бік створення додаткового запасу міцності було прийнято спрощену розрахункову схему припорної ділянки прогінного залізобетонного елемента, а також недостатньо обґрунтовано, на наш погляд, вилучено із розрахункової формули для Q_b коефіцієнти φ_n та φ_b , зменшено значення диференційованого коефіцієнта 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 за наявності згинальних моментів, поперечних і поздовжніх сил.

Широко впроваджується 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. 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 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, істотно відрізняється від такого, що описаний у роботах [1...11].

Мета і завдання досліджень. Мета цієї роботи полягає у виявленні впливу дослідних конструктивних факторів та факторів зовнішньої дії (поздовжньої стискаючої або розтягуючої сили, прикладеної з ексцентриситетом) на несучу здатність припорних ділянок залізобетонних балок та розроблення ефективної методики розрахунку їхньої міцності. Завданнями цих досліджень є: 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 припорних ділянок позацентрово стиснутих і розтягнутих балок, виявлення достовірних критеріїв та можливих форм їхнього руйнування і розроблення відповідних методик розрахунку.

Методика досліджень. Для досягнення поставленої мети на кафедрі опору матеріалів були виконані дві серії (III-A і III-B) натурних і дві серії (III-Б і III-Г) 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-ра техн. наук, проф. В.А. Вознесенського.

У III-A серії дослідів був реалізований двофакторний тривірневий планований експеримент при згині балки з її розтягом. Як дослідні фактори 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 відповідно до вказаного плану були випробувані 18 балок при їхньому згині з розтягом (по дві балки на кожний дослід).

Дослідні зразки являли собою вільно обперті однопролітні балки прямокутного перерізу з розмірами 1975x200x100 мм. Отже, кожний дослід охоплював чотири припорні ділянки.

Дослідні балки армували (рис.1) двома плоскими зварними каркасами з поздовжньою нижньою 2Ø14A500С і верхньою 2Ø10A500С арматурою.

Поперечна арматура на припорних ділянках складалася з 3Ø4ВрІ, приварених з кроком 87,5 мм, а на інших ділянках – Ø6A240С. Довжина прольоту зрізу в серії III-A була незмінною і дорівнювала $2h_0$. Балки були запроєктовані так, щоби забезпечити їхнє руйнування на припорних ділянках. Для рівномірнішого прикладення розтягуючої поздовжньої сили, виключення впливу місцевих деформацій та передчасного руйнування дослідні зразки-балки були обладнані на торцях товстими ($\delta=20$ 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...10 мм і кварцовому піску з модулем крупності 1,5, а як в'язуче – 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-A.

Окрім раніше досліджених факторів N_p/R_bbh_0 та e/h_0 у серії III-B, як фактор X_1 прийнята величина відносного прогону зрізу a/h_0 , що змінюється від 1 до 3, фактора X_2 – клас бетону, який варіюється від В15 до В35, фактора X_3 – кількість поперечної арматури класу ВрІ, яка змінюється від 2Ø3ВрІ до 2Ø5ВрІ і приварюється з кроком 87,5 мм у прольотах зрізу. Оскільки ці фактори можуть впливати на функцію виходу нелінійно, то її доцільно апроксимувати поліномом другого степеня. У зв'язку з цим числовий експеримент з дослідження міцності позацентрово розтягнутих балок виконали за 27-точковим майже Д-оптимальним планом типу На5.

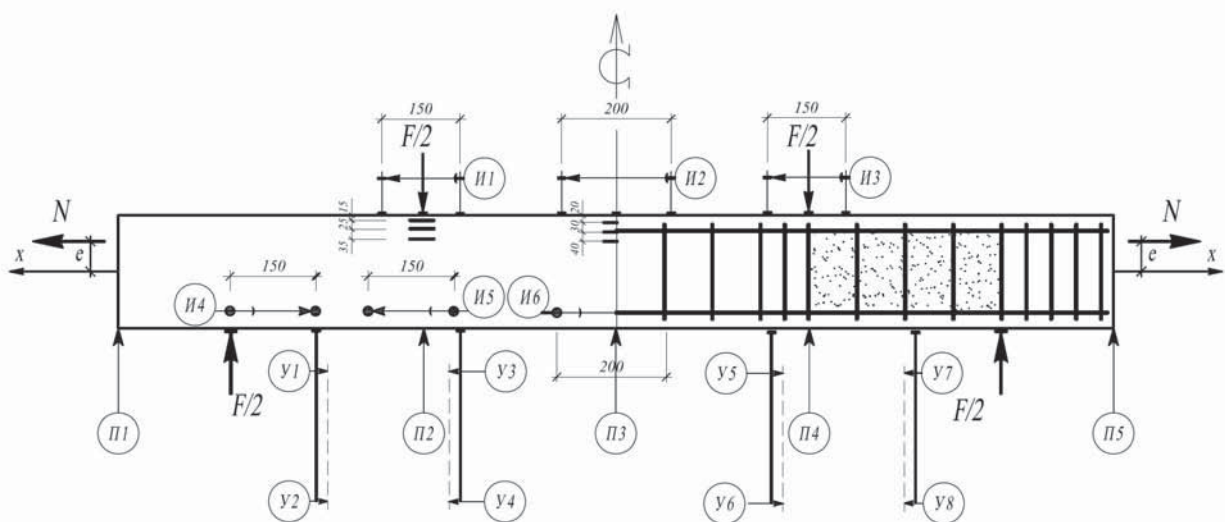


Рис. 1. Схема навантаження, розташування приладів та наклейки тензорезисторів у дослідних балках

Для того щоби оцінити вплив зміни характеру дії поздовжньої сили N , тобто зміни її знака з “+” на “-” і перетворення з розтягуючої на стискаючу були оброблені результати натурального п’ятифакторного тривірневого планованого експерименту (серія III-B), виконаного пошукувачем кафедри М.І. Шепетюком з вивчення несучої здатності позацентрово стиснутих залізобетонних

балок згідно з планом типу На5. Дослідні фактори та рівні їхньої зміни у серії III-B такі: X_1 – відносний прогін зрізу $a/h_0=1,2,3$; X_2 – рівень стискууючого навантаження $Nc/R_bbh_0=0,21; 0,40; 0,59$ ($Nc=92,4; 177,1; 261,8$ кН при класі бетону B25); X_3 – відносний ексцентриситет стискаючої 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 $\mu_s=0,0129; 0,0176; 0,0230$ (2Ø12, 14, 16 A500C); X_5 – коефіцієнт верхнього поздовжнього армування $\mu'_s=0,0059; 0,0090; 0,0129$ (2Ø8, 10, 12 A500C).

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 спроектована 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 незначущих та перерахунку тих коефіцієнтів, що залишилися, за допомогою ефективної комп'ютерної програми COMPEX, отримали відповідну адекватну математичну модель (1), геометрична інтерпретація якої подана на рис. 2. З неї видно, що зі збільшенням розтягуючого зусилля N_p й ексцентриситету, який зменшує згинальний момент у прольоті, значення руйнуючої поперечної сили істотно зменшується, що необхідно урахувати при розрахунку міцності припорної ділянки балки:

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

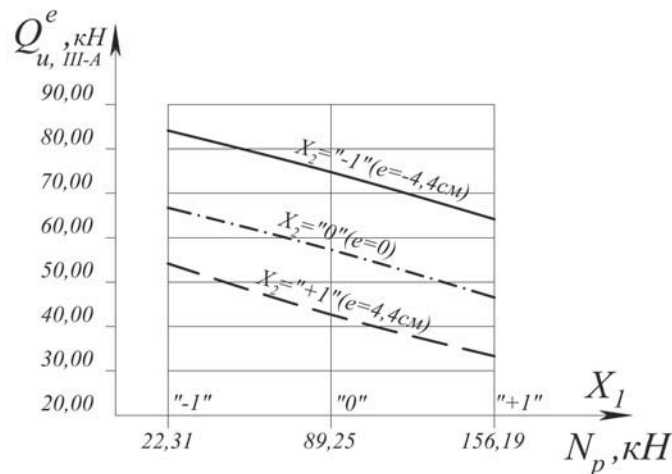


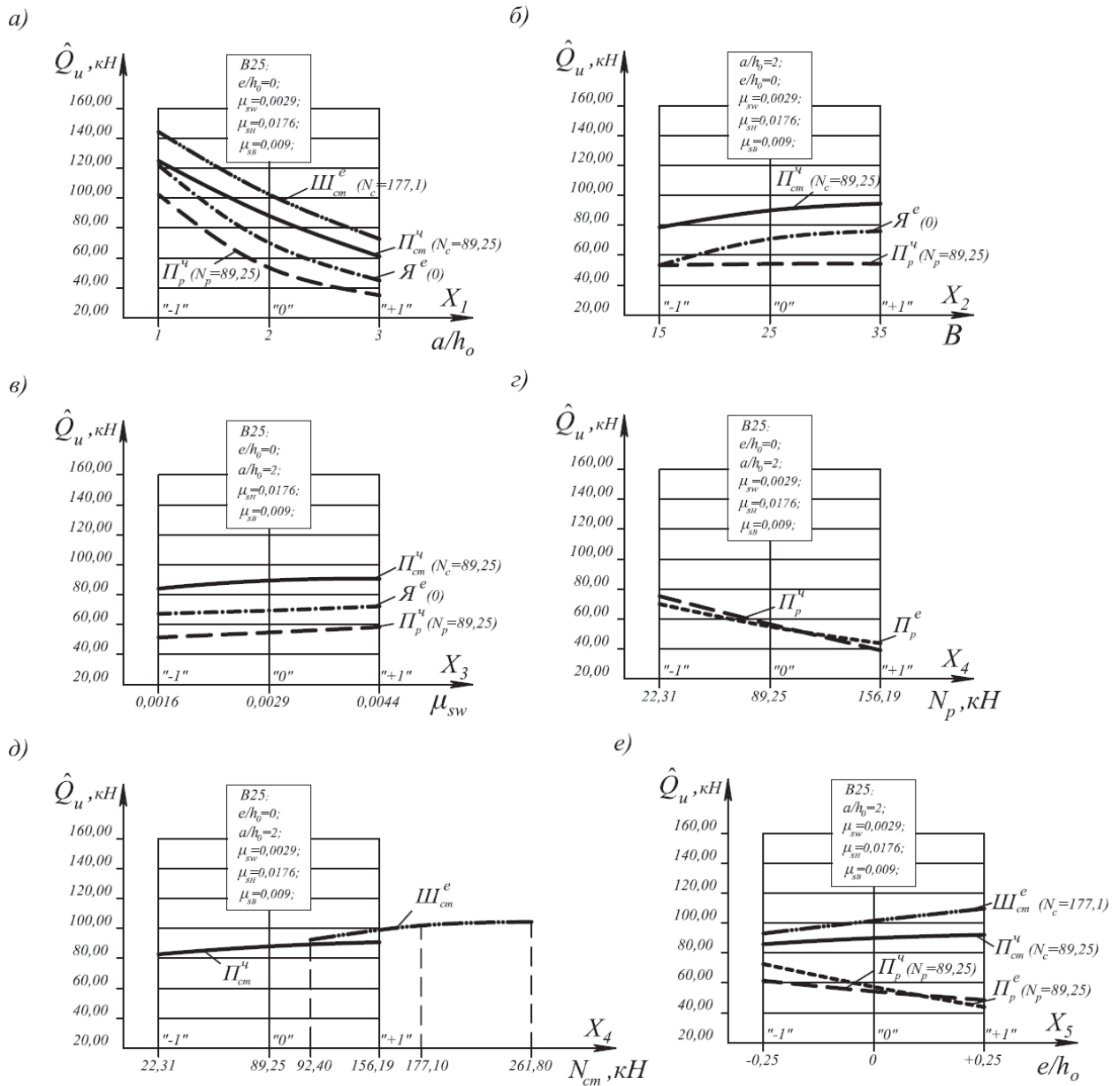
Рис. 2. Експериментальна залежність руйнуючої поперечної сили від величини розтягуючої поздовжньої сили та ексцентриситету її прикладення

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

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

$$\hat{Y}Q_{\text{III-B}}^{\text{III,e}} = 101,87 - 31,5X_1 + 4,61X_2 + 10,67X_3 + 4,1X_4 + 1,67X_5 + 7,15X_1^2 - 3,05X_2^2 - 2,38X_1X_2 + 2,12X_2X_3 + 2,13X_2X_4 + 1,63X_3X_5 + 1,63X_4X_5, \text{ кН} \quad (3)$$

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



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. 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)

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 із середніми деформаціями стиснутого бетону та розтягнутої арматури з використанням реальних діаграм стану бетону та арматури. Розрахунки міцності нормальних та похилих перерізів елементів є взаємно пов'язаними.

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

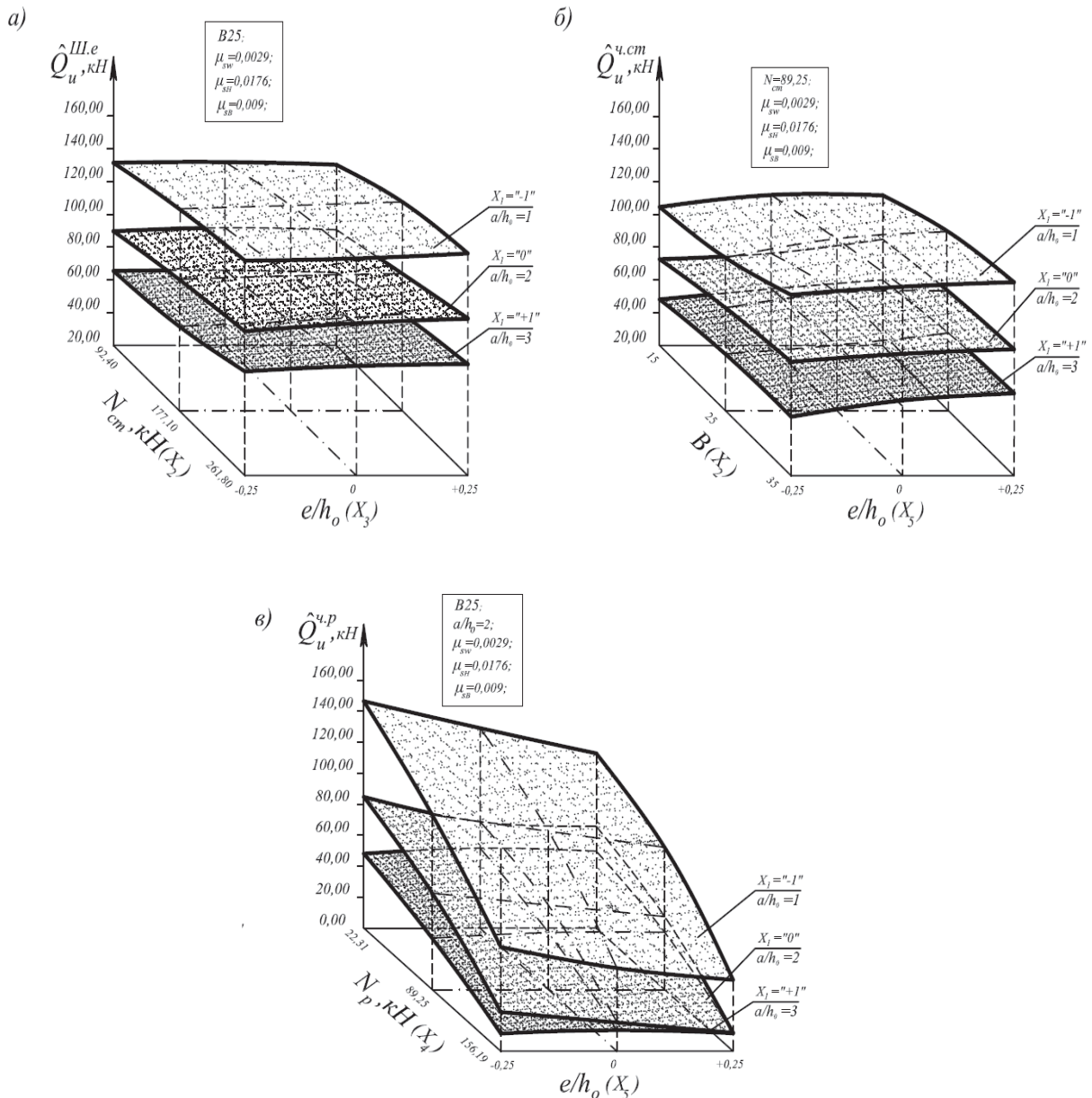


Рис. 4. Взаємний вплив дослідних факторів на несучу здатність припорних ділянок позацифровано стиснутих та розтягнутих залізобетонних балок у натурному (а) та числових (б, в) експериментах

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

Перевірка критерію можливої схеми руйнування "С" від переважної дії поздовжньої сили починається зразу ж після прикладення всієї величини N й уточнюється у міру 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 стиснутою смугою) виконується після прикладання 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"):

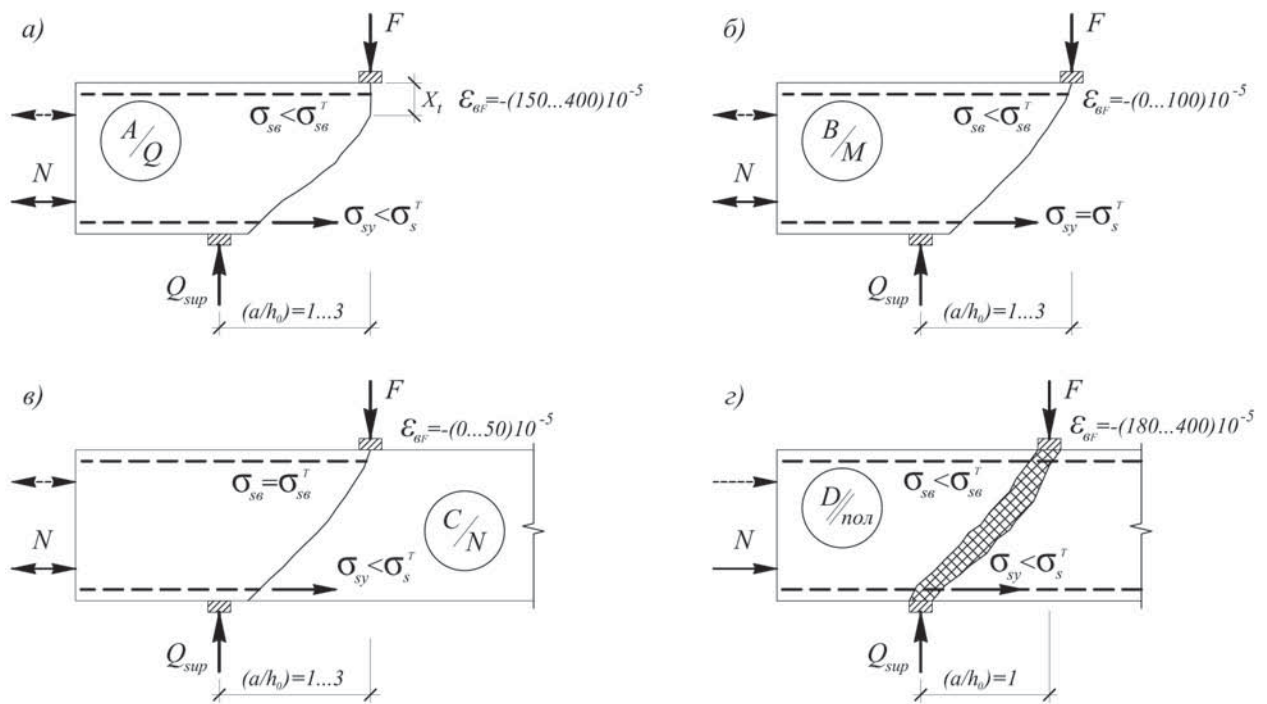


Рис. 5. Можливі схеми руйнування припорних ділянок позацентрово розтягнутих або стиснутих залізобетонних балок від переважної дії поперечної сили (а), згинального моменту (б), поздовжньої сили (в), за похилою стислою смугою (з)

гранична величина згинального моменту над вершиною небезпечної похилої тріщини визначається

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

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

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

де N_{SN} , N_{SF} – поздовжня сила, що сприймається робочою арматурою при дії N_p , F ; C – горизонтальна проекція небезпечної похилої тріщини, яку рекомендується визначати за [8,9]; $Z_s = h_0 - d'$.

Визначення руйнуючої поперечної сили позацентрово стиснутих залізобетонних елементів з малими прольотами зрізу (за похилою стиснутою 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 розраховувати за експериментально встановленою залежністю

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

Критерії можливих схем руйнування (рис. 5) припорних ділянок позацентрово стиснутих чи розтягнутих балочних елементів рекомендується встановлювати за вдосконаленою шаруватою деформаційною моделлю [12], розробленою за рекомендаціями [13], блок-схема якої подана на рис. 6.

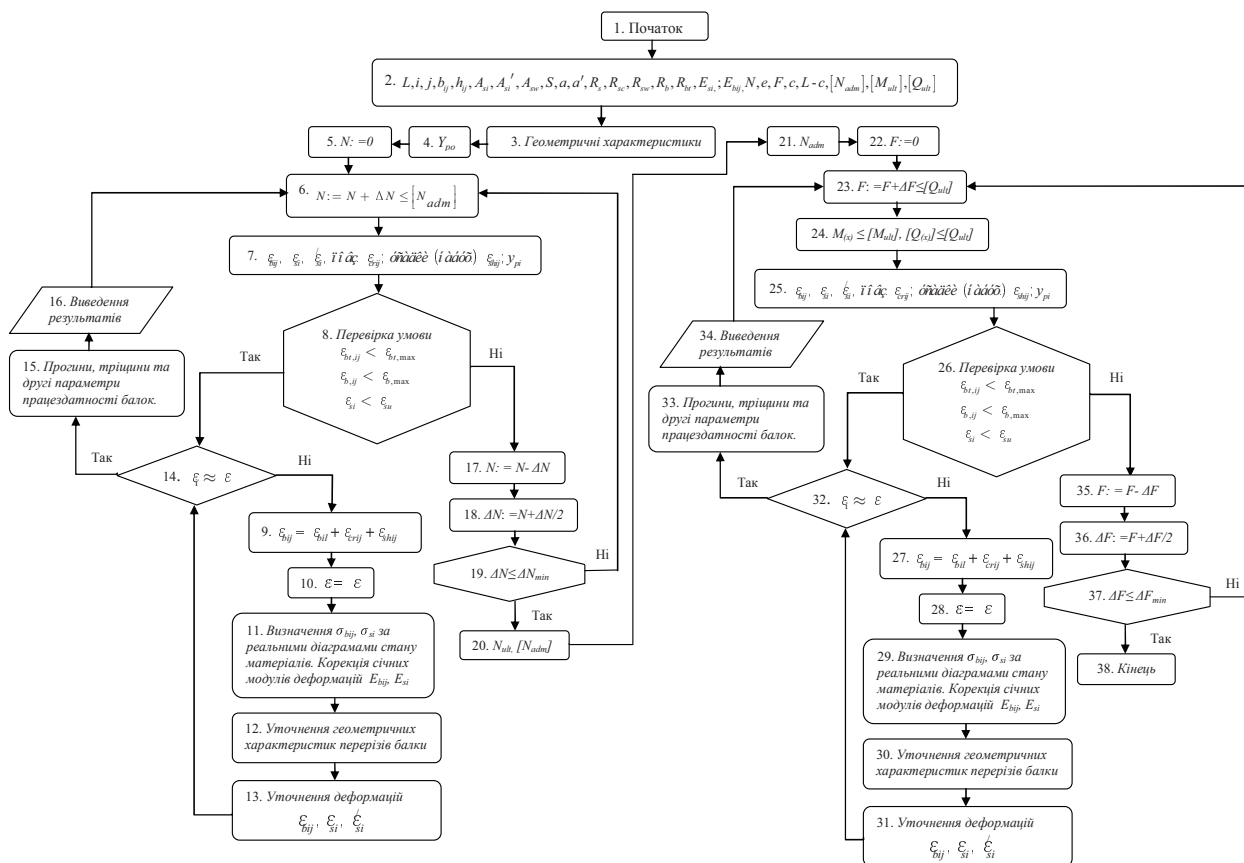


Рис. 6. Блок-схема визначення напружено-деформованого стану залізобетонної балки при її розтязі (стиску) зі згином за варіантом шаруватой деформаційної моделі

Висновки

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

2. Аналіз математичних моделей (1)...(4) і рис. 2, 3, 4 показує, що всі дослідні фактори впливають на несучу здатність припорних ділянок позacentрово стиснутих чи розтягнутих залізобетонних балок як зокрема, так і у взаємодії. Найбільший вплив має величина a/h_0 . Збільшення міцності бетону у межах від B15 до B35 практично не впливає на несучу здатність припорних ділянок балок при їхньому позacentровому розтязі, вплив кількості поперечної арматури дещо більший у позacentрово стиснутих елементах. Наявність поздовжньої розтягуючої сили, на відміну від поздовжньої стискаючої сили, істотно зменшує несучу здатність припорних ділянок балок. Додатний ексцентриситет у позacentрово стиснутих елементах, на відміну від розтягнутих елементів, дещо збільшує несучу здатність їхніх припорних ділянок за рахунок розвантажувального моменту.

3. Однозначно встановлено, що припорні ділянки у позacentрово стиснутих балках з малими ($a/h_0=1$) прольотами зрізу руйнуються за похилою стиснутою 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. Припорні ділянки позacentрово 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 наведеними 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, 2004–230 p. 2. СНУП 2.03.01-84*.

Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.

3. СП 52-101-2003 “Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры”. – М.: ГУП “НИИЖБ” Госстроя России, 2004. – 55 с.

4. СП 52-102-2004 “Предварительно напряжённые железобетонные конструкции”. – М.: ГУП “НИИЖБ” Госстроя России, 2004. – 49 с.

5. Гольшиев А.Б. Железобетонные конструкции / А.Б. Гольшиев, В.П. Полищук, В.Я. Бачинский / Под ред. А.Б. Голишева. – К.: Логос, 2001. – 420 с.

6. Голишев О.Б. Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій і з опору залізобетону / О.Б. Голишев, А.М. Бамбура. – К.: Логос, 2004. – 340 с.

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 наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво) Держ. наук.-досл. інст-т буд. к-цій Мін-ва регіон. розв. та буд.-ва України. Вип. 70. – К.: 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 наук.-техн. зб. наук. праць Держ. наук.-досл. інст-т буд. к-цій. Вип. 67. – К.: 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.

12. Дорофеев В.С. Моделивання напружено-деформованого стану розтягнуто-зігнутих прогінних залізобетонних елементів / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, М.М. Петров, А.В. Коваль // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. 28. – Одеса: ТОВ “Зовнішрекламсервіс”. – 2009. – С. 169–277.

13. Бліхарський З.Я. Напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій в агресивному середовищі при дії навантаження // Дис. д-ра техн. наук.: 05.23.01. – Львів, 2005. – 357 с.