

ОСОБЛИВОСТІ ІНЖЕНЕРНОГО МЕТОДУ РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ ПРИОПОРНИХ ДІЛЯНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОЧНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Карпюк В. М.

Одеська державна академія будівництва та архітектури, Україна

Вступ. Опір залізобетонних елементів сумісній дії поздовжніх і поперечних сил, згинальних і крутних моментів є однією з найбільш важливих і не до кінця вивченою проблемою як у 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 залізобетонних елементів являється важливим завданням.

Аналіз попередніх досліджень. Пріоритетним напрямком досліджень і публікацій з вказаної теми в останні роки є розвиток нормативної бази в області будівельних конструкцій, 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. Разом з тим, руйнування залізобетонних конструкцій за похилими перерізами є дуже небезпечним, а тому і вкрай небажаним.

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 входить в нині діючий європейський стандарт EC-2 [1], вивела у другій половині ХХ століття вітчизняні норми на передові рубежі науки по цьому питанню. Але, разом з тим, як слушно підкреслено у роботі В.В. Тура і А.А. Кондратчика [2], недостатньо обгрунтоване зменшення запасу міцності приопорних ділянок і нехтування впливом цілого ряду конструктивних факторів та факторів зовнішньої дії призвело до суттєвого зменшення надійності розрахунку за СНиП 2.03.01-84* [3]. На думку авторів [2] найбільшу точність і надійність мають розрахункові формули норвежських норм NS 3473E, які базуються на положеннях модифікованої теорії "стиснутих полів" і

канадські норми CSA 23, засновані на загальній теорії розрахунку на зріз. Результати оцінки надійності розрахункових формул EC-2 показали, що вони займають деяке проміжне положення між американськими ACI Code 318 і норвезькими NS 3473E нормами.

У зв'язку з цим під час перегляду СНиП 2.03.01-84* автори (О.С. Залесов, О.І. Звездов, Т.А. Мухамедієв, Є.А. Чистяков та ін.) введених у Росії з 2003 [4] і 2004 [5] 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 нових російських нормах [4, 5] у бік створення додаткового запасу міцності було прийнято спрощену розрахункову схему приопорної ділянки прогінного залізобетонного елемента.

Вигідно в цьому плані відрізняються роботи А.М. Бамбури, О.Б. Голишева, О.І. Давиденка та ін. [6, 7, 8, 9, 10], які за допомогою деформаційного методу спроможні через міцність нормальних перерізів задовільно визначати міцність похилих перерізів звичайних і попередньо напружених стержневих елементів.

Знайшов впровадження у практику проектування також метод Л.О. Дорошкевича, Б.Г. Демчини, С.Б. Максимович, Б.Ю. Максимовича [11, 12], який також пов'язує розрахунок міцності похилих і нормальних перерізів. При цьому, розрахунок поперечної арматури, як вважають автори [11,12], є однаковим для балок, коротких консолей та плит, який виконується на, так зване, "продавлювання".

Разом з тим, характер напружено-деформованого стану, роботи та руйнування прогінних залізобетонних елементів, завантажених окрім поперечних ще й поздовжніми стискаючими або розтягуючими силами, прикладеними з ексцентрисистемами, згинальними та крутними моментами, суттєво відрізняється від такого, що описаний у роботах [1...12].

Мета роботи і задачі досліджень. Мета даної роботи – загальна характеристика запропонованого інженерного методу розрахунку міцності приопорних ділянок плосконапружених прогінних елементів. Задачі досліджень полягають у розкритті особливостей характеру деформування, тріщиноутворення та руйнування залізобетонних елементів зі складним напружено-деформованим станом плосконапружених приопорних ділянок, виявленні механізми

та описанні нових схем руйнування цих ділянок у залежності від співвідношення дослідних факторів.

Методика досліджень. Для досягнення поставленої мети була розроблена спеціальна методологія виконання системних натурних і числових експериментів у шести серіях зі звичайними, попередньо напруженими, нерозрізними, позацентрово розтягнутими і стиснутими прогінними залізобетонними елементами з урахуванням дії тривалого навантаження та використання спеціального лабораторного устаткування. Усі зазначені експерименти були тривірневими, за майже Д-оптимальними планами типу Хартлі Na_5 .

Дослідні елементи представляли собою шарнірно обперті одно - та двопрогінні балки прямокутного і таврового перерізів висотою 200мм з довжиною прольотів балок, що дорівнювали $9h_0$. Вони були армовані двома плоскими каркасами. Нижня і верхня повздовжня арматура прийнята класу А500С, поперечна – Вр-І.

Для виготовлення дослідних зразків – балок використали важкий бетон класів С12/15, С20/25, С30/35 на гранітному щебені та кварцовому піску з використанням звичайного портландцементу марки 400 без добавок.

У розрахункових деформаційних моделях використовували осереднені апроксимуючі діаграми деформування бетонних призм ДП НДІБК з низпадними гілками, відомі ідеалізовані дволінійні та більш складної форми діаграми деформування арматурної сталі, а також різні феноменологічні критерії міцності бетону та залізобетону.

Для створення різних видів деформації та випробування дослідних зразків-балок були запроектовані та виготовлені спеціальні універсальні силові установки.

Деформації бетону та арматури дослідних зразків у процесі випробувань вимірювали за допомогою тензорезисторів з контролем цих показів індикаторами годинникового типу.

Результати досліджень. У процесі експериментальних досліджень розкриті особливості деформування, тріщино утворення та руйнування прогінних залізобетонних конструкцій зі складним напружено-деформованим станом приопорних ділянок, визначено системний вплив конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії на їх несучу здатність, виявлено механізм та нові схеми руйнування цих ділянок, отримані адекватні математичні моделі міцності, тріщиностійкості, деформативності та інші параметри несучої здатності дослідних елементів.

У залежності від співвідношення конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії руйнування приопорних ділянок

плосконапружених прогінних залізобетонних елементів може відбутися за однією з представлених на рис. 1 схем:

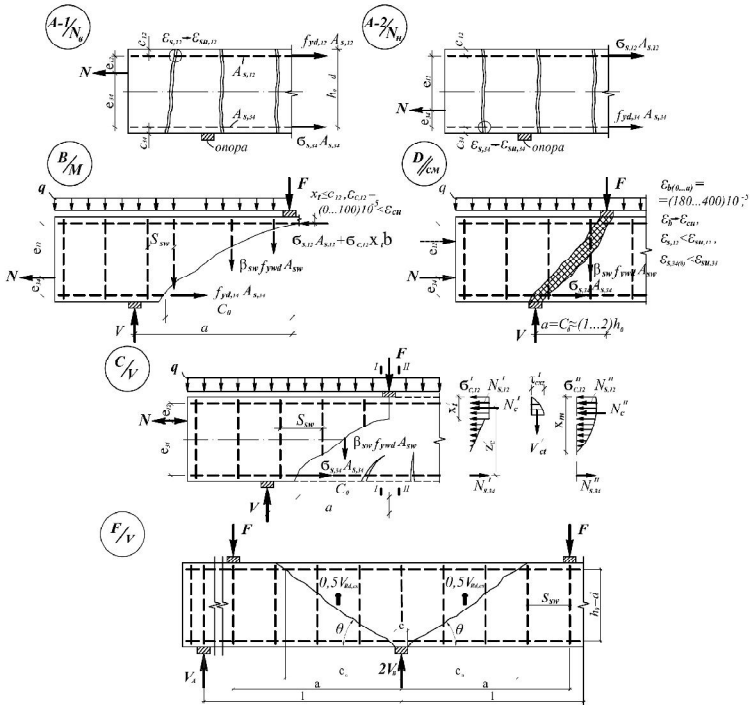


Рис.1 Основні схеми руйнування однопрогінних позакентрово розтягнутих і стиснутих, звичайних та поперечно напружених залізобетонних балок

- за схемою **A-1/N_b** або **A-2/N_n** за **нормальними** перерізами внаслідок **текучості**, відповідно, верхньої або нижньої поздовжньої арматури при недостатній її кількості або наявності надмірної розтягуючої поздовжньої сили;
- за схемою **B/M** за **похилим** перерізом при переважній дії **згинального моменту** при мінімальній (до 1%) і недостатній (до 0,3%) кількості поперечної арматури;
- за схемою **C/V** за **похилим** перерізом при переважній дії **поперечної сили** від зрізу (зсуву) або подрібнення бетону стисненої зони при середній ($\geq 1,5\%$) та великій кількості поздовжньої арматури;
- за схемою **D/cm**, тобто за **похилою стислою смугою** між зосередженою силою та опорою в позакентрово стиснутих та поперечно напружених елементах з прольотом зрізу $a \leq 2h_0$;

- за схемою F/V від продавлювання над середньою опорою у вигляді перевернутої трапеції з можливим утворенням «пластичних шарнірів» над середньою опорою і в прольотах, а також перерозподілом внутрішніх зусиль.

Інженерні методики розрахунку міцності приопорних ділянок плосконапружених прогінних стержневих залізобетонних елементів [13] можна об'єднати в один загальний інженерний метод, суть якого полягає в тому, що за допомогою вдосконалених нелінійних шаруватої або вдосконаленої загальної деформаційних моделей чи методу скінчених елементів [14] моделюється напружено-деформований стан прогінної конструкції, визначається несуча здатність окремих нормальних (інколи за МСЕ і похилих) перерізів, а через них міцність приопорних ділянок і похилих перерізів включно. Цю процедуру можна спростити. Знаючи співвідношення конструктивних чинників та факторів зовнішнього впливу, слід почергово розглянути найбільш вірогідні схеми (рис. 1) руйнування приопорних ділянок конструкції, визначити руйнуючі зусилля і взяти за основу її мінімальну несучу здатність.

Так, при позацентровому розтязі дослідних елементів з відносно малими ексцентриситетами характер утворення (по всій висоті перерізу) і розкриття нормальних тріщин свідчить про те, що має місце, так званий, 2^й випадок. Виходячи з цього, умови міцності для схем руйнування $A-I/N_6$, $A-I/N_n$ мають відповідний вид:

$$N \leq f_{yd,12} A_{S,12} (h_0 - c_{12}) / e_{34}; \quad (1)$$

$$N \leq f_{yd,34} A_{S,34} (h_0 - c_{12}) / e_{12}, \quad (2)$$

які дозволяють підібрати необхідну кількість поздовжньої арматури на опорі або визначити допустиме значення N .

При руйнуванні елемента за схемою B/M умова міцності приопорної ділянки відносно центру ваги верхньої (монтажної) арматури має вигляд:

$$M \leq M_S + M_{S,W} = M_{S,N} + M_{S,F} + M_{S,W,F} \quad (3)$$

яку можна представити і так:

$$M \leq Va + Ne_{12} - f_{yd,34} A_{s,34} z_s - q_{sw} c_0^2 / 2 \quad (4)$$

Ураховуючи $N_S = N_{S,N} + N_{S,F}$, додаткове поздовжнє зусилля $N_{S,N}$ і нормальне напруження $\sigma_{s,34,N}$ у робочій арматурі, викликані поздовжньою розтягуючою силою, можна визначити за деформаційною моделлю через $\varepsilon_{s,N}$, а зусилля $N_{S,F}$, викликане поперечною силою F , за виразом:

$$N_{S,F} = N_S - N_{S,N} = f_{yd,34} A_{s,34} - \sigma_{s,34,N} \cdot A_{s,34} = (f_{yd,34} - \sigma_{s,34,N}) A_{s,34} \quad (5)$$

У практичних розрахунках відносно довжину горизонтальної проекції небезпечної похилої тріщини c_0 рекомендується визначати за емпіричними залежностями, отриманими за відповідними математичними моделями c_0/h_0 для проведених серій дослідів та раніше опублікованими в роботах авторів:

$$c_0 = f(a/h_0, c, \rho_w, \rho_{fu}, \rho_{fb}, N_p/(f_{ck}bh_0), p/(f_{ck}bh_0)) \quad (6)$$

Для прогнозу міцності похилого перерізу прогінного залізобетонного елемента, який може зруйнуватися за схемою C/V , прийняті наступні передумови: а) міцність похилих перерізів визначається через міцність нормальних перерізів, яка може бути визначена за деформаційним або традиційним методом; б) реальний нормальний переріз елемента замінюється розрахунковим з середніми деформаціями стислого бетону й розтягнутої арматури; в) напруження (деформації) в арматурі визначаються за допомогою деформаційного методу у нелінійній постановці; реальна криволінійна еюра напружень у бетоні стислої зони у розрахунках на міцність може бути замінена на прямокутну над вершиною небезпечної похилої тріщини і трикутну - під нею; г) можливі сили зачеплення бетону у вершині небезпечної похилої тріщини не ураховуються, оскільки у непереміщуваних елементах ширина розкриття похилих тріщин значно перевищувала можливі деформації зсуву; д) розрахунок починається з визначення несучої здатності нормального перерізу елемента під зосередженою силою (в кінці прольоту зрізу) з урахуванням можливого збільшення (зменшення) міцності бетону стислої зони при її складному напруженому стані та досягнення максимальними дотичними напруженнями значень до 50% від призмової (характеристичної f_{ck} при визначенні руйнуючої V_u або розрахункової f_{cd} при визначенні розрахункової V) міцності бетону.

Невідомі внутрішні зусилля, висоту стислої зони бетону та інші параметри працездатності приопорної ділянки прогінного залізобетонного елемента при її руйнуванні за схемою C/V визначаються:

$$\pm N = N_{ct}^I + N_{S,12}^I - N_{S,34}^I; \quad (7)$$

$$V_I = V_{ct}^I + V_{sw} + V_S; \quad (8)$$

$$M_I = M_{II} = M_{U,M+V} = M_{U,M} = N_{ct}^I (h_0 - 0,5X_I) + \quad (9)$$

$$+ N_{S,12}^I (h_0 - c_{12}) + V_S \cdot C_0 + V_{sw} \cdot C_0 / 2,$$

$$\text{де} \quad N_{ct}^I = \sigma_{c,12}^I \cdot A_{ct}^I; \quad (10)$$

$$V_{ct}^I = (2/3)V_{Rd} \cdot A_{ct}^I; \quad (11)$$

$$V_{sw} = q_{sw} \cdot C_0 = \beta_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot C_0 / S_{sw}; \quad (12)$$

$$V_I = M_1 / a = M_{U,M+V} / a, \quad (13)$$

де A_{ct}^I - частина перерізу $I-I$ висотою X_t ;

$\beta_{sw} = \sigma_{swz} / f_{ywk}$ - коефіцієнт, що характеризує рівень нормальних напружень у поперечній арматурі. Середні значення $\beta_{sw} = 0,8$ для звичайних, позацентрово розтягнутих і попередньо напружених балок, а для нерозрізних – $\beta_{sw} = 0,6$;

$$M_{u0} = M_{u,M+V} (1 - C_0 / a) - N_{s,12}^I (h_0 - c_{12}) + 0,5q_{sw} \cdot C_0^2; \quad (14)$$

$$0,5\sigma_{c,12}^I \cdot b \cdot X_t^2 + [(2/3)V_{Rd} \cdot C_0 - \sigma_{c,12}^I h_0] \cdot b \cdot X_t + M_{u0} = 0, \quad (15)$$

де $B_1 = 0,5\sigma_{c,12}^I \cdot b$; $B_2 = +[(2/3)V_{Rd} \cdot C_0 - \sigma_{c,12}^I h_0] \cdot b$; $B_3 = M_{u0}$

$$V_s = V_I - (2/3)V_{Rd} \cdot b \cdot X_t - q_{sw} \cdot C_0 \leq [\hat{V}_s] \quad (16)$$

де $[\hat{V}_s] \leq 0,05V_I = 0,05M_I / a$ для звичайних однопрогінних, нерозрізних, позцентрово розтягнутих та стиснутих балок;

$[\hat{V}_s] = f[a/h_0, b_f/b, h_f/h_0, \rho_w, p/(f_{ck}bh_0)]$ для попередньо напружених таврових залізобетонних елементів пропонується визначати за відповідною математичною моделлю.

$$\text{Перевірка:} \quad N_s = \sigma_{c,12}^I A_{ct}^I + \sigma_{s,12}^I A_{s,12} \pm N \quad (17)$$

при збереженні умови:

$$N_s \leq N_{s,I} = \gamma_{s6} f_{yd,34} A_{s,34}. \quad (18)$$

При невиконанні умови (18) розрахункову схему C/V потрібно замінити на більш просту B/M дотриманням $V_s = 0; V_{ct}^I = 0$ і для якої

$$M \leq M_s + M_{sw} = f_{yd,34} A_{s,34} (h_0 - c_{12}) + q_{sw} c_0^2 / 2 = M_I = V_I a. \quad (19)$$

Ураховуючи фактичний напружений стан та прийняте у вітчизняних нормах діалектичну єдність підходів до розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів, що руйнуються за похилою стислою смугою (схема D/cm), доцільно прийняти умову міцності похилої стислої смуги у традиційному вигляді:

$$V \leq \varphi_{c1}^* f_{cd} b h_0, \quad (20)$$

де φ_{c1}^* - коефіцієнт, який на відмінну від старих вітчизняних, нових

російських і білоруських норм, має змінне значення та інтегрально урахує вплив діючих чинників. Він може бути визначений для звичайних та позацентрово-стиснутих залізобетонних балок за такою емпіричною залежністю:

$$\varphi_{c_1}^* = 0,30 - 0,09(c - 25)/10 + 0,01(\rho_w - 0,0035)/0,00145, \quad (21)$$

а для попередньо напружених залізобетонних елементів - за виразом:

$$\varphi_{c_1}^* = 0,398 - 0,008c + 13,889\rho_w - 0,007 \frac{\sigma_{sp} \cdot A_{sp}}{bh_0} \quad (22)$$

Умови міцності приопорних ділянок нерозрізних залізобетонних балок, руйнування яких відбувається над середньою опорою за схемою продавлювання F/V , має вигляд:

$$F_B = 2V_B \leq F_c + F_{sw} = \alpha_c f_{ctd} U_m h_0 + \beta_w f_{ywd} \sum A_{sw,2C_0}, \quad (23)$$

де F_B – величина реакції над середньою опорою; V_B – розрахункові значення поперечних сил зліва і справа від опори; F_c – перерізує зусилля, що сприймається бетоном;

F_{sw} – перерізує зусилля, що сприймається поперечною арматурою, розташованою на бокових гранях тіла продавлювання сумарною площею $\sum A_{sw,2C_0}$; $\alpha_c = \sigma_c / f_{ctk}$ – коефіцієнт, що характеризує рівень нормальних до поздовжньої осі балки напружень в бетоні на гранях тіла продавлювання і визначається за емпіричною формулою: $\alpha_c = f(a/h_0, c, \rho_w, \rho_{ft}, \rho_{fb})$, $\alpha_c = 0,60 \dots 4,16$;

$\beta_w = \sigma_w / f_{yk}$ – коефіцієнт, що характеризує рівень напружень у поперечній арматурі приопорних ділянок, яку перетинають бокові грані тіла продавлювання і який визначається за аналогічною емпіричною залежністю. $\beta_w = 0,15 \dots 1,00$;

U_m – середньоарифметичне значення периметрів верхньої та нижньої основи тіла продавлювання в межах робочої висоти перерізу h_0 .

Прогноз несучої здатності складнонапружених прогінних залізобетонних елементів з урахуванням їх стисненого чи вільного кручення слід виконувати за вдосконаленою авторами нелінійною деформаційною розрахунковою моделлю.

Порівняння експериментальних і обчислених за запропонованими інженерними методиками значень міцності приопорних ділянок дослідних елементів (табл. 1) показало задовільну їх збіжність (коефіцієнт варіації $v \leq 12\%$).

Результати роботи використовуються у проектній практиці провідних будівельних організацій м. Одеси (ТОВ «Стікон», ПСМО

«Одесбуд», НВЦ «Екобуд», ТОВ «ГоловБуд» та ін.) при підсилени фундаментах Одеського академічного театру опери і балету, відновленні кафедрального Спасо-Преображенського собору в м. Одесі, новому будівництві та реконструкції знакових для м. Одеси будівель і споруд, у навчальному процесі Одеської державної академії будівництва та архітектури (успішно захищені 3 кандидатські дисертації та 19 магістерських дипломних наукових робіт), частково впровадженні в діючі державні національні норми проектування.

Висновки

1. Розкриті особливості напружено-деформованого стану дослідних зразків-балок. Вперше встановлена залежність характеру і виду руйнування цих ділянок від відповідного співвідношення конструктивних чинників та факторів зовнішнього впливу. Систематизовані відомі та виявлені нові схеми руйнування плосконапружених ($A-1/N_6$, $A-2/N_n$, B/M , C/V , $D//cm$, F/V_s) та складнонапружених ($E/T_{стисн}$, $E/T_{вільн}$) приопорних ділянок прогінних залізобетонних елементів. Виявлені особливості перерозподілу внутрішніх зусиль в дослідних елементах, зумовленого нелінійністю деформування їхніх матеріалів, утворенням умовних «пластичних шарнірів» в нерозрізних балках.

2. Аналіз методів розрахунку міцності приопорних ділянок прогінних залізобетонних конструкцій, закладених у національних нормах проектування розвинених країн світу, а також авторських методів, показав, що абсолютна більшість із них базується не на новому загальному методі, а на частково вдосконалених методах, які використовувалися в свій час в старих нормах. Зокрема, методи розрахунку ЕС-2 та інших зарубіжних країн базуються на різних умовних схемах та аналогіях, які вимагають застосування емпіричного підходу і використання все більшої кількості формул вказаного походження.

Порівняння розрахункових і дослідних значень несучої здатності приопорних ділянок різних типів прогінних конструкцій, обчислених за рекомендаціями різних національних норм проектування, показало, з одного боку, незадовільну їхню збіжність, в цілому, а з другого боку, - недостатню надійність запропонованих формул, оскільки для досить великої кількості дослідних зразків, зокрема складнонапружених і з великими прольотами зрізу, розрахункова міцність значно перевищувала їхню фактичну несучу здатність.

Таблиця 1

Результати порівняння експериментальних та розрахункових значень руйніючого поперечного навантаження

№ досліду	Серія I			Серія III-A			Серія III-B			Серія IV			Серія V		
	Експериментальне значення Q_{Ru} , кН	Врахункове значення Q_{Ru} , кН	Схема руйнування	Експериментальне значення Q_{Ru} , кН	Врахункове значення Q_{Ru} , кН	Схема руйнування	Експериментальне значення Q_{Ru} , кН	Врахункове значення Q_{Ru} , кН	Схема руйнування	Експериментальне значення Q_{Ru} , кН	Врахункове значення Q_{Ru} , кН	Схема руйнування	Експериментальне значення Q_{Ru} , кН	Врахункове значення Q_{Ru} , кН	Схема руйнування
1	63,3	51,9	за \perp	63,3	51,9	B/M	97,0	132,0	D/CM	85,5	73,4	B/M	189,0	159,9	F/V
2	119,1	106,1	D/CM	119,1	106,1	A-1/N _{up} -B/M	150,0	132,0	D/CM	93,0	86,1	D/CM	269,0	270,5	F/V
3	118,1	123,01	D/CM	118,1	123,01	C/V	130,6	93,3	зм.бет. чзг.	76,0	77,7	D/CM	206,0	199,2	F/V
4	31,8	26,6	за \perp	31,8	26,6	C/V	59,7	31,1	зм.бет. чзг.	64,0	63,7	C/V	93,0	77,7	F/V
5	146,1	123,01	D/CM	146,1	123,01	B/M	143,2	132,0	D/CM	93,2	86,1	D/CM	366,0	375,4	F/V
6	42,5	60,63	B/M	42,5	60,63	C/V	63,7	46,2	зм.бет. чзг.	80,3	73,4	B/M	136,0	146,5	F/V
7	35,0	32,9	за \perp	35,0	32,9	B/M	78,0	31,1	зм.бет. чзг.	69,3	76,5	C/V	93,0	108,6	F/V
8	92,2	106,1	D/CM	92,2	106,1	C/V	139,0	132,0	D/CM	76,8	77,7	D/CM	162,0	166,9	F/V
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
9	157,8	135,1	D/CM	157,8	135,1	C/V	162,2	132,0	D/CM	95,0	86,1	D/CM	256,0	254,0	F/V

Продовження таблиці 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16											
10	50,4	64,0	В/М	-	-	-	74,2	132,0	Д/см	81,0	82,6	В/М	129,0	106,1	F/V											
11	34,4	33,0	за⊥	-	-	-	52,5	31,1	зм.бет. ч.ст.	64,0	54,3	C/V	139,0	129,3	F/V											
12	92,6	101,0	Д/см	-	-	-	122,0	132,0	Д/см	73,0	77,7	Д/см	233,0	220,5	F/V											
13	117,1	135,1	Д/см	-	-	-	156,3	132,0	Д/см	78,3	77,7	Д/см	324,0	313,7	F/V											
14	32,5	26,6	за⊥	-	-	-	77,0	31,1	зм.бет. ч.ст.	64,8	54,5	C/V	109,0	146,6	F/V											
15	58,4	60,5	В/М	-	-	-	65,0	132,0	Д/см	88,8	82,6	В/М	135,0	149,1	F/V											
16	104,9	100,9	Д/см	-	-	-	126,0	132,0	Д/см	89,8	86,1	Д/см	189,0	196,4	F/V											
17	47,0	48,03	В/М	-	-	-	74,0	39,1	зм.бет. ч.ст.	80,0	69,6	В/М	128,0	126,9	F/V											
18	119,4	132,0	Д/см	-	-	-	144,1	132,0	Д/см	83,0	81,3	Д/см	251,0	250,6	F/V											
19	75,6	70,1	В/М	-	-	-	103,4	132,0	Д/см	81,0	81,6	C/V	182,0	181,7	F/V											
20	55,8	70,1	В/М	-	-	-	94,2	132,0	Д/см	81,0	79,7	C/V	134,0	134,0	F/V											
21	71,4	71,7	В/М	-	-	-	112,5	132,0	Д/см	82,0	80,3	C/V	160,0	157,6	F/V											
22	67,4	68,5	В/М	-	-	-	91,2	128,0	Д/см	80,0	80,4	C/V	156,0	155,4	F/V											
23	86,0	90,7	В/М	-	-	-	106	132,0	Д/см	90,0	95,8	C/V	178,0	178,0	F/V											
24	57,8	52,1	В/М	-	-	-	97,8	132,0	Д/см	70,0	68,8	C/V	139,0	139,9	F/V											
25	71,4	70,1	В/М	-	-	-	103,5	132,0	Д/см	82,0	92,1	C/V	190,0	188,6	F/V											
26	70,44	70,1	В/М	-	-	-	100,2	132,0	Д/см	80,0	99,7	C/V	127,0	124,5	F/V											
27	71,4	70,1	В/М	-	-	-	101,9	132,0	Д/см	81,0	95,7	C/V	158,0	157,4	F/V											
коэф.ф. варіан.												v=15,4%			v=5,9%			v=25,0%			v=8,1%			v=8,0%		

3. Різноманітність форм складного напруженого деформованого стану та схем руйнування унеможливило створення однієї простої і, в той же час, універсальної розрахункової моделі для експрес-оцінки несучої здатності приопорних ділянок різних типів прогінних конструкцій, яка адекватно відображала б вплив як конструктивних чинників, так і факторів зовнішньої дії на неї.

Запропонований новий загальний інженерний метод розрахунку міцності приопорних ділянок плосконапружених прогінних залізобетонних конструкцій, що базується на виборі найбільш імовірних схем їх руйнування у залежності від співвідношення дослідних факторів та почерговому їх розгляді з метою визначення мінімальної несучої здатності, дозволяє звузити існуючий «коридор» розбіжностей експериментальних і розрахункових значень несучої здатності вказаних ділянок з $v=20\dots60\%$ до $v=6\dots12\%$.

SUMMARY

The main results of experimental studies of strength near supporting conventional plots, of continuous, prestressed, eccentrically stretched and compressed concrete beams. Found new schemes near supporting plots destruction sites and found these structures and their dependence on the respective relations research factors. A new engineering method for calculating the overall strength near supporting plots of these elements, based on selecting and reviewing the most likely alternate schemes of their destruction.

Література.

1. EN 1992-1:2001(Final Draft, April, 2002) Eurocode-2: Desing of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Building. – Brussels, 2002. – Oktober – 230 p.

2. Тур В.В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил / В.В. Тур, А.А. Кондратчик: Монография. – Брест: изд-во БГТУ, 2000.-400с.: ил.

3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.

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

5. СП 52-102-2004 "Предварительно напряженные железобетонные конструкции". – М. : ГУП "НИИЖБ" Госстроя России, 2004. – 49с.

6. Гольшев А.Б. Железобетонные конструкции / А.Б. Гольшев, В.П. Полищук, В.Я. Бачинский: [под ред. А.Б. Гольшева]. – К. : Логос, 2001. – 420 с.

7. 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.

8. Давыденко А.И. К расчету прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента с использованием полной программы деформирования бетона / А.И. Давыденко, 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. – № 7. – С. 209-216.

9. 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. ін-т буд. кон-цій Мін-ва регіон. розв. та буд-ва України, Вип. 70. – К. : НДІБК, 2008. – С. 103-116.

10. 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.

11. 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. ін-т буд. кон-цій. – Вип. 67. – К. : НДІБК, 2007. – С. 601-612.

12. Дорошкевич Л.А. Нестандартный 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.

13. Залесов А.С. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил / А.С. Залесов, Ю.А. Климов. – К. : Будівельник, 1989. – 105 с.

14. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в механике железобетона / С.Ф. Клованич, И.Н. Мироненко. – Одесса: изд-во ОНМУ, 2007. – 110 с. ил.

