

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

УДК 624.012.45:669.018

ПРОЧНОСТЬ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОМПЛЕКСНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ОСНОВЕ ВИБРОПРЕССОВАННЫХ БЕТОННЫХ КАМНЕЙ

*канд. техн. наук, доц. Ю.В. ПОПКОВ, В.В. ГРИНЁВ
(Полоцкий государственный университет)*

Представлены результаты исследований напряженно-деформированного состояния сборно-монолитных конструкций, изготовленных на основе пустотных бетонных камней с различным армированием. Модифицированы существующие методики расчета прочности комплексных элементов на основе бетонных камней. Разработаны предложения к расчету прочности рассматриваемых конструкций с использованием диаграмм деформирования кладки, бетона заполнения и арматуры. Предложен алгоритм расчета комплексных конструкций с возможностью реализации в компьютерных программах.

Конструкции, в которых совместно работают элементы из различных материалов, достаточно успешно применяются в различных сочетаниях. В последнее время появились новые эффективные конструкционные материалы и изделия. В комплексных, либо многокомпонентных, конструкциях должны рационально совмещаться для совместной работы элементы, изготовленные из материалов, обладающих различными физико-химическими или деформативно-прочностными характеристиками [1]. Выбор материалов для компонентов (элементов) и взаимное размещение в конструкции определяется их функциональным назначением, технологией изготовления. Чем полнее используются свойства материалов компонентов, тем эффективнее сама конструкция.

Анализируя мировой опыт, можно заметить, что широкое распространение получили мелкоштучные бетонные камни [4, 12, 13]. Применение в современном строительстве кладки из пустотных бетонных камней отличается от традиционных тем, что пустотность (до 70 %) позволяет создать комплексные высокопрочные несущие конструкции путем заполнения их монолитным железобетоном.

В нормативных документах не имеется необходимых сведений для проектирования комплексных конструкций с использованием пустотных камней, что свидетельствует о том, что вопросы их прочности мало изучены [3, 6 – 8]. Отсутствие достаточной опытно-экспериментальной и нормативной базы проектирования комплексных сборно-монолитных бетонных и железобетонных конструкций на основе кладок из вибропрессованных пустотных камней сдерживает развитие этого направления в строительстве.

Экспериментальные и теоретические исследования опытных образцов-призм, состоящих из четырех рядов кладки из пустотных бетонных камней на цементно-песчаном растворе, проведенные нами [9, 10], позволили выявить ряд особенностей совместной работы материалов при нагружении такой комплексной конструкции. Получены диаграммы и зависимости продольного и поперечного деформирования составных частей конструкции при действии сжимающей нагрузки. Установлена существенная значимость локальных, взаимосвязанных поперечных и продольных деформаций на участках горизонтальных швов, вследствие развития которых образуются продольные трещины и происходит хрупкое разрушение образцов.

Задача исследования излагаемого в данной статье этапа работы в этом направлении состояла в изучении напряженно-деформированного состояния на разных стадиях нагружения комплексных сборно-монолитных железобетонных конструкций, изготовленных на основе бетонных пустотных камней с применением продольной арматуры различных классов прочности.

Экспериментальные исследования проводились на образцах колонн с различным армированием, максимально приближенным к элементам натуральных конструкций по размерам сечений, схемам их армирования и составу бетона (рис. 1).

В образцах колонн использовались пустотелые бетонные камни из мелкозернистого бетона, изготовленные вибропрессованием по технологии «Бессер» на предприятии ООО «Беламакан» (г. Лепель, Витебская обл.). Стержни продольной арматуры фиксировались ручной электродуговой сваркой к нижней стальной пластине. После бетонирования нижнего оголовка выкладывались по 2 ряда камней с установкой косвенной арматуры в горизонтальных швах и заполнением пустот бетоном. По окончании кладки устанавливалась опалубка и бетонировался верхний оголовок с приваркой верхних концов продольной арматуры к торцевой пластине.

Для приготовления 1 м³ литевой бетонной смеси применялся состав, состоящий из портландцемента марки ПЦ 500 (300 кг), щебня фракции 5...10 (1040 кг), песка средней группы крупности (780 кг), пластификатора СЗ (2,34 кг); воды (165 кг), минерального порошка (70 кг).

Испытания образцов после набора прочности в естественных лабораторных условиях проводились в возрасте не менее 28 суток в гидравлическом прессе ПР-1000 при общепринятом ступенчатом, кратковременном режиме нагружения.

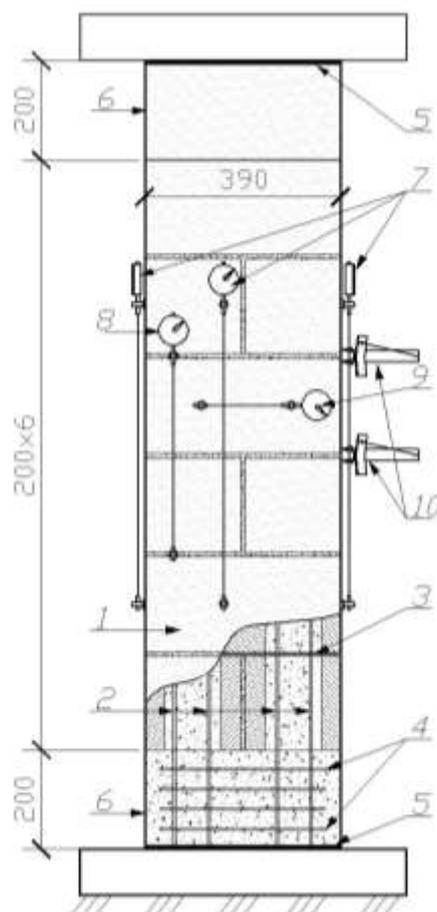


Рис. 1. Конструкция опытного образца колонны с размещением тензометров:

- 1 – вибропрессованные бетонные камни; 2 – стержни продольного армирования;
- 3 – сварные арматурные сетки в швах кладки; 4 – сварные арматурные сетки монолитного оголовка;
- 5 – опорная стальная пластина толщиной 16 мм; 6 – железобетонный опорный оголовок;
- 7 – индикаторный тензометр с ценой деления шкалы 0,01 мм на базе 600 мм для измерения деформаций поверхности бетона;
- 8 – индикаторный тензометр с ценой деления шкалы 0,01 мм на базе 400 мм для измерения деформаций продольной арматуры;
- 9 – то же с ценой деления 0,002 мм на базе 200 мм для измерения поперечных деформаций поверхности образца;
- 10 – механические рычажные тензометры с ценой деления 0,001 на базе 20 мм для измерения деформаций в зоне шва

Схема загрузки предусматривала создание условий работы конструкций как стоек с центральным приложением усилия сжатия при однозначной эпюре деформаций сечений. Передача нагрузки осуществлялась через шарнирно установленные плиты пресса.

Характеристики материалов по результатам испытаний стандартных образцов, а также схемы армирования опытных образцов приведены в таблицах 1 и 2 соответственно.

Таблица 1

Характеристики материалов опытных образцов при испытаниях

Средняя приведенная призмная прочность бетона, МПа		Прочность раствора швов, МПа	Стержни продольного армирования			
камней	заполнения		S 500		S 800	
			предел текучести, МПа	временное сопротивление, МПа	предел текучести, МПа	временное сопротивление, МПа
28,4	19,8	9,07	585	660	1015	1155

Таблица 2

Характеристики опытных образцов

№ п/п	Схема армирования поперечных сечений образцов	Продольное армирование		Поперечное армирование	Шифр образца
		Класс стали	Процент армирования		
1		–	–	–	K1
2		–	–	Сетки сварные из Ø5 S500 в каждом горизонтальном шве $\rho_{св} = 0,39\%$	K2
3		S500	1,21		K3
		S800	1,21		K4
4		S500	3,64		K5
		S800	3,64		K6

Примечание. Изготовлено и испытано по два образца каждого шифра.

Результаты измерений продольных и поперечных деформаций в предельных стадиях работы опытных образцов, а также значения разрушающих нагрузок приведены в таблице 3 и на диаграмме (рис. 2).

Таблица 3

Предельные деформации и разрушающие нагрузки образцов-колонн

Шифр образца	Средние продольные деформации $\epsilon_{cu}, 1 \cdot 10^{-5}$	Средние поперечные деформации при образовании трещин в бетоне и соответствующие им уровни нагружения		Разрушающая нагрузка, кН	
		$\epsilon_{ct}, 1 \cdot 10^{-5}$	Ni/N _{RD}	образца	средняя
K1	218	33	0,45	2910	2870
	192	35		2830	
K2	220	45	0,55	3400	3350
	260	52		3300	
K3	248	58	0,60	3650	3720
	237	61		3790	
K4	315	60	0,65	3990	3920
	327	66		3850	
K5	260	67	0,70	4600	4500
	245	72		4400	
K6	323	65	0,75	5550	5400
	369	70		5250	

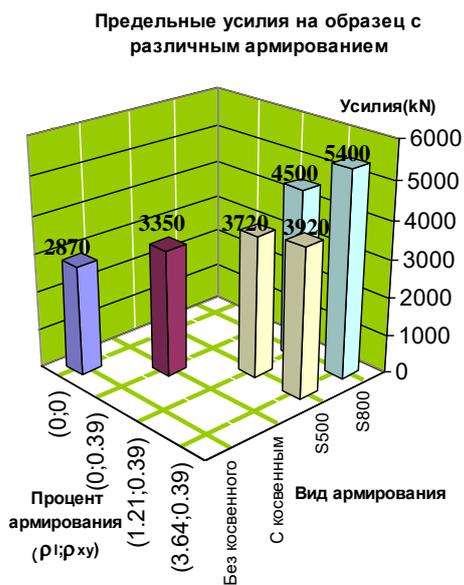


Рис. 2. Прочность образцов с различным армированием

Продольные деформации, измеренные тензодатчиками, установленными на поверхности образцов и закрепленными на стержнях арматуры, оказались совпадающими по величине на всем диапазоне испытаний, что свидетельствует о совместности деформирования этих компонентов сечений на всех стадиях работы конструкций.

Исследование характера развития продольных деформаций в процессе нагружения конструкций показало, что предельные деформации граней средних сечений в значительной мере зависят от вида продольного и наличия косвенного армирования (рис. 3 – 5).

Если предельные относительные деформации неармированных образцов (К1) составили $200 \cdot 10^{-5}$, то деформации образцов с продольной арматурой S800 (К6) достигали $350 \cdot 10^{-5}$. При сравнении деформаций образцов без армирования (К1) и образцов (К2), армированных сетками, определено, что деформации последних выше на 20 %.

При использовании в образцах К4 и К6 арматуры S800, но с разным процентом армирования, продольные деформации отличались незначительно и составляли соответственно $320 \cdot 10^{-5}$ и $350 \cdot 10^{-5}$.

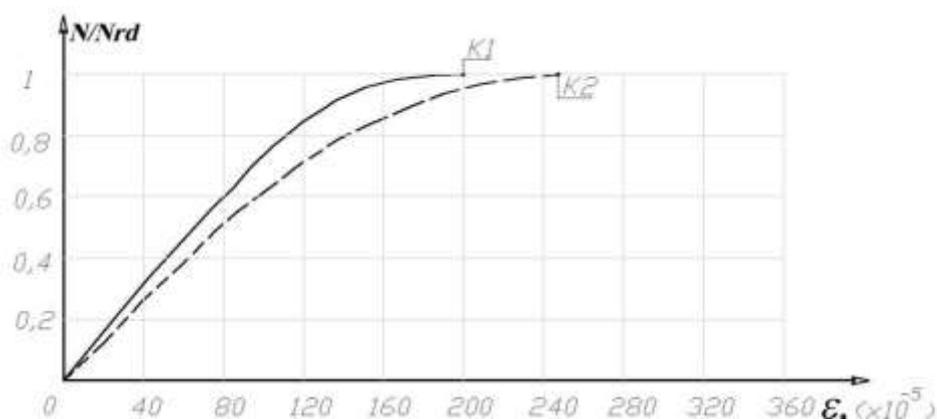


Рис. 3. Зависимости средних продольных деформаций опытных образцов К1, К2 от уровня нагружения

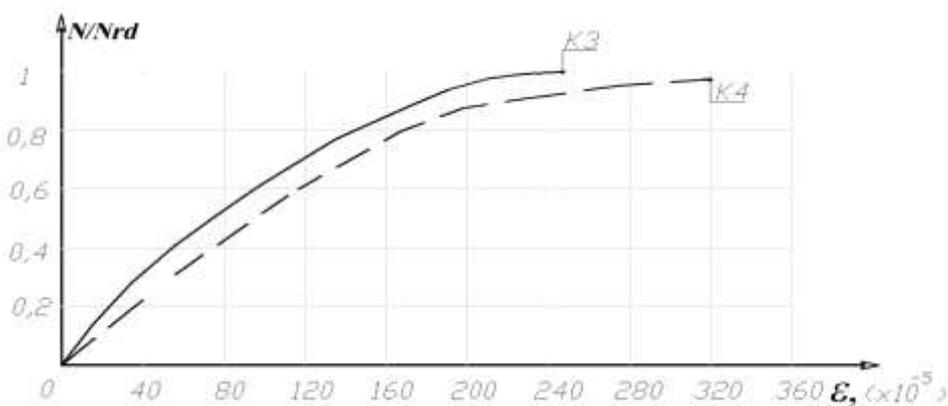


Рис. 4. Зависимости средних продольных деформаций опытных образцов К3, К4 от уровня нагружения

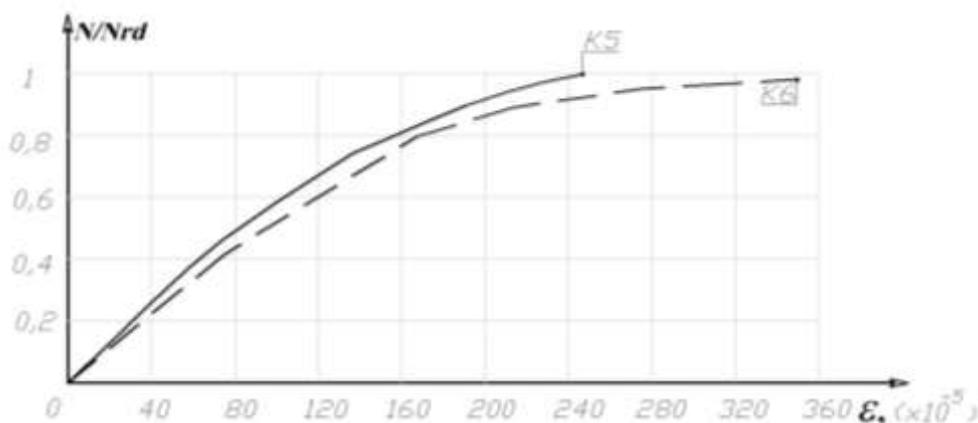


Рис. 5. Зависимости средних продольных деформаций опытных образцов К5, К6 от уровня нагружения

Деформирование образцов, содержащих сталь классов S500 и S800 с одинаковым процентом армирования, отличаются тем, что в образцах с арматурой S800 наблюдаются более высокие значения деформации до $350 \cdot 10^{-5}$ (см. рис. 5). Как и в ранее проведенных исследованиях [9], выявились значительные локальные деформации горизонтальных швов (до $700 \cdot 10^{-5}$).

На рисунках 6 – 8 представлены графики приращения коэффициента поперечной деформации ($\nu = \varepsilon_2/\varepsilon_1$) в зависимости от отношения N/N_{RD} (здесь $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ – соответственно приращение средних продольных и поперечных деформаций граней образца) и зависимость объемной относительной деформации $\theta = \varepsilon_1(1 - 2\nu)$ от величины N/N_{RD} .

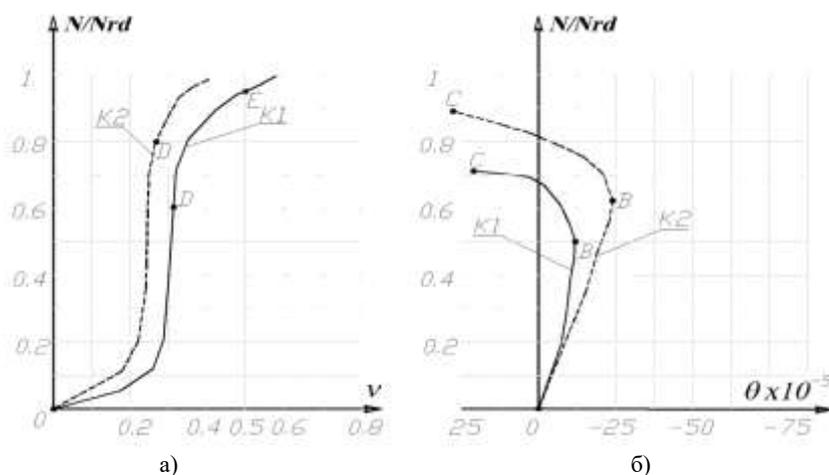


Рис. 6. Изменения коэффициента поперечной деформации бетона ν (а) и объемной относительной деформации θ (б) в образцах К1 и К2

О характере развития неупругих деформаций в образцах с различным армированием можно судить по значениям параметрических уровней $f_{m,0}$ и $f_{m,\nu}$. Точка D на графиках соответствует $f_{m,0}$, точка E – $f_{m,\nu}$.

Нагрузки, при которых в бетоне образца был достигнут параметрический уровень $f_{m,0}$, определялись по точке начала нелинейного изменения коэффициента ν ; соответствуют точкам D на графиках. Параметрической точке $f_{m,\nu}$ соответствуют уровни нагружения, при которых значения коэффициента поперечной деформации ν достигли значения 0,5 (точки E на графиках).

Видно (рис. 6, а), что в образцах К2, армированных косвенной арматурой, происходит значительное повышение границы образования микроразрушений, по сравнению с образцом К1.

В группах образцов с одинаковой прочностью бетона повышение содержания армирования понижает границы образования микротрещин (рис. 7, а, 8, а). Так, если сравнить результаты опытов на образцах К4 ($\rho_l = 1,2\%$) с результатами опытов на образцах К6 ($\rho_l = 3,6\%$), то оказывается, что уровень $f_{m,\nu}$ (точка E) увеличился на 23%. В образцах с максимальным продольным армированием зависимость « $N/N_{RD} - \nu$ » приближена к линейной зависимости, точка D отсутствует (рис. 9, а).

Одной их характеристик, описывающих работу комплексных железобетонных элементов с различным армированием, служит величина объемных деформаций (θ) (рис. 6, б – 8, б). Участок $O - B$ характеризует степень уменьшения объема образца или сжимаемости без значительного расширения в поперечном направлении. Участок $B - C$ описывает стадию развития и увеличения ширины продольных трещин, при этом общий объем образца начинает увеличиваться. Образцы К1 и К2 уменьшаются в объеме в меньшей степени ($\theta = -10 \cdot 10^{-5}, -20 \cdot 10^{-5}$, см. рис. 6, б), чем образцы К5 и К6 ($\theta = -50 \cdot 10^{-5}, -60 \cdot 10^{-5}$, см. рис. 8, б). Выявлено также, что увеличение процента продольного армирования не влияет на рост объемной сжимаемости (θ).

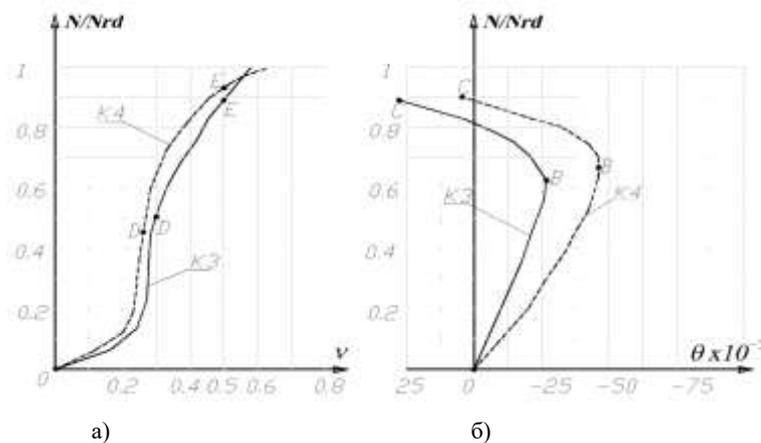


Рис. 7. Изменения коэффициента поперечной деформации бетона v (а) и объемной относительной деформации θ (б) в образцах К3 и К4

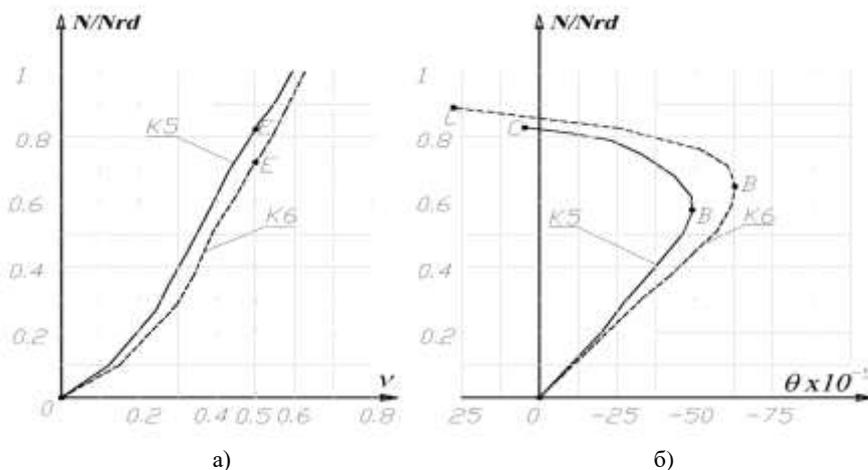


Рис. 8. Изменения коэффициента поперечной деформации бетона v (а) и объемной относительной деформации θ (б) в образцах К5 и К6

С целью разработки расчетно-теоретических моделей, оценивающих напряженно-деформированное состояние рассматриваемых конструкций с учетом действительных условий деформирования компонентов поперечных сечений, рассмотрены известные предложения, основанные на многочисленных исследованиях разных авторов.

Относительные деформации бетона конструкций, усиленных косвенным армированием, соответствующие максимальным напряжениям диаграммы деформирования бетона, могут быть определены [3] по зависимости:

$$\epsilon_{cmk,1,eff} = \epsilon_{cmk,1} + 0,02\psi, \tag{1}$$

где $\epsilon_{cmk,1}$ – относительная деформация, соответствующая максимальному напряжению диаграммы деформирования неармированного бетона заполнения (в интервале от $170 \cdot 10^{-5}$ до $280 \cdot 10^{-5}$); ψ – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\psi = \frac{\rho_{xy} \cdot f_{yd,xy}}{f_{cmk} + 10 \text{ (МПа)}}, \tag{2}$$

здесь ρ_{xy} – коэффициент косвенного армирования; $f_{yd,xy}$ – сопротивление арматуры сеток косвенного армирования; f_{cmk} – сопротивление неармированного комплексного сечения, вычисленное по формуле:

$$f_{cmk} = \frac{f_k A_k \lambda_k + f_{cm} A_c}{A_k + A_c}, \quad (3)$$

где $\lambda_k = 0,80$ – коэффициент использования кладки; f_{cm} – средняя прочность бетона заполнения; f_k – средняя прочность кладки; A_k, A_c – площадь кладки и бетона заполнения соответственно.

Для оценки относительных предельных деформаций ($\varepsilon_{cmk,u,eff}$) бетона конструкций, согласно СНБ 5.03.01, рекомендуется зависимость:

$$\varepsilon_{cmk,u,eff} = \varepsilon_{cmk,u} + 0,06\psi, \quad (4)$$

где $\varepsilon_{cmk,u}$ – предельная относительная деформация для неармированного образца, однако ее определение затруднительно для комплексной кладки.

В соответствии с работами [2, 11] предельные деформации бетона, усиленного косвенным армированием, зависят от насыщения элемента как косвенной (ρ_{xy}), так и продольной (ρ_l) арматурой и могут быть определены по формуле:

$$\varepsilon_{cmk,u,eff} = (2,4 + 14k_s\psi) \cdot 10^{-3}, \quad (5)$$

где k_s – коэффициент, характеризующий влияние высокопрочной продольной арматуры на деформацию бетона и определяемый по формуле:

$$k_s = 1 + \delta\rho_l, \quad (6)$$

здесь δ – коэффициент, учитывающий класс продольной арматуры (для арматуры S400, S500 $\delta = 0$; для арматуры S800, S1000 $\delta = 30$); ρ_l – коэффициент продольного армирования, определяемый по полному сечению (включая и защитный слой), но не более 0,07.

По результатам оценки сходимости экспериментальных и теоретических значений (табл. 4) можно сделать вывод о том, что формула (5), учитывающая класс продольной арматуры, дает наиболее приближенные к опытным данным результаты вычислений.

Таблица 4

Сходимость опытных и расчетных значений деформаций

№ п.п.	Шифр образца	Экспериментальные значения		Результаты вычислений по формулам		
		f_{cmk} (МПа)	$\varepsilon_{c,1} \cdot 10^{-5}$	$\varepsilon_{cmk1,eff}$	$\varepsilon_{cmk,u,eff}$	
				(1)	(5)	(4)
1	K1	19,25	205	–	–	–
2	K2		240	239	295,5	488
3	K3		243			
4	K4		321			
5	K5		253			
6	K6		346			

В деформационной расчетной модели условие равновесия для определения прочности при сжатии принимается в виде:

$$\sigma_c(\varepsilon)A_c + \sigma_k(\varepsilon)A_k + \sigma_s(\varepsilon)A_s - N = 0, \quad (7)$$

где N – прочность сечения при действии продольного усилия; A_s – площадь арматуры.

При сжатии железобетонных комплексных элементов на всех стадиях нагружения все составляющие деформируются совместно:

$$\varepsilon = \varepsilon_k = \varepsilon_c = \varepsilon_s, \quad (8)$$

где $\varepsilon, \varepsilon_k, \varepsilon_c$ и ε_s – относительные продольные деформации образца, кладки, бетона и арматуры соответственно.

Условие (8) позволяет выполнять расчеты сжатого комплексного железобетонного элемента при известных законах деформирования его составляющих [5].

Для решения задачи расчета прочности нами использовались следующие аналитические зависимости:

- для бетона [14]:

$$\sigma_c(\varepsilon) = f_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \right], \quad (9)$$

где ε_{c1} – относительная деформация бетона, соответствующая пиковой точке диаграммы деформирования; f_c – прочность бетона.

- для кладки из пустотных бетонных камней [8]:

$$\sigma_k(\varepsilon) = \mu f_k \left[1 - e^{(-0,9\varepsilon\alpha)} \right], \quad (10)$$

где f_k – временное сопротивление кладки; α – упругая характеристика кладки ($\alpha = 780$); μ – коэффициент пластичности, зависящий от вида кладки ($\mu = 1,3$);

- для различных видов и классов арматуры:

$$\sigma_s(\varepsilon) \leq f_s \text{ при } \sigma_s(\varepsilon) = \varepsilon E_s, \quad (11)$$

где E_s – модуль упругости стали.

Таким образом, в основу расчета положены зависимости (9) – (11), устанавливающие связь между напряжениями и деформациями бетона, арматуры и кладки, с помощью которых можно выполнить расчет прочности сжатого элемента. Критерием исчерпания прочности служит достижение предельных деформаций комплексного сечения конструкции, определяемых по формуле (5).

Учитывая вышеизложенное, предлагается для расчета прочности сжатых железобетонных комплексных конструкций на основе вибропрессованных бетонных камней зависимость, преобразованная из условия равновесия (7) с учётом нисходящей ветви диаграммы деформирования бетонных компонентов и процессов перераспределения усилий при наличии высокопрочной арматурной стали, в виде формулы:

$$N = A_{cmk} \cdot f_{cmk,eff} \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cmk.1,eff}} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cmk.1,eff}} \right)^2 \right] + \varepsilon E_s A_s, \quad (12)$$

где A_{cmk} – площадь комплексного сечения; $f_{cmk,eff}$ – приведенная прочность комплексного сечения, армированного косвенной арматурой, вычисляемая по формуле:

$$f_{cmk,eff} = f_{cmk} + \varphi_0 \rho_{xy} \cdot f_{yd,xy}, \quad (13)$$

где φ_0 – коэффициент эффективности косвенного армирования, определяемый по формуле:

$$\varphi_0 = \frac{1}{0,23 + \psi}. \quad (14)$$

Из результатов сопоставления опытных и расчетных значений прочности образцов (табл. 5) следует, что формула (12) является универсальной как для бетонных, так и для железобетонных комплексных конструкций при деформациях материалов, входящих в состав сечения, на любой стадии деформирования. Предложен алгоритм определения прочности комплексного сечения [9], который апробирован в программах Турбо Паскаль и MathCad.

Таблица 5

Результаты сопоставления опытных и расчетных значений

Шифр образца	N _{Rd} , кН (опытные данные)	Используя формулу (7)		Используя формулу (12)	
		N, кН	N _{Rd} /N	N, кН	N _{Rd} /N
K1	2870	2720	1,06	2690	1,07
K2	3350	3280	1,02	3300	1,02
K3	3720	3570	1,04	3715	1,00
K4	3920	4680	0,84	3865	1,01
K5	4500	4450	1,01	4460	1,01
K6	5400	6490	0,83	5305	1,02

Выводы

1. Средние продольные относительные деформации в предельной стадии нагружения опытных комплексных конструкций составили в среднем $200 \cdot 10^{-5}$ для неармированных образцов, $250 \cdot 10^{-5}$ – при введении поперечного армирования швов в кладке либо продольного армирования сталью класса S500 и достигали $350 \cdot 10^{-5}$ при использовании продольных стержней класса S800. При этом локальные продольные деформации в зонах горизонтальных швов кладки значительно (в 2...3 раза) превышают средние продольные деформации.

2. Поперечное и продольное армирование образцов-колонн повышает границы параметрических уровней микротрещинообразования в бетоне (v) и показатели объемной относительной деформации образцов (θ).

3. Характеристики напряженно-деформированного состояния сечений опытных комплексных железобетонных конструкций, изготовленных на основе вибропрессованных бетонных камней, свидетельствуют о том, что в стадиях, близких к разрушению, реализуются возможности полного использования механических свойств арматурной стали класса S800 при сжатии, т.е. до напряжений, соответствующих условному пределу упругости или текучести.

4. Для расчета прочности сжатых железобетонных комплексных конструкций с учетом действительных условий деформирования элементов поперечных сечений предлагается использовать зависимость (12), учитывающую нисходящую ветвь диаграммы деформирования бетонных компонентов и процессов перераспределения усилий при наличии высокопрочной стали в составе армирования сечения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бондаренко В.М., Шагин А.Л. Расчет эффективных многокомпонентных конструкций. – М.: Стройиздат, 1987. – 123 с.
2. Басовец С.А. Прочность сжатых железобетонных элементов различной гибкости с ненапрягаемой высокопрочной стержневой арматурой: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 – Новополоцк, 1999. – 22 с.
3. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Введ. 20.06.02. – Мн.: Мин. архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2003. – 130 с.
4. Бруснецов Г.Н., Камейко В.А. Сопоставление технического уровня отечественных и зарубежных норм проектирования и расчета каменных конструкций // Строительство и архитектура. Сер. 8. Строительные конструкции. Вып. 3. – М.: ВНИИИС Госстроя СССР, 1985. – 87 с.
5. Дыховичный А.А. Статически неопределимые железобетонные конструкции. – Киев: Будівельник, 1978. – 107 с.
6. Каменные и армокаменные конструкции: СНиП II-22-81. – Введ. 31.31.81. – М.: Стройиздат, 1983 – 39 с.
7. Пастернак П.Л. Комплексные конструкции. – М.: Стройвоенмориздат, 1948. – 88 с.
8. Пильдиш М.Я., Поляков С.В. Каменные и армокаменные конструкции зданий. – Мн.: Гос. изд-во лит. по строительству и архитектуре, 1955. – 399 с.
9. Попков Ю.В., Гринев В.В. Сжатые сборно-монолитные конструкции на основе бетонных вибропрессованных пустотных камней // Строительная наука и техника. – Мн. – 2006. – № 4(7). – С. 52 – 57.
10. Попков Ю.В., Гринев В.В. Определение прочности сжатых комплексных конструкций на основе бетонных вибропрессованных пустотных камней // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Респ. Беларусь: Сб. ст. XIV междунар. науч.-практ. семинара / Под ред. Т.М. Пецоляда, Н.П. Блещика, Э.И. Батяновского. – Мн.: БНТУ, 2006. Т. 1. – С. 135 – 140.
11. Чистяков Е.А., Бакиров К.К. Прочность и деформации сжатых элементов с косвенным армированием // Новое о прочности железобетона. К 80-летию Гвоздева. – М., 1977. – С. 47 – 60.
12. Concrete Block and Brick Manufacturing. 1997 Economic Census Manufacturing. Industry Series. 1997. Issued November 1999 EC97M. – 3273 p.
13. Impianto per mattoni modulari ad incastro // Проспект фирмы «Morando Impianti», (Италия), 1997. – P. 1 – 8.
14. Hognestad E. A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Member // Bulletin № 399, University of Illinois Engineering Experiment Station, 1951. – 128 p.