

УДК 624.016:519.24

**АНАЛІЗ ПРОЕКТНОЇ ЗАБЕЗПЕЧЕНОСТІ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ТА СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ,
ЗАПРОЕКТОВАНИХ ЗА РІЗНИМИ НОРМАМИ**

*д.т.н., проф. Семко О.В., к.т.н., с.н.с. Воскобойник О.П.,
студент Убий-Вовк О.М.*

*Полтавський національний технічний університет
імені Юрія Кондратюка, Полтава*

Постановка проблеми. Сучасна нормативна база в галузі будівництва в Україні поки що знаходиться в стадії формування – переходу від в багатьох чому застарілих пострадянських норм до нових нормативних документів, гармонізованих із європейськими стандартами. Однією з основних особливостей нових будівельних норм проектування залізобетонних конструкцій ДБН В.2.6-98:2009 «Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» [4] та ДБН В.2.6-160:2010 «Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення» [5] є запровадження нелінійних деформаційних методів розрахунку (деформаційної моделі), що має за мету гармонізувати вітчизняні норми з аналогічними Європейськими стандартами Єврокодами [6, 13], в яких також реалізовані аналогічні підходи.

Зв'язок з науковими та практичними завданнями та аналіз останніх досліджень та публікацій. Рекомендовані в нормах підходи [4, 5] зумовлюють не лише певне уточнення розрахункових передумов та процедур, і як наслідок, несучої здатності конструктивних елементів, з одного боку, а й необхідність перегляду застосованих (в рамках методу граничних станів) механізмів нормування вихідних параметрів розрахунку. Очевидно, що пряме співставлення (в детерміністичній постановці) результатів розрахунків несучої здатності будівельних конструкцій за різними нормами не може слугувати об'єктивною оцінкою точності та надійності прийнятого розрахункового апарату. Тому останнім часом доволі багато уваги [2, 7, 11] приділяється порівнянню розрахункового рівня надійності будівельних конструкцій, запроєктованих за вітчизняними [4, 5] та європейськими [6, 13] нормами, що, є **невирішеною частиною загальної проблеми, котрій присвячується стаття.**

Таким чином, основною метою статті є аналіз проектної забезпеченості несучої здатності залізобетонних та сталезалізобетонних елементів, запроєктованих за різними нормами [4, 12].

Виклад основного матеріалу досліджень. Для проведення порівняльного аналізу забезпеченості розрахункового опору та надійності розрахункового апарату за різними нормами, перш за все, необхідно встановити можливі «джерела» ентропії досліджуваних розрахункових моделей, а також кількісно описати всі стохастичні параметри, сукупність яких загалом і визначає показники проектної та фактичної надійності будівельних (зокрема залізобетонних та сталезалізобетонних) конструкцій.

Для конструктивних елементів, що в якості одного з компонентів містять бетон (залізобетонні та сталезалізобетонні конструкції), одними з основних характеристик для їх розрахунку (поряд із властивостями сталевого прокату та геометричними розмірами елементів) є міцнісні та деформаційні властивості бетону, мінливість яких, зазвичай, суттєво перевищує варіацію інших параметрів. Характеристики міцності та деформативності бетону знаходяться у функціональному зв'язку між собою, для опису якого в літературі [1, 3] добре відомі емпіричні залежності. Очевидно, що будь-які емпіричні залежності, які апроксимують експериментальні дані, навіть за результатами аналізу репрезентативних однорідних вибірок, як правило, добре описують функціональний взаємозв'язок між досліджуваними параметрами в околі їх середніх значень та завжди характеризуються певним розсіюванням (ентропією). Тому додатковим випадковим фактором при такому підході буде мінливість функціонального взаємозв'язку (співвідношення) між призмовою міцністю бетону (\tilde{f}_c) та його деформативністю, що характеризується згідно прийнятих в [4] передумов двома нормованими точками кривої $\sigma_c - \varepsilon_c$: $\tilde{\varepsilon}_{cl}$ – значеннями відносної деформації стиску при максимальних напруженнях та $\tilde{\varepsilon}_{cu}$ – значення відносних граничних деформацій стиску бетону, а також початковим модулем пружності \tilde{E}_c .

Слід також відмітити той факт, що існує певна методологічна неузгодженість, пов'язана з тим, що прямою фізичною характеристикою матеріалу, яку можна виміряти під час випробування опосередковано, є його деформаційні властивості, тобто відносні деформації стиску та розтягу, що функціонально пов'язані з напруженнями (міцнісними властивостями) – непрямою величиною, яку безпосередньо виміряти не можливо. Хоча при цьому під час контролю нормованих параметрів фізико-механічних властивостей бетону на виробництві визначається саме міцність контрольних зразків (кубів або циліндрів), за якою застосовуючи відповідні емпіричні залежності, і встановлюються нормовані значення характеристичних точок кривої $\sigma_c - \varepsilon_c$.

На сьогодні в детерміністичній постановці сформувалось загальноприйнятне уявлення про характер взаємозв'язку між деформаціями та міцністю бетону, що свідчить про загальну тенденцію до зростання величини деформацій ε_{cl} (які мають місце при досягненні бетоном призмової міцності $f_{c,prism}$) з підвищенням міцності бетону, що супроводжується відповідним певним зменшенням значень граничних відносних деформацій стиску ε_{cu} . Ці особливості були встановлені ще в роботах О.Я Берга [3] та в подальшому підтверджені іншими дослідниками [1, 10]. Аналогічний характер залежності нормованих точок діаграми прийнятий, як у вітчизняних [4], так і Європейських нормах [13]. Отже, напрашується висновок, що змінюючи міцність бетону під час її нормування (переходу від її середнього до нормативного та розрахункового значення) проектувальник тим самим, так би мовити, штучно змінює його деформаційні властивості. На цю особливість

статистичного ланцюжку нормування було звернуто увагу, ще в роботах О.О. Гвоздева [10] та враховано під час розробки СНиП 2.03.01-84* при визначенні та нормуванні коефіцієнту повноти епюри ω . Адже, повні деформації бетону, навіть при короткочасному завантаженні характеризуються найбільшою (порівняно з іншими характеристиками бетону) мінливістю, що за даними [8] залежно від рівня діючих напружень можуть сягати 35...60%.

Для проведення ймовірнісного розрахунку залізобетонних та залізобетонних конструкцій необхідно отримати параметри розподілу їх несучої здатності. Для згинальних елементів (балок) – це, насамперед, значення випадкової величини максимального згинального моменту (\tilde{M}_u), що характеризує несучу здатність такого типу конструктивних елементів за нормальним перерізом. Внаслідок відсутності достатньої кількості репрезентативних вибірок експериментальних даних для отримання параметрів розподілу несучої здатності доцільним є використання методу імітаційного моделювання (Монте-Карло).

Через складність застосування прямого статистичного моделювання, під час розрахунку за нелінійною деформаційною моделлю відповідно до рекомендацій ДБН В.2.6-98: 2009 [4] (що зумовлено відсутністю аналітичних залежностей, представлених у замкненому вигляді та пов'язаною із цим необхідністю ітераційного пошуку рішень рівнянь рівноваги на кожній стадії завантаження конструкції), для отримання параметрів розподілу згинального моменту застосуємо статистичне моделювання уніфікованого апроксимуючого полінома, обчисленого за планом чисельного експерименту.

Зважаючи на результати проведеного попереднього статистичного аналізу та відомих досліджень цього питання [1, 3], можна дійти висновку, що одним із найбільш суперечливих питань розрахунку конструктивних елементів, що містять бетон, є математичний опис та визначення характерних точок його криволінійної діаграми деформування. Порівнюючи відомі рекомендації норм [4, 13] та досліджень [1], доволі неоднозначним є встановлення граничної деформативності бетону, тобто – значень деформацій $\tilde{\varepsilon}_{cu1}$ – випадкової величини, корельованої з іншими стохастичними фізико-механічними властивостями бетону.

Тому проаналізуємо яким чином впливають різні підходи до нормування значень характерних точок кривої $\sigma_c - \varepsilon_c$ на несучу здатність залізобетонних елементів, зокрема балок. Як приклад розглянемо залізобетонну балку прямокутного перерізу розмірами 120×200 мм, виконану із важкого бетону класу C20/25, армовану стержневою арматурою класу A240с. Очевидно, що одним із вагомих факторів, які можуть впливати на розкид теоретичних значень несучої здатності згинальних залізобетонних елементів (балок), визначених за різними методиками, є їх коефіцієнт (відсоток) армування. Особливо це стосується ймовірнісного розрахунку, адже, як відомо, сталевий прокат (арматура) – матеріал, порівняно більш однорідний, а отже для залізобетонних (сталезалізобетонних, за умови забезпечення сумісної роботи) елементів ступень (відсоток армування) насиченості арматурою впливає не

лише на несучу здатність, а й на показники проектної надійності (забезпеченості розрахункового опору). Тому, виходячи з цих міркувань, проаналізуємо декілька випадків: армування: стержнями 2Ø10 (коефіцієнт армування $\rho=0,65\%$) та 2Ø18 ($\rho=2,12\%$ – близький до максимального коефіцієнту армування, рекомендованого для залізобетонних балок).

Для встановлення статистичного взаємозв'язку (ефектів взаємодії) між параметрами діаграми деформування бетону та несучою здатністю залізобетонних згинальних елементів (балок), що дозволить виділити найбільш значущі фактори, що описують властивості бетону, та обґрунтувати вибір випадкових параметрів при подальшому ймовірнісному аналізі, проведемо чисельні розрахунки за планом експерименту. З метою виключення впливу на розподіл несучої здатності мінливості параметрів армування в даній постановці будемо вважати опір арматурної сталі на межі текучості величиною детермінованою, прийнявши її значення із забезпеченістю 50%, що при коефіцієнті варіації 7% для арматури А240с становить $f_{ym} = 271,13 \text{ МПа}$.

Зважаючи на вихідні дані для проведення чисельного експерименту доречним буде обрати план, що дозволяє проаналізувати вплив на функцію відгуку (в даній постановці несучою здатністю залізобетонної балки за нормальним перерізом (M_{um})) трьох факторів, що варіюються на трьох рівнях:

$$\begin{aligned} \text{нижньому: } x_{n,i} &= x_{m,i} - n\sigma_{x,i}; \\ \text{нульовому: } x_{o,i} &= x_{m,i}; \\ \text{верхньому: } x_{\theta,i} &= x_{m,i} + n\sigma_{x,i}, \end{aligned} \quad (1)$$

де $x_{m,i}$ та $\sigma_{x,i}$ – відповідно середнє значення та середньоквадратичне відхилення i -ої випадкової величини (незалежної змінної);

n – кількість стандартів нормального розподілу i -ої випадкової величини.

Цим вимогам цілком відповідає план Бокса-Бенкена (Box and Behken) типу «3/1/15», що є еквівалентним дробовим факторним планам 3**(k-p), але за рахунок застосування складних ефектів взаємодії є більш економічним при мінімальній кількості дослідів (спостережень).

Слід зауважити, що в даній постановці випадкові величини фізико-механічних властивостей бетону (\tilde{f}_c , $\tilde{\varepsilon}_{c1}$, $\tilde{\varepsilon}_{cu1}$) з певним спрощенням (внаслідок відсутності на сьогодні статистичних даних щодо мінливості співвідношення цих параметрів та ентропії, пов'язаної з застосуванням детерміністичних залежностей для їх опису) будемо вважати незалежними змінними, що безумовно створює певні запаси надійності.

Для проведення чисельного експерименту було прийнято наступні рівні варіювання змінних:

$$\begin{aligned} \tilde{f}_c &= (f_{cm} - 3 \cdot \sigma_{f_c}; f_{cm}; f_{cm} + 3 \cdot \sigma_{f_c}); \\ \tilde{\varepsilon}_{c1} &= (\varepsilon_{c1,cm} - 1,64 \cdot \sigma_{\varepsilon_{c1}}; \varepsilon_{c1,cm}; \varepsilon_{c1,cm} + 1,64 \cdot \sigma_{\varepsilon_{c1}}); \\ \tilde{\varepsilon}_{cu1} &= (\varepsilon_{cu1,cm} - 1,64 \cdot \sigma_{\varepsilon_{cu1}}; \varepsilon_{cu1,cm}; \varepsilon_{cu1,cm} + 1,64 \cdot \sigma_{\varepsilon_{cu1}}) \end{aligned} \quad (2)$$

де f_{cm} , $\varepsilon_{cl,cm}$, $\varepsilon_{cu,cm}$ та σ_{fc} , $\sigma_{\varepsilon_{cl}}$, $\sigma_{\varepsilon_{cu}}$ – відповідні математичні сподівання та середньоквадратичні відхилення випадкових величин.

Для параметрів деформативності кількість стандартів n під час складання плану експерименту на відміну від міцності бетону було прийнято 1,64 (із забезпеченістю 0,95), як для розрахунків за граничними станами II-ої групи.

Для апроксимації було обрано поліном вигляду

$$M_u = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 + a_3x_2 + a_{11}x_1^2 + a_{22}x_2^2 + a_{33}x_3^2, \quad (3)$$

значення та розмірність коефіцієнтів апроксимуючого полінома наведені в таблиці 1.

Як свідчать діаграми Парето, наведені на рисунку 1, статистично значущим фактором впливу на розглядувану функцію відгуку (несучу здатність за нормальним перерізом) є лише призмава міцність бетону.

Таблиця 1
Значення та розмірність
коефіцієнтів апроксимуючого
полінома

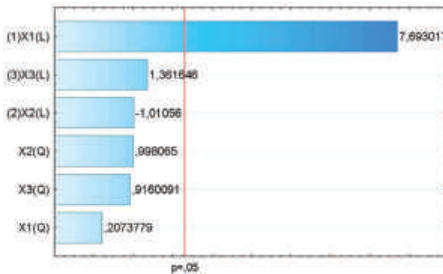


Рис. 1. Діаграма Парето ефектів

№ з/п	Коеф.	Одиниця виміру	Значення
1	a_0	кН·см	599,43
2	a_1	см ³	19,67
3	a_2	‰	49,70
4	a_3	‰	22,85
5	a_{11}	см ³ /кН	-1,092
6	a_{22}	‰	-14,81
7	a_{33}	‰	-2,54

В результаті проведеного статистичного моделювання (при обсязі вибірки 27×10^3 імітаційних випробувань, що при ймовірності $P = 0,999$ та допустимій похибці $0,01$ є достатньо великою кількістю спостережень [9]) отримані значення незначні (0,7%) коефіцієнти варіації випадкової величини згинального моменту (\tilde{M}_u) при доволі суттєвій мінливості вихідних параметрів: $V_{fc} = 13,5\%$, $V_{\varepsilon_{cl}}, V_{\varepsilon_{cu}} = 10,7\%$. При цьому, якщо підвищення коефіцієнту варіації призмової міцності бетону, наприклад, до 20% призводить до певного зростання мінливості згинального моменту ($V_{M_u} = 1\%$), то при аналогічній варіації деформаційних властивостей мінливість несучої здатності не перевищує 0,8%.

Таким чином, отримані результати свідчать про незначний вплив (поряд із іншими факторами) мінливості фізико-механічних властивостей бетону на параметри розподілу несучої здатності згинальних залізобетонних елементів.

Внаслідок цього більш детального обґрунтування потребує застосовані в ДБН В.2.6-98:2009 [4] принципи нормування параметрів характерних точок

діаграми деформування бетону. З цієї точки зору, на перший погляд, більш доцільним здається підхід, застосований у Eurocode 2 [13], де нормуються лише міцнісні характеристики бетону, тим самим забезпечуючи необхідний рівень проектної надійності конструктивних елементів, а для характеристики граничної деформативності для звичайних важких бетонів (класу до C50) при цьому встановлене єдине значення: 3,5 ‰ – для криволінійної та параболічно-прямокутної та 1,75 ‰ – для дволінійної діаграми деформування бетону.

Зважаючи на це для подальшого ймовірного розрахунку у якості випадкових незалежних величин приймемо лише міцність арматурної сталі на межі текучості (\tilde{f}_y) та призмову міцність бетону (\tilde{f}_c), що варіюються на трьох рівнях, відповідно (1):

$$\begin{aligned} \tilde{f}_y &= (f_{ym} - 3 \cdot \sigma_{f_c}; f_{ym}; f_{ym} + 3 \cdot \sigma_{f_y}) = (2,142; 27,11; 32,81) \left[\text{кН} / \text{см}^2 \right] \\ \tilde{f}_c &= (f_{cm} - 3 \cdot \sigma_{f_c}; f_{cm}; f_{cm} + 3 \cdot \sigma_{f_c}) = (1,41; 2,38; 3,34) \left[\text{кН} / \text{см}^2 \right] \end{aligned} \quad (4)$$

що відповідає мінливості опору арматурної сталі 7% та призмової міцності бетону – 13,5%.

При цьому, для розрахунку несучої здатності в кожному досліді (спостереженні) параметри деформативності бетону підраховувались за залежностями [1], апроксимувавши діаграму стиску бетону поліномом п'ятого ступеня відповідно рекомендацій [4].

Для апроксимації було обрано поліном вигляду

$$M_u = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 + a_{11} x_1^2 + a_{22} x_2^2, \quad (5)$$

значення та розмірність коефіцієнтів апроксимуючого полінома наведені в таблиці 2.

Таблиця 2

Значення та розмірність коефіцієнтів апроксимуючого полінома

№ з/п	Коефіцієнт	Одиниця виміру	Значення при відсотку армування	
			$\rho=0,65\%$	$\rho=2,12\%$
1	a_0	кН·см	-28,196	-414,198
2	a_1	см ³	23,96	53,20
3	a_2	см ³	59,81	656,19
4	a_{11}	см ⁵ /кН	0,029	0,168
5	a_{22}	см ⁵ /кН	-9,517	-104,912

За допомогою підбраної апроксимуючої функції (5) та формул розрахунку несучої здатності методики СНиП 2.03.01-84* [12] виконувалось статистичне моделювання для різних обсягів вибірок: $27 \times 10^3 - 1,25 \times 10^6$ кількості чисельних моделей (випробувань). За результатами проведення процедури Монте-Карло підраховувались відповідні значення забезпеченості несучої здатності залізобетонних балок за нормальним перерізом (β_R), що являє собою кількість стандартів, на яку відрізняється середнє значення несучої здатності (M_{um}) елемента від відповідного розрахункового значення (M_u) при детермінованому навантажувальному ефектів ($S=det$), а також

характеристики (індексу [6]) безпеки (β) та ймовірності відмови (P) конструкції. При цьому середнє значення навантажувального ефекту (M_{Em}) визначалось за умови рівності розрахункових значень несучої здатності та навантаження ($M_{ud} = M_{Ed}$), а для переходу від розрахункових до середніх значень навантажувального ефекту використовувались залежності:

$$M_e = M_{Em}(1 + 1,64V_{M_E}); M_{Ed} = \gamma_{fm} M_e; M_{Em} = \frac{M_{Ed}}{\gamma_{fm}(1 + 1,64V_{M_E})}, \quad (6)$$

де M_{Em} , M_e , M_{Ed} – середнє, граничне експлуатаційне та граничне розрахункове значення навантаження; V_{M_E} – коефіцієнт варіації навантаження, що при розрахунках приймався рівним 10%; γ_{fm} – коефіцієнт надійності за навантаженням, що при розрахунках приймався рівним 1,2.

Проведене порівняння результатів розрахунку показників проектної надійності за обома розглядуваними методиками (ДБН В.2.6-98:2009 [4] та СНиП 2.03.01-84* [12]) свідчить, що збільшення обсягу вибірки з 27×10^3 до $1,25 \times 10^6$ практично не впливає на отримані значення ймовірності відмови залізобетонних балок. Внаслідок цього для подальших розрахунків із застосуванням імітаційного моделювання Монте-Карло статистично достатньою кількістю випробувань можна вважати 27×10^3 чисельних моделей.

Підраховані таким чином показники надійності залізобетонних балок з різним відсотком армування, запроєктованих за різними нормами (ДБН В.2.6-98:2009 [4] та СНиП 2.03.01-84* [12]), наведені в таблиці 3. Результати розрахунку свідчать про несуттєвий вплив мінливості бетону на характеристики розподілу несучої здатності залізобетонних балок. Так, при підвищенні коефіцієнту варіації призмової міцності бетону (V_{fc}) від 10 до 25% загальна мінливість згинального моменту, що сприймає балка, змінюється менше, ніж на 1%. При цьому дещо більший вплив на статистики розподілу несучої здатності має мінливість бетону для балок більш насичених арматурою. Загалом несуча здатність залізобетонних балок за нормальним перерізом при відсотках армування $\rho = 0,65$ та $2,12\%$, запроєктованих за методикою ДБН В.2.6-98:2009 [4], при нормованій мінливості опору арматури становить близько 7%, навіть при суттєвій (до 25%) мінливості міцності бетону. Аналогічні статистики має й несуча здатність залізобетонних згинальних елементів, запроєктованих за методикою СНиП 2.03.01-84* [12], хоча слід відмітити їх більшу «чутливість» до варіації призмової міцності (особливо при підвищенні відсотку армування). Поряд із цим, підвищення коефіцієнту варіації міцності арматурної сталі, наприклад з 7 до 10% при нормованій мінливості бетону 13,5%, призводить до більш суттєвого розсіювання значень згинального моменту (зростання V_{M_u} до 10%).

На рисунку 2 наведено отримані за результатами розрахунку графіки зміни забезпеченості несучої здатності залізобетонних балок з різними відсотками армування залежно від мінливості міцності бетону, що свідчать про дещо більший рівень показників проектної надійності насичених

арматурою згинальних елементів поряд із загальною тенденцією до їх більшої «чутливості» до підвищення мінливості міцності бетону.

Таблиця 3

Показники проектної надійності залізобетонних балок з різним відсотком армування, запроєктованих за різними нормами

Показники надійності	запроєктованих за ДБН В.2.6-98:2009				запроєктованих за СНиП 2.03.01-84*			
	при мінливості міцності бетону				при мінливості міцності бетону			
	10%	13,5%	17,4%	25%	10%	13,5%	17,4%	25%
$\rho=0,65$								
β_R	2,549	2,535	2,508	2,439	2,528	2,521	2,501	2,425
β	3,794			3,619	3,963			3,794
P	0,99993			0,99985	0,99996			0,99993
Q	0,00007			0,00015	0,00004			0,00007
$\rho=2,12$								
β_R	3,476	3,297	3,052	2,445	3,328	3,213	3,009	2,290
β	3,963		3,794	3,471	3,963			2,872
P	0,99996		0,99980	0,99974	0,99996			0,99796
Q	0,00004		0,00002	0,00026	0,00004			0,00204

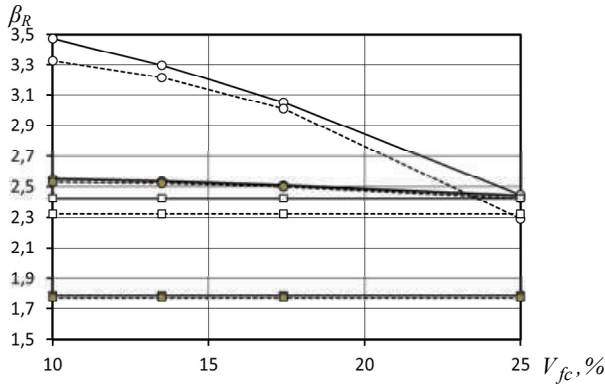


Рис. 2. Графіки зміни забезпеченості несучої здатності залізобетонних балок з різними відсотками армування залежно від мінливості міцності бетону:

- , ●- - - , ■—, ■- - - — для балок з відсотком армування $\rho=0,65\%$;
- , ○- - - , □—, □- - - — для балок з відсотком армування $\rho=2,12\%$;
- , ■- - - , □—, □- - - — при мінливості міцності арматури $V_{fy} = 10\%$;
- , ○—, ■—, □— — запроєктованих за ДБН В.2.6-98:2009 [4];
- - - , ○- - - , ■- - - , □- - - — запроєктованих за СНиП 2.03.01-84* [12]

Загалом при нормованій мінливості міцності бетону забезпеченість несучої здатності розглядуваних конструктивних елементів (β_R), запроєктованих як за ДБН В.2.6-98:2009 [4], так і за СНиП 2.03.01-84* [12], залежно від параметрів армування становить 2,5 – 3,3, а ймовірність відмови – $0,1 \times 10^{-3} \dots 0,2 \times 10^{-4}$ ($\beta = 3,8 \dots 3,96$), що більше за рекомендовані в [6] мінімальні значення з базовим періодом 50 років для об'єктів класів надійності RC1 та RC2. І лише при незадовільній якості виготовлення бетону (при коефіцієнті варіації його міцності до 25%), або підвищенні мінливості опору арматурної сталі при нормованій мінливості бетону забезпеченість несучої здатності таких конструктивних елементів суттєво зменшується (рис. 2).

Висновки. Проведенні в статті дослідження впливу мінливості деформативності бетону на несучу здатність згинальних елементів свідчить, що більш детального обґрунтування потребує застосовані в ДБН В.2.6-98:2009 [4] принципи нормування параметрів характерних точок діаграми деформування бетону. З цієї точки зору, на перший погляд, більш доцільним здається підхід, застосований у Eurocode 2 [12], де нормуються лише міцнісні характеристики бетону, тим самим забезпечуючи необхідний рівень проектної надійності конструктивних елементів.

Аналіз результатів проведеного в рамках даних досліджень ймовірного розрахунку дозволяє зробити висновок про рівнонадійність залізобетонних згинальних елементів (балок), запроєктованих за нормами СНиП 2.03.01-84* [4] та ДБН В.2.6-98:2009 [12], а також підтверджує достатній рівень надійності таких конструктивних елементів при належному контролі якості їх виготовлення. З іншого боку, зважаючи на встановлений досить несуттєвий вплив мінливості міцності бетону на статистики розподілу несучої здатності залізобетонних балок за нормальним перерізом, доволі суперечливим здається застосований в нормах підхід щодо врахування варіації геометрії перерізу (зокрема робочої висоти) як складової мінливості міцнісних характеристик або зусиль. Особливо це стосується оцінювання технічного стану експлуатованих конструкцій, адже пошкоджені перерізи, зазвичай, мають значну мінливість геометричних розмірів.

ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Бамбура А. М. Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону [Текст] : дис. ... доктора техн. наук : 05.23.01 / Бамбура Андрій Миколайович. – Київ, 2005. – 382 с.
2. Бамбура А. М. Точність та надійність розрахункового апарату за ДСТУ В.2.6-156:2010 [Текст] / А. М. Бамбура, О. В. Дорогова // Строительство. Материаловедение. Машиностроение : сб. науч. трудов. – Дн-ск : ПГАСА, 2012. – Вып. 65. – С. 14–18.

3. Берг О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона [Текст] / О. Я. Берг. – М. : Госстройиздат, 1961. – 96 с.
4. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : на заміну СНиП 2.03.01-84* ; чинний з 2011-07-01. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 70 с.
5. ДБН В.2.6-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення : чинний з 2011-09-01. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с.
6. ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008. Настанова. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDN) [Текст] ; чинний з 2013-07-01. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с.
7. Кузеванов Д. В. Надежность внецентренно сжатых железобетонных элементов при расчете по прочности нормальных сечений [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Д. В. Кузеванов. – Москва, 2012. – 24 с.
8. Лычев А. С. Надежность строительных конструкций : учеб. пособие / А. С. Лычев. – М. : Издательство Ассоциации строительных вузов, 2008. – 184 с.
9. Митропольский А. К. Техника статистических вычислений [Текст] / А. К. Митропольский. – М. : Наука, 1971. – 576 с.
10. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций [Текст] / [А. А. Гвоздев, С. А. Дмитриев, Ю. П. Гуца и др.] ; под ред. А. А. Гвоздева. – М. : Стройиздат, 1978. – 204 с.
11. Семко О. В. Керування ризиками при проектуванні та експлуатації сталезалізобетонних конструкцій [Текст] : монографія / О. В. Семко, О. П. Воскобійник. – Полтава : ПолтНТУ, 2012. – 514 с.
12. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст] / Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 77 с.
13. EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures. EN 1992-1-1:2004 Part 1-1: General rules and rules for building.