

В. С. ДОРОФЄЄВ, В. М. КАРПЮК, О. М. ПЕТРОВ, М. М. ПЕТРОВ (Одеська державна академія будівництва і архітектури)

РОЗРАХУНКОВА МОДЕЛЬ СТЕРЖНЕВОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОНСТРУКЦІЇ З УРАХУВАННЯМ ЇЇ СКЛАДНОГО НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ

Представлена розрахункова модель дозволяє оцінювати зміну напружено-деформованого стану залізобетонного стержня в процесі простого пропорційного навантаження на всіх стадіях його роботи, включаючи руйнування, з урахуванням реальних властивостей матеріалів.

Ключові слова: напружено-деформований стан, залізобетонний стержень, стадія роботи, властивість матеріалу

Вступ

Раціональне проектування будівельних конструкцій наштовхується на відомі труднощі внаслідок того, що залізобетон є композитним, непружним, неоднорідним і анізотропним матеріалом, здатним як до утворення тріщин, крихкого руйнування, так і до появи пластичних властивостей, повзучості, усадки та набухання.

До теперішнього часу недостатньо вивченим є опір залізобетонних елементів дії зовнішнього навантаження при складному напружено – деформованому стані, який характеризується виникненням в них поперечних та поздовжніх сил, згинальних та крутних моментів. Наслідком цього являється напівемпіричний підхід до їхнього розрахунку.

Отже, дослідження за вказаним напрямком є важливими та актуальними. Вони тісно пов'язані з науковою тематикою академії, носять системний характер і являються складовою частиною держбюджетної теми № 0108U000559 Міністерства освіти і науки, молоді та спорту України.

Аналіз попередніх досліджень

Вивченню фізичної нелінійності бетону та залізобетону присвячені піонерні розробки А. Ф. Лолейта [1], В. І. Мурашева [2]. Вони створили передумови для розвитку інженерних методів розрахунку залізобетонних конструкцій, що згинаються. Проте, ці теорії дають відповідь про характер розподілу напружень по висоті перерізу елементів тільки на окремих стадіях їхньої роботи й не дозволяють простежити за дійсним напружено – деформованим станом аж до появи граничного стану, як правило, нормальних перерізів.

Для вивчення процесу деформування дослідних складно напружених залізобетонних елементів потрібно, як виявилось, застосувати теорію пластичності, методи механіки деформування та руйнування твердого тіла.

Початок дослідженням пластичності матеріалів при складному напружено – деформованому стані покладено роботами Л. Прандтля, Е. Рейсса, О. А. Ільюшина та ін. Проте, досить швидко виявилася непридатність вказаних класичних теорій для описання пластичності бетону, оскільки бетон має різну міцність на стиск і розтяг, в ньому можуть утворюватися тріщини, що разом визиває появу деформаційної анізотропії та ефект дилатації при тривісному стиску.

Г. О. Генієв, В. М. Киссюк, Г. О. Тюпін [3] вперше запропонували урахувати всі перераховані вище особливості деформування бетону, який розглядається як нелінійно – пружний ізотропний матеріал, а залізобетон – трансверсально ізотропним як до, так і після утворення тріщин.

Праці А. І. Козачевського, В. М. Круглова [4], С. Ф. Клованича [5], В. І. Корсуна [6] суттєво розвили запропоновану в [3] теорію пластичності бетону і залізобетону.

В дослідженнях [7, 8, 9] М. І. Карпенко та його учні розвивають теорію малих пружно-пластичних деформацій, у якій бетон як до, так і після появи тріщин розглядається як анізотропний матеріал з дискретним розташуванням арматури.

Основи сучасних уявлень про теорію міцності бетону при тривісному напруженому стані були закладені М. М. Філоненко-Бородичем [10], Г. О. Генієвим, В. М. Киссюком, Г. О. Тюпіним [3], Г. С. Писаренком, А. А. Лебедєвим [11], Т. А. Баланом, С. Ф. Клованичем [12], М. І. Карпенком [7] і його учнями, Dei Poli [13], К. Н. Gerstle [14], Н. В. Kupfer [15] та ін.

Поява сучасних високопродуктивних ЕОМ з великим об'ємом пам'яті зробила можливим розв'язання задач зі складними розрахунковими моделями числовими методами. У такій ситуації головним постає питання про вибір ефективного числового методу [9].

Формулювання задачі та основні передумови

Розглядається залізобетонний стержень прямокутного перерізу (рис. 1) сталого за довжиною жорсткості, у розрахункових перерізах якого має місце загальний випадок напружено-деформованого стану.

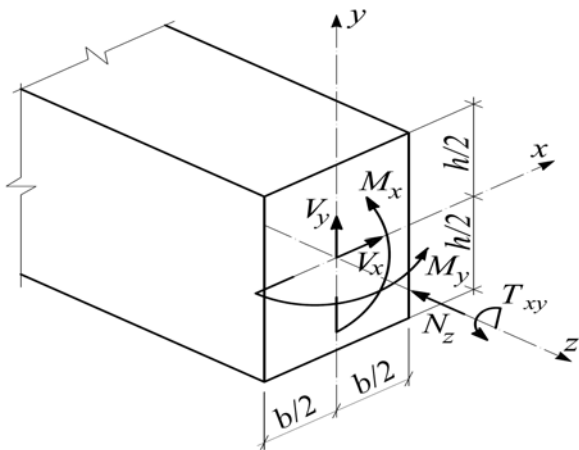


Рис. 1. Схема внутрішніх зусиль у поперечному перерізі стержня у загальному випадку його напружено – деформованого стану.

Стержень виготовлений з важкого бетону, твердіння якого відбувалося у нормальних природних умовах. Його армування довільне у вигляді системи ортогонально направлених стержнів робочої і монтажної арматури вздовж осі z , поперечної вертикальної (вздовж осі y) і горизонтальної (вздовж осі x) арматури.

Розглядається просте пропорційне навантаження стержня.

Задача на даному етапі досліджень – визначення несучої здатності залізобетонного стержня з урахуванням його центрального стиску (розтягу), косоного згину з вільним чи стисненим крученням, впливу конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії, нелінійних властивостей бетону й арматури.

Основні символи, індекси та позначення використовуються в даній моделі згідно з рекомендаціями діючих норм [16, 17].

Основні передумови:

– залізобетонний стержневий елемент є негнучким;

– зв'язки між напруженнями і відносними деформаціями в бетоні та арматурі встановлюються за допомогою повних діаграм стиску-розтягу та зсуву;

– розглядаються нормальні до повздовжньої осі розрахункові перерізи;

– розподіл загальних лінійних відносних деформацій по висоті розрахункового перерізу при деформації стиску (розтягу) та згину відповідає гіпотезі плоских перерізів;

– дотичні напруження у розрахунковому перерізі елемента при вільному його крученні визначаються згідно з рекомендаціями [18, 19];

– дотичні і нормальні напруження у розрахункових перерізах стержня при його стисненому крученні визначаються з урахуванням рішення М. І. Безухова [20] та згідно з рекомендаціями Ю. О. Школи [21];

– бетон і стержні повздовжньої арматури сприймають нормальні $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ та дотичні $\tau_{zx}, \tau_{zy}, \tau_{xy}$ напруження;

– стержні поперечної арматури сприймають тільки дотичні напруження τ_{zx} та τ_{zy} . Їх розподіл по довжині цих стержнів вважається нерівномірним;

– у якості критерію руйнування бетону (виникнення макротріщин) може бути прийнята феноменологічна умова міцності В. М. Круглова [4] або М. І. Карпенка [7] та його учнів;

– до появи макротріщин вважається справедливою умова сумісності деформацій бетону і арматури. Після їх появи бетон виключається з роботи і всі зусилля у перерізі з тріщиною сприймаються тільки арматурою;

– арматурні стержні виключаються з роботи з виникненням в них деформацій текучості. У якості критерію приймається умова текучості Губера-Мізеса-Генкі [20, 22];

– при переході від напружень до узагальнених внутрішніх силових факторів застосовується процедура числового інтегрування елементарних внутрішніх силових факторів по всій площі розрахункового перерізу. При цьому, розрахунковий переріз стержневого елемента умовно поділяється на окремі малі елементи – частки, в межах яких напруження вважаються однаковими.

Згідно з [3, 7, 23] міцність бетону в системі координат головних напружень $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ описується безперервною, випуклою, симетричною відносно октаедричного нормального напруження σ_0 та однаково нахиленою до вказаних координатних осей поверхнею, побудованою за

методом М. М. Філоненка-Беродича з використанням рівняння

$$f(\sigma_{oc}, \tau_{oc}, \theta_c) = \tau_{oc} - \tau_{olc}(\sigma_{oc}) \cdot \rho(\theta_c) = 0, \quad (1)$$

$$\rho(\theta_c) = \left[2a_c \cos \theta_c + b_c \sqrt{a_c (4 \cos^2 \theta_c - 1) + b_c^2} \right] / \left(4a_c \cos^2 \theta_c + b_c^2 \right), \quad (2)$$

де $a_c = 1 - c_c^2$, $b_c = 2c_c - 1$, $c_c = \tau_{o2c} / \tau_{olc}$.

Зв'язок між октаедричними напруженнями при кутах виду напруженого стану $\theta_c = 60^\circ$ і $\theta_c = 0^\circ$ згідно з [23] можна представити:

$$\begin{aligned} \sigma_{oc} &= A_1 \tau_{olc}^2 + B_1 \tau_{olc} + C_1, \\ \sigma_{oc} &= A_2 \tau_{o2c}^2 + B_2 \tau_{o2c} + C_1 \end{aligned} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} A_1 &= 4,14 / (f_{ck} - f_{ctk}); \\ B_1 &= (5,38 f_{ck}^2 + f_{ck} f_{ctk} - 6,38 f_{ctk}^2) / \left[4,24 (f_{ck} - f_{ctk})^2 \right]; \\ A_2 &= (4,09 f_{ck} - 4,16 f_{ctk}) / (1,20 f_{ck}^2 - 2,20 f_{ck} f_{ctk} + f_{ctk}^2); \\ B_2 &= (4,46 f_{ck}^2 - 2,04 f_{ck} f_{ctk} - 0,73 f_{ctk}^2) / (4,32 f_{ck}^2 - 7,92 f_{ck} f_{ctk} + 3,60 f_{ctk}^2); \\ C_1 &= -H = -(0,82 f_{ck} f_{ctk}) / (f_{ck} - f_{ctk}), \end{aligned} \quad (4)$$

де f_{ck}, f_{ctk} – характеристична (при проектуванні розрахункова f_{cd}, f_{ctd}) міцність бетону, відповідно, на стиск та розтяг. За формулою (1) можна однозначно описати поверхню міцності бетону, оскільки до неї через коефіцієнти (4) входять п'ять незалежних параметрів (його) міцності, які відповідають окремим випадкам напруженого стану: одновісному стиску

де σ_{oc}, τ_{oc} – октаедричні нормальні і дотичні напруження; θ – кут виду напруженого стану; $\rho(\theta_c)$ – інтерполяційна між $\tau_{ol}(\theta_c = 60^\circ)$ і $\tau_{o2}(\theta_c = 0^\circ)$ функція [23]:

Коефіцієнти A_1, A_2, B_1, B_2, C_1 отриманні шляхом «прив'язки» характерних точок на поверхні міцності бетону. Використовуючи експериментальні залежності В. М. Бондаренка і В. І. Колчунова [24] з урахуванням [16, 23] їх пропонується визначати за такими спрощеними формулами:

$R_c = f_{ck}$ і розтягу $R_p = f_{ctk}$, двовісному стиску $R_{2c} \cong 1,2R_c = 1,2f_{ck}$ і розтягу $R_{2p} \cong R_p = f_{ctk}$, а також тривісному рівномірному розтягу $R_{3p} = H \cong (0,82R_c \cdot R_p) / (R_c - R_p)$.

Кут виду напруженого стану в бетоні стержня, що розглядається, можна визначити за [20,23] з урахуванням $\sigma_x = \sigma_y = 0$

$$\theta_c = \frac{1}{3} \arccos \left(\frac{3\sqrt{3D_3}}{2\sqrt{D_2^3}} \right) = \frac{1}{3} \arccos \left[\frac{\sqrt{\sigma_{zc} \left[2\sigma_{zc}^2 + 9(\tau_{xyz}^2 + \tau_{zyc}^2 + \tau_{zxc}^2) \right]}}{2\sqrt{(\sigma_{zc}^2/3 + \tau_{xyz}^2 + \tau_{zyc}^2 + \tau_{zxc}^2)^3}} \right], \quad (5)$$

де D_2, D_3 – другий та третій інваріанти дев'ятого ра напружень.

З урахуванням (1), (3)

$$\sigma_{oc} = \frac{A_1}{\rho^2(\theta_c)} \tau_{oc}^2 + \frac{B_1}{\rho(\theta_c)} \tau_{oc} + C_1. \quad (6)$$

Граничні значення міцності бетону (на «поверхні» міцності) у вигляді $\bar{\sigma}_{oc}$ та $\bar{\tau}_{oc}$ визначаються розв'язком системи рівнянь:

$$\begin{cases} \bar{\tau}_{oc} - \tau_m = m_\sigma (\bar{\sigma}_{oc} - \sigma_m); \\ \bar{\sigma}_{oc} = \frac{A_1}{\rho^2(\theta_c)} \bar{\tau}_{oc}^2 + \frac{B_1}{\rho(\theta_c)} \bar{\tau}_{oc} + C_1, \end{cases} \quad (7)$$

де σ_m та τ_m – напруження на попередньому рівні навантаження (при простому пропорційному навантаженні $\sigma_m = \tau_m = 0$); m_σ – коефіцієнт, що характеризує напружено-деформований стан бетону. Наприклад, при рівномірному тривісному розтязі $m_\sigma = 0$, двовісному розтязі-стиску $m_\sigma = \pm\sqrt{2}/2$, одновісному розтязі-стиску $m_\sigma = \pm\sqrt{2}$ (знак «+» відповідає деформації розтягу, «-» – стиску).

Умова текучості арматурної сталі Губера-Мізеса-Генкі [20, 22] при $\sigma_x = \sigma_y = 0$ має вид:

$$\sigma_{zs}^2 + 3\tau_{xys}^2 + 3\tau_{zxs}^2 + 3\tau_{zys}^2 = \tilde{f}_{yd}^2, \quad (8)$$

де \tilde{f}_{yd}^2 – розрахункова міцність арматури на границі текучості з урахуванням її зменшення внаслідок складного напруженого стану у порівнянні з центральним розтягом-стиском.

У загальному випадку складного напружено-деформованого стану цей критерій має вид:

$$\sigma_{xs}^2 + \sigma_{ys}^2 + \sigma_{zs}^2 - \sigma_{xs}\sigma_{ys} - \sigma_{ys}\sigma_{zs} - \sigma_{zs}\sigma_{xs} + 3\tau_{xys}^2 + 3\tau_{zys}^2 + 3\tau_{zxs}^2 = \tilde{f}_{yd}^2. \quad (9)$$

Для побудови діаграми зсуву у [21] використана гіпотеза теорії пружнопластичних деформацій, згідно з якою інтенсивність напружень пов'язана з інтенсивністю деформацій однією і тією ж залежністю для всіх видів напружених станів. Для випадку одноосного розтягу за пропозицією М. М. Малініна [25] інтенсивність напружень та інтенсивність деформацій представлена:

$$\sigma_i = \sigma; \quad \varepsilon_i = \varepsilon(1-2\nu)/3E, \quad (10)$$

де σ – нормальні напруження; ε – відносні осьові деформації.

При чистому зсуві інтенсивність напружень та інтенсивність деформацій можна знайти за формулами:

$$\sigma_i = \sqrt{3}\tau; \quad \varepsilon_i = \gamma/\sqrt{3}, \quad (11)$$

де τ – дотичні напруження; γ – кутові деформації.

Користуючись вищезазначеною гіпотезою М. М. Малінін [25] з (10) і (11) отримав вирази:

$$\sigma_i = \frac{\sigma}{\sqrt{3}}; \quad \gamma = \sqrt{3} \left[\varepsilon - \frac{(1-2\nu)\sigma}{3E} \right]. \quad (12)$$

Отже, діаграму зсуву матеріалу можна отримати з діаграми його осьового розтягу. Звідси модуль пружності матеріалу при зсуві:

$$G = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{\sigma}{3} \left(\varepsilon - \frac{1-2\nu}{3E} \sigma \right)^{-1}. \quad (13)$$

Згідно з рекомендаціями М. І. Карпенка [7] діаграму деформування бетону при стиску (розтязі) з урахуванням [16] можна представити у вигляді:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b^0 \nu_b} = \frac{\sigma_c}{E_{cm} \zeta_c} = \varepsilon_c, \quad (14)$$

де $\varepsilon_b = \varepsilon_c$ – відносні лінійні деформації бетону; $\sigma_b = \sigma_c$ – нормальні напруження в бетоні; $E_b^0 = E_{cm}$ – початковий модуль пружності бетону; $\nu_b = \zeta_c$ – коефіцієнт зміни січного модуля пружності бетону.

Деформаційні залежності для бетону, що знаходиться у складному напружено-деформованому стані, доцільно формулювати також у вигляді зв'язку між октаедричними напруженнями і деформаціями [23]. При цьому, вважаються справедливими наступні гіпотези [7]:

– зв'язок між октаедричними напруженнями τ_{oc} і зсувами на октаедричних площинках γ_{oc} нелінійний: $\tau_{oc} = G_c(\gamma_{oc}) \cdot \gamma_{oc}$, де $G_c(\gamma_{oc})$ – січний (октаедричний) модуль зсуву бетону;

– зв'язок між октаедричними нормальними напруженнями σ_{oc} та середніми деформаціями ε_{oc} також нелінійний і має вигляд $\sigma_{oc} = K(\gamma_{oc}) \cdot (\varepsilon_{oc} - \rho_c \gamma_{oc}^2)$, де ρ_c – модуль дилатації (за Г. О. Генієвим [3] – g_{oc}); $K(\gamma_{oc})$ – модуль об'ємних деформацій.

Для визначення січних модулів по аналогії з гіпотезою [3, 7] про «єдину криву деформування» доцільно використати гіпотезу [23], згідно з якою форма зв'язку між напруженнями та деформаціями не залежить від виду напруженого стану, тобто зв'язок між τ_{oc} і γ_{oc} можна прийняти таким же, як і при одновісному стиску, і для визначення січного модуля зсуву прийняти (рис. 2) залежність ЕКБ, запропоновану Саенсом, $G_c(\gamma_{oc}) = G_{oc} \cdot f(\gamma_o)$, в якій

$$f(\gamma_{oc}) = \frac{1}{1 + A\eta + B\eta^2 + C\eta^3}, \quad (15)$$

де $C = \lambda(1 - \xi_r) / [\xi_r(\eta_r - 1)^2 - 1/\eta_r]$;

$B = 1 - 2C$; $A = C + \lambda - 2$; $\xi_r = \bar{\sigma}_r / f_{ck} \approx 0,85$ і

$\eta_r = \gamma / \bar{\gamma}_r \approx 1,41$; $\xi = \sigma_{oc} / f_{ck}$; $\eta = \gamma_{oc} / \bar{\gamma}_{oc}$;

$\lambda = \xi / \eta$ початковий модуль зсуву

$G_{oc} = G_{cm} = E_{cm} / [2(1 + \nu_c)]$;

$\sigma_{oc} = (\sigma_{xc} + \sigma_{yc} + \sigma_{zc}) / 3$;

$\varepsilon_{oc} = (\varepsilon_{xc} + \varepsilon_{yc} + \varepsilon_{zc}) / 3$;

$$\tau_{oc} = 1/3 \sqrt{(\sigma_{xc} - \sigma_{yc})^2 + (\sigma_{zc} - \sigma_{yc})^2 + (\sigma_{zc} - \sigma_{xc})^2 + 6(\tau_{xyc}^2 + \tau_{zyc}^2 + \tau_{zxc}^2)};$$

$$\gamma_{oc} = 2/3 \sqrt{(\varepsilon_{xc} - \varepsilon_{yc})^2 + (\varepsilon_{zc} - \varepsilon_{yc})^2 + (\varepsilon_{zc} - \varepsilon_{xc})^2 + 3/2(\gamma_{xyc}^2 + \gamma_{zyc}^2 + \gamma_{zxc}^2)}.$$

З урахуванням $\sigma_{xc} = \sigma_{yc} = 0$ для стержня, що розглядається: $\sigma_{oc} = \sigma_{zc}/3$;

$$\varepsilon_{oc} = \varepsilon_{zc}/3; \quad \tau_{oc} = 1/3 \sqrt{2\sigma_{zc}^2 + 6(\tau_{xyc}^2 + \tau_{zyc}^2 + \tau_{zxc}^2)};$$

$$\gamma_{oc} = 2/3 \sqrt{2\varepsilon_{zc}^2 + 3/2(\gamma_{xyc}^2 + \gamma_{zyc}^2 + \gamma_{zxc}^2)}.$$

Граничні (максимально можливі) зсуви $\bar{\gamma}_r$ на октаедричних площинках рекомендується визначати за рівнянням регресії [23], отриманим в результаті обробки відомих експериментальних даних при тривісному стиску А. В. Яшина і М. Д. Котсовоса:

$$\bar{\gamma}_r = 7,97(\tau_{oc}/f_{ck})^2 + 15,22(\tau_{oc}/f_{ck}) - 3,713. \quad (16)$$

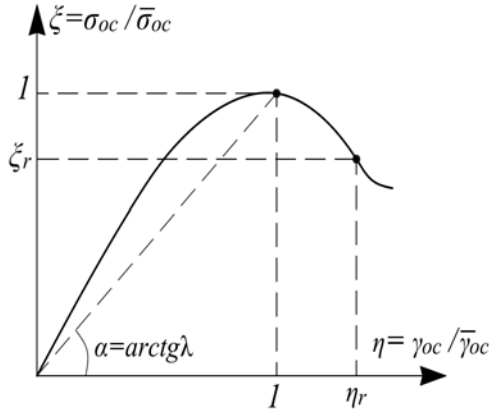


Рис. 2. Діаграма деформування бетону в умовах складного напруженого стану

Модуль дилатації бетону з урахуванням [141, 2] можна визначити за формулою:

$$\rho_c = g_{oc} = -\theta_c / \Gamma_c^2 = -(\varepsilon_{xc} + \varepsilon_{yc} + \varepsilon_{zc}) G_{oc} / 4f_{bk}, \quad (17)$$

де θ_c, Γ_c – відповідно, граничні об'ємні деформації та інтенсивність деформацій бетону зсуву при чистому зсуві; f_{bk} – характеристичне (при проектуванні – розрахункове f_{bd}) значення граничних напружень зчеплення [17], яке приблизно дорівнює $R_{b,sh} = 0,7\sqrt{R_b R_{bt}}$ за [28].

Модуль об'ємних деформацій за [23] визначається аналогічно:

$$K_c(\gamma_{oc}) = K_{oc} \cdot f(\gamma_{oc}),$$

де $K_{oc} = \frac{E_{cm}}{1 - 2\nu_c}$ – початковий модуль об'ємних деформацій.

З урахуванням викладеного, січний модуль пружності E_c та коефіцієнт поперечних деформацій ν_c складно напруженого бетону згідно з [8] визначається:

$$E_c = 3K_c(\gamma_{oc})G_c(\gamma_{oc}) / [G_c(\gamma_{oc}) + K_c(\gamma_{oc})], \quad (18)$$

$$\nu_c = [K_c(\gamma_{oc}) - 2G_c(\gamma_{oc})] / \{2[G_c(\gamma_{oc}) + K_c(\gamma_{oc})]\}.$$

Аналогічно з виразами для бетону можна отримати формули для січного модуля пружності при зсуві для арматурної сталі та залежності для діаграми її зсуву:

$$G_s = \frac{E_{sk} \vartheta_s}{[2(1 + \nu_s)]}; \quad \tau_s = \frac{E_{sk} \vartheta_s}{[2(1 + \nu_s)]} \gamma_s, \quad (19)$$

де ϑ_s – коефіцієнт зміни січного модуля пружності.

Осьову деформацію в стержнях поперечної арматури та відносну куту деформацію у прилеглому бетоні можна обчислити за [26]:

$$\varepsilon_{sw}^* = \gamma_c^* = \gamma_c [1 + d_{sw} E_{sw} \nu_{sw} (1 + \nu_c)] / (2l_{sw} E_{cm} \vartheta_c)^{-1}. \quad (20)$$

Сумісна робота поздовжньої та поперечної арматури при розрахунку залізобетонних елементів ураховується зменшенням розрахункового значення границі текучості поздовжньої арматури згідно з [26,28]:

$$\tilde{f}_{yd} = f_{yd} \sqrt{1 - 3s^2 \kappa_1 (\alpha g^2 \alpha / l_{sw,x}^2 + \alpha g^2 \beta / l_{sw,y}^2)} / [4(1 + \nu_s)^2], \quad (21)$$

де κ_1 – понижуючий коефіцієнт, встановлений експериментальним шляхом, $\kappa_1 = 0,08 \dots 0,10$.

Розрахунковий поперечний переріз елемента

Бетонну частину поперечного перерізу стержня умовно розбиваємо на малі частки прямокутної форми (рис. 3), розмір яких узгоджується з крупністю найбільшої фракції бетону. Кожній з цих часток присвоюється відповідний номер [26]. Для кожної n -ої частки бетону в розрахунковому перерізі фіксуються координати її центру ваги відносно центру осей симетрії

перерізу x_{cn} , y_{cn} , площа A_{cn} , характеристична (нормативна) міцність бетону на стиск f_{ck} , розтяг f_{ctk} , початковий модуль пружності E_{cm} . Коефіцієнт Пуассона ($\nu_c = 0,2$) приймається сталим. Така фіксація міцнісних і деформаційних характеристик бетону для кожного елемента дозволяє розраховувати залізобетонні стержні складеного залізобетонного перерізу, бетонування або підсилення яких здійснювали за декілька етапів бетонами різної міцності й деформативності, а також залізобетонні елементи, пошкоджені корозією, температурними та іншими впливами.

Розташування стержнів поздовжньої арматури приймається дискретним. Кожному поздовжньому арматурному стержню присвоюється свій номер j , вказується його діаметр d_{sj} , положення центру ваги відносно центру осей симетрії перерізу елемента x_{sj} , y_{sj} , характеристичне значення міцності на границі текучості f_{ykj} (або $f_{0,2kj}$), характеристичне значення відносних деформацій арматурної або попередньо напруженої сталі при максимальному навантаженні ε_{uk} , початковий модуль пружності E_{skj} та клас арматури. Коефіцієнт Пуассона ν_s приймається сталим для всіх стержнів поздовжньої арматури і таким, що дорівнює 0,25. Розташування стержнів поперечної арматури в площині розрахункового перерізу приймається також дискретним. Горизонтальні і вертикальні стержні поперечної арматури (хомути) умовно

розбиваються на окремі ділянки, кожній з яких присвоюється номер i , фіксується її діаметр d_{swi} , площа поперечного перерізу A_{swi} , площа поверхні дотику з бетоном A_{cswi} та координати її центру ваги у площині розрахункового поперечного перерізу x_{swi} , y_{swi} відносно осей симетрії. Для всіх поперечних стержнів, що розташовані в площині перерізу, задаються міцнісні та деформаційні характеристики: характеристичне значення міцності на границі текучості f_{ywk} , характеристичне значення міцності на розтяг f_{twk} , модуль пружності E_{sw} , коефіцієнт Пуассона $\nu_{sw} = 0,25$, характеристичне значення відносних деформацій ε_{twk} , границя або рівень пружності та клас поперечної арматури.

По довжині залізобетонного елемента (вздовж осі z) поперечна арматура для вказаного на рис. 3 перерізу ураховується у вигляді розподіленого на його грані шару погонної площі згідно з рекомендаціями [26]

$$A_{zswi} = \pi d_{swi}^2 / (4s_i), \quad (22)$$

де s_i – крок поперечних стержнів у поздовжньому напрямку.

Рівняння рівноваги

З урахуванням наведених вище припущень і передумов рівняння рівноваги у розрахунковому перерізі прогінного залізобетонного елемента можна представити у вигляді:

$$\begin{aligned} N_z &= \sum_{n=1}^k A_{cn} \sigma_{zcn} + \sum_{j=1}^m A_{sj} \sigma_{zsj}, \quad M_y = \sum_{n=1}^k A_{cn} \sigma_{zcn} X_{cn} + \sum_{j=1}^m A_{sj} \sigma_{zsj} X_{sj}, \\ M_x &= \sum_{n=1}^k A_{cn} \sigma_{zcn} Y_{cn} + \sum_{j=1}^m A_{sj} \sigma_{zsj} Y_{sj}, \quad V_x = \sum_{n=1}^k A_{cn} \tau_{zxcn} + \sum_{j=1}^m A_{sj} \tau_{zxsj} + \sum_{i=1}^{l_{xsw,1-2,3-4}} A_{xswi} \sigma_{xswi}, \\ V_y &= \sum_{n=1}^k A_{cn} \tau_{zycn} + \sum_{j=1}^m A_{sj} \tau_{zysj} + \sum_{i=1}^{l_{ysw,1-4,2-3}} A_{yswi} \sigma_{yswi}, \\ T_{xy} &= \sum_{n=1}^k A_{cn} (\tau_{zycn} X_{cn}^{tor} - \tau_{zxcn} Y_{cn}^{tor}) + \sum_{j=1}^m A_{sj} (\tau_{zysj} X_{sj}^{tor} - \tau_{zxsj} Y_{sj}^{tor}) + \\ &+ \sum_{i=1}^{l_{xysw,1-4}} A_{swi} (\sigma_{yswi} X_{swi}^{tor} - \sigma_{xswi} Y_{swi}^{tor}), \end{aligned} \quad (23)$$

де σ_{zcn} – нормальні напруження в n -ій частці бетонного перерізу; σ_{zsj} – нормальні напруження в j -му поздовжньому стержні; τ_{zxcn} , τ_{zycn} – дотичні напруження в n -ій частці бетонного перерізу; τ_{zxsj} , τ_{zysj} – дотичні напру-

ження в j -му поздовжньому стержні; σ_{xswi} , σ_{yswi} – нормальні напруження, які виникають на i -ій ділянці, відповідно, горизонтальної та вертикальної поперечної арматури.

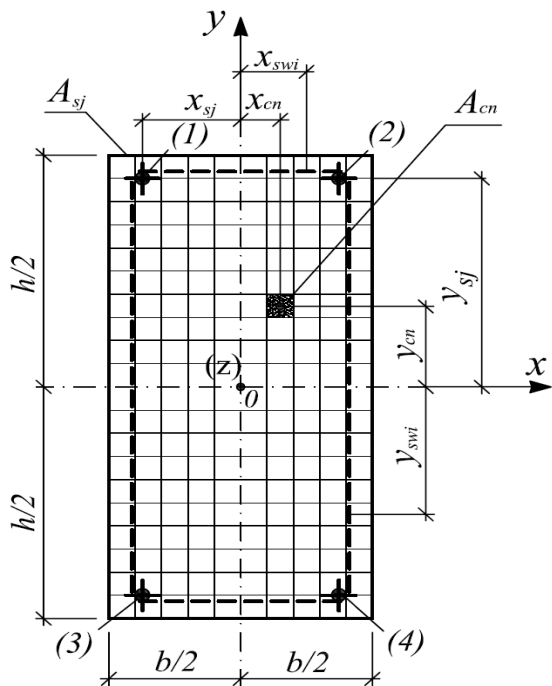


Рис. 3. Складові частки розрахункового поперечного перерізу стержня

Нормальні та дотичні напруження в рівняннях (23) визначаються за допомогою повних діаграм деформування бетону і арматури [7, 24, 26, 30] та прийнятих гіпотез за наступними формулами:

$$\begin{aligned} \sigma_{zml} &= E_{ml} \zeta_{zml} \varepsilon_{zml}; \quad \tau_{zxml} = G_{ml} \vartheta_{zxml} \gamma_{zxml}; \\ \tau_{zyml} &= G_{ml} \vartheta_{zyml} \gamma_{zyml}; \quad \tau_{xyml} = G_{ml} \vartheta_{xyml} \gamma_{xyml}; \\ \sigma_{yswi} &= E_{swi} \zeta_{yswi} \varepsilon_{yswi}^*; \quad \sigma_{xswi} = E_{swi} \zeta_{xswi} \varepsilon_{xswi}^*, \end{aligned} \quad (24)$$

де ζ – коефіцієнт зміни січного модуля пружності E_{ml} , ϑ – коефіцієнт зміни січного модуля пружності зсуву G_{ml} ; $m = s$ для часток бетонного перерізу, $m = s$ для стержнів поздовжньої арматури; $m = sw$ для стержнів поперечної арматури; l – номер частки бетону або стержня.

Узагальнені лінійні та кутові деформації визначаються з урахуванням гіпотези плоских перерізів, розв'язків теорії пружності [31] при поперечному згині, а також функцій розподілу напружень при стисненому [29] та вільному [32] крученні. Вони можуть бути представлені у вигляді:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{zml} &= \varepsilon_0 + \chi_x X_{ml} + \chi_y Y_{ml} + \beta_z \theta_z \varphi(X_{ml}^{tor}, Y_{ml}^{tor}) \\ \gamma_{zxml} &= K_x g_{xml} + K_y h_{yml} + \theta_z f_{zxml}, \\ \gamma_{zyml} &= K_y g_{yml} + K_x h_{xml} - \theta_z f_{zyml}, \\ \gamma_{xyml} &= -\theta_z f_{xyml}, \end{aligned} \quad (25)$$

де ε_0 – осьова відносна деформація елемента по лінії поздовжньої осі z ; χ_x, χ_y – кривизни згину у площинах дії згинальних моментів M_x, M_y відповідно. Їх можна знайти через середні деформації розтягнутої арматури і стиснутого бетону; K_x, K_y – кривизни зсуву в площинах дії поперечних сил V_x, V_y відповідно; θ_z – відносний (погонний) кут закручування одиниці довжини стержня (рад/м); $\varphi(X_{ml}^{tor}, Y_{ml}^{tor})$ – функція кручення Сен-Венана відносно центру кручення; β_z – коефіцієнт депланації перерізу, який при стисненому крученні визначається за формулою $\beta_z = \eta e^{-\eta z}$; η – коефіцієнт стиснення [21]; z – відстань вздовж осі елемента до найближчого жорсткого закріплення. При вільному крученні стержнів $\beta_z = 1$; $g_{xml}, g_{yml}, h_{xml}, h_{yml}$ – функції розподілу кутових деформацій при поперечному згині [31]; $f_{zxml} = \tau_{zxml} / \theta_z G_{ml}$; $f_{zyml} = \tau_{zyml} / \theta_z G_{ml}$; $f_{xyml} = \tau_{xyml} / \theta_z G_{ml}$ – функції розподілу при вільному [32] та стисненому [29] крученні.

Загальні фізичні співвідношення

Використовуючи рівняння рівноваги (23), узагальнені лінійні та кутові деформації (25), діаграми деформування матеріалів, [30], загальні фізичні співвідношення для розрахункового поперечного перерізу залізобетонного стержня можна представити:

$$\begin{Bmatrix} N_z \\ M_y \\ M_x \\ V_x \\ V_y \\ T_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 & D_{26} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & 0 & 0 & D_{36} \\ 0 & 0 & 0 & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ 0 & 0 & 0 & D_{54} & D_{55} & D_{56} \\ D_{61} & D_{62} & D_{63} & D_{64} & D_{65} & D_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ \chi_y \\ \chi_x \\ K_x \\ K_y \\ \theta \end{Bmatrix}, \quad (26)$$

або

$$\{N\} = [D]\{\varepsilon\}, \quad (27)$$

де D_{11} – осьова жорсткість елемента:

$$D_{11} = \sum_{n=1}^k A_{cn} E_{cnn} \zeta_{cn} + \sum_{j=1}^m A_{sj} E_{sj} \zeta_{zsj} / \psi_{sj}; \quad (28)$$

D_{22}, D_{33} – згинальні жорсткості в площинах zox, zoy :

$$D_{22} = \sum_{n=1}^k A_{cn} E_{cmn} \zeta_{cn} X_{cn}^2 + \sum_{j=1}^m A_{sj} E_{sj} \zeta_{zsj} X_{sj}^2 / \psi_{sj}, \quad (29) \quad D_{23} - \text{жорсткість взаємного впливу згину в двох площинах:}$$

$$D_{33} = \sum_{n=1}^k A_{cn} E_{cmn} \zeta_{cn} Y_{cn}^2 + \sum_{j=1}^m A_{sj} E_{sj} \zeta_{zsj} Y_{sj}^2 / \psi_{sj}; \quad (30)$$

$$D_{23} = D_{32} = \sum_{n=1}^k A_{cn} E_{cmn} \zeta_{cn} X_{cn} Y_{cn} + \sum_{j=1}^m A_{sj} E_{sj} \zeta_{zsj} X_{sj} Y_{sj} / \psi_{sj}; \quad (31)$$

D_{12} , D_{13} – жорсткості впливу поздовжньої сили на згин та згинальних моментів на видовження елемента:

$$D_{12} = D_{21} = \sum_{n=1}^k A_{cn} E_{cmn} \zeta_{cn} X_{cn} + \sum_{j=1}^m A_{sj} E_{sj} \zeta_{zsj} X_{sj} / \psi_{sj}, \quad (32)$$

$$D_{13} = D_{31} = \sum_{n=1}^k A_{cn} E_{cmn} \zeta_{cn} Y_{cn} + \sum_{j=1}^m A_{sj} E_{sj} \zeta_{zsj} Y_{sj} / \psi_{sj}; \quad (33)$$

D_{44} , D_{55} – жорсткості зсуву в площинах zox , zoy від дії поперечних сил:

$$D_{44} = \sum_{n=1}^k \frac{A_{cn} E_{cmn} \vartheta_{zxcn} g_{xcn}}{[2(1+\nu_c)]} + \sum_{j=1}^m \frac{A_{sj} E_{sj} \vartheta_{zxsj} g_{xsj}}{[2(1+\nu_s)]} + \sum_{i=1}^{l_{sw,x}} A_{swi} E_{sw} \zeta_{xswi} g_{xswi,c}, \quad (34)$$

$$D_{55} = \sum_{n=1}^k \frac{A_{cn} E_{cmn} \vartheta_{zycn} g_{ycn}}{[2(1+\nu_c)]} + \sum_{j=1}^m \frac{A_{sj} E_{sj} \vartheta_{zysj} g_{ysj}}{[2(1+\nu_s)]} + \sum_{i=1}^{l_{sw,y}} A_{swi} E_{sw} \zeta_{yswi} g_{yswi,c}; \quad (35)$$

D_{45} , D_{54} – жорсткості взаємного впливу згину в площинах zox , zoy :

$$D_{45} = \sum_{n=1}^k \frac{A_{cn} E_{cmn} \vartheta_{zxcn} h_{xcn}}{[2(1+\nu_c)]} + \sum_{j=1}^m \frac{A_{sj} E_{sj} \vartheta_{zxsj} h_{xsj}}{[2(1+\nu_s)]} + \sum_{i=1}^{l_{sw,x}} A_{swi} E_{sw} \zeta_{xswi} h_{xswi,c}, \quad (36)$$

$$D_{54} = \sum_{n=1}^k \frac{A_{cn} E_{cmn} \vartheta_{zycn} h_{ycn}}{[2(1+\nu_c)]} + \sum_{j=1}^m \frac{A_{sj} E_{sj} \vartheta_{zysj} h_{ysj}}{[2(1+\nu_s)]} + \sum_{i=1}^{l_{sw,y}} A_{swi} E_{sw} \zeta_{yswi} h_{yswi,c}; \quad (37)$$

D_{16} , D_{26} , D_{36} – жорсткості впливу крутного моменту T_{xy} на видовження та кривизни згину в площинах zox , zoy , поздовжньої сили N та згинальних моментів M_x , M_y на зсув у площині $hoу$:

$$D_{16} = D_{61} = \sum_{n=1}^k A_{cn} E_{cmn} \zeta_{cn} \beta_z \varphi(X_{cn}^{tor}, Y_{cn}^{tor}) + \sum_{j=1}^m A_{sj} E_{sj} \zeta_{zsj} \beta_z \varphi(X_{sj}^{tor}, Y_{sj}^{tor}) / \psi_{sj}, \quad (38)$$

$$D_{26} = D_{62} = \sum_{n=1}^k A_{cn} E_{cmn} \zeta_{cn} X_{cn}^{tor} \beta_z \varphi(X_{cn}^{tor}, Y_{cn}^{tor}) + \sum_{j=1}^m A_{sj} E_{sj} \zeta_{zsj} X_{sj}^{tor} \beta_z \varphi(X_{sj}^{tor}, Y_{sj}^{tor}) / \psi_{sj}, \quad (39)$$

$$D_{36} = D_{63} = \sum_{n=1}^k A_{cn} E_{cmn} \zeta_{cn} Y_{cn}^{tor} \beta_z \varphi(X_{cn}^{tor}, Y_{cn}^{tor}) + \sum_{j=1}^m A_{sj} E_{sj} \zeta_{zsj} Y_{sj}^{tor} \beta_z \varphi(X_{sj}^{tor}, Y_{sj}^{tor}) / \psi_{sj}; \quad (40)$$

D_{46} , D_{56} , – жорсткості впливу крутного моменту T_{xy} на зсув у площинах zox , zoy та поперечних сил V_x , V_y на зсув в площині $hoу$:

$$D_{46} = D_{64} = \sum_{n=1}^k \frac{A_{cn} E_{cmn} \vartheta_{zxcn} f_{zxcn}}{[2(1+\nu_c)]} + \sum_{j=1}^m \frac{A_{sj} E_{sj} \vartheta_{zxsj} f_{zxsj}}{[2(1+\nu_s)]} + \sum_{i=1}^{l_{sw,x}} A_{swi} E_{sw} \zeta_{xswi} f_{zxswi,c}, \quad (41)$$

$$D_{56} = D_{65} = \sum_{n=1}^k \frac{A_{cn} E_{cmn} \vartheta_{zycn} f_{zycn}}{[2(1+\nu_c)]} + \sum_{j=1}^m \frac{A_{sj} E_{sj} \vartheta_{zysj} f_{zysj}}{[2(1+\nu_s)]} + \sum_{i=1}^{l_{sw,y}} A_{swi} E_{sw} \zeta_{yswi} f_{zyswi,c}; \quad (42)$$

D_{66} – жорсткість при крученні стержня в площині $хоу$

$$D_{66} = \sum_{n=1}^k \frac{A_{cn} E_{cmn} \vartheta_{xycn}}{[2(1+\nu_c)]} (f_{zycn} X_{cn}^{tor} - f_{zxcn} Y_{cn}^{tor}) + \sum_{j=1}^m \frac{A_{sj} E_{sj} \vartheta_{xysj}}{[2(1+\nu_s)]} (f_{zysj} X_{sj}^{tor} - f_{zxsj} Y_{sj}^{tor}) + \sum_{i=1}^{l_{sw,y} + l_{sw,x}} A_{swi} E_{sw} \zeta_{xyswi} (f_{zyswi} X_{swi}^{tor} - f_{zxswi} Y_{swi}^{tor}), \quad (43)$$

де ψ_{sj} – коефіцієнт В. І. Мурашева, який може бути визначений згідно з російськими нормами за формулою:

$$\psi_{sj} = 1 - \omega \sigma_{sj,cr} / \sigma_{sj}, \quad (44)$$

де $\sigma_{sj,cr}$ – напруження в j -тому стержні в момент виникнення тріщин; σ_{sj} – поточне напруження в j -тому стержні повздовжньої арматури на рівні навантаження, що розглядається; ω – коефіцієнт повноти епюри розтягнутого бетону, який

згідно з рекомендаціями [3] можна приймати: $\omega = 0,7$.

Вважається [30], що фізичні співвідношення (26)–(43) є справедливими на всіх стадіях напружено-деформованого стану стержневих залізобетонних елементів прямокутного перерізу при простому пропорційному їх навантаженні. Вони є частиною алгоритму визначення міцності та деформативності окремих розрахункових перерізів (рис. 4) цих елементів.

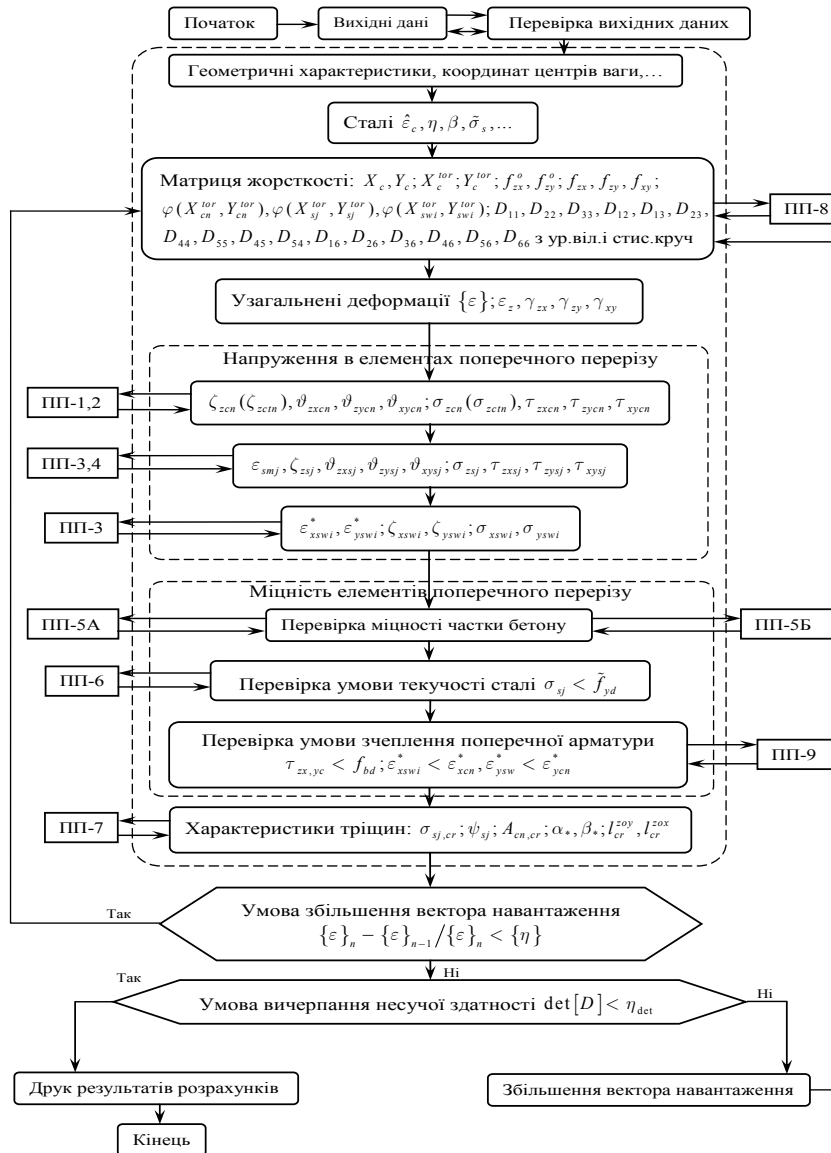


Рис. 4. Блок-схема алгоритму визначення несучої здатності розрахункового перерізу складно напруженого залізобетонного стержня

Висновки

Використаний підхід дає змогу ураховувати дискретність розташування поздовжньої та поперечної арматури, нелінійність властивостей матеріалів шляхом введення січних модулів при їх розтязі (стиску) та зсуві, нерівномірний розподіл напружень по довжині поперечної арматури, а також розглядати загальний випадок складного напруженого стану зі стисненим або вільним крученням, центральним чи позацентровим стиском (розтягом) з малими або великими ексцентриситетами, косим згином.

Вказані фізичні співвідношення можна застосовувати й до інших стержневих залізобетонних елементів, що випробують складний напружено-деформований стан, з довільною формою поперечного перерізу за наявності відповідних функцій розподілу дотичних напружень.

При сталому співвідношенні зовнішніх силових факторів на будь-якій стадії навантаження можна знайти вектор деформацій, використовуючи фізичні співвідношення (26)...(43):

$$\{\varepsilon\} = [D]^{-1} \{N\}. \quad (45)$$

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Новый проект Норм [Текст]: тр. конф. по мат-м I Всесоюз. конф. по бет. и ж. бетону 20-25 апреля 1930 г. в г. Москве / А. Ф. Лолейт. – М.: 1931. – 35 с.
2. Мурашев, В. И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона [Текст] / В. И. Мурашев. – М.: Машстройиздат, 1950. – 268 с.
3. Гениев, Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона [Текст] / Г. А. Гениев, В. Н. Кисюк., Г. А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
4. Круглов, В. М. Нелинейные соотношения и критерий прочности бетона в трехосном напряженном состоянии [Текст] / В. М. Круглов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. – № 1. – С. 40-44.
5. Клованич, С. Ф. Метод конечных элементов в нелинейной механике грунтов и бетонов [Текст] / С. Ф. Клованич // Строительные конструкции: межведомств. научн.-техн. сб. научн. Тр. НИИСК. – К.: 2004. – Вып. 61, Т. 1. – С. 103-108.
6. Корсун, В. И. Расчет конструкций на температурное и силовое воздействия с учетом неоднородности свойств материалов [Текст]: дис. доктора тех. наук: 05.23.01 / Корсун Владимир Иванович. – Макеевка, ДГАСА, 2005. – 365 с.

7. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона [Текст] / Н. И. Карпенко. – М.: Строиздат, 1996. – 416 с.
8. Карпенко, Н. И. Определяющие соотношения для железобетона с трещинами при термосиловых воздействиях [Текст] / Н. И. Карпенко, С. Ф. Клованич // Строительная механика и расчет сооружений. – 1993. – № 2. – С. 6-11.
9. Клованич, С. Ф. Метод конечных элементов в механике железобетона [Текст] / С. Ф. Клованич, И. Н. Мироненко. – Одеса, Изд-во ОНМУ, 2007. – 100 с.
10. Филоненко-Бородич, М. М. Об условиях прочности материалов, обладающих различным сопротивлением растяжению и сжатию [Текст] / М. М. Филоненко-Бородич // Инж. сборник. – 1954. – Вып. 19. – С. 36-48.
11. Писаренко, Г. С. Деформирование и прочность материалов при сложном напряженном состоянии [Текст] / Г. С. Писаренко, А. А. Лебедев. – К.: Наукова думка, 1976. – 416 с.
12. Балан, Т. А. Определяющие соотношения для бетона при сложном непропорциональном нагружении и нагребе [Текст] / Т. А. Балан, С. Ф. Клованич // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. – № 2. – С. 39-44.
13. Dei Poli S. Present State of Some basic Researches on Concren: The behavior Until Failure, under Multiaxial Stresses [Текст] / S. Deil Poli // Y. Ital / Cem. – 1980. – V 50, № 9. – P.633-658.
14. Gerstle, K. H. Simple Formulation of Trioxial Concrete Behavior [Текст] / K. H. Gerstle // ACI Youmal. – 1985. – № 5. – P. 382-384.
15. Kupfer, N. B. Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses [Текст] // N. B. Kupfer, K. H. Gtrstle // Y. Eng. Mech. Div. Proc. ASCE. – 1997. – V. 99.-EM4. – P. 853-856.
16. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкція будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування [Текст]: – Чиний від 2010-09-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 97 с.
17. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування [Текст]: – Чиний від 2011-06-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
18. Тимошенко, С. П. Теория упругости [Текст] / С. П. Тимошенко, Дж. Гудьер: пер. с англ. – М.: Наука, 1975. – 576 с.
19. Прочность, устойчивость, колебания [Текст]: справочник в 3 т. Т.1. / под ред. И. А. Бюргера, Я. Г. Пановко – М.: Машиностроение, 1968. – 832 с.
20. Безухов, Н. И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести [Текст] / Н. И. Безухов. – М.: Высш. школа, 1956. – 420 с.
21. Школа, Ю. В. Напряженное состояние балок, подверженных стесненному кручению [Текст] / Ю. В. Школа // Будівельні конструкції: міжвід-

- мчий зб. наук. праць / НДІБК – К., 2000. – Вип. 52. – С. 208-213.
22. Тимофеев, Н. И. Исследование железобетонных тавровых балок, работающих при стесненном кручении [Текст] // Известия вузов. Сер.: Строительство и архитектура. – 1970. – № 6. – С. 29-35.
 23. Бузушко, Д. І. Нелінійні моделі матеріалів при розрахунку залізобетонних конструкцій, що згинаються, методом скінчених елементів [Текст]: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 / Д. І. Бузушко. – Одеса, 2008. – 20 с.
 24. Бондаренко, В. М. Расчётные модели силового сопротивления железобетона [Текст] / В. М. Бондаренко, В. И. Колчунов. – М.: Изд-во «АСВ», 2004. – 472 с.
 25. Малинин, Н. Н. Прикладная теория, пластичности и ползучести [Текст] / Н. Н. Малинин – М.: Высш. школа, 1956. – 420 с.
 26. Яременко, О. Ф. Несуча здатність та деформативність залізобетонних стержневих елементів в складному напруженому стані [Текст] / О. Ф. Яременко, Ю. О. Школа. – Одеса: МПП «Евен», 2010. – 135 с.
 27. Байков, В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс [Текст]: учеб. для студ. высш. учебн. зав. строит. профиля / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – Изд. 4-е. – М.: Стройиздат, 1985. – 767 с.
 28. Байков, В. Н. Исследование железобетонных элементов, подверженных изгибу и кручению с учетом снижения предела текучести сложноплавленной арматуры [Текст] / В. Н. Байков // Известия вузов. Сер.: Строительство и архитектура. – 1975. – № 1. – С. 11-17.
 29. Школа, Ю. А. Влияние стеснения на несущую способность и деформативность железобетонных стержневых элементов при изгибе с кручением [Текст]: в 2 т. Т. 1 / Ю. А. Школа // Будівельні конструкції: міжвідомчий наук. техн. зб. наук. праць (будівництво). / ДРДІБК – К., 2005. – Вип. 62. – С. 186-392.
 30. Яременко, О. Ф. Фізичні співвідношення для перерізів залізобетонних стержневих елементів у загальному випадку напруженого стану [Текст] / О. Ф. Яременко, Ю. В. Школа // Вісник нац. ун-ту «Львівська політехніка». № 600, Теорія і практика будівництва. – Львів: «Львівська політехніка», 2007. – С. 339-344.
 31. Хан, Х. Теория упругости. Основы линейной теории и ее применения [Текст] / Х. Хан: пер. с нем. – М.: Мир, 1988. – 344 с.
 32. Сен-Венан. Мемуар о кручении призм. Мемуар об изгибе призм [Текст] / под ред. Г. Ю. Дженелидзе: пер. с фр. – М.: Физматгиз, 1961. – 315 с.

Надійшла до редколегії 01.06.2012.
Прийнята до друку 18.06.2012.

В. С. ДОРОФЕЕВ, В. М. КАРПЮК, О. М. ПЕТРОВ, М. М. ПЕТРОВ (Одесская государственная академия строительства и архитектуры)

РАССЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ СТЕРЖНЕВОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОНСТРУКЦИИ С УЧЕТОМ ЕЕ СЛОЖНОГО НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ

Представленная расчетная модель позволяет оценивать изменение напряженно-деформированного состояния железобетонного стержня в процессе простого пропорционального нагружения на всех стадиях его работы, включая разрушение, с учетом реальных свойств материалов.

Ключевые слова: напряженно-деформированное состояние, железобетонный стержень, стадия работы, свойство материала

V. S. DOROFEEV, V. M. KARPYUK, O. M. PETROV, M. M. PETROV (Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture)

CALCULATION MODEL OF THE CORED REINFORCED-CONCRETE CONSTRUCTION TAKING INTO ACCOUNT ITS DIFFICULT STRESS-STRAIN STATE

Presented calculation model allows estimating the change in the stress-strain state of reinforced concrete bar during a simple proportional loading at all stages of its work, including the destruction, taking into account the real properties of materials.

Keywords: stress-strain state, reinforced concrete bar, stages of its work, properties of materials