

інші методи, наприклад, метод половинного ділення; все залежить від того, кому що більше подобається.

Наведений алгоритм та формули для різної форми перерізів (прямокутного, таврового, двотаврового, круглого та кільцевого) реалізовані в прикладних програмах для персонального комп'ютера. Останнє дозволяє не тільки виконувати розрахунки реальних конструкцій, а й досліджувати поведінку залізобетонних елементів при різних впливах.

Висновок. Запропоновано простий метод оцінки напружено-деформованого стану залізобетонних елементів, який базується на деформаційній моделі та реальних діаграмах деформування матеріалів.

ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Бамбура А.Н. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона. / А.Н. Бамбура, В.Я. Бачинский и др. – К.: НИИСК, 1987 - 25 с.
2. Бачинский В.Я. О потере устойчивости деформирования изгибаемого бруса// Республиканский межведомств. Науч.-техн. сб. Строительные конструкции.- К.: Будівельник, 1982.-Вып. 35.
3. Бамбура А.М. До аналітичного описання діаграми механічного стану бетону при одноразовому короткочасному деформуванні. / А.М. Бамбура. // Міжвід. наук.-техн. зб. Будівельні конструкції. – К.: НДІБК, 2002 – Вып. 57. - С. 31-34.
4. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе. / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский. // Міжвід. наук.-техн. зб. Будівельні конструкції. - К.:НДІБК, 2003. - № 59. - С. 121-130.

УДК 624.072.2

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ, ЖОРСТКІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ПІДСИЛЕНИХ НАКЛЕЮВАННЯМ ЗОВНІШНЬОГО АРМУВАННЯ

д.т.н., с.н.с. Бамбура А.М., к.т.н. Перлова О.М.

*Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій», м. Київ, Україна*

Чинні в Україні норми з проектування та розрахунку залізобетонних конструкцій не враховують складний напружено-деформований стан в елементах із змішаним армуванням і, тим більше, зовнішньої арматури підсилення, що вводиться до складу конструкції, коли та вже мала певну історію існування. Ця проблема загострюється тим, що в останній час для посилення залізобетонних конструкцій все частіше використовується неметалеве армування (вуглепластик, базальтопластик та інш.). За відсутності відповідних методів розрахунку, проектування посилення здійснюється, зазвичай, лише на основі набутого досвіду.

На протязі останніх років в ДП НДІБК були проведені експериментально-теоретичні дослідження, які направлені на створення методів розрахунку конструкцій зі змішаним армуванням, в тому числі підсилених наклеюванням зовнішнього армування, які базуються на використанні повних діаграм деформування матеріалів [1,2].

У зазначених експериментах досліджувалась зона чистого згину ненапружених балок прольотом 2100 мм, перерізом 100×200 мм.

Для рішення основної задачі – дослідження несучої здатності та деформативності згинаних залізобетонних елементів зі змішаним армуванням при короткочасній дії навантаження, були розглянуті три варіанти зовнішнього армування:

1) наклеювання на розтягнуту грань балки металевої смуги ($L=2000$ мм, $b=50$ мм, $\delta=3$ мм) – серія БМП;

2) наклеювання на розтягнуту грань балки металевої смуги, яку додатково укріплювали з двох сторін за допомогою 4-х анкерів, вкеслених у висвердлені отвори у балці, з кроком 50 мм на відстані 20 мм від торця пластины – серія БМА;

3) підсилення балки за допомогою наклеювання в ряд 5-ти смуг з базальтопластикової арматури – серія ББП. Крім того, для додаткового укріплення смуг, припорна частина балки обклеювалась базальтовим полотном, завширшки 300-350 мм, просоченим епоксидним клеєм .

Дослідження балок усіх серій відбувалось на 14 добу після підсилення.

Контрольні балки (серія ББУ) досліджувались в один етап. При цьому була визначена середня по серії несуча здатність, значення згинального моменту, що відповідав початку руйнування зразка, відповідні значення деформацій на стиснутій та розтягнутій гранях та прогини.

Балки серії БМП, БМА, ББП досліджувались у два етапи. На першому етапі, балки навантажувались зусиллям 0,65...0,7 від середнього руйнівного зусилля, отриманого по контрольній серії. Після цього балки повністю розвантажувались, витримувались без навантаження мінімум 14 діб, потім підсилювались. При цьому фіксувались показання приладів через годину та в подальшому один раз за добу після зняття навантаження, з метою визначення залишкових деформацій.

Оцінка результатів випробувань основних зразків-балок виконувалась шляхом порівнювання їх несучої здатності до та після підсилення, а також при аналізі характеру руйнування зразків (див. табл. 1.).

Встановлено, що руйнування усіх дослідних балок серій БМА та ББП після їх підсилення відбулося по нормальним перерізам, внаслідок роздроблення бетону стиснутої зони після початку текучості металевої арматури. При цьому, металева смуга з анкерами та базальтові полоси

працювали разом з бетоном до самого руйнування (виколю бетону стиснутої зони).

В ході дослідження балок серії БМП, металева смуга відходила від поверхні бетону при рівні навантаження рівним 0,8 від руйнівного. Це свідчить про недостатній зв'язок між поверхнею бетону та елементом підсилення.

Згідно з отриманими результатами (див. рис.1), введення зовнішнього армування з металевої смуги дозволяє збільшити несучу здатність балок на 20% і більше, але при умові використання для кріплення смуг клею та анкерів. При використанні для кріплення смуг лише клею, спільність роботи бетону балки та зовнішнього армування не забезпечена.

Таблиця 1

Результати визначення несучої здатності балок до та після підсилення

Серія	Вид підсилення	Несуча здатність, кН·м		M_{ul}/M_u	Характер руйнування
		до підсилення M_u , кН·м	після підсилення M_{ul} , кН·м		
ББУ	Без підсилення		-	-	Роздроблення бетону стиснутої зони після початку текучості арматури
БМП	Приклеювання металевої смуги	23,37	20,26	0,87	Сколювання бетону розтягнутої зони з відривом елемента підсилення
БМА	Анкерування приклеєної металевої смуги		27,98	1,20	Роздроблення бетону стиснутої зони після початку текучості арматури
ББП	Приклеювання базальтових смуг		26,15	1,12	Роздроблення бетону стиснутої зони після початку текучості металевої арматури

Результати досліджень балок наведені у таблиці 2.

Таблиця 2

Результати короточасних випробувань основних зразків - балок

Серія	Значення, які відповідають несучій здатності зразка ($M=M_{max}$)				Значення, які відповідають початку руйнування зразка ($M=M_u$)			
	M_{max} , кН·м	$\epsilon_{bl} \cdot 10^5$	$\chi \square \cdot 10^5$, м ⁻¹	f , мм	M_{max} , кН·м	$\epsilon_{bl} \cdot 10^5$	$\chi \square \cdot 10^5$, м ⁻¹	f , мм
ББУ-I-1	23,18	421,91	36,08	19,59	22,77	537,29	43,46	21,72
ББУ-I-2	23,11	324,88	29,39	17,26	21,77	583,54	44,41	21,55
ББУ-I-3	23,81	457,03	38,86	19,35	22,51	586,04	45,97	20,78
БМП-I-1	19,85*	178,0	17,77	9,31	19,41	180,04	17,88	9,31
БМП-I-2	20,67*	186,99	18,98	10,07	20,48	188,69	18,99	10,06
БМА-I-1	28,73	305,77	28,07	13,72	26,21	495,67	41,04	18,41
БМА-I-2	27,43	323,87	32,1	16,91	25,89	409,87	37,90	17,98
БМА-I-3	27,78	304,35	28,57	15,38	24,38	373,86	33,36	16,71
ББП-I-1	24,59	382,5	35,01	15,79	24,02	411,88	37,41	17,8
ББП-I-2	26,53	380,23	35,84	18,4	25,93	421,54	38,50	19,43
ББП-I-3	27,34	402,38	37,3	18,23	24,95	491,86	43,21	19,61

Продовження таблиці 2

Серія	Значення, які відповідають рівню навантаження перед розвантаженням					Значення, що виміряні після повного розвантаження зразка ($M=0$)		
	η	M , кН·м	$\epsilon_{bl} \cdot 10^5$	$\chi \square \cdot 10^5$, м ⁻¹	f , мм	$\epsilon_{bl} \cdot 10^5$	$\chi \square \cdot 10^5$, м ⁻¹	f , мм
ББУ-I-1	-	-	-	-	-	-	-	-
ББУ-I-2	-	-	-	-	-	-	-	-
ББУ-I-3	-	-	-	-	-	-	-	-
БМП-I-1	0,79	18,52	186,62	19,53	11,00	20,89	2,451	1,120
БМП-I-2	0,77	18,02	180,87	19,12	11,17	24,95	2,612	1,190
БМА-I-1	0,77	17,89	181,41	20,44	10,56	35,31	3,262	0,895
БМА-I-2	0,75	17,42	161,34	19,37	10,15	37,72	3,756	1,173
БМА-I-3	0,82	19,21	179,73	20,23	10,88	22,77	2,309	0,712
ББП-I-1	0,76	17,77	182,88	19,28	10,1	34,06	3,139	1,312
ББП-I-2	0,86	20,10	180,89	20,25	11,33	30,46	3,062	1,775
ББП-I-3	0,8	18,68	182,75	19,99	10,19	22,87	2,404	1,208

Примітка. * - Наведені значення відповідають моменту відриву металевої полоси підсилення.

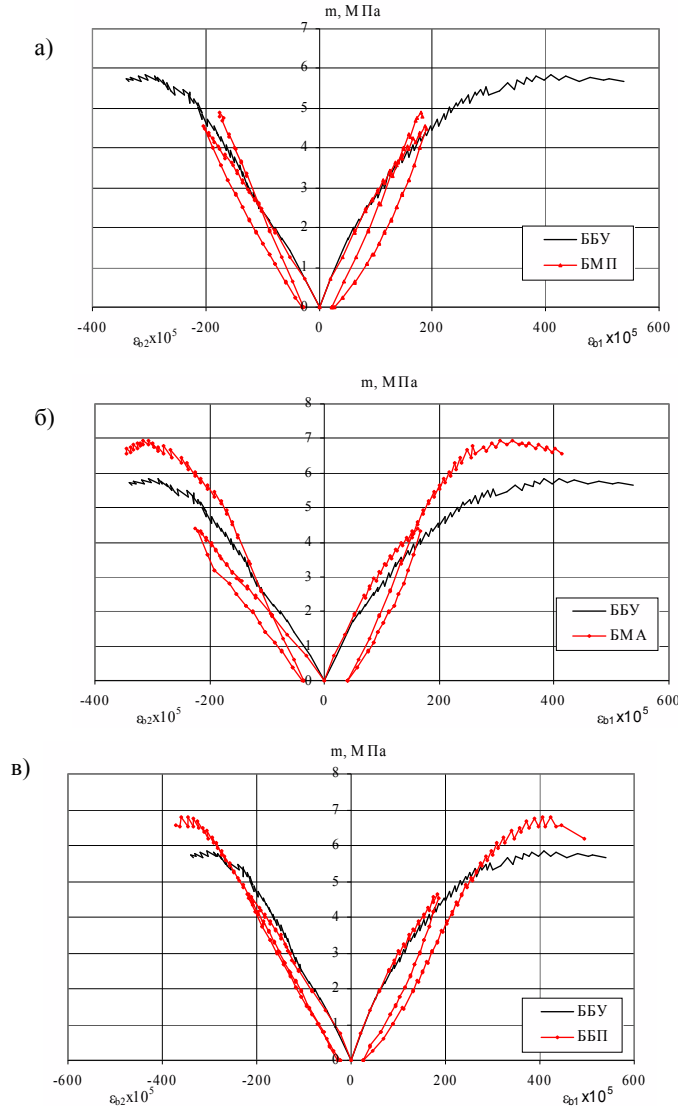


Рис. 1 - Порівняння результатів випробувань контрольної балки серії ББУ з результатами випробувань балок серій БМП (а), БМА (б) та ББП (в)

Балки, підсиленні смугами з базальтопластикової арматури, показали збільшення несучої здатності на 12%, порівняно з контрольними балками (див. рис.1). Прогни таких балок зменшилися на 11,2%, порівняно з контрольною серією.

Оскільки у НДБК отримано і апробовано розрахунковий апарат для оцінки напружено-деформованого стану залізобетонних елементів при короткочасній та тривалій дії навантаження, що базується на застосуванні повних діаграм деформування матеріалів [3], є доцільним поширити його використання і для розрахунку залізобетонних елементів із змішаним армуванням, в тому числі посилених наклеюванням зовнішнього армування.

За передумовами зазначеного апарату напружено-деформований стан перерізу описується системою рівнянь:

$$F(\chi, \varepsilon_{b1}) - N = 0; \quad (1)$$

$$\hat{O}(\chi, \varepsilon_{b1}) - \hat{I} = 0. \quad (2)$$

де $\chi = \frac{1}{\rho} = \frac{(\varepsilon_{b1} - \varepsilon_{b2})}{h}$ - кривизна вигнутої осі в перерізі; h - ширина перерізу елемента; ε_{b1} - деформації бетону крайньої стиснутої грані; ε_{b2} - деформації бетону крайньої розтягнутої грані; N і M - зовнішні нормальна сила та згинальний момент.

Функції F(χ, ε₁) і Φ(χ, ε₁) для довільного моносиметричного перерізу:

$$F(\chi, \varepsilon_{b1}) = \int_F \sigma_b(x) dF + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sum_{i=1}^n \sigma_{mi} A_{mi}; \quad (3)$$

$$\hat{O}(\chi, \varepsilon_{b1}) = \int_F \sigma_b(x) x dF + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} z_{si} + \sum_{i=1}^n \sigma_{mi} A_{mi} z_{mi}, \quad (4)$$

де σ_b - напруження в бетоні по висоті перерізу елемента; σ_{si} - напруження в i-ому ряді армування; A_{si} - площа i-го ряду армування; z_{si} - відстань між i-м рядом армування та крайньою стиснутою гранню перерізу; σ_{mi} - напруження в i-ому ряді зовнішнього армування; A_{mi} - площа i-го ряду зовнішнього армування; z_{mi} - відстань між i-м рядом зовнішнього армування та крайньою стиснутою гранню перерізу; x₁ = ε_{b1}/χ - висота стиснутої зони; χ = χ/ε_{BR} - приведена кривизна.

При згині N=0, а при позакентровому стиску M = N·(x₁ - h/2 + e₀), де e₀ - ексцентриситет прикладання зовнішньої сили.

Система нелінійних алгебраїчних рівнянь (3,4) з двома невідомими розв'язується підбором. При цьому є декілька рішень. Для оцінки напружено-

деформованого стану розрахункового перерізу при використанні діаграм деформування матеріалів, що мають низхідну вітку, використовується деформаційний підхід. При цьому підході розв'язок системи рівнянь (3,4) завжди має єдине рішення. Досвід показує, що при розв'язку вказаних систем рівнянь найбільш раціонально задаватись величинами ϵ_{b1} , ϵ_{b2} або χ .

Виконані порівняльні розрахунки показали, що розрахунковий апарат дозволяє з достатньо високою точністю визначати несучу здатність – імовірність помилки, яка перевищує 10%, складає усього 0,1%, імовірність помилки, яка перевищує 15%, при визначенні кривизни складає 8%, а прогинів – 5%.

На рисунку 2 наведено порівняння залежностей, побудованих за запропонованою методикою розрахунку і результатами експериментальних досліджень. Як видно з рис.2, розроблена методика розрахунку достатньо добре описує дослідні результати, як якісно, так і кількісно.

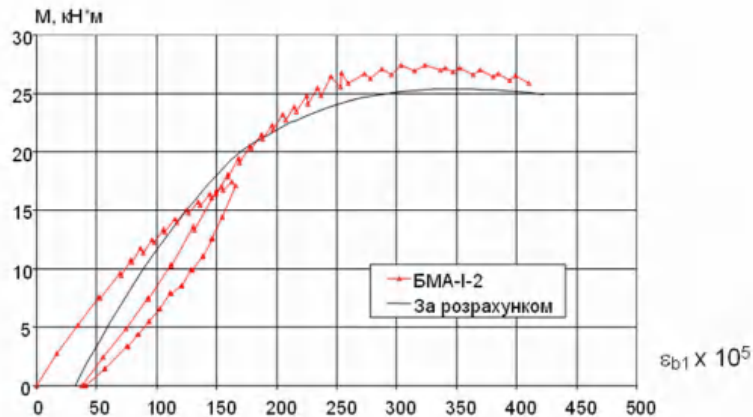


Рис. 2. Криві деформування балки серії БМА, визначені розрахунком та при випробуваннях

Висновок. Запропонована методика оцінки несучої здатності, жорсткості та деформативності залізобетонних елементів добре відображає модельований процес і дозволяє проектувати вказані елементи з достатньою для практики точністю та надійністю.

ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Бамбура А.Н., Калинин Е.М. Прочность и деформативность железобетонных изгибаемых элементов, усиленных путем наклеивания стальных и базальтовых полос // Строительные материалы и изделия - 2003 г. - №6 – С.26-28.
2. Перлова Е.М. Результаты экспериментальных исследований железобетонных балок, усиленных наклеиванием базальтовой арматуры //

Зб. Науковий вісник будівництва. – Харків; ХДТУБА, 2007 г. – Вип. 42 - С. 56-89.

3. Бамбура А.Н., Гурковский А.Б. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-тех. зб. – К.: НДІБК, випуск 59. – Книга 1, 2003. – С.121-130.

УДК 624.954

ІНЖЕНЕРНА МЕТОДИКА ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕВИХ ЄМНИСНИХ КОНСТРУКЦІЙ

к.т.н., доц. Банніков Д.О.

Дніпропетровській національній університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна

1. Проблема проектування надійних та довговічних ємнісних конструкцій

Для зберігання більшості сипучих матеріалів використовуються спеціально призначені для цього ємнісні будівельні конструкції. Традиційно їх прийнято поділяти на два різновиди – бункера та силоси (рис. 1), хоча у принциповому відношенні їх робота та конструктивна схема практично тотожні.



Рис. 1. Ємності для сипучих матеріалів: а) – бункерні; б) - силосні