

УДК 624.012

**ВРАХУВАННЯ ПОВЗУЧОСТІ БЕТОНУ В РОЗРАХУНКАХ ПРОГИНІВ
ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

**УЧЕТ ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНА В РАСЧЕТАХ ПРОГИБОВ
ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ**

**TAKING INTO ACCOUNT CONCRETE CREEP IN CALCULATION OF
BENDING REINFORCED CONCRETE ELEMENTS DEFLECTION**

Бабіч Є. Є., к. т. н., доцент, Бабіч Є. М., д. т. н., професор
(Національний університет водного господарства та природокористування)

Бабич Е. Е., к. т. н., доцент, Бабич Е. М., д. т. н., профессор
(Национальный университет водного хозяйства и природопользования)

Ye. Ye. Babich, candidate of technical sciences, associate professor,
Ye. M. Babych, doctor of technical sciences, professor
(The National University of Water and Environmental Engineering)

Проаналізовані існуючі розрахункові формули для визначення прогинів залізобетонних балок та висвітлені їх недоліки. Запропоновані кореговані формули, які відповідають фізичній суті повзучості бетону, враховують результати вітчизняних досліджень і гармонізовані з європейським стандартом та задовільно збігаються з експериментальними даними

Выполнен анализ существующих расчетных формул для определения прогибов железобетонных балок и освещены их недостатки. Предложены усовершенствованные формулы, которые отвечают физической сути ползучести бетона, учитывают результаты отечественных исследований, гармонизированы с европейским стандартом и удовлетворительно подтверждаются экспериментальными данными

Existed design formulas for calculation of the reinforced concrete beam deflection are analyzed and its defects are presented. Offered Corrected formulas that agreed with physical essence of concrete creep, take into consideration numerous results of native researches and harmonized with European norms and satisfactorily agreed with experimental data.

Ключові слова:

Залізобетонні балки, повзучість бетону, прогини, розрахункові формули
Железобетонные балки, ползучесть бетона, прогибы, расчетные формулы
Reinforced concrete beams, concrete creep, deflections, design formulas

Аналіз розрахункових формул та задача дослідження. Правила проектування залізобетонних конструкцій [1] визначають, що серед складових кривизни (прогинів) елементів є складова, яка обумовлена дією постійних та тривалих навантажень. Відповідно до цього математично повну кривизну елементів без попереднього напружування $1/r$ можна представити у вигляді [2]

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3}, \tag{1}$$

де $\frac{1}{r_1}$ та $\frac{1}{r_2}$ - кривизна елементів від нетривалої дії відповідно повного навантаження (тривалого і короткочасного) та постійних і тривалих змінних навантажень;
 $\frac{1}{r_3}$ - кривизна елемента від тривалої дії постійних і тривалих змінних навантажень.

Структура формули (1) обумовлена тим, що прогини балок обчислюються відносно опор, тобто, відносно природнього (початкового) стану поздовжньої осі балки [3].

Відповідно до [1] тривалу дію навантаження при визначенні прогину допускається враховувати шляхом множення відповідного значення кривизни, визначеного як для короткочасної дії навантаження, на коефіцієнт повзучості бетону, тобто

$$\frac{1}{r_3} = \frac{1}{r_2} \varphi(\infty, t_0) = \frac{\varphi(\infty, t_0)}{r_2}, \tag{2}$$

де $\varphi(\infty, t_0)$ - граничне значення коефіцієнта повзучості $\varphi(t, t_0)$ при $t = \infty$ (t_0 - вік завантаження бетону; t - вік бетону).

В нормативних документах поняття «коефіцієнт повзучості» співпадає з поняттям «характеристика повзучості», яке використовується в науковій літературі. Це підтверджується і формулою, наведеною в [1, 4], з якої можна записати наступний вираз

$$\varphi(\infty, t_0) = \varepsilon_{cc}(\infty, t_0) E_c / \sigma_c. \tag{3}$$

де $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ - значення деформації повзучості бетону для $t = \infty$;
 σ_c - постійні напруження стиску, прикладені до бетону у віці t_0 ;
 E_c - початковий модуль пружності бетону.

У формулі (3) відношення $\sigma_c / E_c = \varepsilon_c(t_0)$ представляє умовну пружну деформацію бетону в час навантаження t_0 .

На повзучість бетону впливають багато факторів, зокрема вологість навколишнього середовища, розміри елемента, склад бетону, ступінь зрілості бетону в момент прикладання навантаження, величина та тривалість дії навантаження [1, 3]. В правилах проектування [1] наведені значення

граничних коефіцієнтів повзучості для бетонів класів від C12/15 до C50/60 залежно від відносної вологості навколишнього середовища. Встановлено, що при вологості нижче 40 % коефіцієнт повзучості $\varphi(\infty, t_0)$ змінюється при різних класах бетону від 5,0 до 2,0, при вологості від 40 до 75 % - від 3,6 до 1,5, при вологості більше 75 % - від 2,6 до 1,1. Вплив інших факторів не враховується.

Граничний коефіцієнт повзучості бетону $\varphi(\infty, t_0)$ в Eurocode 2 [3] допускається знаходити по номограмам залежно від його класу, віку бетону в момент навантаження t_0 та характеристики поперечного перерізу для вологості навколишнього середовища 50 і 80 %, а також враховується вплив типу цементу. Треба зазначити, що точність визначення $\varphi(\infty, t_0)$ по номограмам не дуже висока, а тому в [3] наводяться формули для більш точного врахування впливу окремих факторів на коефіцієнт повзучості бетону. Методика визначення $\varphi(\infty, t_0)$ відповідно до [3] використовується в інших країнах, наприклад [5, 6].

За фізичною сутністю кривизна $1/r_2$, знайдена за формулою (2), обумовлена пластичними деформаціями (деформаціями повзучості) внаслідок тривалої дії постійних та змінних тривалих навантажень і не містить в собі будь-яких пружних деформацій. В той же час у формулі (1) кривизна $1/r_2$, викликана недовготривалою дією постійних і змінних тривалих навантажень, віднімається від початкової повної кривизни $1/r_1$, що суперечить фізичній сутності. З огляду на це, формула (1) потребує корегування.

В Eurocode 2 при визначенні кривизни елементів безпосередньо коефіцієнт повзучості бетону не використовується, а вплив тривалого навантаження враховується введенням емпіричних коефіцієнтів. За [3] кривизна згинальних елементів визначається за формулою

$$\frac{1}{r} = \zeta \frac{1}{r_{tr}} + (1 - \zeta) \frac{1}{r_i} \quad (4)$$

де $\frac{1}{r_i}$ та $\frac{1}{r_{tr}}$ - кривизна для стану елемента без тріщин та з тріщинами відповідно;

ζ - коефіцієнт розподілу, що визначається за формулою

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{tr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (5)$$

де σ_s - напруження в розтягнутій арматурі в перерізі з тріщиною;

σ_{tr} - напруження в розтягнутій арматурі, визначені в перерізі з тріщиною за умови навантаження, що викликають появу першої тріщини (перед утворенням тріщин);

β - коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження:

$\beta = 1,0$ - для одного короткотривалого навантаження;

$\beta = 0,5$ - для постійних і змінних тривалих навантажень.

Аналіз формул (4) і (5) показує, що вони суттєво недооцінюють вплив тривалого навантаження на кривизну (прогини) балок. Напруження

$\sigma_{ар}$ визначаються за умови, що перед утворенням тріщин граничні значення деформацій крайнього розтягнутого волокна бетону досягають величини $\varepsilon_{стн} = 2f_{стн}/E_{стн}$. Враховуючи спільну роботу бетону і арматури, для класів бетонів від С12/15 до С50/60 значення напружень в розтягнутій арматурі $\sigma_{ар}$ знаходяться в межах 33,6 ... 46,4 МПа. Для середніх класів бетону можна прийняти $\sigma_{ар} = 39,0$ МПа. Умовно можна передбачити також, що при дії експлуатаційних значень постійних і змінних тривалих навантаженнях напруження в розтягнутій арматурі складуть величину $\sigma_s \approx 0,5f_{yk}$. За цих умов при використанні арматури класу А500С за формулою (5) коефіцієнт ξ складе: при нетривалій дії навантаження $\xi = 0,976$; при тривалій дії навантаження $\xi = 0,988$.

Беручи до уваги, що кривизна елемента практично лінійно залежить від напружень (деформацій) в арматурі, для випадку, що розглядається, відношення $(1/r_1)/(1/r_2) = 0,15$. З урахуванням цього кривизна, обчислена за формулою (4), при тривалій дії постійного і тривалого змінного навантаження тільки на 1 % перевищує кривизну при нетривалій дії цього ж навантаження. Це не відповідає відомим експериментальним даним [7, 8].

Можна порівняти, в якій мірі впливає повзучість бетону на розрахункові значення прогинів балок та ширини розкриття в них тріщин. В стандартах [1, 3] ширина розкриття тріщин визначається за формулою

$$W_k = s_{r,max}(\varepsilon_{ар} - \varepsilon_{стн}), \quad (6)$$

де $s_{r,max}$ - максимальний крок тріщин (визначається згідно з [1];
 $\varepsilon_{ар}$ і $\varepsilon_{стн}$ - відповідно середні деформації в арматурі і бетоні між тріщинами;

$$(\varepsilon_{ар} - \varepsilon_{стн}) = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{k_z f_{стн}}{E_1 \rho_{p,eff}} (1 + \alpha_s \rho_{p,eff}) \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (7)$$

$\rho_{p,eff} = A_s / (h_{c,eff} b)$; b - ширина перерізу;

$h_{c,eff}$ - висота розтягнутого бетону (встановлюється згідно з [1]);

k_z - коефіцієнт, що залежить від тривалості навантаження:

$k_z = 0,6$ - для короткотривалого навантаження;

$k_z = 0,4$ - для довготривалого навантаження.

В правій частині формули (7) перша складова уявляє собою деформацію розтягнутої арматури в перерізі з тріщиною, а друга складова – середню деформацію розтягнутого бетону на ділянках між тріщинами. До цієї складової вводиться коефіцієнт, який враховує тривалість дії навантаження. Але відомо, що деформації розтягу бетону на порядок менші від деформацій арматури, а тому врахування таким чином тривалості дії навантаження на ширину розкриття тріщин не повноцінне, так як основним фактором, який впливає на ширину розкриття тріщин, є повзучість бетону стиснутої частини перерізу. Крім цього, формула (7) передбачає збільшення напружень в арматурі при тривалій дії навантаження на 20 % від деформацій розтягу

бетону, а ця величина надто мала. Це можна підтвердити прикладом розрахунку, наведеному в [2].

В балці висотою 50 і шириною 20 см з бетону класу С20/25, армованою стержнями класу А400С з площею $A_s = 12,32 \text{ см}^2$ ($\rho = 1,2 \%$), при тривалій дії моменту $M_{EK} = 160 \text{ кНм}$ за формулою (7) значення $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{stm}) = 0,0016$, а при короточасній дії – 0,0015. З цього випливає, що тривале навантаження збільшило ширину розкриття тріщин на 6,7 %. В той же час за методикою [1] тривалий прогин в такій балці при вологості навколишнього середовища в межах 40 ... 75 % повинен збільшитися в 2,7 рази (на 270 %). Оскільки кривизна і ширина розкриття тріщин змінюються пропорційно напруженням в розтягнутій арматурі, то, певно, і відносна кількісна їх зміна повинна бути приблизно однаковою. Але цього розрахунки за [1] і [3] не підтверджують.

Аналіз вищенаведених формул розрахунку згинальних залізобетонних елементів, зокрема балок, засвідчує про наявність в них низки недоліків, а саме: в більшості випадків вони не віддзеркалюють фізичну суть впливу повзучості бетону на прогини (кривизну) балок та ширину розкриття тріщин; при розрахунку ширини розкриття тріщин враховується вплив тривалого навантаження на середні деформації розтягу бетону на ділянках між тріщинами, а повзучість стиснутого бетону до уваги не приймається; кількісна оцінка впливу повзучості на граничні стани другої групи викликає сумніви.

Виходячи з наведеного, метою досліджень є корегування розрахункових формул для визначення прогинів балок таким чином, щоб вони відповідали фізичній суті впливу на них повзучості бетону, враховували повзучість бетону стиснутої частини перерізу як основний фактор впливу на граничні стани та відповідали експериментальним даним.

Визначення граничного коефіцієнта (характеристики) повзучості бетону. На підставі фундаментальних теоретичних і експериментальних досліджень доведено, що повзучість бетону стиснутої зони є основною причиною збільшення прогинів згинальних елементів при тривалому навантаженні [7, 9]. Внаслідок повзучості бетону стиснутої зони нейтральна вісь зміщується в бік розтягнутої зони бетону, напруження в стиснутому бетоні зменшуються, а в розтягнутій арматурі дещо зростають, але переріз залишається у рівновазі. Прогини елемента при цьому збільшуються. Таким чином, повзучість бетону стиснутої зони має подвійний вплив: вона викликає збільшення прогинів в часі та перерозподіл напружень між бетоном і арматурою.

З наведеного випливає, що з фізичної точки зору першопричиною збільшення прогинів є повзучість бетону стиснутої зони, а тому природно розрахункові формули повинні містити кількісні її характеристики. В нашій країні дослідженням повзучості бетону присвятили свої роботи багато відомих вчених, серед яких І. І. Уліцький, А. Я. Барашиков, Я. Д. Лівшиць, І. Є. Прокопович, О. Б. Голишев, В. С. Рокач, Я. В. Столяров, Л. П.

Макаренко. Накопичені вагомі результати досліджень впливу різноманітних факторів на повзучість бетону, але в стандарті [1] наведені значення граничного коефіцієнта повзучості бетону $\varphi_R(\infty, t_0)$ залежно тільки від класу бетону та відносної вологості навколишнього середовища, що значно знижує точність розрахунків.

В роботі [10] наведені граничні значення міри повзучості бетону C^N , які базуються на численних результатах дослідних даних про тривале деформування бетону і дозволяють достатньо точно оцінювати вплив повзучості бетону на тріщиностійкість та деформації елементів. Значення C^N визначені зі середньостатистичною забезпеченістю 0,5 і відповідають базовим умовам, за які прийняті: вік завантаження $t_0 = 28$ діб; твердіння в природних умовах; відносна вологість навколишнього середовища - 60 %.

Оскільки в розрахункові формули в більшості випадків вводиться характеристика (коефіцієнт) повзучості бетону, то доцільно перейти від граничних значень міри повзучості C^N до базового граничного значення коефіцієнта повзучості за формулою

$$\varphi_R(\infty, t_0) = C^N E_{cm}. \quad (8)$$

Віднайдені за формулою (8) значення $\varphi_R(\infty, t_0)$ наведені в табл. 1. Якщо реальні умови експлуатації відхиляються від базових, граничне значення коефіцієнта повзучості бетону визначається за формулою [10]

$$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_R(\infty, t_0) \xi_{c1} \xi_{c2} \xi_{c3}. \quad (9)$$

де ξ_{c1} ; ξ_{c2} ; ξ_{c3} - коефіцієнти, які враховують відхилення фактичних умов виготовлення, навантаження і експлуатації залізобетонних конструкцій від базових, відповідно віку навантаження, модуля відкритої поверхні, вологості навколишнього середовища (табл. 2).

Якщо необхідно знати коефіцієнт повзучості бетону в будь-якому віці експлуатації, можна його граничне значення помножити на коефіцієнти, які наведені в табл. 3 [10].

Аналіз результатів експериментальних досліджень. На сьогодні відсутня достатня експериментальна база для перевірки теоретичних положень, адже більше тридцяти років результати експериментів щодо вивчення впливу повзучості бетону на прогини залізобетонних балок в науковій літературі не зустрічаються.

Можна вважати, що одним із перших прогини згинальних елементів при тривалій дії навантаження дослідив Уаш в 1947 році [8]. В експериментах з плитами він отримав, що після тривалого навантаження на протязі 5 років їх прогини збільшилися на 31,2 %, а в балках після тривалості навантаження на протязі 2,5 роки прогини збільшилися майже в 2 рази порівняно з початковими.

Таблиця 1

Базові граничні значення коефіцієнта повзучості важкого бетону

Рухомість бетонної суміші		Базові граничні значення коефіцієнту (характеристики) повзучості бетону, $\varphi_p(\infty, t_0)$				
Осідання конуса, см	Жорсткість, с	C12/15	C16/20	C25/30	C32/40	C40/50
-	80 – 60	-	-	-	1,7	1,6
-	35 – 30	-	-	2,1	1,8	1,7
1 – 2	15 – 10	2,9	2,7	2,4	2,1	1,9
5 – 6	-	3,3	3,1	2,7	2,4	-
9 – 10	-	3,5	3,3	2,9	2,6	-

Таблиця 2

Значення коефіцієнтів ξ_c [10]

Значення коефіцієнтів ξ для важкого бетону залежно від					
віку бетону в момент навантаження		модуля відкритої поверхні елемента		відносної вологості середовища	
t_0 , діб	ξ_{c1}	M_0 , 1/м	ξ_{c2}	W , %	ξ_{c3}
28 $i <$	1,00	0	0,51	40 $i <$	1,27
45	0,87	5	0,65	50	1,13
60	0,80	10	0,76	60	1,00
90	0,70	20	0,93	70	0,87
180	0,60	40	1,11	80	0,73
360	0,54	60	1,23	90	0,60
720 $i >$	0,50	80 $i >$	1,30	100	0,47

Примітка. Модуль поверхні визначається за формулою $M_0 = F/V$, де F - площа поверхні елемента, відкритої для випаровування вологи, м²; V - об'єм елемента, м³. Для прямокутних перерізів $M_0 = P/A$, де P - периметр поверхні, відкритий для випаровування; A - площа перерізу, м².

Таблиця 3

Проміжні значення характеристики повзучості, які відповідають віку бетону t [10]

t , діб	3	7	28	60	90	180	360	720	2000
$\varphi(t, t_0)$	0,21	0,31	0,52	0,63	0,69	0,77	0,84	0,89	0,94
$\varphi(\infty, t_0)$	0,15	0,23	0,41	0,53	0,59	0,69	0,77	0,84	0,91

Примітка. В чисельнику наведені значення при $M_0 \geq 0,4 \text{ м}^{-1}$, в знаменнику – при $M_0 < 0,4 \text{ м}^{-1}$.

Наразі можна використати фундаментальні дослідження, які в свій час були виконані під керівництвом І. І. Уліцького в Науково-дослідному інституті будівельних конструкцій та Київському інженерно-будівельному інституті (тепер КНУБА) [7, 9].

В НДІБК випробувано дві серії балок довжиною 230 см та поперечним перерізом 10×20 см (розрахунковий проліт $l_d = 200$ см). Перша серія балок армувалася одним стержнем діаметром 10 мм класу А-III ($\rho = 0,4$ %, а друга – одним стержнем діаметром 18 мм класу А-II ($\rho = 1,4$ %, [7]. Середня кубикова міцність бетону в момент завантаження у віці 21 доби склала 40,1 МПа, а середня призмova міцність - $f_{cm} = 30,5$ МПа (бетон близький до класу С20/25).

Балки завантажувалися в спеціальних пружинних установках двома зосередженими силами, прикладеними в четвертях прольоту, величина сили для першої серії балок знаходилася в межах $F = 6440 \dots 6740$ Н (відповідно згинальний момент складав $M = 3,48 \dots 3,62$ кНм), для другої $F = 14,24 \dots 14,50$ кН ($M = 7,39 \dots 7,52$ кНм). В момент завантаження ($t_0 = 21$ доба) середній початковий прогин балок першої серії склав $f(t_0) = 2,81$ мм, а другої серії - $f(t_0) = 3,17$ мм.

Тривалі випробування балок тривали 300 діб, після чого повний середній прогин балок першої серії склав $f(t, t_0) = 4,39$ мм, а другої – 4,70 мм. Внаслідок повзучості бетону приріст прогинів в балках першої і другої серії відповідно склав $f_{cc}(t, t_0) = 1,58$ і 1,63 мм ($f_{cc}(t, t_0)/f(t_0) = 0,56$ і 0,52).

Одночасно з випробуваннями балок на бетонних призмах вивчалася повзучість бетону, з якого були виготовлені балки, при постійних тривалих напруженнях, рівних $\sigma_c(t_0) = 4,45$ МПа. Середні початкові деформації призм при навантаженні склали $\epsilon_c(t_0) = 12,5 \times 10^{-5}$. Дослідження повзучості бетону виконувалося в лабораторних умовах на протязі 300 діб, коли відносна вологість повітря знаходилася в межах від 60 до 94 %, а температура коливалася від 4 до 28°C. При визначенні деформацій повзучості приймалися до уваги деформації усадки бетону. Через 300 діб дії навантаження середні деформації повзучості склали $\epsilon_{cc}(t, t_0) = 26,0 \times 10^{-5}$, а характеристика повзучості $\varphi(t, t_0) = 2,08$.

В роботах [7, 9] утверджується, що в балках з нормальним процентом армування збільшення прогинів відбувається, головним чином, за рахунок повзучості бетону стиснутої зони і зазначається, що кількісно деформації повзучості крайньої стиснутої фібри бетону в балках суттєво відрізняються від деформацій повзучості, отриманих при випробуванні призм при осьовому стиску. Причинами такої відмінності можуть бути форма епюри напружень в бетоні, величина напружень і можливість виникнення нелінійної повзучості в стиснутій зоні бетону, різний вплив усадки тощо.

Певно, що найбільший вплив має форма епюри напружень, адже в призмах бетон знаходиться в умовах рівномірного стиснення (коефіцієнт повноти епюри $\omega = 1,0$), в згинальних елементах в експлуатаційній стадії роботи епюра напружень в бетоні близька до трикутної ($\omega = 0,5$). З цієї причини неправомірно в формулі (2) використовувати характеристику повзучості бетону, яка визначена при тривалих випробуваннях призм.

Кількісно різницю між тривалими деформаціями призм і деформаціями крайньої фібри стиснутого бетону в балках можна за допомогою коефіцієнта

$\nu = \varepsilon_c(t_0)/\varepsilon_c(t, t_0)$. Для призм коефіцієнт склав $\nu = 0,275$, а середнє значення для балок першої і другої серій - $\nu = 0,479$ (з урахуванням деформацій усадки бетону). Коефіцієнт тривалих деформацій, який рівний $\varphi_t = (1 - \nu)/\nu$, для призм і балок відповідно склав 2,64 і 1,11. З цього випливає, що тривалі деформації стиснутого бетону в балках в 2,3 рази менші, ніж в призмах. Тобто, можна вважати, що характеристика повзучості бетону крайньої фібри в стиснутій зоні балок приблизно в 2 рази менша за характеристику повзучості в бетонних призмах при осьовому стиску [7, 9].

До аналогічних висновків можна дійти, аналізуючи досліди, виконані в КНУБА [9].

Корегування розрахункових формул. В балках з одиночною арматурою повну тривалу деформацію крайнього стиснутого волокна бетону з урахуванням повзучості бетону $\varepsilon_c(\infty, t_0)$ та формули (3) і результатів експериментальних досліджень можна виразити за формулою

$$\varepsilon_c(\infty, t_0) = \varepsilon_c(t_0)[1 + \omega\varphi(\infty, t_0)], \quad (10)$$

де $\varepsilon_c(t_0)$ - початкова (умовно пружна) деформація бетону, яка виникає під час нетривалого навантаження напруженням σ_c у віці бетону t_0 ;

ω - коефіцієнт повноти епюри напружень в стиснутій зоні бетону (для згинальних елементів можна приймати $\omega = 0,5$).

Прийнято вважати, що гіпотеза плоских перерізів в часі не порушується, а тому деформацію розтягнутої арматури $\varepsilon_s(\infty, t_0)$ можна знайти за формулою

$$\varepsilon_s(\infty, t_0) = \frac{\varepsilon_s(t_0)d}{x}(d - x) = \varepsilon_s(t_0)[1 + \omega\varphi(\infty, t_0)] \quad (11)$$

де $\varepsilon_s(t_0)$ - пружна деформація арматури, яка виникає під час нетривалого навантаження у віці бетону t_0 ;

d - робоча висота перерізу;

x - висота стиснутої зони бетону.

В дійсності висота стиснутої зони в часі дещо змінюється, але цією зміною можна знехтувати, що може призвести до незначної похибки в розрахунках. У формулі (11) врахована формула (10) та співвідношення $\varepsilon_s(t_0) = \varepsilon_c(t_0)(d - x)/x$.

За знайденими деформаціями бетону і арматури для $t = \infty$ тривала кривизна згинального елемента визначиться за формулою

$$\frac{1}{r_2} = \frac{\varepsilon_c(t_0)[1 + \omega\varphi(\infty, t_0)] + \varepsilon_s(t_0)[1 + \omega\varphi(\infty, t_0)]}{d} = \frac{1}{r_1} [1 + \omega\varphi(\infty, t_0)], \quad (12)$$

де $1/r_1 = [\varepsilon_c(t_0) + \varepsilon_s(t_0)]/d$ - кривизна елемента від нетривалої дії постійних та змінних тривалих навантажень (див. формулу (1)).

З урахуванням формули (12) формула (1) набуває вигляду

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} + \omega\varphi(\infty, t_0) \frac{1}{r_2}. \quad (13)$$

Формула (13) відповідає фізичній суті деформування балок в часі: перший член правої частини визначає кривизну від нетривалої дії повного навантаження, а другий - приріст кривизни внаслідок повзучості бетону від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень.

Методика визначення деформацій в бетоні і арматурі при дії експлуатаційних навантажень за деформаційною моделлю роботи перерізів

наведена в роботі [11]. Прогин балок визначається за загальноприйнятою формулою будівельної механіки [1]

$$f = k_{\text{зм}} \frac{1}{f} I_{\text{д}} \quad (14)$$

де - $k_{\text{зм}}$ - коефіцієнт, який залежить від статичної схеми балки [1];

$I_{\text{д}}$ - розрахунковий проліт балок.

Висновки. 1. Основною причиною збільшення прогинів залізобетонних балок при тривалій дії навантаження є повзучість бетону стиснутої зони перерізу.

2. Експериментами встановлено, що між кількісною оцінкою тривалих деформацій в стиснутій зоні бетону і деформаціями приз при однаковому рівні навантаження існує суттєва різниця, яку можна врахувати шляхом множення характеристики повзучості бетону при осьовому стиску на коефіцієнт повноти епюри напружень в стиснутій зоні бетону.

3. Граничні значення характеристики повзучості бетону при осьовому стиску необхідно приймати за табл. 1, а розрахункові - з урахуванням уточнюючих коефіцієнтів (табл. 2 і табл. 3).

3. Кривизну згинальних елементів з урахуванням повзучості бетону рекомендується визначати за формулою (13), яка підтверджується існуючими експериментальними даними та уточнює методику розрахунку прогинів відповідно до ДСТУ Б В.2.6-156: 2010.

4. Для підтвердження розробленої методики необхідно провести тривалі випробування згинальних елементів з використанням сучасних бетонів та арматури.

1. ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. Бетонні та залізобетонні конструкції. Правила проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с. 2. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) // В.М. Бабасев, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін. / За редакцією В. С. Шмуклера.– Харків: Золоті сторінки, 2015.–208 с. 3. EN 1992-1-1: Eurocode 2. Design of Concrete Structures. Part 1: General rules and Rules for Buildings draft. December, 2004. 4. ДБН В.2.6-98: 2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. 5. БНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции – Минск: «Минсктиппроект», 2003. – 140 с. 6. Алмазов В. О. Проектирование железобетонных конструкций по евронормам/ В. О. Алмазов. – Москва: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. – 216 с. 7. Улицкий И. И. Расчет железобетонных конструкций с учетом длительных процессов / И. И. Улицкий, ЧжанЧжун-яо, А. Б. Гольшев. – Киев: Госстройиздат УССР, 1960.–496 с. 8. Рокач В. С. Деформация железобетонных изгибаемых элементов. – Киев: «Будівельник», 1968. – 98 с. 9. Улицкий И. И. Теория и расчет железобетонных стержневых конструкций с учетом длительных процессов. / И. И. Улицкий. – Киев: «Будівельник», 1967. – 347 с. 10. Практические способы учета ползучести и усадки бетона при расчете железобетонных конструкций / А. Б. Гольшев, И. Н. Ткаченко.- К.: Логос, 2000. – 87 с. 11. Бабич В. С. Аналіз розрахунку деформацій залізобетонних згинальних елементів за різними методиками / В. С. Бабич, О. С. Поляновська, Л. М. Борейчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2016. – Випуск 32. – С. 121 – 128.