

## **УДОСКОНАЛЕННЯ РОЗРАХУНКУ НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕ- ТОННИХ БАЛОК З ВИКОРИСТАННЯМ ДЕФОРМАЦІЙНОЇ МОДЕЛІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ**

**Є.М.БАБИЧ** – д.т.н., проф.,

**В.С.БАБИЧ** – Рівненський державний технічний універ-  
ситет, м. Рівне

Норми проектування [1] рекомендують розраховувати статично невизначені залізобетонні конструкції з урахуванням непружних деформацій бетону і арматури, а також наявності тріщин. В основу такого розрахунку покладено метод граничної рівноваги, однією з передумов якого є обмеження зусиль в елементах конструкцій граничними умовами, досягнення яких спричиняє значне зростання деформацій [2, 3]. Стосовно нерозрізних балок граничними умовами приймаються: для розтягнутого арматурного стержня  $\sigma_s \leq R_s$ ; для згинних моментів  $M \leq M_{bou} = R_s A_s z$ , де  $\sigma_s$  – напруження в арматурі;  $A_s$  – площа арматури;  $R_s$  – розрахунковий опір арматури;  $z$  – плече внутрішньої пари сил;  $M$  – згинний момент від зовнішнього навантаження;  $M_{bou}$  – граничний згинний момент.

До введення в дію керівництва [3] існувало обмеження висоти стиснутої зони бетону та ступеня перерозподілу зусиль (не більше 30%). На сьогодні такі обмеження відсутні, але конструкції повинні задовольняти вимогам розрахунку за граничними станами першої та другої груп [1].

Розрахунок балок за міцністю згідно з [1, 3] передбачає прийняття прямокутної епюри напружень в бетоні стиснутої зони. Але відомо, що така епюра має умовний характер, так як на нульовій лінії напруження не можуть мати граничних значень, а розташування нейтральної лінії і висота стиснутої зони не відповідають дійсності. Крім цього, залежно від міцності бетону однакові деформації арматури можуть досягатись за різної висоти прямокутної епюри напружень [4]. Все це свідчить про те, що методика розрахунку міцності нормальних перерізів балок потребує удосконалення.

Найбільш перспективним напрямком в розвитку методики розрахунку балок є перехід до деформаційної моделі нормальних перерізів, яка включає рівняння рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль, умови деформування у вигляді гіпотези плоских перерізів та повні діаграми деформування бетону і арматури. Вихідними розрахунковими параметрами цієї моделі є деформації бетону і арматури. За критерій міцності приймається досягнення граничних дефо-

рмацій в стиснутому бетоні чи розтягнутій арматурі, а за критерій утворення тріщин – досягнення граничних деформацій в розтягнутому бетоні. За цією моделлю залежно від діючого навантаження можна встановити деформації в бетоні і арматурі і обчислити прогини та ширину розкриття тріщин [5].

Виходячи з названих передумов, розглянемо напружено-деформований стан нормальних перерізів нерозрізних балок та граничні умови для них. Розрахункова деформаційна модель нормального перерізу балок представлена на рисунку, в якій еюра напружень в бетоні стиснутої зони має криволінійний характер. Умови рівноваги нормального перерізу за фіксованого значення деформації бетону  $\varepsilon_{b1}$  і висоти стиснутої зони бетону  $x = z_1$  мають вигляд

$$M_1 = M_{int,1} = M_{b1} + M_{s1}, \quad (1)$$

$$N_{b1} = N_{s1}, \quad (2)$$

де  $M_1$ ;  $M_{int,1}$ ,  $M_{b1}$  і  $M_{s1}$  – згинні моменти відповідно від зовнішнього навантаження; внутрішньої пари сил; внутрішнього зусилля в стиснутому бетоні і розтягнутій арматурі відносно нейтральної лінії при  $\varepsilon_b = \varepsilon_{b1}$ ;

$N_{b1}$  і  $N_{s1}$  – внутрішні зусилля в бетоні стиснутої зони та розтягнутій арматурі при  $\varepsilon_b = \varepsilon_{b1}$ .

Діаграму деформування бетону і арматури, яка не має фізичної площадки текучості, приймаємо у вигляді поліному п'ятої степені [6]:

для бетону

$$\sigma_b = A_b \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} + B_b \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^2 + C_b \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^3 + D_b \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^4 + F_b \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^5; \quad (3)$$

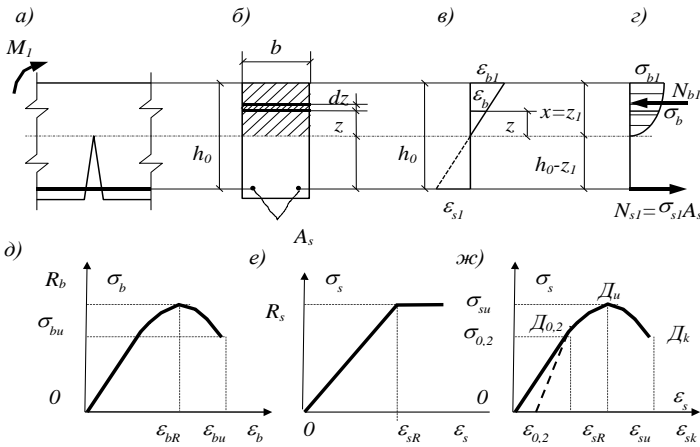
для арматури на ділянці O – D<sub>0,2</sub> (див. рисунок)

$$\sigma_s = A_s \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{sR}} + B_s \left( \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{sR}} \right)^2 + C_s \left( \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{sR}} \right)^3 + D_s \left( \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{sR}} \right)^4 + F_s \left( \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{sR}} \right)^5; \quad (4)$$

де  $A_b$ ,  $B_b$ ,  $C_b$ ,  $D_b$  і  $F_b$  – постійні коефіцієнти, які залежать від механічних характеристик бетону;

$A_s$ ,  $B_s$ ,  $C_s$ ,  $D_s$  і  $F_s$  – те саме, арматури.

На ділянці D<sub>0,2</sub> – D<sub>u</sub> залежність  $\sigma_s - \varepsilon_s$  прийемо аналогічно (4), але з чотирма членами і дещо іншими постійними коефіцієнтами, формули для визначення яких наведені в роботі [6]. Низхідна ділянка діаграми D<sub>u</sub> – D<sub>k</sub> в розрахунках залізобетонних конструкцій практично не враховується.



а - ділянка елемента з тріщиною в розтягнутій зоні; б – нормальний переріз балки; в - епюра деформацій (гіпотеза плоских перерізів); г - схема внутрішніх зусиль; д - повна діаграма деформування бетону; е - діаграма деформування арматури, яка має фізичну площадку текучості; ж – те саме, яка не має фізичної площадки текучості.

Рисунок 1. Схема розподілення деформацій, напружень і зусиль у нормальному перерізі балки та діаграми деформування бетону і арматури.

Для арматури з фізичною площадкою текучості використаємо діаграму Прандлє.

З урахуванням гіпотези плоских перерізів та напружено-деформованого стану умови рівноваги (1) і (2) набувають вигляду

$$M_1 = M_{int,1} = \frac{bz_1^2}{\varepsilon_{b1}} \int_0^{\varepsilon_{b1}} \sigma_b \varepsilon_b d\varepsilon_b + A_s E_s \frac{\varepsilon_{b1}}{z_1} (h_0 - z_1)^2; \quad (5)$$

$$\frac{bz_1}{\varepsilon_{b1}} \int_0^{\varepsilon_{b1}} \sigma_b d\varepsilon_b = A_s E_s \frac{\varepsilon_{b1}}{z_1} (h_0 - z_1). \quad (6)$$

Для нерозрізних балок при застосуванні деформаційної моделі поперечного перерізу граничні умови можна записати так:

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sr}; \quad \varepsilon_b \leq \varepsilon_{bu}; \quad (7)$$

$$M \leq M_{bou} = M_{bu} + M_{su}, \quad (8)$$

де  $M_{bu}$  і  $M_{su}$  – згинні моменти внутрішніх зусиль відповідно в бетоні і арматурі при граничних значеннях їхніх деформацій.

Про прийнятність отриманих формул для визначення напружено-деформованого стану нормальних перерізів балок (5) і (6) та встановлених граничних умов (7) і (8) свідчать порівняння результатів розрахунків з дослідними даними, наведеними в роботі [7].

Випробувано 6 серій двопролітних балок прямокутного перерізу, які мали робочу висоту в межах 13.4...16.4 см, ширину 14...17 см, розрахункові прольоти 300...308 см. Кубикова міцність бетону на час випробування балок склала: для балок I і II серії  $R = 34,0$  МПа; III і IV –  $R = 55,0$  МПа; V і VI –  $R = 63,0$  МПа. Балки I, III і V серії армувались арматурою, умовна межа текучості якої знаходилась в межах  $\sigma_{0,2} = 420...464$  МПа; II, IV і VI серії -  $\sigma_{0,2} = 620...640$  МПа. Параметри діаграми деформування бетону прийняті згідно з ЄКБ-ФІП ( $\varepsilon_{bR} = 0,0022$ ;  $\varepsilon_{bu} = 0,00345$ ;  $0,0032$ ;  $0,00305$ ), а арматури за результатами випробувань стержнів ( $\varepsilon_{bs} = 0,0023$ ;  $0,0035$ ). Докладна характеристика балок наведена в роботі [7].

Таблиця 1 – Порівняння теоретичних граничних моментів  $M_{tr}$  з дослідними  $M_{exp}$  за даними [7]

Марка балок	Опорні моменти, кНм			Моменти в прольотах, кНм		
	$M_{exp}$	$M_{tr}$	$M_{tr}/M_{exp}$	$M_{exp}$	$M_{tr}$	$M_{tr}/M_{exp}$
Б-1	26,35	22,34	0,886	22,22	21,86	0,984
Б-2	30,85	26,16	0,848	28,30	26,24	0,927
Б-3	33,50	32,65	0,975	31,30	31,87	1,018
Б-4	26,66	26,06	0,977	27,20	26,34	0,968
Б-5	25,20	22,42	0,890	18,70	22,19	1,187
Б-6	30,90	28,90	0,935	23,80	28,61	1,202
Б-7	56,85	54,58	0,960	62,20	62,13	0,998
Б-8	66,50	64,51	0,970	74,10	71,78	0,969
Б-9	64,40	62,55	0,971	70,30	71,86	1,022
Б-10	62,20	54,05	0,869	62,50	64,62	1,028
Б-11	58,15	51,78	0,892	65,30	69,15	1,058
Б-12	71,10	71,09	0,999	70,50	70,46	0,999
Б-13	65,25	57,14	0,876	64,50	61,63	0,955
Б-14	71,10	64,24	0,904	76,55	74,39	0,972
Б-15	64,50	65,03	1,008	65,60	67,96	1,036
Б-16	59,60	53,46	0,897	61,10	63,53	1,040
Б-17	73,40	65,18	0,888	71,90	71,90	1,000
Б-18	63,20	63,19	0,999	74,55	73,05	1,105

Значення дослідних граничних моментів  $M_{exp}$  та теоретичних  $M_{tr}$ , визначених за формулою (5) наведені в таблиці. В балках Б-3, Б-5, Б-6, Б-12 і Б-18 нормальні перерізи в прольотах і на опорах, в балках Б-9, Б-10, Б-11, Б-16 і Б-17 перерізи тільки в прольотах були переармовані, а тому граничні значення  $M_{tr}$  визначались за граничної умови  $\varepsilon_{b1} = \varepsilon_{bu}$ . В інших перерізах балок приймалась гранична

умова  $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{sR}$ . Практично в усіх балках була реалізована повна діаграма деформування бетону і відбувся перерозподіл зусиль за рахунок пластичного деформування арматури, бетону та утворення тріщин.

Середнє відношення теоретичних граничних моментів до дослідних  $M_{tr}/M_{exp}$  над опорами склало 0,93 при коефіцієнті мінливості 5,6%, а в прольотах – відповідно 1,03 і 2,4%. Тобто, результати теоретичних розрахунків мають хорошу збіжність з експериментальними даними.

Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок пропонується виконувати в такій послідовності. Призначається за конструктивними та іншими вимогами поперечні перерізи балок та вибираються класи бетону і арматури. Будуються обвідні епюри моментів відповідно до розрахунку пружної системи для несприятливої комбінації навантажень. Після цього вибираються перерізи, в яких необхідно вирівняти значення моментів. Практично намагаються перерозподілі зробити так, щоб армування в прольотах і на опорах було майже однаковим. Безпосередньо перерозподіл зусиль виконують шляхом накладання додаткових трикутних епюр [2, 3]. Потім обчислюють граничні моменти і перевіряють несучу спроможність балок. Граничні моменти  $M_{b,bou}$  і  $M_{s,bou}$  знаходяться таким чином. Спочатку орієнтовно вибирається висота стиснутої зони  $x = z_1$ . В стадії руйнування вважається, що деформації в бетоні досягають значення  $\varepsilon_{b1} = \varepsilon_{bu}$ , в арматурі, як правило, деформації не досягають  $\varepsilon_{su}$ . Використовуючи гіпотезу плоских перерізів, знаходять деформації в арматурі  $\varepsilon_{s1}$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{bu}(h_0 - z_1)}{z_1}, \quad (9)$$

а по діаграмам деформування арматури знаходять відповідні напруження в арматурі  $\sigma_{s1}$  і зусилля в ній  $N_{s1} = A_s \sigma_{s1}$ , яке відповідно рівне  $N_{s1} = N_{b1}$ . Після цього уточнюється значення  $z_1$

$$z_1 = \frac{N_{s1}}{b \left[ \frac{A_b \eta}{2} + \frac{B_b \eta^2}{3} + \frac{C_b \eta^3}{4} + \frac{D_b \eta^4}{5} + \frac{F_b \eta^5}{6} \right]}, \quad (10)$$

де  $\eta = \varepsilon_{b1}/\varepsilon_{bR}$ ;  $b$  – ширина балки;

$A_b, B_b, C_b, D_b$  і  $F_b$  – постійні коефіцієнти (див. формулу (3)).

Отримане значення  $z_1$  за формулою (10) порівнюють з попередньо прийнятим. Якщо вони співпадають, то вважають його достовірним. Якщо ж ні, то приймають  $z_1$  як попереднє, що дорівнює

середньому значенню із двох і розрахунок повторюють. Після визначення достовірного значення  $z_1$  граничний момент в перерізі обчислюють за формулою (5), приймаючи в ній  $\varepsilon_{b1} = \varepsilon_{bu}$ , яка після інтегрування набуває вигляду

$$M_{bou} = bz_1^2 (A_b / 3 + B_b / 4 + C_b / 5 + D_b / 6 + F_b / 7) + \sigma_s \varepsilon_{bu} (h_0 - z_1)^2 / z_1. \quad (11)$$

Якщо виявиться, що обчислене значення  $\varepsilon_{s1}$  по формулі (9) більше  $\varepsilon_{sR}$  ( $\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{sR}$ ), то приймається  $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{sR}$ , а значення  $\varepsilon_{b1}$  знаходиться за формулою

$$\varepsilon_{b1} = \frac{\varepsilon_{sR} z_1}{(h_0 - z_1)}, \quad (12)$$

а рівнодіюча зусиль в бетоні стиснутої зони -

$$N_{b1} = N_{s1} = R_s A_s. \quad (13)$$

Для арматури, яка не має фізичної площадки текучості, приймається  $R_s = \sigma_{0,2}$ . Для знаходження  $z_1$  методом послідовного наближення використовується формула (10) з урахуванням формули (13).

Після визначення кінцевого значення  $z_1$  граничний момент знаходиться за формулою

$$M_{bou} = bz_1^2 \left( \frac{A_b \eta}{3} + \frac{B_b \eta^2}{4} + \frac{C_b \eta^3}{5} + \frac{D_b \eta^4}{6} + \frac{F_b \eta^5}{7} \right) + R_s A_s (h_0 - z_1). \quad (14)$$

Обчислені значення  $M_{bou}$  за формулами (11) і (15) повинні задовольняти умові (8).

### Література:

1. СНиП 2.03.01 – 84\*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 86 с.
2. Крылов С.М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях. - М.: Стройиздат, 1964. – 168 с.
3. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций/НИИЖБ. - М.: Стройиздат, 1975. – 193 с.
4. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям / А.С.Залесов, Э.Н.Кадыш, Л.Л.Лемыш, И. К. Ни-китин. - М.: Стройиздат, 1988. – 320 с.
5. Залесов А.С., Пецольтд Т.М., Тур В.В. и др. Современное состояние и дальнейшее развитие методов расчёта и нормативной базы железобетонных конструкций//Инженерные проблемы современного бетона и железобетона: Мат-лы междунар. конф. (17-21 ноября 1997 г.). Генеральные доклады. - Минск, 1997. - С. 1-27.
6. Байков В. Н. Расчет изгибаемых элементов с учетом экспериментальных зависимостей между напряжениями и деформациями для бетона и высокопрочной арматуры / Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1981. - №5. – С. 26 – 32.

7. Магнушев А. Н., Крылов С. М. Влияние марки бетона и насыщения арматурой на способность статически неопределимых балок к перераспределению усилий // Трещиностойкость и деформативность обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций / Под ред. А.А. Гвоздева. – М.: Стройиздат, 1965. – С. 94 – 136.

УДК 624.01

## **ЗАЛІЗОБЕТОННІ ЕЛЕМЕНТИ З АВТОМАТИЧНО РЕГУЛЬОВАНИМ ОБТИСКАННЯМ**

**М.Г.ЧЕКАНОВИЧ – к.т.н., доцент, Херсонський ДАУ**

Для попередньо напружених залізобетонних конструкцій залишається актуальною проблема обґрунтованого призначення величини попереднього обтискання, місця і часу його прикладання [1]. Від параметрів обтискання залежать основні властивості конструкцій – тріщиностійкість, довговічність, а за певних умов і міцність.

Відомі теорії міцності, що базуються на енергетичних принципах, виходять з того, що коли зовнішнє навантаження на конструкцію виконає певну роботу по її руйнуванню, то міцність конструкції буде вичерпаною. Четверта теорія міцності приймає за критерій величину роботи, що чисельно дорівнює потенційній енергії формозміни [2]. Проте, за даними роботи [3], в бетоні викликають дилатацію як дотичні, так і середні напруження. Кульовий тензор і інваріанти девіатора напруження призводять до зміни форми. Тому нами розглядається можливість прийняття повної питомої роботи як один з критеріїв міцності бетону. Для граничного стану матеріалу одержана формула повної питомої роботи:

$$a = K_1 I_1 + K_2 \left[ 2I_2 - \frac{1}{4} (\varepsilon_{xy}^2 + \varepsilon_{yx}^2 + \varepsilon_{yz}^2) \right] + K_3 \left[ 3I_3 + \frac{3}{4} \varepsilon_{xy} \varepsilon_{xz} \varepsilon_{yz} - \frac{1}{2} (\varepsilon_{xx} \varepsilon_{yz}^2 + \varepsilon_{yy} \varepsilon_{xz}^2 + \varepsilon_{zz} \varepsilon_{xy}^2) \right] \quad (1)$$

де  $K_i = \frac{\partial a}{\partial I_i}$  є константами. Константи можуть бути визначені

за результатами випробувань при одновісному напруженому стані по формулам [4]: