

УДК 681.3:624.044:624.15

А. С. Моргун, д. т. н., доц.;

І. А. Моргун, студ.

## ДОСЛІДЖЕННЯ ЗМІНИ ЖОРСТКОСТІ ЧЕРЕЗ ПОЯВУ ТРІЩИН ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПРИ СТАТИЧНИХ ДОВГОТРИВАЛИХ НАВАНТАЖЕННЯХ

*Досліджено вплив зміни жорсткості на переміщення через появу тріщин залізобетонних балок та доцільність врахування повзучості бетону на перерозподіл зусиль за умови довготривалих навантажень.*

### Вступ

У зв'язку зі збільшенням обсягів будівництва все гостріше постає питання врахування в проектуванні споруд реальних властивостей матеріалів як наземних конструкцій, так і основ споруд. Оскільки будівельні конструкції експлуатуються протягом необмеженого часу, то доцільно при їх розрахунку визначати фактичний резерв несучої спроможності залізобетонних конструкцій після проявлення їх реальних властивостей. Діючі ДБН передбачають зменшення величини розрахункового опору бетону в результаті довготривалих навантажень. Експериментальні дослідження підтверджують наявність впливу довготривалих навантажень на напружено-деформований стан (НДС) конструкцій, фіксують збільшення висоти стисненої зони бетону, що вказує на наявність перерозподілу зусиль в часі між бетоном та арматурою, тобто відсутність тенденції до руйнування в межах дії згасальної повзучості. Тому очевидна раціональність виконання подальших досліджень реальної роботи залізобетонних балок як елементів будівельних конструкцій в умовах їх експлуатації з довготривалими навантаженнями.

### Постановка задачі, визначальні співвідношення

Класичні методи будівельної механіки, які широко використовують в розрахунках будівельних споруд, як правило, припускають, що елементи конструкцій ідеально пружні. В залізобетонних конструкціях в результаті дії експлуатаційних навантажень крім пружних виникають деформації повзучості й усадки в розтягнутих зонах з'являються тріщини, проходить релаксація напружень в арматурі. Ці процеси суттєво впливають на деформації конструкцій, викликають перерозподіл зусиль, змінюють їх НДС. В роботі при дослідженні повзучості бетону використано наслідкову теорію старіння [1, 2]. Основи сучасної теорії повзучості закладені Л. Больцманом та В. Вольтерра, які створили загальний математичний апарат. До диференціальних рівнянь рівноваги та геометричних рівнянь сумісності в запропонованій роботі прикладались фізичні, що засновані на залежностях лінійної повзучості:

$$\varepsilon_{\sigma}^*(t) = \frac{\dot{\sigma}_{\sigma}(t)}{E(t)} + \frac{1-\nu}{\nu} \frac{\sigma_{\sigma}(\tau_1)}{E(\tau_1)} - \int_{\tau_1}^t \dot{\sigma}_{\sigma}(\tau) \frac{d\delta(t, \tau)}{d\tau}, \quad (1)$$

де  $\dot{\varepsilon}_{\sigma}(t)$ ,  $\dot{\sigma}_{\sigma}(t)$  — деформації та напруження бетону з урахуванням повзучості,  $E(t)$  — модуль пружно-миттєвих деформацій,  $\nu$  — коефіцієнт, що враховує всі види непружного деформування бетону у разі короткочасової дії навантаження,

$$\delta(t, \tau) = \frac{1}{E(\tau)} + c(t, \tau), \quad (2)$$

$\delta(t, \tau)$  — повні відносні деформації бетону,  $c(t, \tau)$  — міра повзучості бетону.

Залежність між середніми деформаціями в арматурі і напруженнями прийнято у вигляді

$$\dot{\epsilon}_{ac}(t) = \frac{\dot{\psi}_a(t)\sigma_a(t)}{E_a}, \quad (3)$$

де  $E_a$  — модуль пружності арматури,  $\psi_a(t)$  — коефіцієнт, що враховує роботу розтягнутого бетону між тріщинами, обчислено згідно з [3].

Таким чином, врахування нелінійності співвідношень у залізобетоні потребує розв’язання інтегро-диференційних рівнянь Вольтерра та застосування числових методів, оскільки розв’язання їх в аналітичній формі відсутні. В роботі використано наближений метод Крилова—Боголюбова. У визначенні переміщень залізобетонних балок, що мають тріщини, найскладнішим є визначення жорсткостей, оскільки через змінність згинального моменту тріщини формуються нерівномірно і жорсткості стають змінними по довжині балки. Загальноприйнятної методики врахування цієї змінності немає. Діючі ДБН в процесі перевірки за другим граничним станом дозволяють приймати мінімальну жорсткість (тобто, жорсткість в перерізі з максимальним згинальним моментом). Для дослідження питання про раціональний спосіб врахування зміни жорсткості по довжині балок використано експериментально перевірені рівняння теорії повзучості [1]. З цією метою розраховано та проаналізовано деформований стан (прогини та кути повороту) залізобетонних балок, що мають тріщини, з короткочасовою та довготривалою дією навантаження. Схеми поперечних перерізів, армування та навантаження показано на рис. 1.

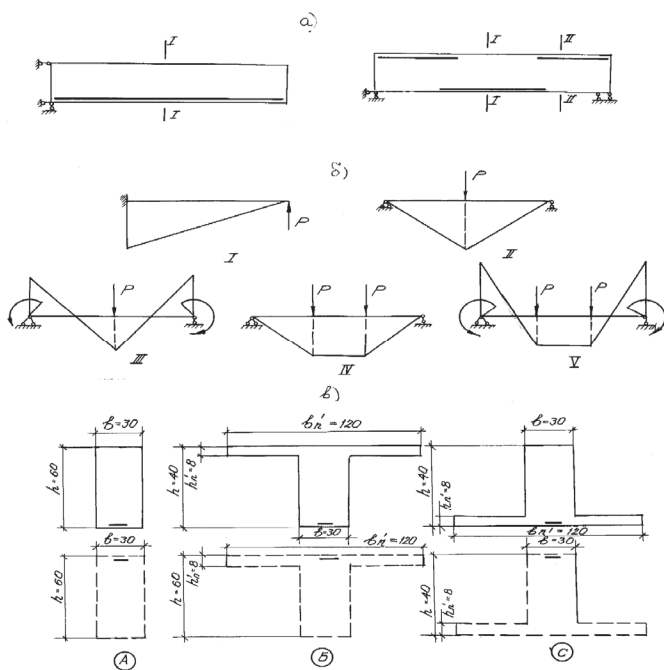


Рис. 1: а) схеми армування; б) схеми навантаження; в) форми поперечного перерізу

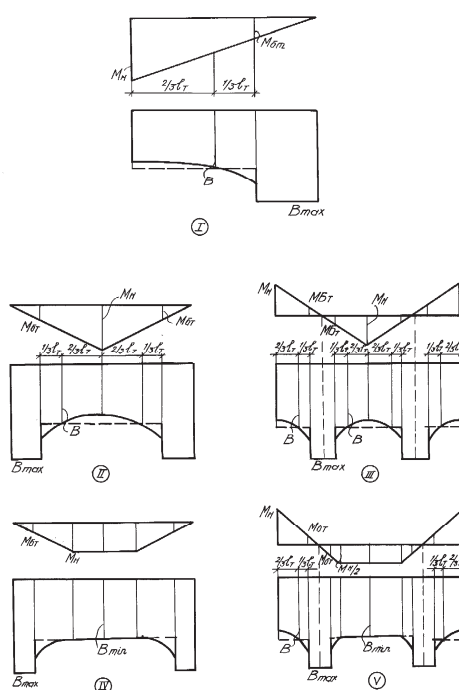


Рис. 2. Прямолінійні епюри жорсткостей для схем навантаження I—V

Епюри напружень в бетоні приймалися: в стиснутій зоні — трикутні, в розтягнутій в перерізі з тріщинами — прямокутні. Деформативні характеристики бетону та арматури:  $E_6 = 3,5 \cdot 10^4$  МПа,  $E_a = 2,1 \cdot 10^5$  МПа. Аналіз розрахунків дав можливість надати рекомендації з урахування тріщиноутворення на жорсткість ділянок залізобетонних балок при визначенні переміщень. Найкращий збіг отримано при використанні ступеневої епюри жорсткості. Для ділянок із згинальним моментом меншим моменту тріщиноутворення доцільно використати  $B_{max}$ , на ділянках із згинальним моментом більшим моменту тріщиноутворення доцільно використати  $B_{min}$  (рис. 2).

На основі отриманих рекомендацій щодо епюри жорсткості у разі довготривалої дії навантаження проведено дослідження перерозподілу зусиль в статично невизначеній залізобетонній рамі з силовими навантаженнями з метою вирішення питання про доцільність врахування повзучості в практичному проектуванні. Рама розраховувалась з прямокутними стійками та тавровим ригелем (рис. 3). Величини згинального моменту  $M = 210$  кНм та сили  $P = 250$  кН підібрано таким чином,

що тріщиноутворення проходить лише в ригелі, стійка деформується без виникнення тріщин. Розгляд такого фрагменту дозволив дослідити питання перерозподілу зусиль між стійкою (вид деформованого стану — стиснення, використана жорсткість —  $B_{max}$ ) і ригелем (чистий згин, використано  $B_{min}$ ) без ускладнення його необхідністю урахування зміни жорсткості по довжині балок. Модулі Юнга бетону та арматури ті ж, що і у разі дослідження епюр жорсткості. Міра повзучості:

$$C(t, \tau) = 0,78 \cdot 10^5 \left( 0,3 + \frac{35}{22 + \tau} \left[ 1 - 0,33 e^{-0,0004(t - \tau)} - 0,53 e^{-0,01(t - \tau)} \right] \right). \quad (4)$$

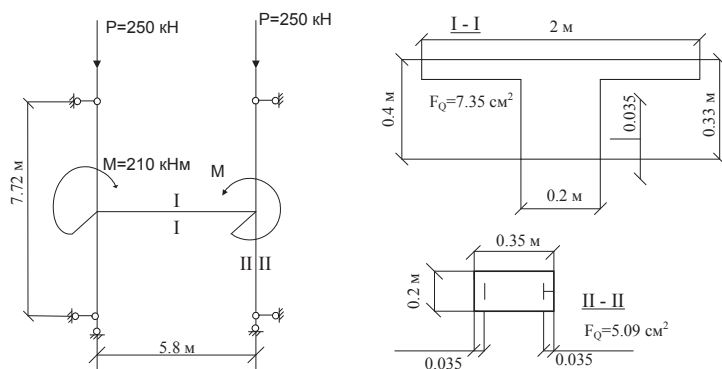


Рис. 3. Фрагмент розрахованої рами

Розкриття статичної невизначеності проведено за методом сил покроково, інтервал часу розбивався на кінцеве число проміжків з використанням отриманих жорсткостей з попереднього кроку. Розрахунок проводився з використанням однієї ітерації на кожному кроці в часі, оскільки числові дослідження показали, що друга ітерація практично не впливає на результати розрахунку. Обчислюючи інтеграли, що входять в (6), (7), використано числове інтегрування за Сімпсоном.

$$\delta_{11} \{ F_{11} [ M^*(t), t ] \} X_1^*(t) + \Delta_{1p} \{ F_{1p} [ M^*(t), P(t)t ] \} = 0. \quad (5)$$

Переміщення, що входять в рівняння (5), визначались за формулами

$$\delta_{11} \{ F_{11} [ M^*(t), t ] \} = \sum_{n=1}^{n=\bar{n}} \sum_{m=1}^{m=\bar{m}} \frac{1}{B_{nm}} \left\{ f [ M^*(t), t ] \right\}_{I k_{m-1}}^{I k_m} M_1^2; \quad (6)$$

$$\Delta_{1p} \{ F_{1p} [ M^*(t), P(t)t ] \} = \sum_{n=1}^{n=\bar{n}} \sum_{m=1}^{m=\bar{m}} \frac{1}{B_{nm}} \left\{ f [ M^*(t), t ] \right\}_{I k_{m-1}}^{I k_m} M_1 M_p ds \quad (7)$$

Для ділянок з тріщинами жорсткість розраховувалась за формулами

$$B \{ f [ M^*(t), t_j ] \} = \frac{E_a}{\psi_a(t_j)} F_a z^*(t_j) [ h_0 - x^*(t_j) ]; \quad z^*(t_j) = \left[ h_0 - \frac{x^*(t_j)}{3} \right]. \quad (8)$$

Висота стиснутої зони бетону визначалась із розв'язку полінома

$$x^3(t_j) + x^2(t_j) b_2(t_j) + x(t_j) b_1(t_j) + b_0(t_j) = 0. \quad (9)$$

Для ділянок без тріщин

$$B(t_j) = \frac{M^*(t_j)}{2\sigma_a^*(t_j)} E_a \bar{h}, \quad (10)$$

де  $\bar{h} = h - 2a$ ,  $a$  — захисний шар бетону.

Результати розрахунку фрагменту рами подано в таблиці.

$t$ , ДОБА	РОЗРАХУНОК	РИГЕЛЬ			СТІЙКА		$X_1(t)$
		$\Psi_a(t)$	$B(t)$ , МНм <sup>2</sup>	$M(t)$ , кНм	$B(t)$ , МНм <sup>2</sup>	$M(t)$ , кНм	
28	Пружний	—	98,02	90	27,50	60	1,56
28	Короткочасний	0,779	20,94	34,41	23,84	87,79	2,274
364	Тривалий	0,9	17,38	43,72	14,75	83,13	2,154
$\infty$	Тривалий	0,925	16,78	47,94	12,64	81,03	2,099

### Висновки

1. Значення несучої спроможності залізобетонних балок при тривалій дії навантаження, визначена за ДБН, слугує верхньою оцінкою, оскільки не враховує процес тріщиноутворення.

2. Наявність в залізобетонних балках ділянок з тріщинами і без них суттєво впливає на перерозподіл внутрішніх зусиль, що проходить в результаті тріщиноутворення та довготривалої дії навантаження. Тобто, в елементах багатоповерхових рам каркасного типу більший перерозподіл зусиль спостерігається в елементах нижніх ярусів, менший — в елементах верхнього ярусу.

3. Вибір розрахункових зусиль раціональніше підбирати за даними розрахунку перерозподілу зусиль з урахуванням повзучості бетону, оскільки згасальне деформування повзучості згідно даних розрахунків знижує несучу спроможність на 10...12 %.

### СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Прокопович И. Е. Влияние длительных процессов на напряженное и деформированное состояние сооружений. — М.: Госстройиздат, 1963. — 276 с.
2. Бондаренко В. М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. Харьков, 1968. — 210 с.
3. Моргун А. С. О вычислении  $\psi_a^*(t)$  с учетом возрастания нагрузки во времени // Вопросы строительства и архитектуры, вып.7. — Минск: Высшая школа, 1977. — С. 25—30.

Рекомендована кафедрою промислового та цивільного будівництва

Надійшла до редакції 2.02.06  
Рекомендована до друку 27.11.06

*Моргун Алла Серафимівна* — завідувач кафедри промислового та цивільного будівництва, *Моргун Іван Анатолійович* — студент Інституту інформаційних технологій та комп'ютерної інженерії.

Вінницький національний технічний університет