

Семенюк Слава Денисович, д-р техн. наук,
заведующий кафедрой «Строительные конструкции,
здания и сооружения», Белорусско-Российский
университет, г. Могилев

Медведев Владимир Николаевич, ассистент кафедры
«Строительные конструкции, здания и сооружения»,
Белорусско-Российский университет, г. Могилев

Якушева Анастасия Павловна, магистрант кафедры
«Строительные конструкции, здания и сооружения»,
Белорусско-Российский университет, г. Могилев

ДЕФОРМАТИВНОСТЬ БЕТОНА ПРИ ИССЛЕДОВАНИИ РАБОТЫ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ВНЕШНИМ ЛИСТОВЫМ АРМИРОВАНИЕМ

THE DEFORMABILITY OF CONCRETE IN THE STUDY OF BENT REINFORCED CONCRETE ELEMENTS WITH EXTERNAL SHEET REINFORCEMENT

Аннотация

Приведены результаты экспериментальных и теоретических исследований прочностных и деформативных свойств бетона железобетонных балок с внешним листовым армированием при кратковременном центральном сжатии. По данным испытаний образцов определены призмная прочность, коэффициент пластичности λ , коэффициент упругости ν , найдены модули продольных и поперечных деформаций, модуль сдвига, пределы микротрещинообразования бетона.

Abstract

The paper presents results of the experimental and theoretical studies of strength and deformation properties of concrete beam reinforced concrete elements with external sheet reinforcement during short-term axial compression. Prism strength was determined according to the data obtained in testing. Plastic coefficient λ , elastic coefficient ν , modulus of longitudinal and lateral deformations, shear modulus and limits of concrete microcrack formation were found.

ВВЕДЕНИЕ

Сталебетонные конструкции применяются в специальном, промышленном и гражданском строительстве, мостостроении, машиностроении и других областях строительства.

Мировая практика применения конструкций с внешним листовым армированием свидетельствует о рациональности и эффективности их использования. Основным преимуществом данного рода конструкций является их внешняя арматура, которая одновременно выполняет силовые и изоляционные функции, что дает возможность в ряде случаев уменьшить размеры поперечного сечения конструкций. Некоторые недостатки, обусловленные малой коррозионной стойкостью и огнестойкостью, могут быть преодолены применением различных защитных покрытий.

При прогнозировании работы железобетонных конструкций с внешним листовым армированием, помимо прочностных характеристик бетона и стали, необходимо знать: коэффициент пластичности λ , коэффициент упругости ν , модуль продольных и поперечных деформаций, модуль сдвига, коэффициент Пуассона, верхний и нижний пределы микротрещинообразования бетона. С этой целью были испытаны контрольные образцы в виде кубов и призм на кратковременное центральное сжатие в соответствии с ГОСТ 24452-80.

ХАРАКТЕРИСТИКИ ОПЫТНЫХ ОБРАЗЦОВ И МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

При исследовании работы балочных железобетонных элементов с внешним листовым армированием было испытано 18 образцов, объединенных в три серии, которые включали в себя десять опытных образцов с использованием упрочняющего элемента и восемь образцов с использованием анкеровки, выполненной из стержневой арматуры.

Первая серия образцов, общим количеством восемь балок, запроектирована для сравнения эффективности анкеровки сталебетонных изгибаемых элементов с использованием упрочняющего элемента. Образцы изготавливались длиной 1400 мм и размерами поперечного сечения 100×150 мм (рис. 1), армировались стальным листом толщиной 2 мм с размерами $1400 \times 86 \times 2$ мм стали марки ст3сп/пс-5 по ГОСТ 16523-89, степень прочности ОК360В с временным сопротивлением разрыву 360–530 (37–54) Н/мм (кгс/мм), вынесенным на внешнюю грань сечения элемента. Сцепление бетона с внешним армированием осуществляется благодаря стержневым анкерам. Стержневая арматура отсутствовала.

Вторая и третья серии образцов включали в себя балочные элементы, в которых сцепление бетона с внешним армированием осуществлялось при помощи упрочняющего элемента. Вторая серия образцов изготавливалась таким образом, чтобы разрушение элемента происходило по прочности наклонных сечений. Для этого для образцов серии БК-2

и БК-2а варьировалось расстояние от опоры до точки приложения усилия, которое принималось равным 420 и 480 мм. При этом испытывались образцы как с дополнительным стержневым армированием в сжатой зоне, так и без него. Третья серия образцов изготавливалась таким образом, чтобы разрушение конструкции происходило как по прочности нормальных сечений, так и по прочности наклонных сечений. К образцам данной серии относятся балки с маркировкой БК-1, БК-3, БК-1а, БК-3а. Для моделирования различных схем разрушения во время проведения экспериментальных исследований варьировалось расстояние от опоры до точки приложения силы. При проведении опытов использовались образцы как со стержневой арматурой в сжатой зоне бетона, так и без нее. При этом использовалась стержневая арматура в сжатой зоне диаметром 5 мм класса S400 (стержни).

В качестве схемы загрузки опытных образцов была выбрана шарнирно-закрепленная балка (рис. 1) с размерами в свету 1340 мм, силы прикладывались на равноудаленном расстоянии от опор 480 мм.

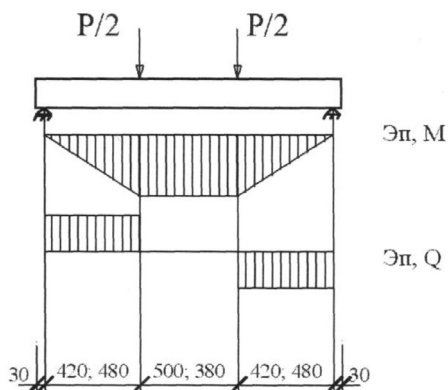


Рисунок 1. Расчетная схема для испытания опытных образцов балок

Испытание железобетонных балок производилось по схеме четырехточечного изгиба на прессе «ГМС-50». В процессе нагружения измерения деформаций в балочных элементах производились датчиками омического сопротивления с $R = 400$ Ом с базой 20, 50 мм и индикаторами часового типа с ценой деления шкалы 0,001 мм. Измерение прогибов опытных образцов и деформаций в призмах осуществлялось индикаторами часового типа с ценой деления шкалы 0,01 мм и 0,001 мм соответственно. При проведении экспериментальных исследований использовалась компьютерная система для измерения деформаций В-485-64 «ТИССА».

Нагрузка на образцы передавалась через распределительную траверсу ступенями – 5 ступеней по 10 % от ожидаемого разрушающего усилия с выдержкой на каждом этапе 10 минут, в течение которой производился тщательный осмотр зоны чистого изгиба. Появление трещин фиксировалось с помощью ацетона, а их ширина раскрытия замерялась при помощи отечественного микроскопа МГТБ-2 с сеткой 0,05 мм, а также с помощью двух индикаторов часового типа (по одному на каждую сторону) с ценой деления 0,001 мм, которые фиксировались на берегах только что появившихся характерных трещин клеем на основе цианоакрилата. Прогнбы и кривизна балок контролировались с помощью индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 мм в зоне чистого изгиба. Испытания балок заканчивались после их разрушения.

Перед испытанием балочных элементов с внешним листовым армированием предварительно испытывались контрольные образцы бетона в виде кубов и призм, а также были определены характеристики используемой стали для опорного листа и упрочняющего элемента.

Для определения прочностных характеристик используемой стали испытывались три пластины с размерами $250 \times 25 \times 2$ мм. На пластины устанавливался рычажный тензометр. Испытания проводились на машине Р-5, при ступенчатом нагружении образцов с шагом 10 кН.

Таблица 1

Характеристики используемой стали

№	t, мм	σ_y , МПа	σ_{ut} , МПа	ϵ_{ut} , %	Es, МПа	Примечание
1	2	245	370	41	200 000	Опорный лист 2-й и 3-й серии
2	2,5	247	370	40	200 000	Упрочняющий элемент 2-й и 3-й серии
3	2	245	370	55	206 000	Опорный лист 1-й серии

Для определения физико-механических свойств бетона каждой серии были изготовлены и испытаны опытные образцы в виде шести призм с размерами $150 \times 150 \times 600$ мм (из них три – для определения деформативных характеристик), и девяти кубов с размерами $100 \times 100 \times 100$ мм. Испытания проводились в возрасте 28 суток. Средняя кубиковая прочность для 3-й серии образцов составила 19,6 МПа.

Испытание призмных образцов на кратковременное центральное сжатие до разрушения проводилось в полном соответствии с требованиями ГОСТ 24452-80 при их ступенчатом нагружении по следующему

режиму: 30 с на поднятие нагрузки и снятие отсчетов по измерителям деформаций; 4...5-минутная выдержка нагрузки на каждой ступени со снятием отсчетов по деформометрам. Всего было принято 12 ступеней нагрузки. Продольные и поперечные деформации замерялись по всем боковым граням призм при помощи индикаторов часового типа. При этом продольные деформации измерялись по четырем боковым граням призмы приборами механического действия с ценой деления 0,01 мм на базе 280 мм. Поперечные деформации замерялись по четырем граням призмы индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм на базе 120...125 мм. Средняя призмённая прочность испытанных образцов составила 15,6 МПа.

Продольные и поперечные деформации по каждой отдельной призме (по показаниям четырех приборов механического действия) усреднялись. При отдельных расчетах, резко отличающихся от средних, эти отсчеты и соответствующие им деформации по отдельным приборам из обработки опытных деформаций исключались.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-СТАТИСТИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА ДЕФОРМАТИВНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК БЕТОНА ИССЛЕДУЕМЫХ КЛАССОВ

В [2, 3] показано, что зависимость «секущий модуль продольных деформаций – напряжение или уровень напряжений» ($E_c - \sigma$), ($E_c - \eta$) при кратковременном центральном сжатии бетонных призм до разрушения с постоянной скоростью роста напряжений с большой достоверностью описывается линейной опытно-корреляционной зависимостью (1), а непосредственно вытекающая из нее зависимость «напряжение – деформация» – корреляционной зависимостью (2) гиперболического вида:

$$E_{c(\sigma)} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{c(0)}} = E_{c(0)} [1 - \lambda_\sigma \cdot \eta], \quad (1)$$

$$E_{c(\sigma)} = \frac{\sigma}{E_{fc}} = \frac{\sigma}{E_{c(0)} \left[1 - \lambda_\sigma \cdot \frac{\sigma}{f_c} \right]}, \quad (2)$$

где η – уровень напряжений, $\eta = \frac{\sigma}{f_c}$;

$E_{c(0)}$ – истинный модуль упругости бетона (секущий модуль деформаций при $\sigma = 0$);

λ_{fc} – предельное значение коэффициента пластичности бетона при $\sigma = f_c$.

Приведенная статистическая обработка результатов испытаний бетонных призм показала, что линейные корреляционные зависимости

«секущие модули деформаций – напряжения или уровень напряжений» имеют место для поперечных и сдвиговых деформаций.

Численные значения параметров линейных корреляционных зависимостей устанавливаются статистически методами линейной корреляции [1].

Наиболее простым способом первичного определения связи между двумя свойствами является способ графического изображения результатов вычислений. Откладывая по оси абсцисс данные одного свойства (напряжения), а по оси ординат – соответствующие им значения другого свойства (относительные деформации ϵ и E'), получаем группу точек (рис. 2).

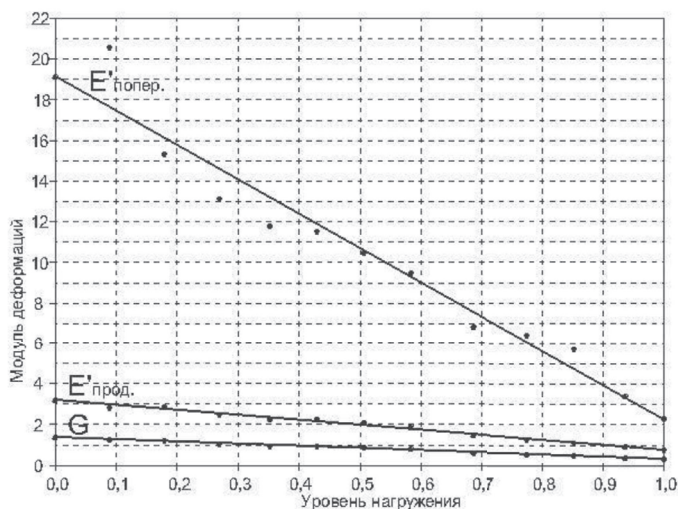


Рисунок 2. Опытные и теоретические зависимости «секущий модуль деформаций – уровень нагружения»

Величиной, выражающей прямолинейную зависимость между двумя свойствами, является коэффициент корреляции. Чем ближе коэффициент корреляции к единице, тем больше связь между изучаемыми свойствами.

Коэффициент корреляции r вычисляют по формуле:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (X_c \cdot Y_c)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n X_c^2 \cdot Y_c^2}}, \quad (3)$$

где $\sum_1^n (X_c \cdot Y_c)$ – сумма произведений отклонений отдельных вариантов V_x , V_y от соответствующих им средних арифметических M_x и M_y .

$$\sum_1^n (X_c \cdot Y_c) = \sum_1^n [(V_x - M_x) \cdot (V_y - M_y)]. \quad (4)$$

Средняя ошибка коэффициента корреляции:

$$m_r = \pm \frac{1 - r^2}{\sqrt{n}}. \quad (5)$$

Достоверность коэффициента корреляции (линейного корреляционного уравнения или связи) оценивается отношением коэффициента корреляции r к его средней ошибке m_r . Если это отношение равно 4 или больше, то коэффициент корреляции считается достоверным и наличие связи между двумя свойствами доказано, в противном случае – нельзя сделать заключение о достоверности связи между изучаемыми свойствами. Итак, линейная корреляционная зависимость достоверна, если

$$\frac{|r|}{m_r} \geq 4, \quad (6)$$

где r и r/m_r доказывают количественную оценку связи между двумя величинами, но не выражают эту связь в виде уравнения.

Линейное корреляционное уравнение представлено следующей формулой:

$$Y = M_y + r \frac{\sigma_x}{\sigma_y} \cdot (X - M_x) = M_y + r \sqrt{\frac{\sum_1^n Y_c^2}{\sum_1^n X_c^2}} \cdot (X - M_x), \quad (7)$$

где σ_x , σ_y – средние квадратические отклонения.

Статистика линейных корреляционных зависимостей по усредненным показателям для испытанных призм показала, что достоверность линейности корреляционных зависимостей довольно высока (коэффициент корреляции r близок к единице, а его достоверность r/m_r значительно больше четырех).

Для выявления зависимостей и получения линейных уравнений были обработаны опытные данные, представленные в табл. 2 и 3.

Результаты проведенных исследований отражены в табл. 4.

Если при длительном нагружении бетонного образца напряжение меньше либо равно нижней границе микротрещинообразования,

Таблица 2

**Сопоставление опытных и теоретических (опытно-корреляционных) значений продольных
относительных деформаций ε , секущего модуля деформаций E' ,
касательного модуля деформаций E и коэффициента упругости бетона ν**

Опытные величины (по показаниям приборов)						Теоретические величины (корреляционные)				Отклонение		
σ , МПа	уровень нагружения	ε , 10^{-5} Па	$E' \cdot 10^{-4}$, МПа	$E \cdot 10^{-4}$, МПа	ν	ε , 10^{-5} МПа	$E' \cdot 10^{-4}$, МПа	$E \cdot 10^{-4}$, МПа	ν	$\Delta \varepsilon$, %	$\Delta E' = \Delta \nu$, %	ΔE , %
0,0	0	0,0	—	3,1664	1	0	3,1664	3,1664	1	0	0	0
1,4	0,089	5,0	2,8000	2,4760	0,8843	5,0	2,9519	2,7521	0,9323	0	5,4	11,2
2,8	0,179	9,8	2,8571	2,5780	0,9023	9,8	2,7374	2,3665	0,8645	0	−4,2	−8,2
4,2	0,269	17,0	2,4706	1,9278	0,7803	16,9	2,5230	2,0103	0,7968	0	2,1	4,3
5,5	0,353	24,5	2,2449	1,5916	0,7090	24,5	2,3238	1,7054	0,7339	0	3,5	7,2
6,7	0,429	30,0	2,2333	1,5751	0,7053	30,0	2,1400	1,4462	0,6758	0	−4,2	−8,2
7,9	0,506	38,0	2,0789	1,3650	0,6566	38,0	1,9562	1,2085	0,6178	0	−5,9	−11,5
9,1	0,583	48,0	1,8958	1,1350	0,5987	48,0	1,7723	0,9920	0,5597	0	−6,5	−12,6
10,7	0,686	73,0	1,4658	0,6785	0,4629	72,9	1,5272	0,7366	0,4823	0	4,2	8,6
12,1	0,776	96,0	1,2604	0,5018	0,3981	96,0	1,3128	0,5443	0,4146	0	4,2	8,5
13,3	0,853	120,6	1,1028	0,3841	0,3483	120,6	1,1289	0,4025	0,3565	0	2,4	4,8
14,6	0,936	160,0	0,9125	0,2630	0,2882	160,0	0,9298	0,2730	0,2936	0	1,9	3,8
15,6	1,000	206,0	0,7573	0,1811	0,2392	205,9	0,7766	0,1905	0,2453	0	2,6	5,2

Таблица 3

К вычислению коэффициента корреляции

V_x , МПа	ε_c	V_y	X_c	X_c^2	Y_c	Y_c^2	Z_c	Z_c^2
0,09	5,0	2,8000	7,2583	52,6829	-0,9600	0,9216	6,2983	39,6686
0,18	9,8	2,8571	5,8583	34,3197	-1,0171	1,0345	4,8412	23,4372
0,27	17,0	2,4706	4,4583	19,8764	-0,6306	0,3977	3,8277	14,6513
0,35	24,5	2,2449	3,1583	9,9749	-0,4049	0,1639	2,7534	7,5812
0,43	30,0	2,2333	1,9583	3,8349	-0,3933	0,1547	1,5650	2,4492
0,51	38,0	2,0789	0,7583	0,5750	-0,2389	0,0571	0,5194	0,2698
0,58	48,0	1,8958	-0,4417	0,1951	-0,0558	0,0031	-0,4975	0,2475
0,69	73,0	1,4658	-2,0417	4,1685	0,3742	0,1400	-1,6675	2,7806
0,78	96,0	1,2604	-3,4417	11,8453	0,5796	0,3359	-2,8621	8,1916
0,85	120,6	1,1028	-4,6417	21,5454	0,7372	0,5435	-3,9045	15,2451
0,94	160,0	0,9125	-5,9417	35,3038	0,9275	0,8603	-5,0142	25,1422
1,00	206,0	0,7573	-6,9417	48,1872	1,0827	1,1722	-5,8590	34,3279

Таблица 4

Характеристика бетона испытанных образцов и статистика их линейных корреляционных зависимостей

Возраст t , сут	$F_{c, кубе}^R$, МПа	f_{ck} , МПа	f_{cre}^V		f_{cre}^D		Зависимость	Уравнение, МПа	r	r/m_t
			η	МПа	η	МПа				
28	19,6	15,6	0,85	13,26	0,58	9,05	$E_{c(\sigma)}-\eta$	3,1664 (1-0,048 σ)	-0,9919	211,0
							$E_{v(\sigma)}-\eta$	19,1167 (1-0,057 σ)	-0,974	65,8
							$G_c-\eta$	1,3580 (1-0,050 σ)	-0,9947	320,9

в бетоне не возникает микроразрушения. При действии напряжений в пределах границ нижнего и верхнего микротрещинообразований в бетоне возникают микроразрушения, но их количество не приводит к разрушению материала. Если же напряжение больше верхней границы микротрещинообразования, в бетоне происходит накопление и развитие микроразрушений вплоть до его полного разрушения. Поэтому за предел прочности при длительном сжатии принимают

напряжение несколько ниже верхней границы микротрещинообразования (рис. 3).

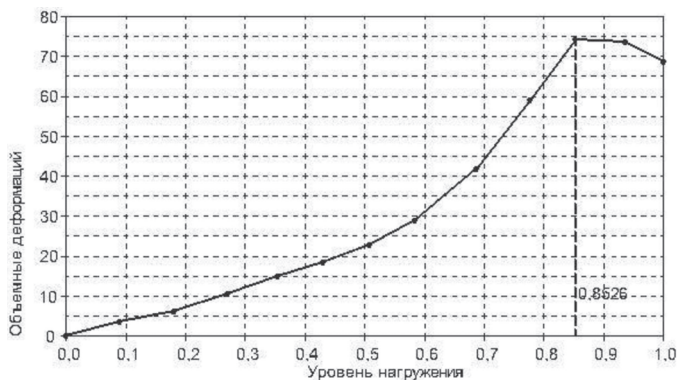


Рисунок 3. Определение верхней границы микротрещинообразования

Верхний предел микротрещинообразования $f_{\text{сгс}}^v$ (так называемая «критическая» граница, при достижении которой наблюдается активный прирост пластических деформаций) находился графическим методом по усредненным экспериментальным данным для двух призм, испытанных кратковременным нагружением по стандартной методике – путем построения зависимости «уровень нагружения – объемная деформация». Объемные деформации при этом определялись по формуле:

$$\varepsilon^v = \varepsilon_{\text{с}(\sigma)} - 2\varepsilon_{\text{в}(\sigma)}, \quad (8)$$

где $\varepsilon_{\text{с}(\sigma)}$ – продольные относительные деформации;
 $\varepsilon_{\text{в}(\sigma)}$ – поперечные относительные деформации.

По пиковой точке диаграммы $\varepsilon^v - \eta$ находился верхний предел микротрещинообразования бетона – $f_{\text{сгс}}^v$.

Определение нижнего предела микротрещинообразования $f_{\text{сгс}}^0$ также производилось графическим методом по экспериментальным данным. Сначала по опытным данным была построена зависимость «уровень нагружения η – коэффициент Пуассона ν », при этом коэффициент Пуассона определялся как отношение поперечных относительных деформаций к продольным или как отношение поперечного модуля деформаций к продольному для каждой ступени нагружения (рис. 4).

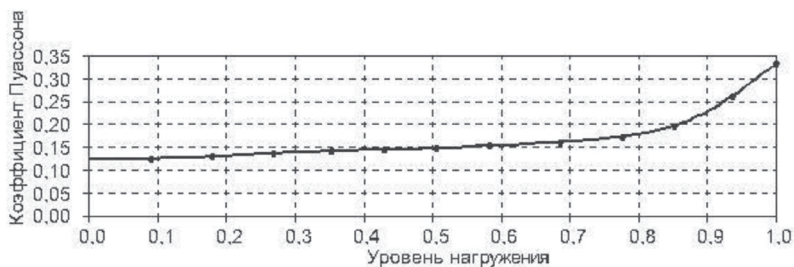


Рисунок 4. Корреляционная зависимость «уровень нагружения – коэффициент Пуассона» для второй серии образцов

Путем нахождения первой и второй производных был графически определен предел нижнего микротрещинообразования бетона (рис. 5).

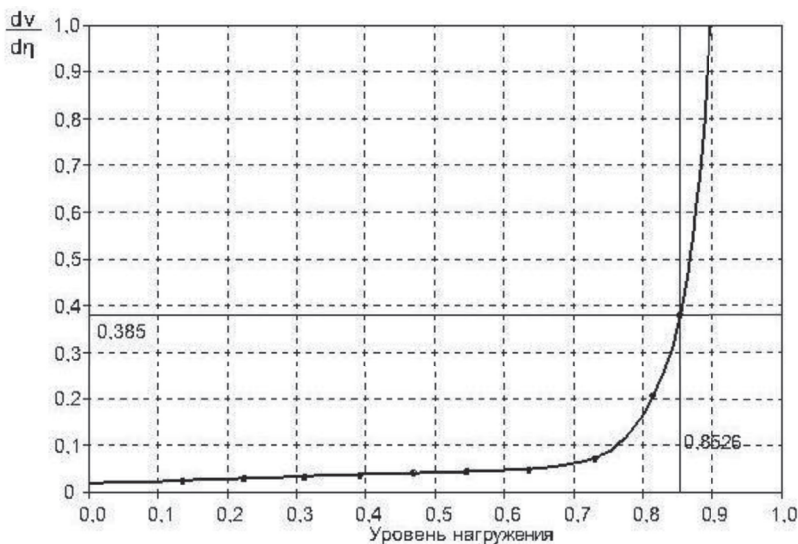


Рисунок 5. Корреляционные зависимости:
а – первая производная; б – вторая производная

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам испытаний с помощью экспериментально-статистической оценки деформативных характеристик бетона были определены: призмная прочность, коэффициент пластичности λ ,

коэффициент упругости ν , найдены модули продольных и поперечных деформаций, модуль сдвига, пределы микротрещинообразования бетона. Эти данные использовались при расчетах балочных железобетонных элементов с внешним листовым армированием.

Список использованных источников

1. Гмурман, В.Е. Теория вероятностей и математическая статистика / В.Е. Гмурман. – М. : Высш. шк., 1977. – 479 с.
2. Семенюк, С.Д. Железобетонные пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно деформируемом основании: монография / С.Д. Семенюк. – Могилёв : Белорус.-Рос. ун-т, 2003. – 269 с.
3. Семенюк, С.Д. К определению модуля упругости и упругопластических характеристик бетона при кратковременном центральном сжатии / С.Д. Семенюк // Вестн. БГТУ. Строительство и архитектура. – 2001. – № 1. – С. 40–44.

Статья поступила в редколлегию 03.12.2013