

**МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО - ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ РОЗТЯГНУТО-ЗІГНУТИХ ПРОГІННИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ.**

**Дорофєєв В.С., Карпюк В.М., Петров М.М., Коваль А.В.**

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

**АНОТАЦІЯ:** Наведені основні положення деформаційної моделі прогнозу напружено-деформованого стану розтягнуто-зігнутих залізобетонних балок з використанням реальних діаграм стану бетону і арматури.

**АННОТАЦИЯ:** Приводятся основные положения деформационной модели прогноза напряженно-деформированного состояния растянуто-изгибаемых железобетонных балок с использованием реальных диаграмм состояния бетона и арматуры.

**ABSTRACT:** There is describing the main points of deformation model as to deformed state of beams in condition of flexion strain, using the real diagrams of concretes and reinforcements condition.

**Постановка проблеми.** Під час землетрусів або під дією динамічного навантаження, температури у статично невизначених конструкціях окрім поперечних сил і згинальних моментів часто виникають також подовжні сили. В даний час на Україні розрахунок ЗБК за I і II групами граничних станів виконується роздільно, що суперечить істинному характеру їхньої роботи. Тому існує реальна необхідність підняти на якісно новий рівень методіку їхнього розрахунку. Існуючі методи розрахунку залізобетонних елементів при дії згинаючих моментів, подовжніх і поперечних сил, можна розділити на дві основні групи: методи, засновані на розгляді напружено-деформованого стану перерізу [1,2,3,4] і методи, що не використовують деформаційні залежності. До першої групи, звичайно, відносять методи розрахунку елементів за нормальними перерізами, що містяться в нормах проектування більшості розвинених країн, зокрема в нормах ЕКБ-ФП, Єврокод-2. Ці методи засновані на розрахункових моделях, побудованих на єдиних принципах, головними з яких є гіпотеза плоских перерізів і діаграми деформацій матеріалів. Такий підхід дозволяє з єдиних позицій вести розрахунок за міцністю, і розкриттям тріщин, а також за деформаціями. Характерними представниками другої групи є методи розрахунку діючих на Україні норм[5]. Вони узгоджуються з експериментами, але не мають загальної основи в розрахунках за різними видами граничних станів. Ці норми насичені численними емпіричними співвідношеннями, внаслідок чого вони багато в чому втратили ясний фізичний зміст. При цьому помітно, що

в діючих нормах [5] немає конкретних рекомендацій по розрахунку залізобетонних елементів, у яких одночасно появляються поперечна і поздовжня сила та згинальний момент.

У Росії з 2004 року замість застарілих норм [5] ввели в дію два зведення правил по проектуванню і будівництву залізобетонних конструкцій без попереднього напруження [6] і з попереднім напруженням [7] арматури.

**Актуальність** роботи підтверджується тим, що в даний час в НДІБК Мінрегіонбуду України за участю провідних Вузів завершується підготовка нових державних будівельних норм України «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. ДБН В.2.6...200...», в основі яких лежить деформаційний метод розрахунку звичайних і попередньо напружених ЗБК.

**Метою** даної роботи є розробка зручного для практичного використання варіанту шаруватої деформаційної моделі напружено-деформованого стану розтягнуто-зігнутих залізобетонних елементів.

**Викладення основного матеріалу.** Для моделювання напружено-деформованого стану балок користуючись рекомендаціями [8,9] приймаємо деформаційну модель балки у дискретному вигляді: розділюємо її на «і» - ділянок кратно кроку поперечної арматури на припорних ділянках ( $h_0/2$ ) по довжині та «j» - шарів (по 1см) по висоті перерізів. Вважаємо, що на утворених таким чином ділянках балки спостерігається однаковий напружено-деформований стан. Форма поперечного перерізу прямокутна (рис.1).

Верхню і нижню арматуру балки прив'язуємо до верхньої та нижньої граней на рівні її центрів ваги величинами захисних шарів  $a'$  та  $a$ .

У основу моделювання напружено-деформованого стану розтягнуто-зігнутої балки встановлені традиційні для деформаційної моделі положення. Спочатку по торцях до балки прикладається поздовжня розтягуюча сила  $N$  із заданим ексцентриситетом, а потім - дві симетрично розташовані зосереджені сили  $F$  на відстані "с" від опор (рис. 4). Всі характеристики НДС балки визначаються ітераційним методом. Виразом, що використовується для опису діаграми  $\sigma_b-\epsilon_b$  (рис. 2), є співвідношення, запропоноване ЕКБ-ФІП:

$$\frac{\sigma_b(t)}{R_b} = \frac{k \times \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \times \eta}, \quad (1)$$

де  $\eta = \frac{\epsilon_b(t)}{\epsilon_{bu}}$  - інтенсивність збільшення деформацій стиску у бетоні  $\epsilon_b(t)$ ;

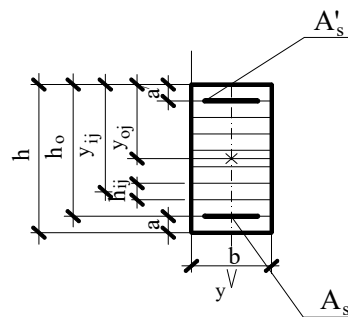


Рис. 1. Розрахунковий поперечний переріз балки.

$\varepsilon_{bu}$  - відносні деформації бетону, що відповідають найбільшому напруженню стиску (призмовій міцності)  $R_b$  ;

$k$  – коефіцієнт, який урахує вплив непружної складової деформацій (пружнопластичності).

Призмову міцність бетону у відповідному віці ( $t$ ) визначаємо за відомою формулою:

$$R_b = R_{b28} \frac{\lg t}{\lg 28}, \quad (2)$$

де  $R_{b28}$  - призмova міцність бетону у 28 – денному віці.

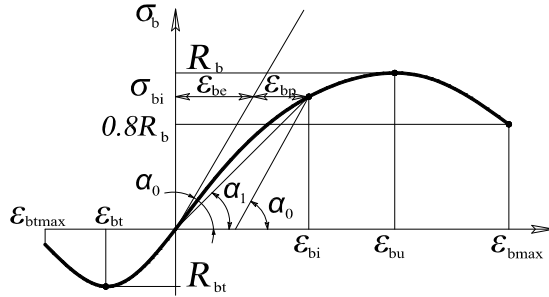


Рис.2. Діаграма  $\sigma - \varepsilon$  бетону ЄКБ-ФІП

$\varepsilon_{bu}$  визначаємо за експериментально [9] перевіреною формулою:

$$\varepsilon_{bu} = \left[ 3,6R_b - 3 \left( \frac{R_b}{36} \right)^5 + 51 \right] \times 10^{-5} \quad (3)$$

Для рівня напружень  $\sigma_b = 0,3R_b$  деформація бетону складає:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_{b0}} = \frac{0,3 \times R_b}{E_{b0}}, \text{ тоді } \eta_0 = \frac{0,3 \times R_b}{\varepsilon_{bu} \times E_{b0}} \quad (4)$$

Після підстановки в (1) замість  $\sigma_b/R_b = 0,3$  і виразу (4) отримаємо:

$$0,3 = \frac{k \times \eta_0 - \eta_0^2}{1 + (k - 2)\eta_0} \quad (5)$$

Після перетворення (5) вираз для коефіцієнта пружнопластичності бетону  $k$  на догірній ділянці діаграми має вигляд:

$$k = \frac{\eta_0^2 + 0,6 \times \eta_0 + 0,3}{0,7 \times \eta_0} \quad (6)$$

Для опису додільної ділянки діаграми стиску бетону вводиться ще одна контрольна точка, що відповідає кінцевому значенню деформацій бетону

$$\varepsilon_{b,max} : \quad \varepsilon_{b,max} = \frac{R_b \times 10^{-2}}{10 + 2,75 \times R_b} \quad (7)$$

Виходячи з умови, що  $\varepsilon_{b,max}$  спостерігаються при напруженнях  $\sigma_b = 0,8R_b$ , коефіцієнт пружнопластичності  $k_1$  на додільній ділянці діаграми  $\sigma$ - $\varepsilon$  бетону набуває вигляду:

$$k_1 = \frac{\eta_{01}^2 + 1,6 \times \eta_{01} + 0,8}{0,2 \times \eta_{01}} \quad (8)$$

Для опису діаграми  $\sigma$ - $\varepsilon$  при розтязі бетону використовуємо ту ж залежність (1) ЕКБ-ФП, що і при стиску. Значення  $\varepsilon_{bt}$   $\varepsilon_{bt,max}$  отримуємо шляхом множення  $\varepsilon_{bt}$   $\varepsilon_{bt,max}$  на співвідношення  $R_{bt}/R_b$ . У кінцевому вигляді напруження розтягу в бетоні визначаємо за допомогою залежності

$$\frac{\sigma_{bt}(t)}{R_{bt}} = \frac{k \times \eta_t + \eta_t^2}{1 + (k - 2) \times \eta_t} \quad (9)$$

Міцність бетону при розтязі визначається за формулою:

$$R_{bt} = \frac{R_{bt28} \times \lg t}{\lg 28} \quad (10)$$

Січний модуль деформації бетону в будь-якому віці і рівні навантаження в точці "і" діаграми визначається за залежністю:

$$E_{bi}(t) = \frac{\sigma_{bi}(t)}{\varepsilon_{bi}(t)} = tg \alpha_i \quad (11)$$

Деформації повзучості бетону при тривалій дії навантаження можна урахувати шляхом використання відомих залежностей, запропонованих А.Я.Барашиковим, О.Б.Голишевим, В.П.Поліщуком, І.В.Руденко [10], І.Е.Прокоповичем та ін. Оскільки в дослідних елементах використовували розтягнуту і стиснуту арматурну сталь з фізичною межею текучості, то зв'язок між напруженнями і деформаціями представляємо у вигляді двохлінійної діаграми

(рис. 3).

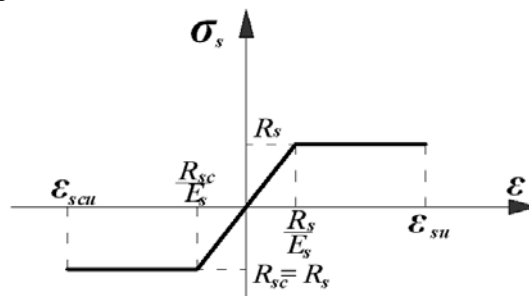


Рис.3. Діаграма  $\sigma$ - $\varepsilon$  для арматурної сталі з фізичною межею текучості.

Для простого випадку навантаження елемента сталого перерізу двома поперечними силами  $F$  епюри внутрішніх зусиль, кутів нахилу і прогинів без урахування впливу деформацій зсуву мають вигляд, представлений на рис.4.

Згинальний момент по довжині дослідного елемента є змінною величиною:

$$M(X) = M_F(X) + M_N(X) = M_F(X) + NY_p(X); \quad (12)$$

де :  $M_F(X)$  і  $M_N(X)$  - згинальні моменти у перерізі  $X$ , відповідно, від поперечного навантаження  $F$  і подовжньої сили  $N$ . При цьому, в початковій

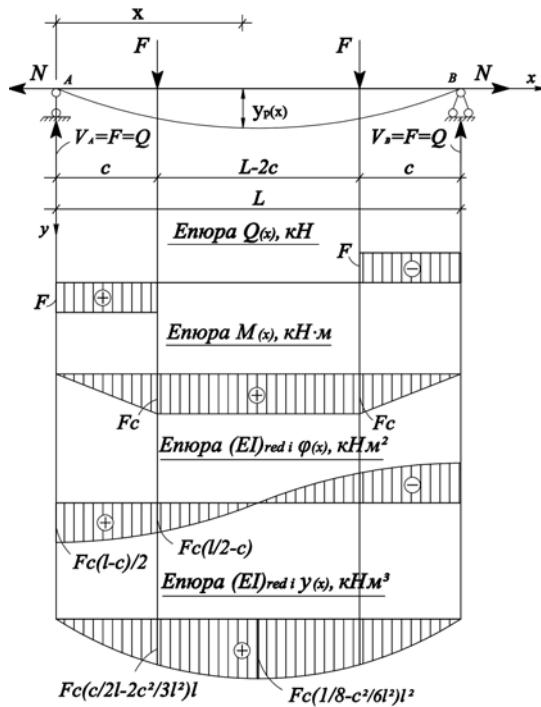


Рис. 4. Епюри внутрішніх зусиль, кутів нахилу і прогинів однопрогінної балки від дії поперечного навантаження.

стадії роботи елемента за відсутності ексцентриситету ( $e=0$ ) порушується принцип суперпозиції (незалежності дії сил). В такому випадку на початку слід прикласти частину поперечного навантаження  $F$ , здатного викликати помітний прогин елемента, а потім - подовжню силу.

Моделювання напружено-деформованого стану дослідних елементів при їхньому розтязі зі згином виконуємо у відповідності з блок-схемою, представленою на рис. 5, у такій послідовності:

1. Вводиться вхідна (п.2 блок-схеми) інформація.

2. Визначаємо геометричні характеристики перерізів залізобетонних балок (п.3 блок-схеми) з урахуванням реальних січних модулів деформацій на даному етапі:

$$(EA)_{redI} = \sum_{j=1}^{j \max} (E_{bij} A_{bij} + E_{si} A_{si} + E'_{si} A'_{si}) \quad (13)$$

$$(ES)_{redI} = \sum_{j=1}^{j \max} (E_{bij} A_{bij} y_{ij} + E_{si} A_{si} y_{si} + E'_{si} A'_{si} y'_{si}) \quad (14)$$



$$y_{oi} = \frac{(ES)_{red i}}{(EA)_{red i}} \quad (15)$$

$$(EI)_{red i} = \sum_{j=1}^{j \max} (E_{bij} A_{bij} (y_{oi} - y_{ij})^2 + E_{si} A_{si} (h_0 - y_{oi})^2 + E'_{si} A'_{si} (y_{oi} - a')^2) \quad (16)$$

де  $E_{bij}$ ,  $E_{si}$ ,  $E'_{si}$  - січні модулі деформацій, відповідно, бетону, розтягнутої та стиснутої арматури, які перед навантаженням приймаються такими, що дорівнюють початковим модулям деформацій;

$A_{ij}$  - площа  $j$ -того шару  $i$ -того перерізу балки;  $Y_{ij}$  - віддаль від верхньої грані до центру ваги  $j$ -того шару  $i$ -того перерізу балки.

3. Визначаємо початкову координату полюса сили  $N$  (п.4 блок-схеми) без урахування прогину даного перерізу за формулою:

$$y_{p0} = \left[ \frac{h}{2} - y_{oi} \pm (e + e_{0\text{eun}}) \right] \quad (17)$$

де:  $e$  - ексцентриситет прикладення подовжньої розтягуючої сили  $N$ , взятий із знаком „-“, якщо він створює розвантажуючий момент в балці (вигин), і із знаком „+“, якщо він створює в ній довантажуючий момент;

$$e_{0\text{eun}} = \frac{h}{30} - \text{випадковий ексцентриситет прикладення сили } N.$$

4. Задаємо етап навантаження балки подовжньою розтягуючою силою  $N$  з подальшим її збільшенням на  $\Delta N = 0,1 |N_{adm}|$  (п.5,6 блок-схеми) до заданої або допустимої величини  $|N_{adm}|$ .

5. Визначаємо деформації бетону та арматури в  $i$ -тих перерізах балки (при необхідності з урахуванням повзучості і усадки бетону), а також уточнюємо координату полюса сили  $N$  (п.7 блок-схеми):

$$\varepsilon_{bij} = N / (EA)_{red i} \left[ 1 + \frac{y_p (y_{ij} - y_{0i}) (EA)_{red i}}{(EI)_{red i}} \right] J + \frac{M_i (y_{ij} - y_{0i})}{(EI)_{red i}}, \quad (18)$$

$$\varepsilon_{si} = N / (EA)_{red i} \left[ 1 + \frac{y_p (h - a_i - y_{0i}) (EA)_{red i}}{(EI)_{red i}} \right] J + \frac{M_i (h - a_i - y_{0i})}{(EI)_{red i}} \quad (19)$$

$$\varepsilon'_{si} = N / (EA)_{red i} \left[ 1 + \frac{y_p (a'_i - y_{0i}) (EA)_{red i}}{(EI)_{red i}} \right] J + \frac{M_i (a'_i - y_{0i})}{(EI)_{red i}}, \quad (20)$$

$$y_{pi} = y_{p0} + y_{N(x)}, \quad (21)$$

де:  $y_{N(x)}$  - додатковий прогин або вигин  $i$ -го перерізу, зумовлений подовжньою силою  $N$ , що визначається за формулою:

$$y_{N(x)} = [(\varepsilon_{si} - \varepsilon'_{bi}) / h_0] \cdot \rho_{mN} \cdot l^2, \quad (22)$$

де:  $\rho_{mNi}$  - коефіцієнт, що ураховує вплив моменту від подовжньої сили  $N$  (або зусилля від попереднього напруження) на величину зумовленого ним прогину або вигину. Він визначається по довжині балки ( $0 \leq x \leq l$ ) за формулою:

$$\rho_{mNi} = \frac{lx - x^2}{2l^2} \quad (23)$$

6. Перевіряємо умову неперевищення визначеними за формулами (18)...(20) деформаціями встановлених за відповідними діаграмами  $\sigma$ - $\epsilon$  (п.8 блок-схеми) граничних величин  $\epsilon_{btmax}$ ,  $\epsilon_{bmax}$  і  $\epsilon_{su}$ . Перевищення деформацій розтягу  $\epsilon_{btmax}$  у якомусь із шарів перерізу свідчить про те, що модуль деформацій у ньому дорівнює нулю і шар виключився з роботи у відповідному перерізі елемента. При Перевищенні деформацій стиску в бетоні або розтягу в арматурі граничний величин  $\epsilon_{bmax}$  або  $\epsilon_{su}$ , відповідно вважається, що в даному перерізі вичерпана міцність нормальних перерізів. При цьому, для уточнення величини руйнуючого навантаження спочатку зменшується до величини попереднього етапу (п.17 блок-схеми) з подальшим збільшенням його на  $\Delta N/2$  (п.18 блок-схеми).

7. Якщо деформації у бетоні і арматурі не перевищують гранично допустимих величин  $\epsilon_{btmax}$  і  $\epsilon_{su}$ , то запам'ятовуємо величини деформацій в кожному  $j$ -тому шарі кожного  $i$ -того перерізу (п.10 блок-схеми) і за діаграмами  $\sigma$ - $\epsilon$  бетону і арматури визначаємо величини напружень, відповідно, у бетоні  $\sigma_{bij}$  і арматурі  $\sigma_{si}$ . Потім виконуємо уточнення і корекцію січних модулів деформацій бетону і арматури (п.11 блок-схеми):

$$E_{bij} = \sigma_{bij} / \epsilon_{bij}, \quad (24)$$

$$E_{si} = \sigma_{si} / \epsilon_{si}, \quad (25)$$

$$E'_{si} = \sigma'_{si} / \epsilon'_{si}, \quad (26)$$

За уточненими величинами січних модулів деформацій обчислюємо характеристики перерізів  $(EA)_{red\ i}$  ( $EI)_{red\ i}$  (п.12 блок-схеми).

8. За відкоригованими геометричними характеристиками перерізів балок уточнюємо величини деформацій бетону  $\epsilon_{bij}$  і арматури  $\epsilon_{si}$ ,  $\epsilon'_{si}$  (п.13 блок-схеми) і порівнюємо їх з визначеними у попередньому циклі розрахунку (п.9 блок-схеми). Якщо їх значення близькі до заданої точності розрахунків, вважаємо, що на даному етапі навантаження параметри НДС перерізів балки встановлені (п.14 блок-схеми) і можна переходити до визначення прогинів, інших параметрів працездатності дослідних елементів (п.15 блок-схеми).

9. За уточненою авторською інженерною методикою визначаємо величину несучої здатності похилих перетинів  $[Q_{ult}]$  дослідних залізобетонних елементів (п.21 блок-схеми).

10. Після досягнення подовжньою розтягуючою силою заданої або допустимої величини  $[N_{adm}]$ , переходимо до вивчення зміни напружено-деформованого стану в процесі пропорційного навантаження балки симетрично розташованими поперечними силами  $F$  (рис. 4, п.22, 23 блок-



схеми) ступенями  $\Delta F \leq 0,1|Q_{ult}|$  до руйнування елемента за нормальним або похилим перерізом.

11. Визначаємо величину згинального моменту і поперечної сили за довжиною балки (п.24 блок-схеми):

$$\text{- при } 0 < x \leq c \text{ (див. рис.4) } M_F(x) = Fx, Q(x) = F; \quad (27)$$

$$\text{- при } c < x \leq l-c \quad M_F(x) = Fx - F(x-c) = Fc, Q(x) = F - F = 0, \quad (28)$$

$$\text{- при } l-c < x \leq l \quad M_F(x) = F(l-x), Q(x) = -F; \quad (29)$$

12. За формулами (18) (20) знаходимо деформації бетону і арматури в даних перерізах балки (при необхідності з урахуванням повзучості і усадки бетону), а також уточнюємо координату полюса сили  $[N_{adm}]$  з урахуванням додаткового прогину від поперечного і поздовжнього навантаження (п.25 блок-схеми).

$$y_{pi} = y_{p0} + y_{tot,i} \quad (30)$$

де:  $y_{tot,i}$  - повний прогин даного перерізу балки, визначений як алгебраїчна сума прогинів, зумовлених деформаціями вигину від поперечного і подовжнього навантаження, а також деформаціями зсуву:

$$y_{tot,i} = \left( \frac{\varepsilon_{si} - \varepsilon_{bi1}}{h_0} \right) (\rho_{mNi} + \rho_{mMi}) l^2 \rho_{qi}, \quad (31)$$

де  $\rho_{mMi}$  - коефіцієнт, що ураховує вплив згинального моменту на прогин балки в даному перерізі. Він визначається в межах прольоту зрізу ( $0 < x \leq c$ )

за формулою  $\rho_{mMi} = \frac{x}{2l} - \frac{2x^2}{3l^2}$ ,

у прольоті ( $c < x \leq \frac{l}{2}$ )  $\rho_{mMi2} = \rho_{mMi1} + \frac{(x-c) \left( \rho_{mM \frac{1}{2}} - \rho_{mMi1} \right)}{\frac{l}{2} - c}$ ,

де  $\rho_{mM \frac{1}{2}} = \frac{1}{8} - \frac{c^2}{6l^2}$  - посередині прольоту балки;

$\rho_{qi}$  - коефіцієнт, що ураховує вплив деформацій зсуву на прогин балки і визначається за наближеною залежністю  $\rho_{qi} = 1 + \frac{\varphi_q}{\rho_{mi}} \left( \frac{h}{l} \right)^2$ , що

допускається діючими нормами [5] і в якій коефіцієнт  $\varphi_q = 1,5$  за наявності нормальних і (або) похилих тріщин у відносно коротких ( $\frac{l}{h} \leq 10$ ) вільно

обпертих балках сталого за довжиною перерізу. При  $\frac{h}{l} > 10$   $\rho_{qi} = 1$ .

13. Перевіряємо умову неперевищення визначеними за формулами

(18) ... (20) деформаціями встановлених за відповідними діаграмами  $\sigma$ - $\varepsilon$  (п. 26 блок-схеми) граничних величин і подальший розрахунок продовжується по раніше описаному алгоритму для подовжньої сили  $N$  з уточненням навантаження  $F$ , відповідного появи перших нормальних і похилих тріщин, фіксацією прогинів балки на відповідних етапах її роботи аж до руйнування за нормальним або похилим перерізом.

Порівняння експериментальних і розрахункових значень основних параметрів працездатності (поява нормальних і похилих тріщин, прогинів, руйнующе навантаження), отриманих шляхом використання запропонованого алгоритму і ефективної комп'ютерної математики «MATLAB», показало задовільну їхню збіжність і доцільність застосування даної методики після її реалізації у вигляді самостійної комп'ютерної програми для залізобетонних елементів, що працюють на розтяг зі згином.

Використання полінома [11] для опису діаграми стану стиснутого бетону  $\sigma_b$ - $\varepsilon_b$  на догірній і додільній ділянках у вигляді:

$$\sigma_b = R_b \sum_{k=1}^5 \alpha_k \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^k, \quad (32)$$

де  $R_b$  - призмova міцність бетону при осьовому стиску,

$\alpha_k$  - коефіцієнти поліноміальної залежності,

$\varepsilon_{bR}$  - найбільші деформації бетону при  $\sigma_b - R_b$ , показало кращу збіжність поразункових та експериментальних даних з огляду на те, що вона (залежність (32)) адаптована до вітчизняних бетонів.

### Висновки

1. Використовування деформаційного методу дозволяє з єдиних позицій вести розрахунок за появою тріщин, їхнім розкриттям, деформаціями і руйнуванням залізобетонних конструкцій.

2. Запропонована шарувата деформаційна модель роботи і методика розрахунку розтягнуто-зігнутого елемента у деякій мірі доповнює прогалину у діючих нормах проектування ЗБК і може бути рекомендована для практичного використання при простих режимах навантаження.

### ЛІТЕРАТУРА:

1. Залесов А.С., Чистяков Е.А., Ларичева И.Ю. Деформационная расчетная модель железобетонных элементов при действии изгибающих моментов и продольных сил.- Бетон и железобетон, 1996, №5, С.16-18.
2. Звездов А.И., Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. Расчет прочности железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил по новым нормативным документам.- Бетон и железобетон, 2002, №2, с.21-25.

3. Гольшев А.Б., Бачинский В.Я., Полищук В.П. и др. Железобетонные конструкции. Том1.- К., изд-во «Логос», 2001.-417с.
4. Голишев О.Б. Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій і з опору залізобетону. О.Б. Голишев, А.М. Бамбура.- К., вид-во Логос, 2004.-310 с.
5. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования СНиП 2.03.01-84\*. –М.: Стройиздат, 1986,-120с.
6. Свод правил по проектированию и строительству СП52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры.-М: ГУП «НИИЖБ» Госстроя России, 2004.-55 с.
7. Свод правил по проектированию и строительству, СП52-101-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции-М: ГУП «НИИЖБ» Госстроя России, 2004.-49 с.
8. Бліхарський З.Я., Вашкевич Р.В., Струк Р.Ф. Методика розрахунку залізобетонних конструкцій, відновлених після корозії// Вісник Одеської державної академії будівництва і архітектури. – Одеса.: «Місто майстрів», 2004.-с.41-47.
9. Бліхарський З.Я., Напружено - деформований стан залізобетонних конструкцій в агресивному середовищі при дії навантаження: Дисертація...докт. техн. наук.:05.23.01- Львів, 2005.-357.
10. Гольшев А.Б., Полищук В.П., Руденко И.В. Расчет железобетонных стержневых систем с учетом фактора времени.- К.: Будівельник, 1984.-128 с.
11. Бамбура А.М. Експериментальні основи прикладної деформаційної моделі залізобетону : Дисертація... докт. техн. наук.-05.23.01- Київ, 2005. -379 с.