

## РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ СТИСНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ НА ОСНОВІ ІСНУЮЧИХ ДЕФОРМАЦІЙНИХ МОДЕЛЕЙ

Шкурупій О.А., *к.т.н.*, доцент, Митрофанов П.Б., *асистент*

*Полтавський національний технічний університет  
імені Юрія Кондратюка*

**Постановка проблеми.** Найважливішими вимогами, що пред'являються до будівельних конструкцій, у тому числі й до залізобетонних, є вимоги щодо забезпечення їх міцності, жорсткості, стійкості та надійності. Всі ці вимоги повинні бути забезпечені перш за все розрахунками.

Розрахунок міцності залізобетонних конструкцій, як і конструкцій з будь-яких інших матеріалів, виконується на основі загальних методів механіки деформівного твердого тіла. Специфічні особливості залізобетону накладають додаткові вимоги до методів розрахунку міцності, жорсткості та стійкості залізобетонних конструкцій (ЗБК) та їх елементів (ЗБЕ), де необхідно враховувати й деформації матеріалу, тобто використання деформаційних моделей.

На сьогодні однією з головних задач при проектуванні ЗБК є уточнення існуючих та розробка нових методик розрахунку, в тому числі й міцності ЗБЕ у нормальних перерізах на основі деформаційних моделей (ДМ), що пропонується і в нових ДБН В.2.6 - 98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення».

**Аналіз останніх досліджень.** Розрахункам міцності стиснутих ЗБЕ на основі ДМ присвячена ціла низка літературних джерел [4, 6, 11, 12 та ін.]. Зокрема, більш детально розрахунку міцності ЗБЕ на основі ДМ з екстремальним критерієм міцності (ЕКМ) приділена увага в роботах [4, 6].

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми. Нові норми проектування ЗБК та їх елементів, що введені в дію з 01.06.2011 в Україні [2], містять низку принципово нових підходів до розрахунку їх міцності, жорсткості та несучої здатності. За основу розрахунків бетонних і залізобетонних елементів на дію згинальних моментів і поздовжніх сил прийнята ДМ, яка, окрім рівнянь рівноваги, використовує умову деформування у вигляді гіпотези плоских перерізів і повні діаграми стану бетону.

ДМ з ЕКМ є альтернативною моделлю по відношенню до відомих ДМ з емпіричним критерієм міцності. Тому вдосконалення методики розрахунку міцності стиснутих залізобетонних конструкцій та їх елементів у нормальному перерізі на основі ДМ з ЕКМ, котра ґрунтується на рівняннях механіки деформівного твердого тіла і враховує фізико-механічні властивості матеріалів та їх реальну роботу в граничному стані (з урахуванням і високоміцних бетонів), є актуальною задачею.

Значна частка ЗБК та їх елементів під дією навантажень або інших впливів працюють на стиснення. Уточнення існуючих методик розрахунку міцності та несучої здатності таких елементів дозволяє виявити резерви економії матеріалів.

**Метою роботи** є проведення порівняльного розрахунку міцності стиснутих ЗБЕ у нормальних перерізах на основі існуючих методик, що ґрунтуються на ДМ, а саме: EN-2 [1], ДБН В.2.6. 98:2009 [2] і ДСТУ Б В.2.6-156: 2010 [3] та ДМ з ЕКМ [4,5], а також співставлення одержаних результатів цих розрахунків за наведеними вище ДМ.

#### **Вклад основного матеріалу.**

Застосування ДМ в теорії залізобетону є відповідним кроком уперед, оскільки вона використовує повний набір рівнянь механіки деформівного твердого тіла (МДТТ): фізичні для бетону й арматури, геометричні та рівняння рівноваги. В результаті ДМ дозволяє точніше визначати межу переармування, міцність переармованих ЗБЕ, враховувати характер повних діаграм роботи бетону й арматури та інші характеристики.

На сьогодні існує декілька типів ДМ із яких необхідно відмітити дві – з емпіричним і екстремальним критерієм міцності. Існуючі методики розрахунку міцності залізобетонних елементів у нормальному перерізі на основі ДМ з емпіричним критерієм міцності не враховують точно повної діаграми стиску (ПДС) бетону з низхідною гілкою максимальної протяжності, та не дають можливості аналітично одержати граничні деформації найбільш стиснутої фібри бетону  $\varepsilon_{cu}$ . Цими деформаціями необхідно задаватися заздалегідь.

Для розрахунку міцності нормальних перерізів ЗБЕ необхідна додаткова умова міцності перерізу. Такою умовою може бути умова міцності по бетону

$$\varepsilon_{cm} \leq \varepsilon_{cu} \quad (1)$$

та умова міцності по арматурі

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}, \quad (2)$$

в яких відповідно  $\varepsilon_{cm}$ ,  $\varepsilon_s$  – деформації найбільш стиснутого волокна бетону та розтягнутої арматури ЗБЕ, що виникають від зовнішнього

навантаження,  $\varepsilon_{cu}$ ,  $\varepsilon_{su}$  – граничні деформації найбільш стиснутого волокна бетону й розтягнутої арматури.

ДМ з ЕКМ має суттєві переваги над існуючими ДМ. Вона дає можливість розраховувати міцність залізобетонних конструкцій та їх елементів у нормальному перерізі в граничному стані, а також отримувати їх параметри напружено-деформованого стану, включаючи і  $\varepsilon_{cu}$ , при застосуванні широкого спектру класів міцності бетону (від С 8/10 до С 115/120 і більше).

Згідно з багатьма експериментами, наприклад [10], умова (2) частіше порушується в мало армованих ЗБЕ із високоміцною напруженою дровоюю й канатною арматурою. Тому виконання умови (2) можна забезпечити шляхом призначення кількості розтягнутої арматури не нижче відповідного мінімуму  $\mu_{\min} \geq 0,25 - 0,3 \%$ , при якому вже проходить руйнування з роздавлюванням бетону стиснутої зони ЗБЕ, і тоді основне значення матиме умова (1).

Залежно від того, як визначаються величини  $\varepsilon_{cu}$  в умові (1), можуть бути ДМ досить різної точності. Так, у ДМ EN-2 [1] величини  $\varepsilon_{cu}$  визначались шляхом вимірювання деформацій  $\varepsilon_{cm}$  стиснутої грані в стадії руйнування дослідних залізобетонних балок і позакентровано стиснутих колон. На основі вказаних вимірів у [1] прийнято для бетонів низької та середньої міцності ( $C 12/15 \dots C 50/60$  МПа)  $\varepsilon_{cu} = const = 3,5\%$ , а для високоміцних бетонів ( $C 55/67 \dots C 90/105$  МПа)  $\varepsilon_{cu} = const = 3,2 \dots 2,8\%$ .

Результатом перерозподілу напружень  $\sigma_c$  в стиснутій зоні бетону ЗБЕ в граничній стадії є екстремальний критерій міцності нормального перерізу ЗБЕ [6]

$$F(\varepsilon_{cu}) = \max F(\varepsilon_{cm}), \quad (3)$$

що виражає досягнення строгого максимуму зусиллям  $F$  ( $M$  або  $N$ ) перерізу як функцією деформації  $\varepsilon_{cm}$  стиснутої грані бетону ЗБЕ (рис. 1, з). Строгий максимум залежності „зусилля перерізу – деформація”, очевидно, може бути тільки при проявленні в стиснутій зоні ЗБЕ строгого максимуму і наявності низхідної гілки фізичного закону стиснутого бетону  $\sigma_c - \varepsilon_c$  (рис. 1, в).

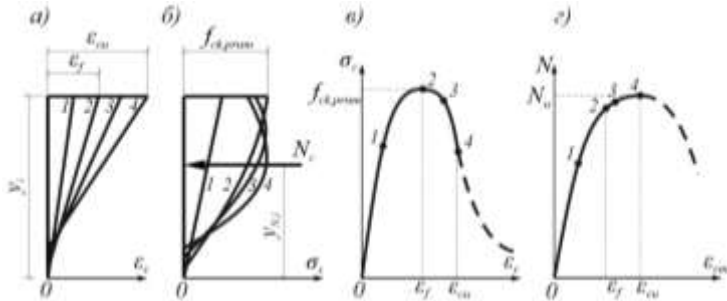


Рисунок 1 – Дограничні (1,2,3) і граничні (4) стани розвитку деформацій (а) та напружень (б) у стиснутій зоні бетону ЗБЕ. Відповідність станів 1, 2, 3, 4 на діаграмі стискання бетону (в) і кривій „зусилля в перерізі – деформація стиснутої грані бетону”.

При заміні в ДМ критерію (1) на критерій (3) утворюється нова, більш довершена ДМ з ЕКМ, для якої не потрібно експериментально визначати  $\varepsilon_{cu}$ , тому що остання обчислюється із сукупності рівнянь МДТТ і критерію (3) як одна з невідомих величин задачі міцності нормального перерізу.

При цьому в якості фізичної залежності бетону використовується формула (2) [6], що також прийнята в [1]. Вона порівняно проста та краще за інші відображає окреслення кривих  $\sigma_c - \varepsilon_c$  для бетонів різної міцності на інтервалі  $C = 15...105\text{МПа}$ .

У ДМ з ЕКМ гранична деформація  $\varepsilon_{cu}$  виявляється залежною не тільки від параметрів  $E_{cm}, f_{ck,prism}, \varepsilon_f$  бетону, але й характеру напружено-деформованого стану ЗБЕ, кількості арматури  $A_s$  та  $A_s'$ , форми перерізу, характеру діаграми арматури, попереднього напруження й інших факторів. Тому  $\varepsilon_{cu}$  не визначає стан руйнування тільки бетону, а є одним із параметрів граничного стану нормального перерізу ЗБЕ і вона не може бути константою, так як це прийнято в [1].

Для визначення напружень, деформацій та інших характеристик перерізу ЗБЕ (рис. 2) використовуємо:

1 Фізичні залежності:

а) для бетону – ПДС представлена у вигляді апроксимації рекомендованої в нормах [1, 2]

$$\sigma_c = f_{ck,prism} (K\eta - \eta^2) / [1 + (K - 2)\eta], \quad (4)$$

де рівень деформації  $\eta$  та параметр деформативно-міцнісних (механічних) властивостей бетону  $K$  визначаються формулами

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_f, \quad K = 1,1 \cdot E_{cm} \cdot \varepsilon_f / f_{ck,prism} \quad (5)$$

$E_{cm}$  – початковий модуль пружності бетону, що обчислювався за формулою  $E_{cm} = 12,7 \cdot \ln(f_{ck,cube}) - 11$  [8];  $f_{ck,prism}$ ,  $\varepsilon_f$  – напруження й деформація в максимумі кривої  $\sigma_c - \varepsilon_c$  (рис. 4.1)  $f_{ck,prism} = 0,8 \cdot f_{ck,cube}^{0,973}$  [8]. Деформація  $\varepsilon_f$  визначалась за формулою

$$\varepsilon_f = 70 \cdot 10^{-5} \cdot f_{ck,prism}^{0,31}; \quad (6)$$

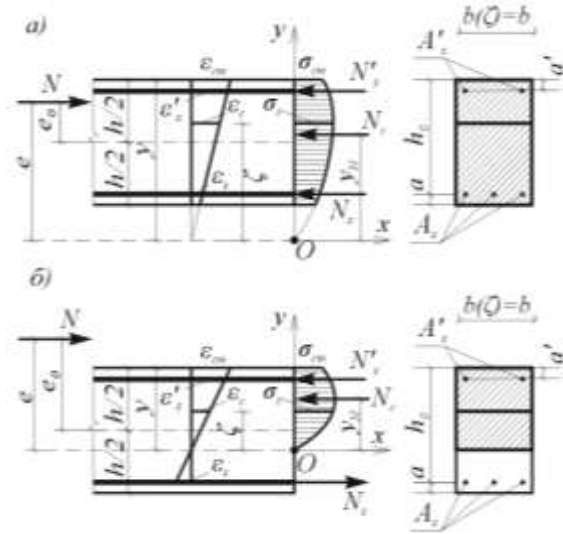


Рис. 2 – Розрахункова схема нормального перерізу ЗБЕ для випадків позacentрового стиску при випадках малих (МЕ), (а) та великих (ВЕ) (б) ексцентриситетів

б) для арматури аналітичні вирази діаграми розтягу (стиску) розділені на два відомих типи: з фізичною і умовною границею текучості (рис. 3). На інтервалі BC,  $\varepsilon_{yu} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$  (рис.3, а) область зміцнення апроксимується параболою [6]

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{su}}{(1 - \varepsilon_{yu} / \varepsilon_{su})^2} - \left[ \left( 1 - \frac{\sigma_y}{\sigma_{su}} \right) \left( 2 - \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{su}} \right) \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{su}} + \frac{\sigma_y}{\sigma_{su}} + \left( \frac{\varepsilon_{yu}}{\varepsilon_{su}} \right)^2 - 2 \frac{\varepsilon_{yu}}{\varepsilon_{su}} \right], \quad (7)$$

де  $\varepsilon_{yu}$  – деформація наприкінці площадки текучості (точка B),  $\sigma_{su}$ ,  $\varepsilon_{su}$  – напруження (границя міцності) і деформація в точці максимуму C діаграми  $\sigma_s - \varepsilon_s$  (рис. 3,а).

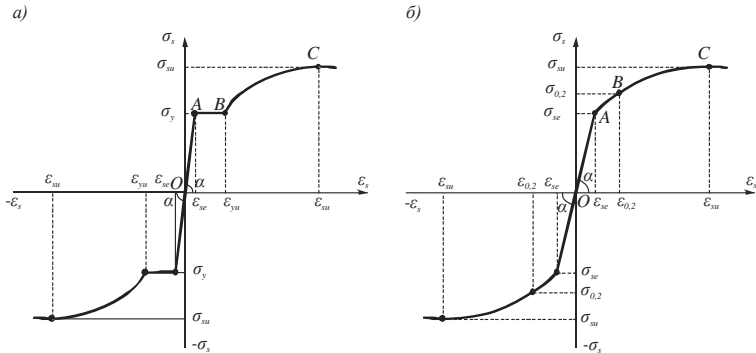


Рис. 3 – Діаграми розтягу (стиску) арматурних сталей з фізичною (а) і умовною (б) границями текучості

Для арматури з умовною межею текучості застосовується лінійно-двопараболічна апроксимація діаграми розтягання (стискання)

$$\begin{cases} 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se}, & \sigma_s = E_s \varepsilon_s, \\ \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{0,2}, & \sigma_s = -\alpha \varepsilon_s^2 + \beta \varepsilon_s + \gamma, \\ \varepsilon_{0,2} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}, & \sigma_s = -a \varepsilon_s^2 + b \varepsilon_s + c, \end{cases} \quad (8)$$

в якій

$$\begin{cases} \alpha = p - q, & \beta = 2p\varepsilon_{0,2} - q(\varepsilon_{se} + \varepsilon_{0,2}), & \gamma = \sigma_{0,2} - p\varepsilon_{0,2}^2 + q\varepsilon_{se}\varepsilon_{0,2}, \\ p = (\varepsilon_{0,2} - \varepsilon_{se}) / (\varepsilon_{0,2} - \varepsilon_{se})^2, & q = \sigma'_{0,2} / (\varepsilon_{0,2} - \varepsilon_{se}), \\ \sigma'_{0,2} = -2a\varepsilon_{0,2} + b, \end{cases} \quad (9)$$

$$a = (\sigma_{su} - \sigma_{0,2}) / (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{0,2})^2, \quad b = 2a\varepsilon_{su}, \quad c = \sigma_{su} - a\varepsilon_{su}^2, \quad (10)$$

де вихідними параметрами арматури є: модуль пружності  $E_s$ , межа пропорційності  $\sigma_{se}$ , умовна межа текучості  $\sigma_{0,2}$ , межа міцності  $\sigma_{su}$  і відповідні їм деформації –  $\varepsilon_{se}$ ,  $\varepsilon_{0,2}$ ,  $\varepsilon_{su}$ .

## 2. Геометричні залежності

Геометричні залежності визначались на основі гіпотези плоских перерізів, що дозволяє виразити через деформацію  $\varepsilon_{cm}$  деформації стиснутої зони бетону  $\varepsilon_c$  на рівні волокон із координатою  $\zeta$ , а також деформації розтягнутої й стиснутої арматури (рис.2):

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cm} \cdot \zeta / y; \quad (11)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cm} \cdot (h_0 / y - 1); \quad (12)$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cm} \cdot (1 - a' / y), \quad (13)$$

де  $y$  – висота стиснутої зони бетону,  $a'$  – відстань від рівнодіючої в арматурі стиснутої зони бетону до найближчої грані перерізу,  $h_0$  – робоча висота перерізу. Приймаючи позначення  $\alpha = \varepsilon_{cm} / \varepsilon_f$ , одержимо, що  $\eta = \alpha \zeta / y$ , де  $\alpha$  – відносна деформація стиснутої грані бетону ЗБЕ в нормальному перерізі.

3. Рівняння рівноваги:

$$N_s = \sigma_s A_s, \quad N'_s = \sigma'_s A'_s \quad (14)$$

$$\sum X = 0; \quad N \pm \sigma_s \cdot A_s - \sigma'_s \cdot A'_s - N_c = 0, \quad (15)$$

$$\sum M = 0; \quad N \cdot e \pm \sigma_s \cdot A_s \cdot (h_0 - y) - \sigma'_s \cdot A'_s \cdot (y - a') - N_c \cdot y_N = 0 \quad (16)$$

$e$  – ексцентриситет прикладання сили  $N$  відносно нейтральної осі перерізу (рис. 2)

$$e = e_0 - h/2 + y = e(y), \quad (17)$$

де  $e_0$  – ексцентриситет прикладання сили  $N$ , відносно центра перерізу (рис. 2).

У рівнянні (14) знак "-" приймається у випадку центрального стиску та малих ексцентриситетів (МЕ), а "+" приймається у випадку великих ексцентриситетів (ВЕ).

Рівнодіюча напружень у стиснутій зоні бетону  $N_c$  й координата  $y_N$  її точки прикладання, яка відлічується від нульової лінії деформацій і напружень знаходяться за формулами

$$N_c = \iint_{A_c} \sigma_c(\alpha, \zeta) dx d\zeta = \int_0^y \sigma_c(\alpha, \zeta) \left( \int_{b_1(\zeta)}^{b_2(\zeta)} dx \right) d\zeta = N_c(\alpha, y) \quad (18)$$

$$y_N = \left( \iint_{A_c} \sigma_c(\alpha, \zeta) \zeta dx d\zeta \right) / N_c = \left( \int_0^y \sigma_c(\alpha, \zeta) \zeta \left( \int_{b_1(\zeta)}^{b_2(\zeta)} dx \right) d\zeta \right) / N_c = y_N(\alpha, y) \quad (19)$$

де  $A_c$  – площа стиснутої зони бетону в перерізі ЗБЕ.

Використовуючи залежності (4)...(17), з урахуванням (18) та (19) отримуємо результуючу систему рівнянь МДТТ із невідомими  $N, \alpha, y$  для випадку позacentрового та центрального стисання:

$$\begin{cases} N \pm \sigma_s(\alpha, y) \cdot A_s - N_c(\alpha, y) - \sigma'_s(\alpha, y) \cdot A'_s = 0; & (20) \\ N \cdot e(y) - N_c(\alpha, y) \cdot y_N(\alpha, y) - \sigma'_s(\alpha, y) \cdot A'_s (y - a') - \sigma_s(\alpha, y) \cdot A_s (h_0 - y) = 0. & (21) \end{cases}$$

Для визначення невідомих  $N, \alpha, y$  використовуємо рівняння (20), (21) і додаткову умову у вигляді ЕКМ нормального перерізу (3). У результаті маємо оптимізаційну задачу нелінійного математичного програмування на умовний екстремум із цільовою функцією (3) (екстремаллю [9]) при обмеженнях-рівностях (20), (21).

Дана методика дозволяє виконати розрахунки міцності ЗБЕ в нормальному перерізі при будь-яких значеннях класів бетону та напруженнях у арматурі.

Така постановка задачі, з урахуванням усіх вихідних параметрів, залежностей може бути вирішена лише за допомогою обчислювальної техніки – використанням чисельних і оптимізаційних методів. Розв'язок цієї задачі був реалізований в програмі для ПЕОМ, розробленої О.А. Шкурупієм.

На рис 4...5 наведені графіки залежностей «Навантаження перерізу – деформація найбільш стиснутої фібри бетону ЗБЕ» при розрахунку за методиками Eurocode-2 [1], ДБН В.2.6–98:2009 [2], ДМ з ЕКМ та нанесені точки, отримані за результатами експериментальних досліджень [7].

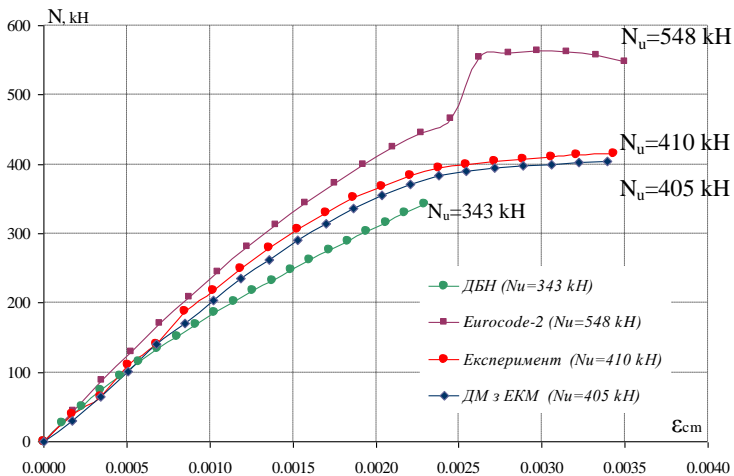


Рис 4. Графік залежностей «Навантаження – деформація найбільш стиснутої фібри бетону ЗБЕ» при позacentровому стиску ( $e=0.03m$ ), клас міцності бетону С 50/60



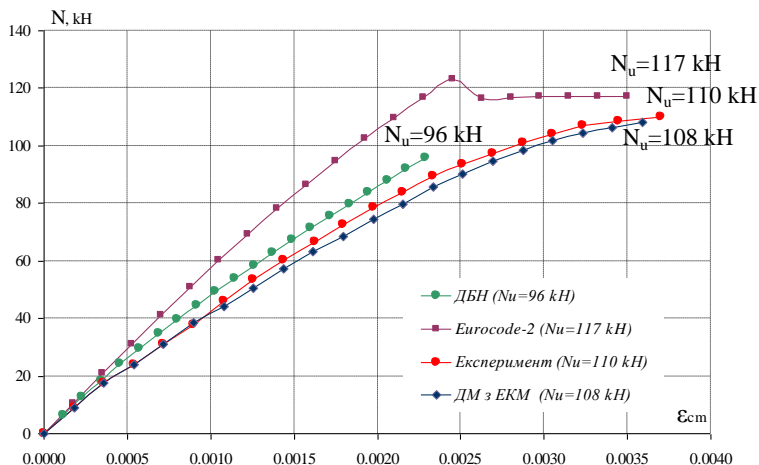


Рис 5. Графік залежностей «Навантаження – деформація найбільш стиснутої фібри бетону ЗБЕ» при позacentровому стиску ( $\epsilon=0.12\text{м}$ ), клас міцності бетону С 50/60

Як видно з графіків (рис. 4...5), методика розрахунку міцності стиснутих ЗБЕ за Eurocode-2 [1] завищує результати у порівнянні з експериментальними даними [7], а методика ДБН В.2.6–98:2009 [2] – занижує. Розрахунки ж міцності таких ЗБЕ на основі ДМ з ЕКМ є точнішими і краще співпадають із експериментальними даними ( $\bar{X} = 0,986$ ,  $C_v = 3,012\%$ ).

### Висновки

1. ДМ з ЕКМ є більш точною та узагальненою в порівнянні з існуючими деформаційними моделями. Тільки вона дозволяє аналітично визначати, як одну з невідомих величин, граничну деформацію найбільш стиснутої фібри бетону ЗБЕ  $\epsilon_{cu}$  з урахуванням впливу цілого ряду факторів, на відміну від інших деформаційних моделей.  $\epsilon_{cu}$  суттєво змінює свої значення при зміні класу міцності бетону на стиск, характеру та процента армування, класу арматурної сталі, форми поперечного перерізу ЗБЕ, характеру завантаження тощо. Тому прийняття постійною величиною  $\epsilon_{cu} \approx 3.5\%$  призводить до неточностей в розрахунках міцності, особливо для переармованих ЗБЕ.

2. Оптимізаційний характер задачі розрахунку міцності нормального перерізу, з цільовою функцією (3) та відповідними функціями обмеження дає можливість аналізувати повний комплекс граничних

параметрів нормальних перерізів ЗБЕ у стадії їх руйнування, виявляти пружний або пружно-пластичний стан роботи арматури.

3. ЕКМ відображає в граничному стані характерну властивість псевдо-пластичних матеріалів типу бетону та йому подібних, тобто прояв строгого максимуму та низхідної гілки повної діаграми стискання бетону. При зміні ексцентриситету подовжньої стискуючої сили  $e_0 \rightarrow 0$  лише ДМ з ЕКМ забезпечує перехід  $\varepsilon_{cu} \rightarrow \varepsilon_f$ .

## Summary

**The comparative calculation of durability of the compressed reinforcement-concrete elements in normal sections is executed on the basis of existent deformation models of EN-2 [1], ДБН В. 2.6. 98:2009 [2] and ДСТУ Б В. 2.6 156: 2010 [3], and also to the deformation model with the extreme criterion of durability [4, 5]. Results the got sacks of durability of such elements on the deformation models given above are confronted with data of experimental researches.**

## Література

1. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. EN 1992 – 1.1: General Rules and Rules for buildings. – Brussels: CEN, 2004.–226 p.
2. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6. 98:2009. - [Чинний від 01.06.2011]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 72 с.
3. ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону / К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 168 с.
4. Шкурупій О.А. Міцність залізобетонних конструкцій та їх елементів на основі деформаційної моделі з екстремальним критерієм / О.А. Шкурупій // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – Вып. 74: В 2-х кн.: Книга 1. – Київ, ДП НДІБК, 2011. – С. 605–614.

5. Шкурупій О.А. Застосування деформаційної моделі з екстремальним критерієм для розрахунку міцності залізобетонних елементів із високоміцних бетонів / О.А. Шкурупій, П.Б. Митрофанов // Вісник одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: Зовнішрекламсервіс, 2010. – № 38. – С. 683 – 689.

6. Митрофанов В.П. Практическое применение деформационной модели с экстремальным критерием прочности железобетонных элементов / В.П. Митрофанов // Коммунальное хозяйство городов. Серия: архитектура и технические науки. Вып. 60. – К.: Техника, 2004. – С. 29 – 48.

7. Митрофанов П.Б. Експериментальні дослідження міцності стиснутих залізобетонних елементів із високоміцних бетонів / П.Б. Митрофанов // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво) – Полтава: ПолтНТУ, 2011. – Вип. 29. – С. 74. – 79.

8. Шкурупій О.А. Аналітичне визначення початкового модуля пружності бетону / О.А. Шкурупій // Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2010. – Вип. 20. – С. 352–356.

9. Баженов В.А., Перельмутер А.В., Шишов О.В. Будівельна механіка. Комп'ютерні технології: Підручник / За заг.ред. д.т.н., проф. В.А. Баженова. – К.: Каравелла, 2009. – 696 с.

10. Weiss W.J. An Experimental Investigation to Determine the Influence of Size on the Flexural Behavior of High Strength Reinforced Concrete Beams / W.J. Weiss, K. Guler, S.P. Shah // 5-th Int. Symp. on Utilization of HS/HP Concrete. 20–24 June 1999, Sandefjord, Norway. – Proceedings, Vol. 2. – P. 709 – 718.

11. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н.Бамбура, А.Б. Гурковский // Будівельні конструкції : зб. наук. праць. – К.: ДП НДІБК, 2003. – Вип. 59. – С. 121– 130.

12. Бамбура А.М. Основні положення розрахунку несучої здатності бетонних та залізобетонних конструкцій за національним нормативним документом ДБН В.2.6 -98:2009/ А.М. Бамбура, Ю.І. Немчинов, О.Б. Гурківський, М.С. Безбожна, О.В. Дорогова // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – Вип. 73. – Київ, ДП НДІБК, 2010. – С. 724–736.