

**МОДЕЛЮВАННЯ СКЛАДНОГО НАПРУЖЕНО-
ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЗВИЧАЙНИХ, УЕРОЗРІЗНИХ ТА
ПОЗАЦЕНТРОВО СТИСНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ЗА
ДОПОМОГОЮ НЕЛІНІЙНОГО СКІНЧЕНО-ЕЛЕМЕНТНОГО
РОЗРАХУНКУ В ПК. «ЛИРА 9.6»**

**Дорофєєв В.С., д.т.н., проф., Карпюк В.М., д.т.н., проф.,
Петров М.М., ас., Гуцол О.О., студент**

Одеська державна академія будівництва та архітектури, Україна

Вступ. На найближчі десятиліття залізобетон залишиться основним будівельним матеріалом. Проте, не дивлячись на накопичений досвід будівництва та експлуатації, раціональне проектування будівельних конструкцій нашоюхується 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 деформацій, повзучості, усадки та набухання.

Проблема ускладнюється ще й тим, що до теперішнього часу недостатньо вивченим є опір залізобетонних елементів дії зовнішнього навантаження при складному напружено-деформованому стані їхніх приопорних ділянок, який характеризується виникненням в них поперечних та поздовжніх сил, згинальних та крутних моментів. Наслідком цього являється напівемпіричний підхід до їхнього розрахунку.

Пріоритетним напрямком досліджень та публікацій з вказаної теми являється розвиток нормативної бази України у сфері будівельних конструкцій на основі впровадження деформаційного методу розрахунку їхньої несучої здатності.

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 України: „Розрахункові моделі стержневих залізобетонних елементів з урахуванням складного напружено-деформованого стану приопорних ділянок”.

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, та

знайшли відображення у багатьох нормативних документах, в тому числі [3]. 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. При цьому, за допомогою вказаних розрахунків можна зробити задовільний прогноз міцності нормальних перерізів та відповідних деформацій вздовж осі стержня.

Для того, щоби більш детально охарактеризувати процес деформування дослідних 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 L.Prandtl [4], Рейсса [5], А.А.Ільюшина [6] та ін. Проте, досить швидко виявилася непридатність вказаних класичних теорій для описання пластичності бетону, оскільки бетон має неодинакову міцність на стиск і розтяг, в ньому можуть утворюватися тріщини, що визиває появу деформаційної анізотропії та ефект дилатації при триосьовому стиску, тобто збільшення об'єму наперекір класичній гіпотезі.

У визначальній роботі Г.А.Генієва, В.М.Киссюка, Г.А.Тюпіна [7] вперше запропоновано урахувати усі перераховані вище особливості деформування бетону, який розглядається як нелінійно-пружний ізотропний матеріал, а залізобетон – трансверсально ізотропним як до, так і після утворення тріщин.

Роботи А.І.Козачевського [8], В.М.Круглова [9], С.Ф.Клованича [10], В.І.Корсуна [11] суттєво розвили запропоновану в [7] теорію пластичності бетону та залізобетону.

У праці О.О.Гвоздева та М.І.Карпенка [12] використовується гіпотеза про деформаційну ортотропію матеріалу, тобто приймається гіпотеза, що напрямок осей ортотропії збігається з напрямком головних напружень.

У наступних дослідженнях М.І.Карпенко [13, 14, 15, 16] та його учні розвивають теорію малих пружно-пластичних деформацій, у якій бетон як до, так і після появи тріщин розглядається як анізотропний матеріал (що характеризується деформаційною анізотропією, зумовленою тріщиноутворенням та дискретним розташуванням арматури).

Аналіз вказаних та інших праць показав, що як ортотропна, так і анізотропна теорії малих пружно-пластичних деформацій бетону, по суті, являються деформаційними теоріями, що оперують скінченими

величинами деформацій та напружень. І якщо вони добре узгоджуються з дослідом при простому пропорційному навантаженні, то при складному режимі навантаження розрахункові і фактичні деформації та напруження суттєво відрізняються одне від одного [4, 6].

Відносно недавно виявилось, що напруження і деформації при розвантаженні та повторному навантаженні, температурних впливах тощо задовільно можуть бути пов'язані між собою тільки на базі теорії течії з урахуванням їхніх приростів.

Прирости деформацій утворені з пружної (оборотної) та пластичної (необоротної) складових. При цьому, пластична складова приростів деформацій та напружень згідно з цією теорією може бути охарактеризована деякою поверхнею, яку називають поверхнею навантажень або поверхнею пластичного потенціалу. Пластична течія розвивається по нормалі до цієї поверхні (асоційована теорія) або з відхиленням від нормалі (неасоційована теорія). Як правило, ці поверхні будуються на базі граничних поверхонь матеріалу шляхом їхньої трансформації (деформаційне зміцнення) або зміщення (трансляційне зміцнення). Різні варіанти теорії течії відрізняються способом побудови цих поверхонь [17].

Теорії течії, які можна було б застосувати до розрахунку бетонних та залізобетонних конструкцій, розвинуті значно менше у порівнянні з деформаційними. Перші дослідження по застосуванню теорії течії для бетону виконані В.С.Ленським [18], З.Бажантом [19], В.М.Кругловим [20] та ін. Як вияснилося, сучасні варіанти і деформаційної теорії, і теорії течії базуються на граничних поверхнях матеріалу, які описують міцність бетону та залізобетону при складному (тривісному) напруженому стані. У деформаційній теорії вказані поверхні визначають параметри нелінійності, а у теоріях течії вони використовуються для побудови поверхонь навантаження, пластичного потенціалу тощо.

Основи сучасних уявлень про теорію міцності бетону при тривісному напруженому стані були закладені М.М.Філоненко-Бородичем [21], Г.А.Генієвим, В.Н.Киссюком, Г.А.Тюшним [7], Г.С.Писаренком, А.А.Лебєдевим [22], Т.А.Баланом, С.Ф.Клованичем [17,23], М.І.Карпенком та його учнями [13-16], S.Dei Poli [24], К.Н.Gerstle [25], Н.В.Kupfer та ін.

Поява сучасних швидкісних 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 [17].

На сьогоднішній день метод скінчених елементів (МСЕ) зайняв провідне

місце завдяки своїм очевидним перевагам, можливості приведення задачі до системи лінійних або нелінійних алгебраїчних рівнянь без попереднього формулювання їхніх диференціальних аналогів, уявної розбивки суцільного середовища конструкції на ряд елементів, які зберігають її властивості.

У роботі D.Ngo і A.C.Scordelis вперше застосували МСЕ для розрахунку конструкцій, які працювали в умовах плоского напруженого стану. У теперішній час у більшості числових досліджень напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій за пропозицією О.О.Гвоздева та М.І.Карпенка використовуються однотипні скінчені елементи, утворені комплексним, нелінійним, анізотропним композиційним матеріалом, який складається з двох суцільних середовищ – бетону та „розмазанної” за допомогою коефіцієнта армування арматури.

Найбільші успіхи у моделюванні роботи залізобетону з тріщинами на основі МСЕ були досягнуті дослідниками при використанні теорії М.І.Карпенка [12-15], яка стала відомим узагальненням традиційної теорії В.І.Мурашева для випадку складного напруженого стану, і яка пройшла широку апробацію у вітчизняних програмних комплексах.

Мета роботи полягає у відтворенні результатів експериментальних досліджень несучої здатності звичайних нерозрізних та позацентрово стиснутих балок за допомогою числового нелінійного скінчено-елементного розрахунку на базі загальної механіки залізобетону з використанням ПК „Ліра 9.6”.

Для досягнення поставленої мети потрібно було розв’язати наступні задачі:

- розробити методику й провести відповідні серії натурних п’ятифакторних, трьохрівневих планованих експериментів з використанням плану типу На5;
- вивчити характер деформування, тріщиноутворення та руйнування дослідних зразків;
- вибрати експериментально обгрунтовану фізично-нелінійну модель деформування залізобетону;
- розробити алгоритм, що реалізує обрану модель залізобетону, і включити її до складу скінчено-елементного програмного комплексу „Ліра 9.6”;
- здійснити тестування моделі у складі комплексу шляхом порівняння отриманих результатів з відомими експериментальними даними;
- за допомогою МСЕ чисельно відтворити результати експериментальних досліджень та обгрунтувати надійність запропонованої методики шляхом порівняння розрахункових і дослідних даних;

- розробити практичні рекомендації з визначення несучої здатності дослідних елементів.

Матеріали і результати дослідження. Для досягнення поставленої мети на першому етапі досліджень були реалізовані три серії планованих експериментів. Дослідні фактори та рівні їхньої зміни представлені у табл. 1, 2.

Таблиця 1 – Дослідні фактори III серії
(позацентрово стиснуті балки)

Код	Натуральні значення	Рівні зміни			Інтервал
		„-1”	„0”	„+1”	
X ₁	Відносний прогін зрізу, a/h_0	1	2	3	1
X ₂	Рівень стискаючого навантаження, $N_{ст}/(R_{пн} \cdot b \cdot h_0)$	0,21	0,40	0,59	0,19
X ₃	Відносний ексцентриситет, e/h_0	- 0,25	0	+ 0,25	0,25
X ₄	Коеф. робочого армування, μ_{SH}	0,0129	0,0176	0,023	$\approx 0,0054$
X ₅	Коеф. конструктивного армування, μ_{SB}	0,0058	0,0090	0,0129	$\approx 0,0036$
$h=200\text{мм}; b=100\text{мм}; \ell_0 = 1575\text{мм}; B25; \mu_{sw} = 0,0029 (2 \text{ } \varnothing 4 \text{ Вр I});$ $S=87,5\text{мм};$ клас важкого бетону B25.					

Таблиця 2 – Дослідні фактори V серії (нерозрізні балки)

Ко д	Натуральні значення	Рівні зміни			Інтервал
		„-1”	„0”	„+1”	
X ₁	Відносний прогін зрізу, a/h_0	1	2	3	1
X ₂	Клас важкого бетону, B, МПа	B15	B25	B35	10
X ₃	Коеф. поперечного армування, μ_{sw}	0,0019	0,0033	0,0052	$\approx 0,00165$
X ₄	Коеф. армування нижньої зони, μ_{SH}	0,0067	0,0205	0,0339	$\approx 0,0136$
X ₅	Коеф. армування верхньої, μ_{SB}	0,0067	0,0205	0,0339	$\approx 0,0136$

h=180мм; b=100мм; $\ell_0 + \ell_0 = 1240\text{мм}+1240\text{мм}$; S=77,5мм

Оскільки вибрані фактори можуть впливати на функцію виходу нелінійно, то їх доцільно апроксимувати поліномом другої степені. У зв'язку з цим всі досліди виконували за п'ятифакторним, трьохрівневим, близьким за властивостями до D-оптимального, планом типу Na5, який забезпечує однакову точність прогнозу дослідної величини у області, що описується радіусом, який дорівнює 1 відносно центральної „0” точки (дослід №27).

Дослідні елементи представляють собою шарнірно обперті одно - (I, III серії) та двопрогінні (Y серія) балки прямокутного перерізу шириною 100мм і висотою 200мм (I, III серії), 180мм (Y серія). Величина прольотів балок складала у I, III серії $9h_0$ (1575мм), а у Y серії $8h_0 + 8h_0$ (1240мм+ 1240мм). Балки були армовані двома плоскими каркасами. Нижня і верхня поздовжня арматура прийнята класу А 500С, поперечна - $2\varnothing 3,4$ або 5ВрІ. Балки виготовлені з важкого бетону класу В25 у III серії і В15, В25, В35 – у I та Y серіях з характеристиками, наведеними у табл. 3.

Таблиця 3 – Фізико – механічні характеристики матеріалів

№ п/п	Характеристика	Бетон			Арматура	
		В15	В25	В35	А 500С	ВрІ
1	Гранична міцність на стиск, σ_{cm}^{sp} , МПа	15,3	25,5	35,7	500	395
2	Гранична міцність на розтяг, σ_p^{sp} , МПа	1,69	2,37	2,97	500	395
3	Початковий модуль пружності, E_g , МПа	23665	30600	34995	190000	200000
4	Стисливість, $\varepsilon_{BR} \cdot 10^{-5}$, $\varepsilon_{so} \cdot 10^{-5}$	166	181	194	263	198
5	Гранична стисливість, $\varepsilon_{bu} \cdot 10^{-5}$, $\varepsilon_{su} \cdot 10^{-5}$	496	395	321	2500	2500
6	Гранична розтяжність, $\varepsilon_{bu} \cdot 10^{-5}$, $\varepsilon_{su} \cdot 10^{-5}$	16,6	18,1	19,4	2500	2500
7	Коефіцієнт Пуассона, ν	0,2	0,2	0,2	0,25	0,25

Бетон і арматура у дослідних зразках працюють сумісно, але мають різні фізико-механічні властивості, характеризуються нелінійними залежностями між напруженнями та деформаціями. У зв'язку з цим для

реалізації скінчено-елементних моделей дослідних залізобетонних елементів у ПК „Ліра 9,6” додатково були введені апробовані повні діаграми деформування бетону ДП „НДІБК” (А.М. Бамбура) та дволінійні діаграми арматури за новими російськими нормами, які представлені на рис. 1.

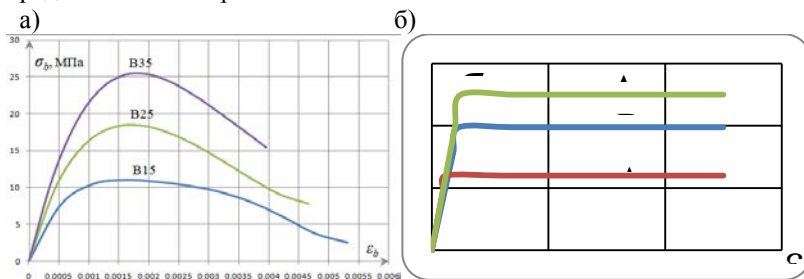


Рис. 1 – Діаграми деформування матеріалів: а) бетону; б) арматури

Теорія деформування та руйнування бетону у закінченому виді ще не розроблена до сих пір у зв'язку з багатокомпонентністю та складністю його структури. Існує багато теорій для пояснення процесу руйнування, серед яких можна виділити:

- феноменологічні (механічні) теорії, які розглядають руйнування як раптовий процес, що збігається з порушенням суцільності матеріалу. При цьому, момент руйнування пов'язується з досягненням деякої величини, вибраної у якості критерію, граничного значення;
- статистичні теорії, у яких бетон представлений у вигляді ізотропного середовища з окремими дефектами структури, розподіленими згідно з статистичними законами;
- структурні (фізичні) теорії, зокрема теорія Ю.В. Зайцева, які глибоко аналізують фізичну картину поведінки бетону під навантаженням.

Аналіз вказаних теорій [17] показав, що найбільше практичне і прикладне значення для оцінки міцності бетону при складних напружених станах мають феноменологічні теорії міцності. Тому границю міцності бетону при складному нерівномірному напруженому стані при дослідженні роботи вказаних елементів визначали за допомогою феноменологічного критерію міцності Г.А. Генієва, В.М. Киссюка, Г.А. Тюпіна [7] (рис.2).

Відтворення напружено-деформованого стану дослідних елементів здійснювали у програмному комплексі „Ліра 9.6”. У числових експериментах I, III і V серії дослідів були виконані нелінійні

розрахунки 27 звичайних, 27 нерозрізних та 27 позакентрово стиснутих балок згідно з планом типу На5 (табл. 4, 5, 6).

Зважаючи на симетрію дослідних елементів, розрахунки здійснювали тільки однієї половини балки (до осі симетрії). Балки уявно розбивали на просторові восьмивузлові ізопараметричні скінченні елементи №236 з розмірами 1×1 см для зручності моделювання арматури, а також у зв'язку з тим, що у реальних балках у якості крупного заповнювача був використаний гранітний щебінь фракції 5-10 мм. Кількість елементів у моделі нерозрізної балки-19600, вузлів – 22725; звичайної та позакентрово-стиснутої балки, відповідно, 15800 та 18320.

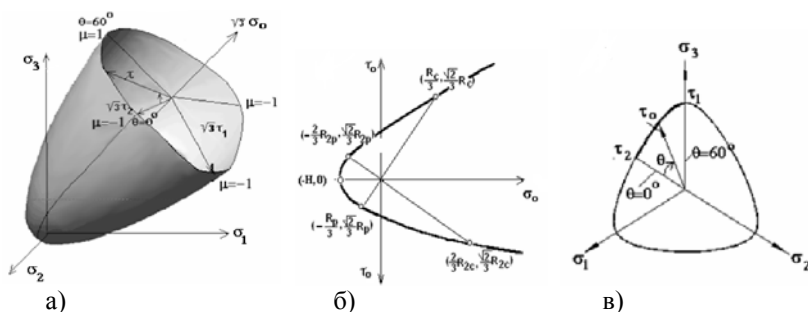


Рис. 2 – Фрагмент поверхні міцності бетону (а).
Характерні перетини поверхні міцності: меридіальний (б),
девіаторний (в).

У розрахунках застосовувався кроковий та кроково-ітераційний метод з використанням кусочно-лінійної залежності №14 бібліотеки за відповідним алгоритмом: якщо значення узагальненої деформації виходить за межі заданої ламаної, то моделюється виключення матеріалу ($E_t=1$) елементарної площинки з роботи перерізу. При цьому, при виконанні натурного і числового експериментів спочатку ступенями прикладали позакентрове стискуюче навантаження, а потім - поперечне у вигляді двох симетрично розташованих зосереджених сил.

Проведені системні експериментально-теоретичні дослідження дозволили виявити суттєву залежність несучої здатності залізобетонних елементів як від кожного дослідного фактора окремо, так і їхньої взаємодії, що дає можливість достовірно відтворити фізичну картину роботи стержневих залізобетонних конструкцій під навантаженням.

Зокрема встановлено, що наявність досить потужної поперечної

арматури ($\mu_{sw}=0,002...0,005$) у дослідних неперearмованих елементах ($\mu_s=0,007...0,034$) не дозволяє проявитися "нагельному" ефекту у поздовжній робочій арматурі ($Q_s/Q_u \leq 0,06$) і ним можна знехтувати у практичних розрахунках. Величина дотичних напружень у бетоні в прольоті зрізу, в тому числі над вершиною похилої тріщини, значно перевищує загально прийняту величину $2,5R_{btm}$ і дорівнює $0,3...0,5 R_{btm}$. При цьому, вони розподіляються не за параболою, а за трапецією чи прямокутником і орієнтовані зверху-вниз у звичайних та позацентрово-стиснутих елементах, знизу-вверх - на середній опорі нерозрізних балок.

Окрім того, при розробці практичних рекомендацій з визначення несучої здатності дослідних конструкцій потрібно мати на увазі те, що руйнування позацентрово-стиснутих елементів відбувається, як правило, внаслідок роздроблення бетону над вершиною похилої (нормальної) тріщини або у похилий стислий смугі. При цьому, напруження у поперечній арматурі досягають, в середньому, 58% від границі текучості. Внаслідок двоосового стиску бетону приопорної ділянки спостерігається його зміщення (по відношенню до призмової), в середньому, на 22%, а її несуча здатність, відповідно, на 43%.

Після утворення т. зв. "пластичного шарніру" над середньою опорою нерозрізної балки зі збільшенням навантаження відбувається відомий перерозподіл моментів (у межах 20...30%) зі зростанням останніх у прольотах і руйнування їхніх приопорних ділянок завершується досягненням всією поперечною арматурою границі текучості.

Висновки

Порівняння експериментальних даних несучої здатності звичайних, нерозрізних та позацентрово-стиснутих залізобетонних балок з результатами нелінійного скінчено-елементного розрахунку показало задовільну їхню збіжність (коефіцієнт варіації $v=9...12\%$), можливість чисельного відтворення результатів експериментальних досліджень за допомогою програмного комплексу "Ліра 9.6", а також доцільність розробки єдиного методу розрахунку міцності, тріщиностійкості та деформативності нормальних, похилих і просторових перерізів стержневих елементів на базі загальної механіки залізобетону.

Summary

The results of the forecast of the bearing capacity on support segments of the usual, continuous and eccentrically compressed reinforced concrete beams with rectangular section with a nonlinear finite element calculation using a PC, "Lira 9.6" are considered.

Таблиця 4 – Основні параметри працездатності позациентрово стиснутих залізобетонних балок (серія III)

№ п/п	Руйнуюче навантаження		Напруження перед руйнуванням, МПа						
	$F_u^{експ}$	$F_u^{розн}$	σ_{bx}^{\ominus}	σ_{bz}^{\ominus}	τ_{bxz}	$\sigma_{sx} / \sigma_{sx\perp}$	$\sigma_{swz}^{середн}$	$\sigma'_{S,пр}$	$\sigma'_{S,оп}$
1	97	83	32,1	10,2	- 10,8	250 / 500	140	- 500	- 290
2	150	140	35,6	24,5	- 11,4	167 / 415	99	- 500	- 500
3	131	115	34,8	22,6	- 10,5	-500 / -50	395	- 500	- 500
4	60	52	26,8	15,3	- 11,3	250 / 500	165	- 500	- 250
5	143	128	35,8	18,0	- 11,9	-417 / -83	395	- 417	- 250
6	64	53	25,5	14,6	- 13,0	250 / 500	89	- 500	- 333
7	78	75	26,5	10,0	- 10,0	500 / 500	395	-500	-500
8	139	125	34,2	20,9	- 10,0	167 / 500	66	- 500	- 500
9	162	145	34,4	15,4	- 11,7	167 / 500	395	- 500	- 500
10	74	65	30,5	14,3	- 9,3	- 500 / +20	181	- 125	- 83
11	53	55	27,2	12,9	- 10,0	209 / 500	103	- 500	- 63
12	122	110	31,0	17,7	- 10,0	-216 / 240	263	-240	- 96
13	156	135	33,8	20,4	- 10,4	209 / 500	395	- 500	- 500
14	77	69	29,9	11,5	- 8,7	209 / 500	199	- 433	- 63
15	65	55	30,9	16,8	- 9,3	-264 / 24	172	- 189	- 75
16	126	110	30,0	19,4	- 10,0	-108 / 107	281	- 214	- 214
17	74	62	32,0	13,2	- 10,2	120 / 295	86	- 299	- 60
18	144	134	33,1	19,5	- 11,8	83 / 250	395	- 417	- 250
19	103	90	31,1	16,3	- 10,8	83 / 500	362	- 500	- 500
20	94	85	30,1	20,0	- 10,1	250 / 500	158	- 417	- 167
21	112	101	32,7	16,1	- 9,7	-250 / 167	230	- 500	- 167
22	91	80	30,5	19,7	- 11,7	167 / 500	62	- 500	- 417
23	106	95	29,7	18,0	- 9,8	83 / 500	276	- 500	- 417
24	98	85	32,4	20,0	- 10,3	167 / 500	211	- 500	- 417
25	104	95	30,0	15,3	- 8,2	83 / 500	237	- 500	- 417
26	100	90	29,2	15,8	- 9,7	83 / 500	237	- 500	- 417
27	102	95	31,1	16,9	- 10,4	83 / 500	237	- 500	- 500
	Коеф. вар. $\nu=12\%$		(31,1)	(16,9)	(-10,4)	(49 / 366)	(231)	(-435)	(-313)

Таблиця 5 – Основні параметри працездатності нерозрізних балок (серія Y)

№ п/п	Руйнуюче навантаження		Напруження перед руйнуванням, МПа										
	$F_{u, \text{експ}}$	$F_{u, \text{розн}}$	σ_{bx}^{\ominus}	σ_{hx}^{\ominus}	σ_{bz}^{\ominus}	σ_{hz}^{\ominus}	τ_{bxz}^{\oplus}	τ_{bxz}^{\oplus}	σ_{sx}^{\oplus}	σ_{sx}^{\oplus}	σ_{swz}	$\sigma'_{s, \text{оп}}$	$\sigma'_{s, \text{гр}}$
1	118	130	39,4	39,4	5,2	29,3	16,3	16,3	500	500	395	-49	-250
2	140	140	8,8	17,8	3,3	16,5	6,7	0,8	333	250	132	-5	-83
3	103	115	16,4	16,4	5,0	24,9	11,6	14,0	482	120	264	+80	-32
4	60	70	15,6	15,6	4,3	13,0	7,9	7,9	500	500	395	-83	-250
5	193	205	28,4	28,4	8,5	33,9	20,8	20,8	500	210	395	1,2	-1,2
6	91	100	12,5	16,7	4,0	11,9	8,7	8,7	417	500	395	0	-333
7	64	80	31,3	31,3	5,6	16,9	10,8	13,0	500	500	207	-19,1	-83,3
8	82	90	11,4	14,2	3,3	10,0	8,41	8,41	491	163	271	0,9	-0,9
9	139	150	23,5	23,5	7,5	29,9	17,1	17,1	500	250	257	83	-46
10	83	90	13,7	16,0	4,6	9,2	9,1	9,1	500	417	395	-5,0	-333
11	88	95	32,7	32,7	5,6	22,5	13,4	13,4	500	500	395	-83,3	-83,3
12	118	130	6,1	15,1	3,5	10,4	9,43	9,4	250	417	395	+8,3	-83,3
13	165	170	28,7	23,9	6,5	24,0	15,9	15,9	500	167	359	+83,3	-0,6
14	68	85	15,7	14,0	4,2	12,5	10,0	10,0	500	500	395	+42	-333
15	93	105	32,6	26,1	5,6	23,5	15,1	15,1	500	417	395	+44	-333
16	99	115	10,0	14,6	3,9	11,8	8,2	8,2	333	250	395	+167	-333
17	83	95	24,8	22,5	4,7	19,0	12,9	12,9	500	417	395	-83	-250
18	130	145	19,8	19,8	6,0	18,0	11,9	11,9	500	167	395	+83	-83
19	100	110	24,6	24,6	5,1	22,5	10,1	12,1	500	290	351	+1,53	-83
20	80	80	13,7	13,7	5,1	17,1	8,7	8,7	500	322	373	-81	-161
21	91	105	19,0	17,1	5,1	17,9	12,7	12,7	500	333	351	-83	-83
22	89	100	20,3	18,3	3,5	17,6	11,9	11,9	500	333	395	+2,4	-83
23	102	105	17,6	17,6	3,6	17,8	12,4	12,4	500	250	395	-2,7	-83
24	78	85	16,6	14,5	3,3	13,0	11,0	11,0	500	332	329	-83	-51
25	104	105	17,8	15,6	3,5	14,1	10,5	12,6	406	325	395	-27,5	-81
26	76	85	15,7	15,7	3,3	15,0	9,23	11,1	500	333	351	0	-83
27	90	100	17,5	17,5	3,5	15,8	12,3	12,3	500	333	373	0	-83
	Коеф. вар. $\nu=11,8\%$		(19,8)	(20,1)	(4,9)	(18,1)	(11,6)	(11,8)	(471)	(337)	(353)	(-7,9)	(-137)

Таблиця 6 – Несуча здатність однопрогінних залізобетонних балок ($h=200\text{мм}$; $b=100\text{ мм}$; $l_0=1575\text{мм}$; $a/h_0(x_1)=1, 2, 3$; клас В(x_2)=15, 25, 35; $\mu_{sw}(x_3)=0,0016; 0,0029; 0,0046$; $\mu_s(x_4)=0,0129; 0,0176; 0,0230$; $\mu'_s(x_5) =0,0058; 0,0090; 0,0129$) (Серія І)

№ досл.	Руйнуюча поп. сила, кН			Параметри		
	$\hat{Q}_{u,exp}$	$\hat{Q}_{u,p}^{diag}$	$\hat{Q}_{u,p}^{crit}$	$\hat{Q}_s/Q_{u,exp}$	\hat{C}_0/h_0	\hat{X}/h_0
1	63,2	70	70	0,33	1,37	0,21
2	119,0	120	108	3,97	0,90	0,58
3	118,3	120	115	1,12	0,90	0,24
4	32,0	35	40	0,66	1,30	0,25
5	146,0	150	150	2,76	0,90	0,30
6	42,4	50	45	2,33	1,55	0,49
7	35,2	45	45	1,11	1,11	0,15
8	92,4	85	80	1,16	0,90	0,34
9	157,9	160	155	1,88	0,85	0,45
10	50,5	40	55	1,76	1,41	0,64
11	34,2	45	45	1,43	1,34	0,11
12	92,4	80	85	2,31	0,85	0,31
13	116,9	125	120	0,23	0,85	0,21
14	32,3	35	45	0,34	1,16	0,22
15	58,5	60	55	0,53	1,59	0,35
16	105,0	90	100	5,51	0,85	0,73
17	46,9	50	50	1,02	1,35	0,30
18	119,4	110	110	2,32	0,87	0,39
19	75,6	75	75	2,06	1,11	0,25
20	55,8	55	55	3,20	1,11	0,45
21	71,4	75	70	1,94	1,07	0,35
22	67,4	70	70	2,70	1,16	0,35
23	86,0	90	80	2,77	1,18	0,47
24	57,8	55	65	1,43	1,05	0,23
25	71,2	75	75	2,32	1,11	0,30
26	70,6	70	70	2,32	1,11	0,39
27	71,4	75	70	2,32	1,11	0,35
Коеф. вар. $v=9,3\%$			8,9%	(2,32)	(1,11)	(0,35)

Література

1. Новый проект Норм: тр. конф. по материалам I Всесоюзной конференции по бетону и железобетону 20-25 апреля 1930 г. в Москве / А.Ф. Лолейт. – М., 1931.
2. Мурашев В.И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона / Василий Иванович Мурашев. – М.: Машстройиздат, 1950. – 268 с.
3. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84*. – [Действующий с 1989.01.01]. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. Spannungsverteilung in Plastischen Korpern: Proc. of 1 st Int. Congr. of Appl. Mech/ Prandtl L. – 1924. – P. 43-54.
5. Рейсс Э. Учет упругой деформации в теории пластичности / Э. Рейсс // Теория пластичности. – М.: Изд-во иностр. лит., 1948. – С.206-222.
6. Ильюшин А.А. Пластичность / Ильюшин А.А. – М.: Ан СССР, 1963. – 424 с.
7. Гениев Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
8. Козачевский А.И. Модификация деформационной теории пластичности бетона и плоское напряженное состояние железобетона с трещинами / Козачевский А.И. // Строительная механика и расчет сооружений. – 1983. – №4. – С.12-16.
9. Круглов В.М. Нелинейные соотношения и критерий прочности бетона в трехосном напряженном состоянии / Круглов В.М. // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987.– №1. – С.40-44.
10. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейной механике грунтов и бетонов / С.Ф. Клованич // Строительные конструкции: Межведомств. научн.-техн. сб. научн. тр. К.: НИИСК. – Вып. 61, т.1, 2004. – С.103-108.
11. Корсун В.И. Расчет конструкций на температурные и силовые воздействия с учетом неоднородности свойств материалов: дис. доктора техн. наук: 05.23.01 / Корсун Владимир Иванович. – Макеевка, ДГАСА, 2005.-365с.
12. Гвоздев А.А. Работа железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии / Гвоздев А.А., Карпенко Н.И. // Строительная механика и расчет сооружений. – 1965.- №2. – С.20-23.
13. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Карпенко Н.И. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
14. Карпенко Н.И. Определяющие соотношения для железобетона с трещинами при термосиловых воздействиях / Н.И. Карпенко, С.Ф. Клованич // Строительная механика и расчет сооружений. – 1983. – №2. – С.6-11.

15. К построению физических соотношений в инкрементальной форме для расчета железобетонных конструкций с трещинами: Материалы I-й Всероссийской конференции по проблемам бетона и железобетона [«Бетон на рубеже третьего тысячелетия»]. (Москва 2001г. Книга 2 / Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко. – М., 2001. – С. 711-717.

16. О построении более совершенной модели деформирования железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии: материалы II-й Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону [«Бетон и железобетон – пути развития»]. (Москва, 5-9 сентября 2005г.) / Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко. – М., 2005. – С. 431-444.

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

18. Ленский В.С. Современные вопросы и задачи пластичности в теоретическом и прикладных аспектах / Ленский В.С. // Упругость и неупругость / МГУ. – 1978. – Вып.5. – С. 65-96.

19. Бажант З. Эндокхронная теория неупругости и инкрементальная теория пластичности / Бажант З. // Механика деформируемых твердых тел. Направления развития. – М.: Мир, 1983. – С.189-229.

20. Гришин А.В. Нелинейные динамические задачи расчета портовых гидротехнических сооружений / А.В. Гришин, Е.Ю. Федорова. – Одесса.: Изд-во ОНМУ. 2002. – 125с.

21. Филоненко-Бородич М.М. Об условиях прочности материалов, обладающих различным сопротивлением растяжению и сжатию / Филоненко-Бородич М.М. // Инж. сборник. 1954. – Вып. 19. – С. 36-48.

22. Писаренко Г.С. Деформирование и прочность материалов при сложном напряженном состоянии / Г.С. Писаренко, А.А. Лебедев. – К.: Наукова думка, 1976. – 416 с.

23. Балан Т.А. Определяющие соотношения для бетона при сложном непропорциональном нагружении и нагреве / Балан Т.А., Клованич С.Ф. // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. - №2. – С.39-44.

24. Dei Poli S. Present State of Some basic Resear – ches on Concrete: The behavior Until Failure, under Multiaxial Stresses / Dei Poli S.// J. Ital.è Cem. – 1980. – V.50, №9. –P. 633-658.

25. Gerstle K.H. Simple Formulation of Triaxial Concrete Behavior / Gerstle K.H. // ACI Journal. – 1985. - №5. – P.382-387.