
СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

BUILDING CONSTRUCTIONS, BUILDINGS AND STRUCTURES. BASES AND FOUNDATIONS

Известия вузов. Строительство. 2022. № 5. С. 14–30.

ISSN 0536-1052

News of Higher Educational Institutions. Construction. 2022; (5): 14–30.

ISSN 0536-1052

Научная статья

УДК 69.7

DOI: 10.32683/0536-1052-2022-761-5-14-30

ВЛИЯНИЕ АРМИРОВАНИЯ НА ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ КЛАДОК ИЗ КЕРАМИЧЕСКИХ БЛОКОВ

Владимир Васильевич Адищев, Омар М.Д. Шакарнех

Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет
(Сибстрин), Новосибирск, Россия

Аннотация. Работа посвящена экспериментальному исследованию влияния армирования на прочностные и жесткостные характеристики кладок из керамических блоков. Лабораторные испытания производились на каменных кладках, усиленных металлической и стеклопластиковой арматурными сетками. Приведены экспериментальные данные по оценке эффективности применения арматурных сеток в каменных кладках. Определены величины нагрузок трещинообразования и разрушения. Результаты натурных испытаний сравнивались с результатами расчета процесса деформирования каменной кладки. Расчет фрагментов каменной кладки выполнялся с помощью конечно-элементного анализа, реализованного в программе Abaqus. Рассмотрены различные подходы к моделированию кладок как однородного изотропного тела, а также структурно-неоднородного анизотропного тела. Сравнение экспериментальных и расчетных данных показало, что модели однородного изотропного тела не применимы для расчета конструктивных элементов из каменных кладок.

Ключевые слова: каменная кладка, металлическая и стеклопластиковая арматурные сетки, характеристики жесткости, повышение несущей способности керамической кладки

Для цитирования: Адищев В.В., Шакарнех Омар М.Д. Влияние армирования на физико-механические характеристики кладок из керамических блоков // Известия вузов. Строительство. 2022. № 5. С. 14–30. DOI: 10.32683/0536-1052-2022-761-5-14-30.

Original article

THE EFFECT OF REINFORCEMENT ON THE PHYSICAL AND MECHANICAL CHARACTERISTICS MASONRY OF CERAMIC BLOCKS

Vladimir V. Adishchev, Omar M.D. Shakarnekh

Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin),
Novosibirsk, Russia

Abstract. The work is devoted to an experimental study of the effect of reinforcement on the strength and stiffness characteristics of masonry made of ceramic blocks. Laboratory tests were carried out on masonry reinforced with metal and fiberglass reinforcement mesh. Experimental data on evaluation of effectiveness of reinforcement meshes application in masonry are given. Loads values of cracking and breaking have been determined. The results of full-scale tests were compared with the results of calculation of deformation process of masonry. Calculation of fragments of masonry was carried out using the finite-element analysis implemented in the Abaqus program. Different approaches to modeling masonry as a homogeneous isotropic body and as a structurally inhomogeneous anisotropic body were considered. Comparison of experimental and calculated data showed that models of a homogeneous isotropic body are not applicable to the calculation of structural elements made of masonry.

Keywords: masonry, metal and fiberglass reinforcement mesh, stiffening characteristics, increasing the bearing capacity of ceramic masonry

For citation: Adishchev V.V., Shakarnekh Omar M.D. The effect of reinforcement on the physical and mechanical characteristics masonry of ceramic blocks. *News of Higher Educational Institutions. Construction*. 2022; (5): 14–30. (In Russ.). DOI: 10.32683/0536-1052-2022-761-5-14-30.

1. Введение. В соответствии с СП 15.13330.2020 «Каменные и армокаменные конструкции. СНиП II-22–81*» начальный модуль деформаций E_0 при кратковременной нагрузке для каменной кладки определяется соотношениями: $E_0 = \alpha R_u$ для неармированной кладки, $E_0 = \alpha R_{sku}$ для армированной кладки, где α – упругая характеристика кладки, R_u – временный предел прочности неармированной каменной кладки при сжатии; R_{sku} – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию армированной кладки. В литературных источниках, посвященных исследованию характеристик каменных кладок, используется такой же подход [1–5].

Начальный модуль деформаций принимается равным «тангенсу угла наклона касательной» к кривой зависимости « $\sigma - \varepsilon$ » в точке, соответствующей $\sigma = 0$. Эта досадная ошибка имеет место в большинстве нормативных документов и пособий по расчету каменных конструкций. Тангенс угла является величиной безразмерной, а модуль упругости – величина, имеющая размерность. Начальный модуль деформаций в точной формулировке равен первой производной функции $\sigma(\varepsilon)$, аппроксимирующей диаграмму деформирования материала, в начале координат. Это определение верно для любых материалов: металлы, бетон и др. Происхождение ошибки объясняется тем, что в математическом анализе геометрический смысл

производной функции трактуется как тангенс угла наклона касательной к оси абсцисс.

Расчетный модуль деформаций кладки принимается равным $E = 0,5E_0$, т.е. в расчетах используется так называемый секущий модуль деформаций. Это связано с тем, что зависимость $\sigma(\epsilon)$ можно считать линейной только в незначительной области, соответствующей началу процесса деформирования. Учет реальной нелинейности аппроксимаций диаграмм деформирования связан с серьезными математическими трудностями. Поэтому все практические методы расчета предполагают, что материалы подчиняются закону Гука.

Согласно EN 772.1–2008 [6], кратковременный модуль упругости E неармированной каменной кладки принимается равным секущему модулю и определяется в процессе испытаний. Величина кратковременного модуля принимается равной «тангенсу угла наклона секущей», проходящей через точки кривой, соответствующей ординатам $\sigma = 0$ и $\sigma = 0,33f$.

В действующих отечественных и зарубежных нормах отсутствуют данные о жесткостных характеристиках указанных каменных кладок. В настоящее время такие данные оказываются востребованными. Например, в расчетных схемах каркасных зданий ограждающие конструкции (кирпичные кладки) учитываются лишь как нагрузки, действующие на основные несущие конструктивные элементы. Совместное деформирование каркаса и кирпичного заполнения не учитывается, хотя горизонтальные нагрузки и перемещения вполне могут привести к разрушению кладки [7].

В настоящей статье рассмотрены следующие задачи: выявление механизмов деформирования и разрушения каменных кладок при сжатии; определение прочности кладок при сжатии и жесткостных характеристик каменных кладок (модуля деформаций при сжатии и коэффициента поперечной деформации).

2. Материалы и методы исследования. Определение прочностных и деформационных характеристик каменных кладок при сжатии проводилось на образцах, армированных и неармированных керамических каменных кладок. Прочностные и деформационные характеристики каменных кладок замерялись на основании испытаний опытных образцов при сжатии по методике ГОСТ 32047–2012. Проведены эксперименты на фрагментах каменных кладок с использованием керамических блоков марки М-100 и раствора М-75. Кладки армировались сеткой из металлической арматуры (диаметр 4 мм, длина 1200 мм, ширина 280 мм, класс В500С) и технологической композитной полимерной сеткой (диаметр 4 мм, длина 1200 мм, ширина 280 мм). Сетки укладывались в каждом горизонтальном шве. Предполагается, что сетки сдерживают развитие поперечных деформаций.

Испытывались три серии образцов: В300-1 – неармированная кладка, В300-2 – кладка, армированная металлической сеткой, В300-3 – кладка, армированная стеклопластиковой сеткой. Общий вид экспериментальной установки изображен на рис. 1.

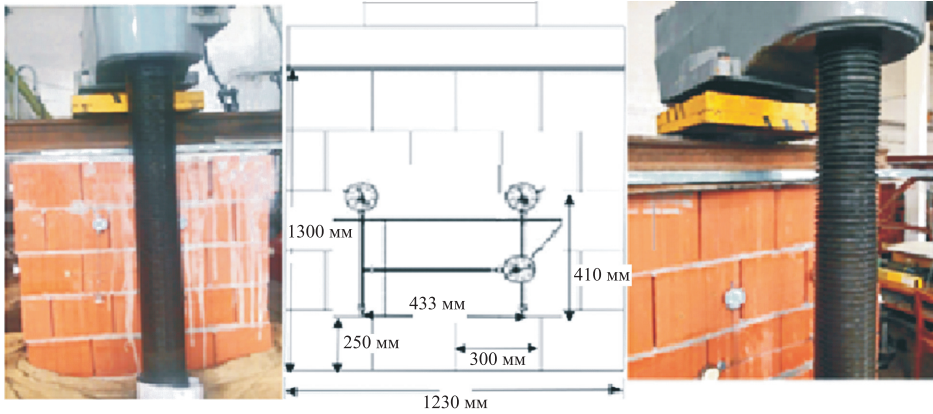


Рис. 1. Общий вид установки для испытаний на сжатие керамической кладки, схема расположения индикаторов часового типа 2ИГ

Fig. 1. General view of the installation for compressive testing of ceramic masonry, layout of clock type indicators 2IG

3. Результаты и обсуждение. Нагружение проводилось гидравлическим прессом П-125. Нагрузка на образец передавалась через жесткую траверсу, установленную на стальную пластину толщиной 25 мм, геометрические размеры испытываемого фрагмента, представлена схема расположения индикаторов И1–И5, И9, И10 перемещений в вертикальном и горизонтальном направлениях. Индикаторы И6–И8 закреплены симметрично на противоположных гранях. Высота фрагмента $h_s = 1300$ мм, длина $l_s = 1230$ мм, толщина керамического блока $t_u = 300$ мм, длина блока $l_u = 300$ мм, высота блока $h_u = 250$ мм, высота раствора 10 мм. Расстояние между точками крепления индикатора, измеряющего продольные деформации, $b_y = l_s/3 = 410$ мм; расстояние между точками крепления индикатора, измеряющего поперечные деформации, $b_x = h_s/3 = 433$ мм, $b_z = 300$ мм.

Для измерения деформаций кладки использовались механические индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 мм. Геометрические характеристики образцов кладки и схема установки измерительных приборов представлены на рис. 1.

Средние относительные удлинения (деформации) в вертикальном ε_y и горизонтальном ε_x направлениях определяются на каждой ступени нагружения по показаниям индикаторов Δ_n

$$\varepsilon_x = \frac{\Delta_n}{b_x}, \quad \varepsilon_y = \frac{\Delta_n}{b_y}, \quad \varepsilon_z = \frac{\Delta_n}{b_z}.$$

По аналогии с упругими константами однородного материала введем коэффициент поперечной средней деформации μ_x , начальный модуль деформаций кладки E_0 и секущий модуль деформации $E_{\text{сек}}$ соответственно:

$$\mu_x = \left| \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_y} \right|, \quad E_0 = \frac{F_y}{\varepsilon_y A}, \quad E_{\text{сек}} = \frac{F_{\text{max}}}{3\varepsilon_y A}.$$

Прочность при сжатии отдельного испытываемого образца f_k рассчитывалась по формуле

$$f_k = \frac{F_{\text{раз}}}{A},$$

где $F_{\text{раз}}$ – разрушающая нагрузка;

A – площадь нагружаемой грани испытываемого фрагмента кладки.

По аналогии с упругими константами однородного материала введем коэффициент поперечной средней деформации μ_x в горизонтальном направлении, модуль средних деформаций кладки E_y и секущий модуль деформации $E_{\text{сек}}$ в вертикальном направлении. Далее приведены результаты испытаний кладок трех серий.

Серия В300-1, неармированная кладка. Трещины образовывались последовательно на разных ступенях нагружения – 5, 6, 11, 13, 14 (табл. 1, рис. 2, 5, а). На противоположной грани возникали аналогичные трещины.

Величины средних поперечных деформаций в направлении x , полученные с помощью применяемой методики, оказываются на первых ступенях нагружения равными нулю. Вплоть до 9-й ступени вертикальные швы не включаются в работу. По-видимому, это является следствием того, что жесткость вертикальных растворных швов существенно меньше жесткости камней и горизонтальных растворных швов.

Таблица 1. Экспериментальные значения деформаций, средний модуль деформаций, коэффициент поперечной деформации

Table 1. Experimental strain values, average strain modulus, transverse strain coefficient

Нагрузка F , кН	ε_y	ε_x	ε_z	E_y , МПа	μ_x
80	0	0	0	8888,8	0
160	-0,0001	0	0,00003	5333,3	0
240	-0,00017	0	0,00003	4705,8	0
320	-0,00021	0	0,00003	4848,4	0
400	-0,00024	0	0,000033	5333,3	0
480	-0,0003	0	0,000033	5333,3	0
560	-0,00035	0	0,000033	5333,3	0
640	-0,00041	0	0,000033	5333,3	0
720	-0,00048	0	0,000034	4897,9	0
800	-0,00053	0,0001	0,000034	4938,2	0,18
880	-0,00064	0,00018	0,00006	4888,8	0,3
960	-0,00067	0,00026	0,00006	4776,1	0,38
1040	-0,00074	0,00038	0,00006	4684,6	0,5
1120	-0,00081	0,00043	0,00006	4609,05	0,53
1200	-0,00089	0,00047	0,00006	4494,3	0,58

Примечание. 5-я ступень при 400 кН – одна трещина; 6-я ступень при 480 кН – две трещины; 11-я ступень при 880 кН – одна трещина; 13-я ступень при 1040 кН – одна трещина; 14-я ступень при 1120 кН – одна трещина.

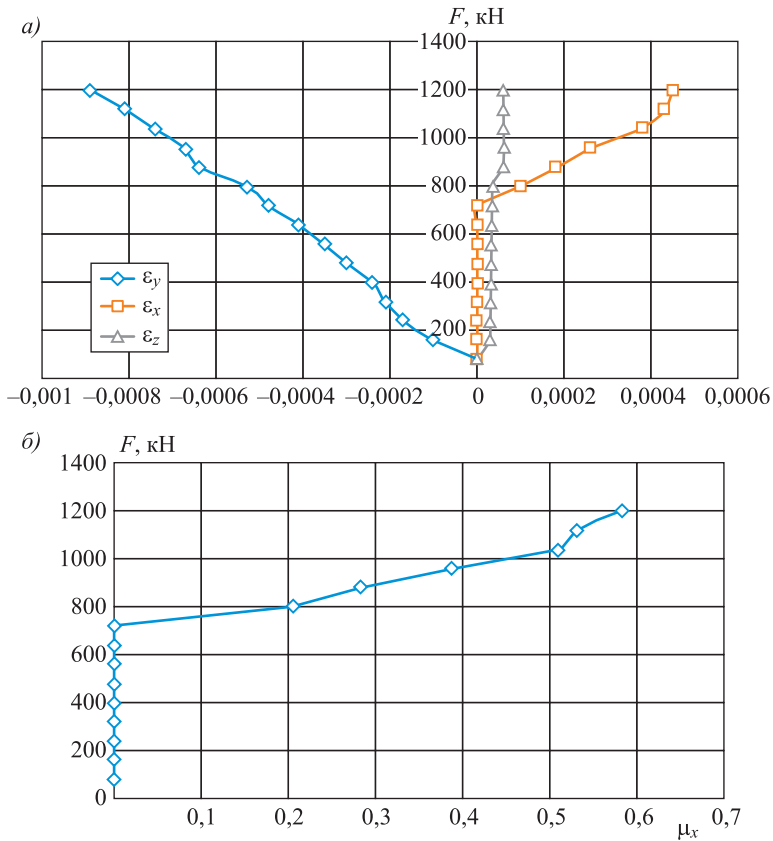


Рис. 2. Кладка В300-1

a – средние значения поперечных деформаций ϵ_x , ϵ_z и продольной деформации ϵ_y ; *b* – коэффициенты поперечной деформации μ_x

Fig. 2. B300-1 masonry

a – average values of transverse deformations ϵ_x , ϵ_z and longitudinal deformation ϵ_y ; *b* – coefficients of transverse deformation μ_x

Серия В300-2, кладка, армированная металлической сеткой. Трещины образовывались последовательно на разных ступенях нагружения – 10, 11 (табл. 2, рис. 3, 5, *a*). На противоположной грани появлялись аналогичные трещины.

Таблица 2. Экспериментальные значения деформаций, средний модуль деформаций, коэффициент поперечной деформации

Table 2. Experimental strain values, average strain modulus, transverse strain coefficient

Нагрузка F , кН	ϵ_y	ϵ_x	ϵ_z	E_y , МПа	μ_x
1	2	3	4	5	6
120	-0,00008	0	0	5000	0
240	-0,00009	0	0,000013	8888,8	0
360	-0,00013	0,000012	0,0000167	9230,7	0,092
480	-0,00017	0,000025	0,0000233	9411,7	0,147
600	-0,00024	0,000062	0,00003	8333,3	0,25

Окончание табл. 2

1	2	3	4	5	6
720	-0,00026	0,000075	0,000033	7500	0,28
840	-0,00034	0,0001	0,00004	7567,5	0,29
960	-0,0004	0,00012	0,000046	7272,7	0,3
1080	-0,0005	0,00015	0,000053	7058,8	0,3
1200	-0,00054	0,00017	0,00006	6451,6	0,31
1320	-0,00065	0,00021	0,000066	6197,1	0,32
1440	-0,00072	0,00023	0,00007	6046,5	0,32
1560	-0,00077	0,00025	0,0000767	6233,7	0,33

Примечание. 11-я ступень при 1040 кН – две трещины; 14-я ступень при 1120 кН – две трещины.

Серия В300-3, кладка, армированная стеклопластиковой сеткой.

Трещины образовывались последовательно на разных ступенях нагружения – 5, 8, 10, 11 (табл. 3, рис. 4, 5, а). На противоположной грани оказывались аналогичные трещины.

В табл. 4 приведены экспериментальные значения характеристик кладок. Для армированных кладок значения предела прочности и модуля деформаций оказываются существенно выше по сравнению с неармированной кладкой. В табл. 5 приведены аналогичные характеристики кладок, вычисленные по СП 12.13330.2020 [8].

Таблица 3. Экспериментальные значения деформаций, средний модуль деформаций, коэффициент поперечной деформации

Table 3. Experimental strain values, average strain modulus, transverse strain coefficient

Нагрузка F , кН	ε_y	ε_x	ε_z	E_y , МПа	μ_x
120	-0,000097	0	0	4123,711	0
240	-0,00009	0	0,00003	8080,8	0
360	-0,00011	0,000023	0,000042	10909,09	0,17
480	-0,00016	0,00003	0,000053	10000	0,18
600	-0,0002	0,00005	0,000067	10000	0,21
720	-0,0003	0,000053	0,000067	8000	0,22
840	-0,00034	0,00006	0,000067	9333,3	0,23
960	-0,0004	0,000064	0,000067	8000	0,23
1080	-0,00049	0,000071	0,000067	734,939	0,231
1200	-0,00053	0,000077	0,000067	8000	0,233
1320	-0,0006	0,000081	0,000067	7333,3	0,233
1440	-0,0007	0,000088	0,000067	6857,1	0,237

Примечание. 5-я ступень при 600 кН – две трещины; 8-я ступень при 960 кН – одна трещина; 10-я ступень при 1200 кН – одна трещина; 11-я ступень при 1320 кН – одна трещина.

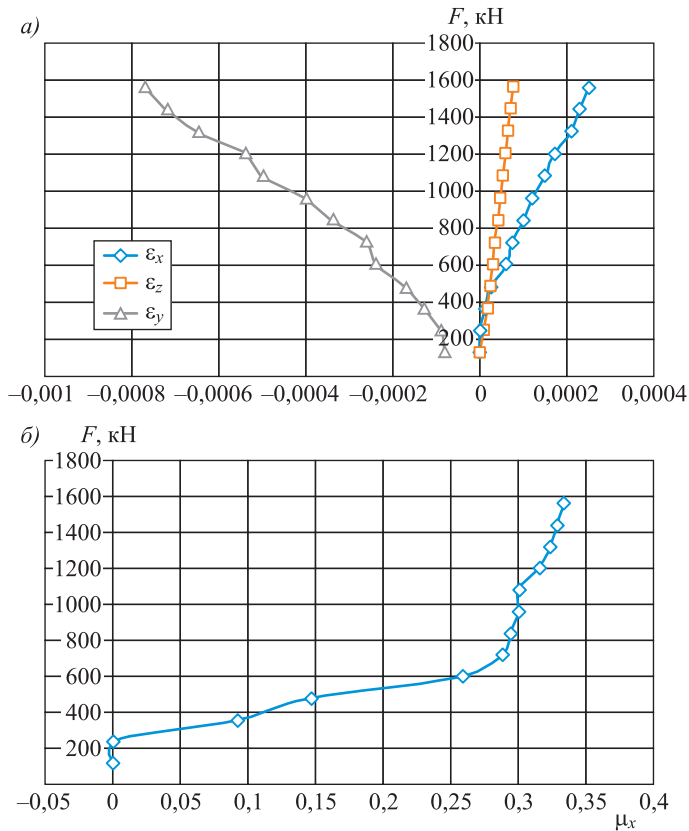


Рис. 3. Кладка В300-2

a – средние значения поперечных деформаций ϵ_x , ϵ_z и продольной деформации ϵ_y ; *b* – коэффициенты поперечной деформации μ_x

Fig. 3. B300-2 masonry

a – average values of transverse deformations ϵ_x , ϵ_z and longitudinal deformation ϵ_y ; *b* – coefficients of transverse deformation μ_x

Образование, конфигурация и рост трещин во фрагментах кладок (рис. 5) носят случайный характер. Но дробление всех фрагментов на блоки происходит по сходным сценариям: трещины, образовавшиеся на первых ступенях нагружения, сливаются в пять магистральных трещин, которые разделяют фрагменты на шесть блоков. При этом неармированный фрагмент теряет несущую способность полностью. Армированные фрагменты некоторое время сохраняют исходную конфигурацию за счет арматурных сеток, связывающих блоки. Прочность армированных фрагментов существенно превышает прочность неармированного фрагмента (табл. 6) [9].

4. Сравнение экспериментальных данных с результатами численно-го моделирования. Для трех экспериментальных серий выполнен конечно-элементный анализ процесса деформирования кладки с применением программного комплекса Abaqus 2020 в трехмерной постановке. Для неармированной кладки В300-1 конечно-элементная модель включает в себя фрагмент каменной кладки, нагрузка на который передается через жесткую траверсу, стальную балку высотой 180 мм и распределительную стальную пластину толщиной 25 мм.

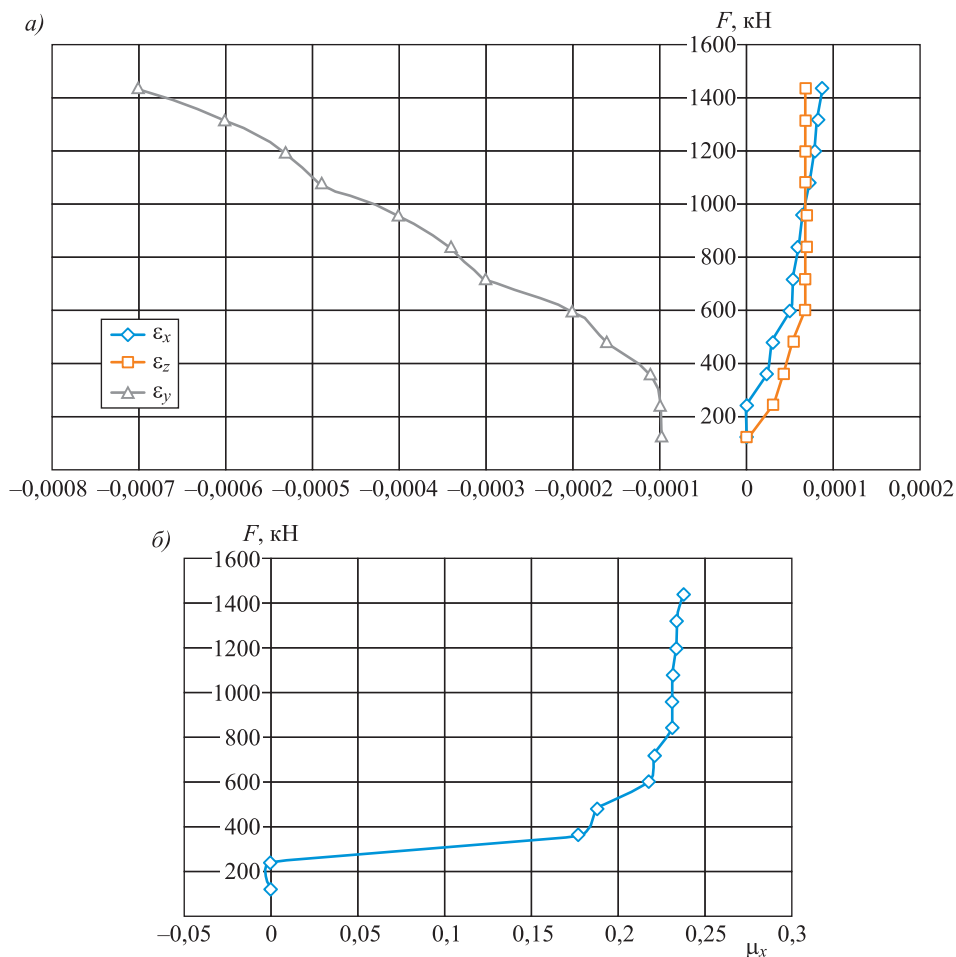


Рис. 4. Кладка В300-3

a – средние значения поперечных деформаций ϵ_x , ϵ_z и продольной деформации ϵ_y ; b – коэффициенты поперечной деформации μ_x

Fig. 4. B300-3 masonry

a – average values of transverse deformations ϵ_x , ϵ_z and longitudinal deformation ϵ_y ; b – coefficients of transverse deformation μ_x

Таблица 4. Характеристики каменной кладки по результатам испытаний ее фрагментов

Table 4. Characteristics of masonry based on the results of tests its fragments

Кладка	f_k , МПа	E_0 , МПа	$E'_{сек}$, МПа
В300-1	4,5	1568,6	522,86
В300-2	7	2963	987,6
В300-3	6,2	2693,3	897,76

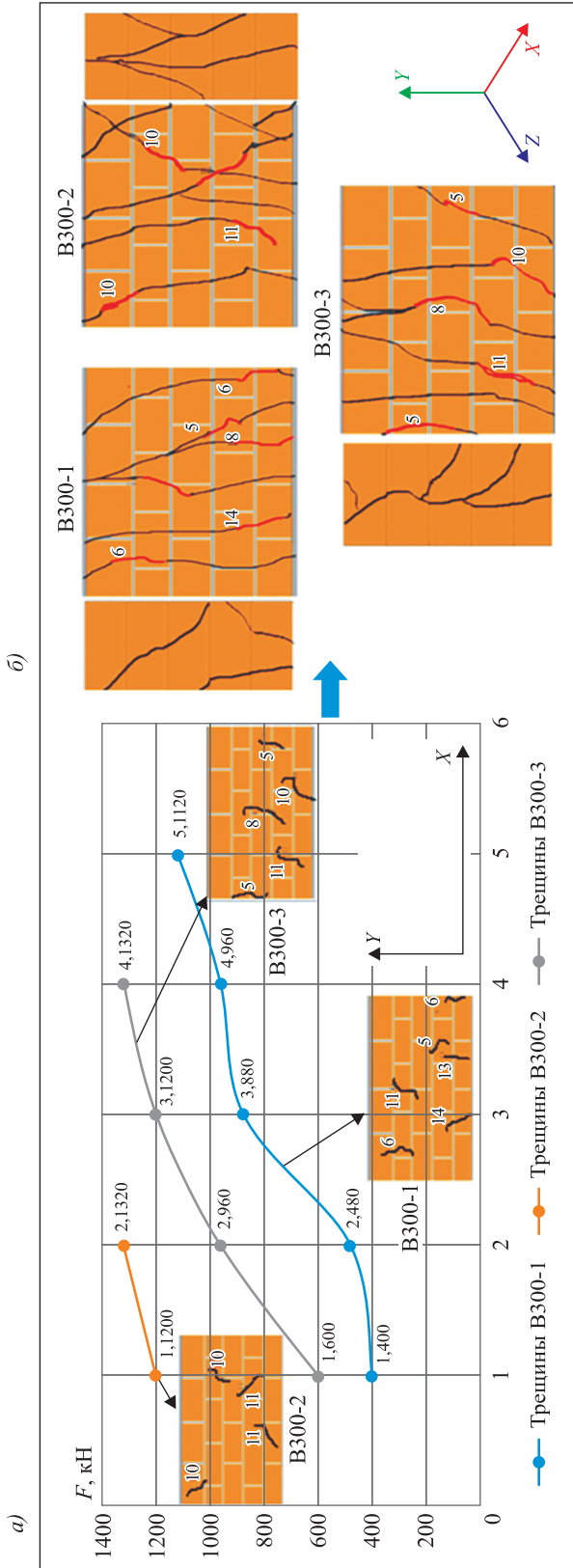


Рис. 5. Последовательность образования трещин в кладках (a), характер разрушения опытных образцов кладок при сжатии (б)
 Fig. 5. Sequence of crack formation in masonry (a), the character of fracture of test specimens of masonry in compression (b)

Таблица 5. Характеристики каменной кладки по СП 12.13330.2020

Table 5. Characteristics of masonry according to SP 12.13330.2020

Кладка	R, R_{sk} , МПа	E_0 , МПа	f_k , МПа
V300-1	1,9	2900	1450
V300-2	3,6	3263	2610
V300-3	3,45	3263	2610

Примечание. R – расчетное сопротивление кладки; R_{sk} – нормативное сопротивление армированной кладки.

Таблица 6. Прочностные характеристики каменных кладок

Table 6. Strength characteristics of masonry

Кладка	$F_{раз}$, кН	$F_{тр}$, кН	$\frac{F_{тр}}{F_{раз}}$
V300-1	1350	400	0,3
V300-2	2100	1200	0,57
V300-3	1860	600	0,32

Примечание. $F_{тр}$ – начальная нагрузка трещинообразования; $F_{раз}$ – разрушающая нагрузка.

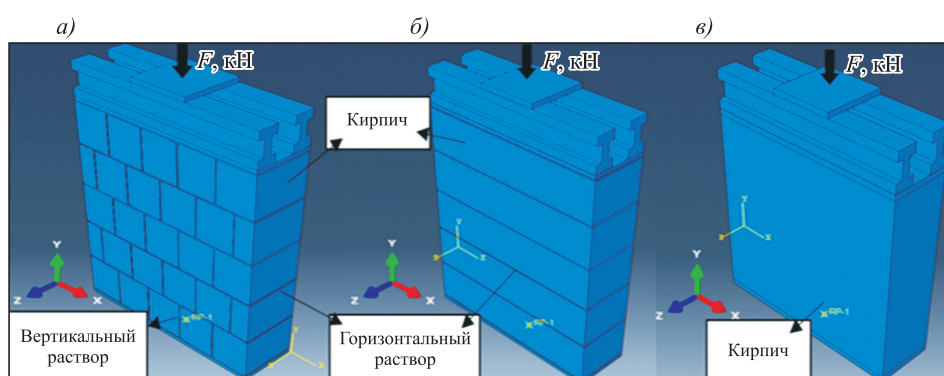


Рис. 6. Расчетные модели

a – каменная кладка; b – слоистая среда; c – однородное изотропное тело

Fig. 6. Calculation models

a – masonry; b – layered medium; c – homogeneous isotropic body

Таблица 7. Характеристики материалов

Table 7. Material characteristics

Материал	Модуль упругости E , МПа	Коэффициент Пуассона μ
Кирпич	11 850	0,113
Раствор	4600	0,23
Однородное изотропное тело	11 488	0,118

На рис. 6 показаны три подхода [10, 11] для формирования расчетных моделей: *a* – каменная кладка с учетом горизонтальных и вертикальных растворных швов; *b* – кладка в виде слоистого тела без учета вертикальных швов (слоистая среда); *c* – кладка как сплошное однородное тело, осредненные характеристики которого определяются по «правилу смесей» с использованием нормативных характеристик кирпича и раствора (табл. 7). В случаях *a*, *b* также применяются нормативные характеристики материалов кладок.

Результаты расчетов и их сравнение с экспериментом (рис. 7) показали, что вполне приемлемой оказывается первая модель. Модель однородного

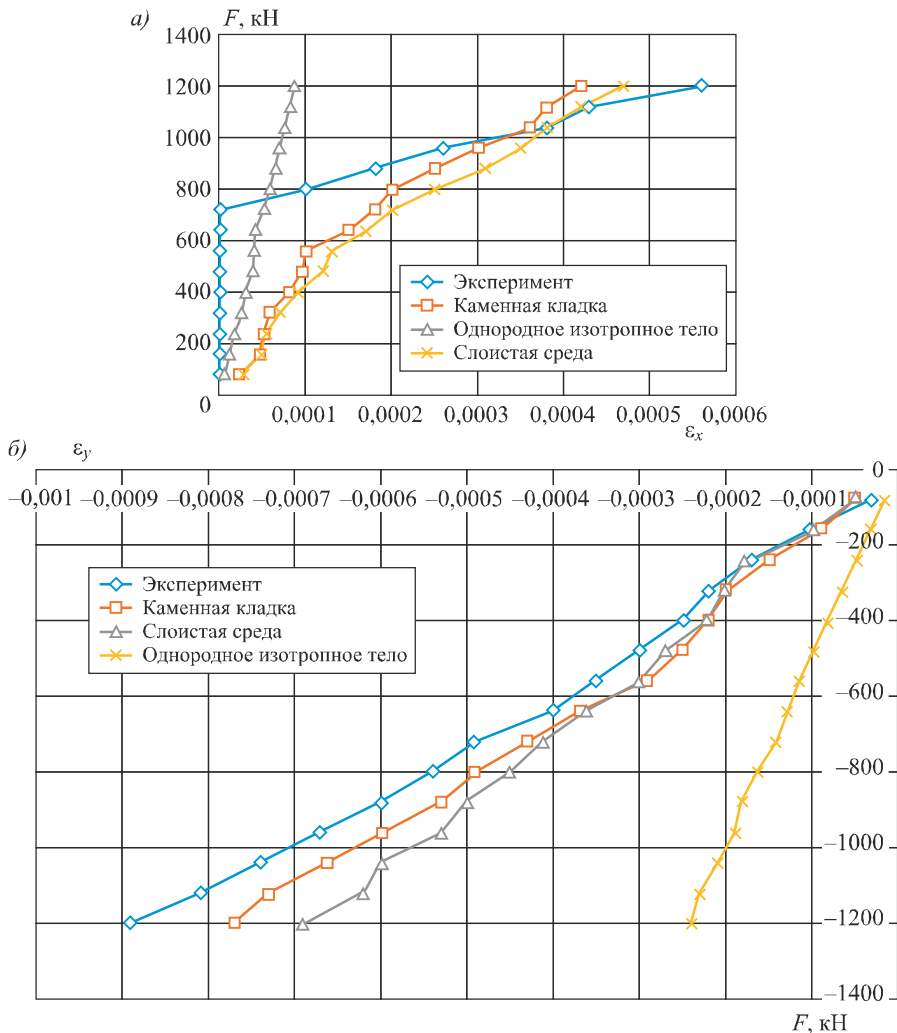
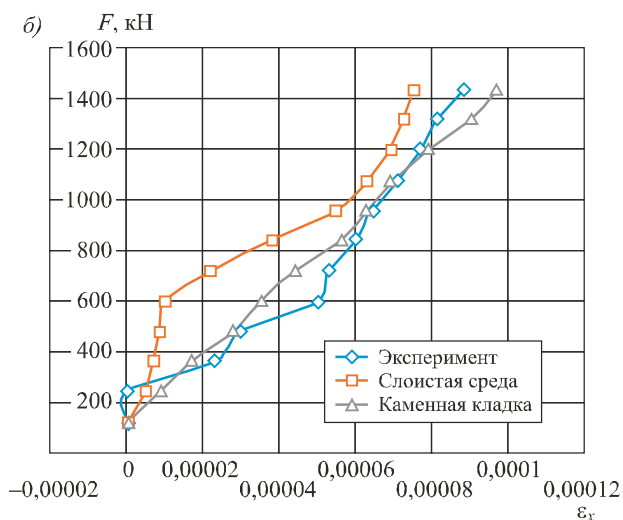
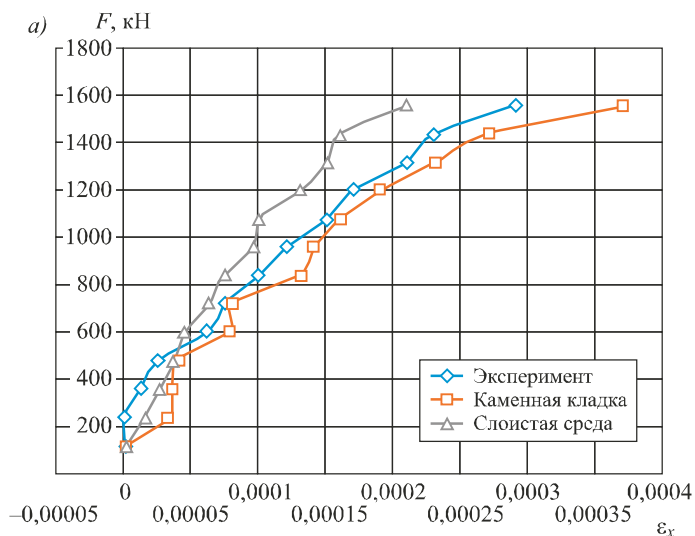


Рис. 7. Кладка В300-1

a – средние значения поперечной деформации ϵ_x ; *b* – средние значения продольной деформации ϵ_y .

Fig. 7. Masonry B300-1

a – average values of longitudinal deformation ϵ_x ; *b* – average values of transverse deformation ϵ_y .



изотропного тела не может быть использована в расчетах. Этот вывод представляется очень важным, так как при расчете реальных сооружений кирпичные стены моделируются, как правило, сплошными стенами из однородного материала.

Образцы серий В300-2, В300-3 моделировались как слоистая среда и как каменная кладка с учетом вертикальных швов. Использовались нормативные

Таблица 8. Характеристики материалов кладок

Table 8. Characteristics of masonry materials

Материал	Модуль деформации E , МПа	Коэффициент Пуассона μ
Металлическая сетка	200 000	0,3
Стеклопластиковая сетка	56 000	0,25
Кирпич	11 850	0,113
Раствор	4800	0,23

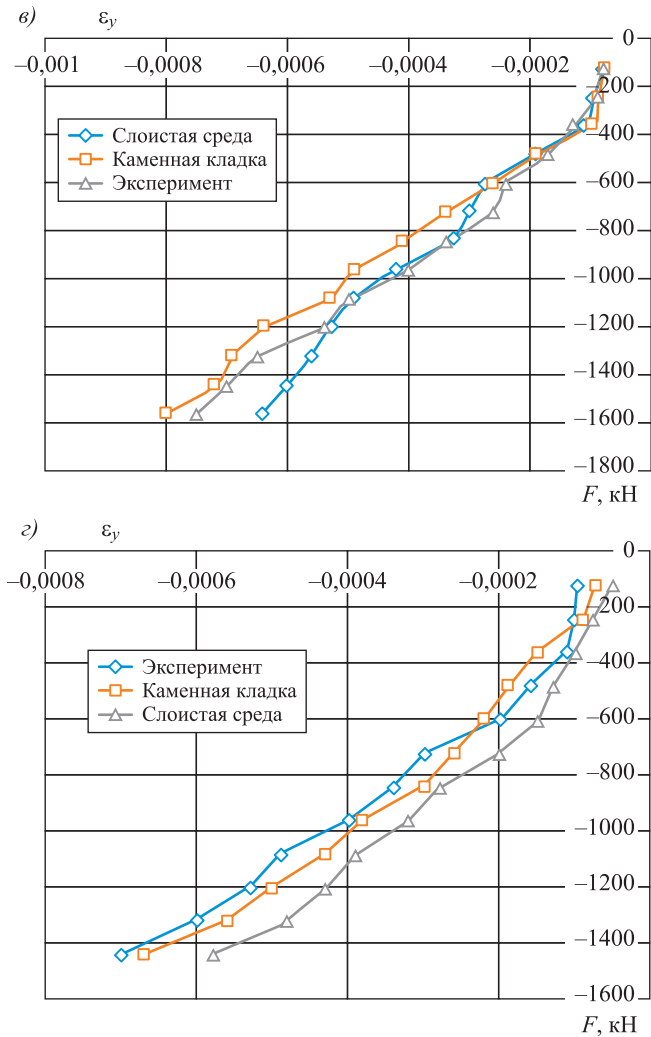


Рис. 8. Средние значения поперечной деформации ϵ_x (а – В300-2, б – В300-3), средние значения продольной деформации ϵ_y (в – В300-2, г – В300-3)

Fig. 8. Average values of transverse deformation ϵ_x (a – В300-2, b – В300-3), average values of longitudinal deformation ϵ_y (c – В300-2, d – В300-3)

характеристики кирпича, металлической и стеклопластиковой армирующих сеток. В табл. 8 приведены численные значения модуля упругости и коэффициента Пуассона.

На рис. 8 в виде зависимостей нагрузки от деформаций отображены результаты численного моделирования и экспериментов. Сравнение подтверждает, что приемлемую согласованность с экспериментом дает использование модели армированной кладки с учетом вертикальных и горизонтальных швов.

4. Выводы. 1. Значимые поперечные деформации в неармированной кладке возникают при нагрузке 720 кН. Это означает, что до этой степени

нагрузки каменные блоки одного ряда кладки деформируются независимо друг от друга, вертикальные швы практически не включаются в работу. Применяемая методика не позволяет определить поперечные деформации отдельных каменных блоков. На последующих ступенях нагрузки фиксируются деформации растяжения в поперечном направлении, так как вертикальные швы включаются в работу.

2. При сжатии трещины в кладке образуются в направлении ложковых рядов и на расстоянии 100–150 мм в середине и у краев образца. В ходе испытания образцов серий В300-1, В300-2 и В300-3 первые трещины появились в отдельных элементах кладки соответственно при нагрузках 400, 1200 и 600 кН.

3. При нагружении кладки, армированной стальной сеткой, поперечные деформации фиксируются при нагрузке 360 кН, а при нагружении кладки со стеклопластиковой арматурой – при 240 кН. Следовательно, совместное деформирование рядов армированных кладок начинается при меньших нагрузках по сравнению с неармированной. Можно считать это показателем эффективности армирования, к тому же оказывается, что стеклопластиковая сетка более эффективна.

4. Разрушение опытных образцов было хрупким в результате раздробления выделившихся фрагментов кладки и сопровождалось образованием на торцевых гранях вертикальных трещин.

5. Каменная кладка является анизотропным материалом, характеристики жесткости в вертикальном и горизонтальном направлениях различны. В результате испытаний установлено, что средний модуль деформаций в вертикальном направлении для неармированной кладки и армированной стальной сеткой практически не отличаются. Модуль деформаций кладки, армированной стеклопластиковой сеткой, оказывается выше.

6. Согласно сравнительному анализу данных (табл. 5, 6), полученных в результате испытаний фрагментов кладки и приведенных в нормативной литературе, прочность кладок при сжатии по результатам испытаний фрагментов примерно в 1,5–1,9 раза больше нормативных значений, а экспериментальные значения модуля деформаций почти в 2 раза меньше нормативных данных.

7. Сравнение экспериментальных данных с результатами численного моделирования показало, что упрощенные модели не пригодны для расчетов реальных конструкций, если в расчетные схемы включаются ограждающие конструкции (кирпичные кладки). Приемлемую согласованность дает применение модели, учитывающей вертикальные и горизонтальные растворные швы.

Список источников

1. Бедов А.И., Щепетьева Т.А. Проектирование каменных и армокаменных конструкций: учеб. пособие для вузов. М.: Изд-во АСВ, 2003. С. 64–82.
2. Котов В.М., Ломова Л.М., Пономарев О.И. Использование пустотелого пористого камня и кирпича в строительстве // Строит. материалы. 1999. № 2. С. 22–23.
3. Онищик Л.И. Прочность и устойчивость каменных конструкций. М.: ОНТИ, 1937. 276 с.

4. Пангаев В.В., Сердюк В.М. О деформативных характеристиках цементных кладочных растворов // Изв. вузов. Строительство. 2014. № 9. С. 110–113.
5. Донченко О.М., Дегтев И.А. Экспериментальные исследования деформирования и сопротивления кладки из силикатного кирпича на различных растворах при центральном сжатии // Строительные конструкции и инженерные сооружения: Сб. тр. МИСИ, БТИСМ. М.: МИСИ, 1982. С. 3–10.
6. Орлович Р.Б., Деркач В.Н. Оценка прочности кладочных растворов при обследовании каменных зданий // Инженерно-строительный журнал. 2011. № 7. С. 5–15.
7. Котов И.Т. Влияние способа образования шва на работу кирпичной кладки // Экспериментальное исследование каменных конструкций: Сб. науч. тр. М.: Госстройиздат, 1939. С. 18–31.
8. Деркач В.Н., Жерносок В.Н. Методы оценки прочности каменной кладки в отечественной и зарубежной практике обследования зданий и сооружений // Вестн. Белорусско-Российского университета. 2010. № 3. С. 135–142.
9. Бамбура А.Н., Давиденко А.И. Экспериментальные исследования закономерности деформирования бетона при двухосном сжатии // Строит. конструкции. 1989. № 42. С. 95–100.
10. Zucchini A., Lourenço P.B. Micro-mechanical model for the homogenisation of masonry // International Journal of Solids and Structures. 2002. No. 39. P. 3233–3255.
11. Zucchini A., Lourenço P.B. Coupled homogenization-damage model for masonry cracking // Computer and Structures. 2004. No. 82. P. 917–929.

References

1. Bedov A.I. Designing stone and armored stone structures: textbook for universities. Moscow: Association of Building Universities, 2003. P. 64–82. (In Russ.).
2. Komov V.M., Lomova L.M., Ponomarev O.I. The use of hollow porous stone and brick in construction. *Stroitel'nyye materialy = Construction Materials*. 1999; (2): 22–23. (In Russ.).
3. Onishchik L.I. Strength and stability of masonry structures. Moscow, 1937. 276 p. (In Russ.).
4. Pangaev V.V., Serdyuk V.M. On deformation characteristics of cement masonry structures. *Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo = News of Higher Educational Institutions. Construction*. 2014; (9): 110–113. (In Russ.).
5. Donchenko O.M., Degtev I.A. Experimental studies of deformation and resistance of masonry of silicate bricks on different mortars under central compression. Building structures and engineering structures. Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, 1982. P. 3–10. (In Russ.).
6. Orlovich R.B., Derkach V.N. Estimation of masonry mortars strength during the examination of stone buildings. *Inzhenerno-stroitel'nyy zhurnal = Journal of Civil Engineering*. 2011; (7): 5–15. (In Russ.).
7. Kotov I.T. Influence of the method of joint formation on the work of brickwork. Experimental study of masonry structures: Collection of scientific papers. Moscow: Gosstroyizdat, 1939. P. 18–31. (In Russ.).
8. Derkach V.N., Zhernosek V.N. Methods of assessing the strength of masonry in domestic and international practice, inspection of buildings and structures. *Vestnik Belorussko-Rossiyskogo universiteta = Bulletin of the Belarusian-Russian University*. 2010; (3): 135–142. (In Russ.).
9. Bambura A.N., Davidenko A.I. Experimental investigation of behavior of straining of concrete in the process of biaxial compression. *Stroitel'nyye konstruksii = Building structures*. 1989; (42): 95–100. (In Russ.).

10. Zucchini A., Lourenço P.B. Micro-mechanical model for the homogenisation of masonry. *International Journal of Solids and Structures*. 2002; (39): 3233–3255.
11. Zucchini A., Lourenço P.B. Coupled homogenisation-damage model for masonry cracking. *Computer and Structures*. 2004; (82): 917–929.

Информация об авторах

В.В. Адищев – доктор технических наук, профессор

Омар М.Д. Шакарнех – аспирант

Information about the authors

V.V. Adishchev – DSc, Professor

Omar M.D. Shakarnekh – Post-graduate Student

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации. Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Contribution of the authors: the authors contributed equally to this article. The authors declare no conflicts of interests.

Статья поступила в редакцию 21.03.2022
Одобрена после рецензирования 20.04.2022
Принята к публикации 27.04.2022

The article was submitted 21.03.2022
Approved after reviewing 20.04.2022
Accepted for publication 27.04.2022