

УДК 691.32, 539.3

## ЧИСЛЕННОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ РАЗРУШЕНИЯ СТЕН ИЗ ГАЗОБЕТОНА И КИРПИЧНЫХ СТЕН, АРМИРОВАННЫХ СТАЛЬНЫМИ ВОЛОКНАМИ

А. Буюккарагоз, И. Калкан\*

Университет Гази, 06500 Анкара, Турция

\* Университет г. Кырыккале, 71450 Кырыккале, Турция

E-mails: karagoz@gazi.edu.tr, ilkerkalkan@kku.edu.tr

Приведены результаты экспериментального и численного исследования разрушения стен, армированных стальными волокнами. Экспериментально исследовано 18 образцов, изготовленных из полых кирпичей и газобетона и усиленных бетонными панелями с различным содержанием в них стальных волокон. Испытывались также шесть контрольных неармированных образцов. Получены кривые нагрузка — смещение, определены максимальные напряжения и смещения, исследован процесс образования трещин. Проведено сравнение экспериментальных данных и результатов численного моделирования.

Ключевые слова: полый кирпич, газобетон, бетонная панель, стальные волокна.

DOI: 10.15372/PMTF20210202

**Введение.** Применение кирпичной кладки в строительстве обусловлено доступностью материала, простотой изготовления и невысокой стоимостью. Наиболее широко используемым типом кирпичной кладки является неподкрепленная кладка. Неподкрепленная кладка выдерживает большие сжимающие нагрузки, но подвергается хрупкому разрушению под действием растягивающих напряжений. В силу большой массы и недостаточной пластичности кирпичная кладка часто подвергается разрушению при воздействии сейсмических нагрузок.

Существуют различные способы увеличения сопротивляемости кирпичной кладки растягивающим и сдвиговым напряжениям [1–3]. Армирование кладочных систем полимерными волокнами позволяет увеличить их сопротивление сдвиговым усилиям в 1,1–3 раза, а изгибающим моментам — более чем в семь раз [4–6].

В данной работе проводится сравнение результатов испытаний изготовленных в Университете Гази образцов кирпичных стен и стен из газобетона, усиленных панелями, содержащими стальные волокна [7], и результатов численного моделирования, выполненного методом конечных элементов с использованием пакета ANSYS.

Существуют различные аналитические и численные методы исследования поведения бетонных конструкций [8, 9], одним из которых является метод конечных элементов, используемый при решении различных инженерных задач. Пакет программ ANSYS, реализующий метод конечных элементов, содержит более 100 000 строк кода. С помощью этого пакета решаются статические и динамические задачи строительной механики, задачи

гидродинамики, электромагнетизма и т. д. В данной работе используется версия 2019 R1 пакета ANSYS [10].

**1. Численный анализ.** С использованием полученных ранее экспериментальных данных выполнено численное моделирование поведения восьми образцов, изготовленных из двух различных материалов. Высота и ширина образцов равны 900 мм. Результаты численного моделирования поведения шести образцов, армированных панелями со стальными волокнами, сравниваются с результатами численного моделирования поведения двух контрольных неармированных образцов. Толщина неармированного образца равна 200 мм, толщина каждой из двух панелей со стальными волокнами, наклеенных с двух сторон на неармированный образец, равна 10 мм.

Для моделирования поведения бетона используются конечные элементы SOLID65. Эти восьмиузловые элементы построены для изотропного материала и позволяют моделировать образование трещин в трех ортогональных направлениях, разрушение и деформирование с учетом пластических деформаций и деформаций ползучести.

Испытания образцов были проведены в соответствии со стандартом Американского общества по испытанию материалов ASTM E447 [11]. В экспериментах определялась зависимость напряжений от деформаций.

Образцы, изготовленные из полых кирпичей и газобетона, имели размеры 190 × 290 мм и 210 × 300 мм соответственно. Всего было изготовлено шесть образцов (по три образца из каждого материала). Измерения перемещений и деформаций проводились с использованием двух линейно регулируемых дифференциальных трансформаторов. Результаты определения прочности при сжатии призматических образцов приведены в табл. 1 ( $f_c$  — прочность на сжатие,  $\bar{f}_c$  — средняя прочность на сжатие,  $\bar{f}_c^*$  — скорректированный предел прочности с поправочным коэффициентом в соответствии со стандартом ASTM E447,  $A$  — площадь поперечного сечения,  $f_c^{\max}$  — предельная прочность на сжатие).

При построении элементов SOLID65 использовалась модель, предложенная в работе [12] для построения поверхности разрушения бетона. Модель бетона, предложенная в [13], применялась для определения модуля упругости и использовалась при построении кривой напряжение  $\sigma$  — деформация  $\varepsilon$  для неармированного бетона. В соответствии с этой моделью восходящая ветвь кривой  $\sigma$ — $\varepsilon$  является квадратичной параболой, а нисходящая ветвь — прямой. Максимальные напряжения принимаются равными 85 % “цилиндрической” прочности бетона ( $f_c = 0,85 f_{ck}$ ), а максимальные сжимающие напряжения соответствуют деформации  $\varepsilon_{c0} = 0,002$ .

Уравнением восходящей ветви кривой  $\sigma$ — $\varepsilon$  является уравнение параболы

$$\sigma_c = f_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 \right].$$

Предельное значение деформации сжатия можно принять равным  $\varepsilon_{cu} = 0,0038$ . Кривая  $\sigma$ — $\varepsilon$  построена с использованием модели [13] и экспериментальных данных, полученных с учетом свойств материала стены и армирующих панелей.

Таблица 1

Результаты экспериментов на сжатие призматических образцов

Материал кладки	$f_c$ , кН			$\bar{f}_c$ , кН	$\bar{f}_c^*$ , кН	$A$ , мм <sup>2</sup>	$f_c^{\max}$ , МПа
	Образец 1	Образец 2	Образец 3				
Полый кирпич	194,16	173,23	166,57	177,99	167,31	55 100	3,04
Газобетон	248,74	227,59	232,24	236,19	207,85	63 000	3,30



Рис. 1. Эксперимент на сжатие цилиндрического образца, изготовленного из бетонной панели

Уравнение для определения модуля упругости (в мегапаскалях), полученное с помощью модели, предложенной в работе [13], имеет следующий вид:

$$E_c = 12\,680 + 460f_c.$$

В эксперименте использовались образцы, изготовленные из полых кирпичей и газобетона, армированных плоскими бетонными панелями толщиной 10 мм, содержащими стальные волокна в определенном соотношении. После выдержки в течение 28 дней три цилиндрических образца размером  $150 \times 300$  мм, изготовленных из бетонных панелей, испытывались на сжатие (рис. 1). Пределы прочности, полученные в эксперименте, находились в интервале от 40 до 43 МПа. В экспериментах на сжатие деформации измерялись двумя линейно регулируемыми дифференциальными трансформаторами.

Характеристики стальных волокон марки Dramix ZP305, использованных в экспериментах, имели следующие значения: длина — 30 мм, диаметр — 0,55 мм, гибкость — 55, плотность —  $0,00785$  г/мм<sup>3</sup>, прочность на растяжение — 1100 МПа.

Бетонные панели были приклеены к поверхности стены с помощью двухкомпонентного эпоксидного клея Sikadur 31, имеющего прочность на сжатие 65 МПа, предел прочности на разрыв 20 МПа и прочность сцепления 3,5 МПа.

Был определен коэффициент трения между стеной и бетонной панелью. В работе [14] приведены экспериментальные значения коэффициента трения для эпоксидных клеев Sikadur 30 и Sikadur 31. Для клея Sikadur 31 коэффициент трения равен 0,6. При использовании конечно-элементной модели в пакете ANSYS коэффициент трения был принят равным 0,5 с учетом того, что поверхность изготовленной стены покрыта пылью и является пористой. Это значение коэффициента трения использовалось при создании конечных элементов CONTACT и TARGET, применяемых при моделировании контакта бетонных панелей и стены.

Обычно железобетонные конструкции анализируются методом конечных элементов с использованием разделенных и распределительных моделей.

В разделенных моделях армирующие волокна с геометрическими характеристиками, аналогичными характеристикам исходной арматуры, моделируются с помощью звеньев или труб, которые соединяются с узлами бетонных элементов. Такой подход может использоваться в простых моделях при описании поведения бетонных конструкций. Однако

Таблица 2

## Характеристики образцов

Материал	Образец	Способ упрочнения
Полый кирпич (CU)	CUR (контрольный образец)	Образец стены, не укрепленный бетонными панелями
	CU0	Образец стены, укрепленный бетонными панелями без стальных волокон
	CU1	Образец стены, укрепленный бетонными панелями, армированными стальными волокнами с концентрацией 1 %
	CU2	Образец стены, укрепленный бетонными панелями, армированными стальными волокнами с концентрацией 2 %
Газобетон (GB)	GBR (контрольный образец)	Образец стены, не укрепленный бетонными панелями
	GB0	Образец стены, укрепленный бетонными панелями без стальных волокон
	GB1	Образец стены, укрепленный бетонными панелями, армированными стальными волокнами с концентрацией 1 %
	GB2	Образец стены, укрепленный бетонными панелями, армированными стальными волокнами с концентрацией 2 %

в распределительных моделях армирующие элементы задаются путем присвоения конечному элементу номера, координаты, угла и степени армирования с учетом реальных параметров элемента SOLID65. Трещины можно исследовать с использованием разделенных либо распределительных моделей. В данной работе стальные волокна в бетонных панелях моделируются с помощью распределительной модели.

Для определения растягивающих напряжений в бетонных панелях, армированных стальными волокнами, используется предложенная в работе [15] формула

$$f_{sp} = (0,6 + 0,4v_f x l / d) x \sqrt{f_c}, \quad (1)$$

где  $f_{sp}$  — растягивающее напряжение в арматуре;  $v_f$  — объемная доля арматуры;  $l$  — длина стальной арматуры;  $d$  — диаметр стальной арматуры;  $f_c$  — прочность на сжатие.

В табл. 2 приведены характеристики экспериментальных образцов, в табл. 3 — значения параметров, использованных в методе конечных элементов ( $\mu$  — коэффициент трения,  $\sigma$  — напряжение, при котором образуется трещина при одноосном нагружении,  $\sigma_f$  — напряжение разрушения при одноосном нагружении).

Таблица 3

Характеристики бетона, использованные в пакете ANSYS

Образец	$\mu$		$\sigma$ , МПа	$\sigma_f$ , МПа
	Открытая трещина	Закрытая трещина		
CUR*	0,3	0,9	0,49***	2,58
CU0*	0,3	0,9	0,49***	2,58
CU0**	0,5	0,9	0,58***	35,87
CU1*	0,3	0,9	0,49***	2,58
CU1**	0,5	0,9	4,86****	35,11
CU2*	0,3	0,9	0,49***	2,58
CU2**	0,5	0,9	6,27****	36,38
GBR*	0,3	0,9	0,49***	2,81
GB0*	0,3	0,9	0,49***	2,81
GB0**	0,5	0,9	0,58***	35,87
GB1*	0,3	0,9	0,49***	2,81
GB1**	0,5	0,9	4,86****	35,11
GB2*	0,3	0,9	0,49***	2,81
GB2**	0,5	0,9	6,27****	36,38

\* Образец стены, не укрепленный бетонными панелями.

\*\* Образец стены, укрепленный бетонными панелями.

\*\*\* Значение, полученное по формуле, предложенной Американским институтом исследований свойств бетона (ACI) при разработке кода 318.

\*\*\*\* Значение, полученное по формуле (1).

В эксперименте образцы были повернуты на угол, равный  $45^\circ$ , и помещены между двумя стальными наконечниками, через которые передавалась нагрузка. В пакете ANSYS вертикальная нагрузка прикладывалась в точках сетки, сформированной для стальных наконечников. Характеристики материала стальных наконечников имели следующие значения: модуль упругости  $E_s = 210\,000$  МПа, коэффициент Пуассона  $\nu_s = 0,3$ , предел текучести  $\sigma_T = 365$  МПа. Образец, вырезанный из армированной стены, показан на рис. 2.

**2. Результаты исследования и их обсуждение.** В экспериментах исследовалось по три образца с одним и тем же свойством, всего было испытано 24 образца. Полученные в эксперименте максимальные и минимальные значения величин отбрасывались. Средние экспериментальные значения величин сравнивались со значениями величин, полученными в результате численного моделирования.

Форма трещин, полученных в результате численного моделирования, показана на рис. 3. Армирующие стальные волокна ограничивают распространение трещин. Следует отметить, что в образцах CU2 и GB2 (рис. 4) с высокой концентрацией стальных волокон распространение трещин ограничено. В контрольных образцах происходило хрупкое разрушение при малых деформациях без образования трещин.

В случае если проводится численное моделирование нагружения с контролируемой нагрузкой, максимальная нагрузка достигается в момент разрушения, и при внезапном увеличении смещения в каком-либо направлении программа завершает вычисления. В данном случае нагружение можно продолжать до достижения максимального значения нагрузки. При нагружении с контролируемым смещением зависимость  $\sigma-\varepsilon$  после достижения максимальной нагрузки убывает по параболическому закону и вычисления продолжают до тех пор, пока не произойдет внезапное увеличение смещения. В данной работе проводится численное моделирование нагружения с контролируемой нагрузкой.

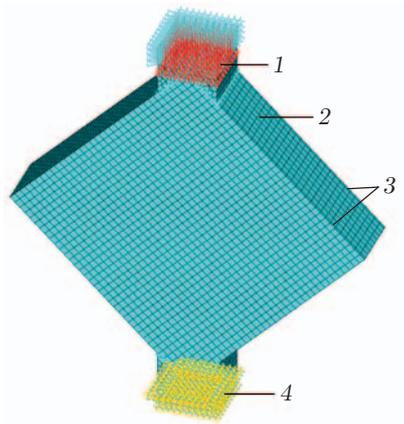


Рис. 2

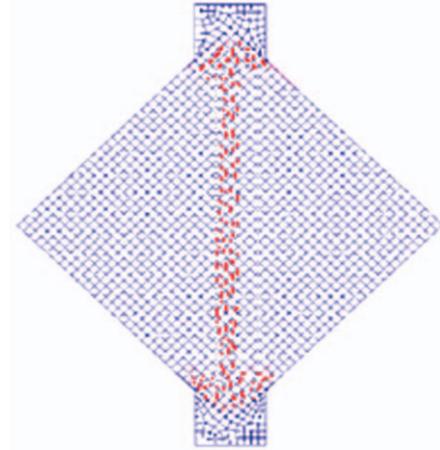


Рис. 3

Рис. 2. Схема нагружения образца:

1 — нагрузка, 2 — неармированная стена, 3 — бетонные панели, 4 — опоры

Рис. 3. Форма трещин в образце GB2, полученных в результате численного моделирования



Рис. 4. Образцы GB2 (а) и CU2 (б) после испытаний:

1 — стальной наконечник, 2 — датчик измерений (линейно регулируемый дифференциальный трансформатор), 3 — стальная рама, 4 — диагональная трещина

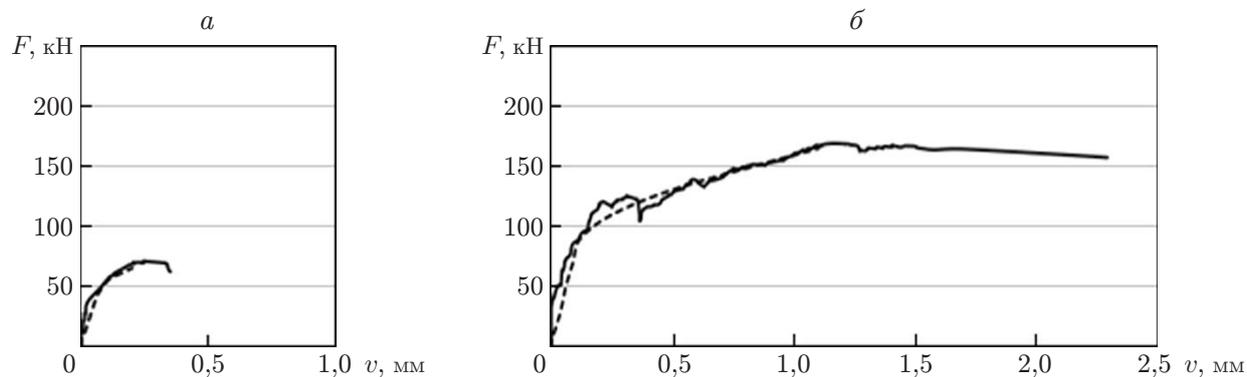


Рис. 5. Зависимости нагрузки  $F$  от вертикального смещения  $v$  для образцов CUR (а) и CU2 (б): сплошная линия — экспериментальные данные, штриховая — результаты численного моделирования

Из рис. 5 следует, что вычисления продолжались до тех пор, пока нагрузка не достигала максимального значения. На кривых отсутствует участок, следующий за точкой максимума нагрузки, поскольку он не исследуется в данной работе.

На рис. 5 экспериментальные кривые незначительно отличаются от кривых, полученных в результате численного моделирования. Это объясняется тем, что в программе численного решения невозможно учесть внезапное уменьшение жесткости материала при возникновении трещины. Для контрольных образцов кривые, полученные при численном моделировании с использованием пакета ANSYS, достаточно близки к экспериментальным кривым, но для образцов CU2 имеет место некоторое различие этих кривых. В программе, реализующей метод конечных элементов, выполняется условие полного сцепления на всех поверхностях контакта бетонных панелей и стен. Однако в действительности полное сцепление невозможно вследствие шероховатости поверхностей контакта, наличия на этих поверхностях пыли и невозможности обеспечить однородную толщину слоя эпоксидного клея. Поэтому имеется некоторое различие между экспериментальными данными и результатами численного моделирования. Тем не менее для большинства образцов экспериментальные данные и результаты численного моделирования хорошо согласуются.

В табл. 4 приведены полученные численно и в экспериментах максимальные значения перемещений и нагрузок. Среднее значение  $v_3/v_p$  равно 0,97, стандартное отклонение — 0,12, коэффициент вариации — 12 %. Среднее значение  $F_3/F_p$  равно 1,01, стандартное отклонение — 0,02, коэффициент вариации — 2 %. Для образцов кирпичной кладки экспериментальные значения максимальных нагрузок отличаются от расчетных не более чем на 2–4 %, максимальные смещения — не более чем на 5–16 %. Для образцов из газобетона эти диапазоны равны 1–2 % и 0–16 % соответственно. Более существенное различие максимальных смещений обусловлено тем, что, как отмечалось выше, в программе, реализующей метод конечных элементов, невозможно учесть внезапное уменьшение жесткости образца.

**Заключение.** Проведенное исследование позволяет сделать следующие выводы. Использование исследованного способа армирования бетонных плит позволяет предотвратить их внезапное разрушение. Для образцов кирпичной кладки экспериментальные значения максимальных смещений отличаются от расчетных не более чем на 5–16 %, для образцов из газобетона этот диапазон равен 0–16 %. Различие максимальных смещений обусловлено тем, что в программе, реализующей метод конечных элементов, невозможно учесть внезапное уменьшение жесткости образца. Большого соответствия эксперимен-

Таблица 4

## Результаты испытаний образцов CU и GB

Образец	$v_{\text{э}}, \text{мм}$	$F_{\text{э}}^{\text{max}}, \text{кН}$	$v_{\text{р}}, \text{мм}$	$F_{\text{р}}^{\text{max}}, \text{кН}$	$v_{\text{э}}/v_{\text{р}}$	$F_{\text{э}}^{\text{max}}/F_{\text{р}}^{\text{max}}$
CUR	0,25	66	0,22	64	1,14	1,03
CU0	0,46	200	0,55	192	0,84	1,04
CU1	0,69	208	0,83	200	0,83	1,04
CU2	1,16	169	1,10	165	1,05	1,02
GBR	0,81	80	0,90	81	0,90	0,99
GB0	0,51	223	0,61	228	0,84	0,98
GB1	0,35	259	0,31	255	1,13	1,02
GB2	0,65	235	0,65	240	1,00	0,98

Примечание.  $v_{\text{э}}, v_{\text{р}}$  — экспериментальные и расчетные значения вертикального смещения при максимальной нагрузке,  $F_{\text{э}}^{\text{max}}, F_{\text{р}}^{\text{max}}$  — экспериментальные и расчетные максимальные значения нагрузки.

тальных и численных результатов можно достигнуть за счет использования механических анкеров в углах стен.

## ЛИТЕРАТУРА

1. **Lourenco P. B.** Computational strategies for masonry structures: PhD diss. Delft, 1996.
2. **Kalali A., Kabir M. Z.** Experimental response of double-wythe masonry panels strengthened with glass fiber reinforced polymers subjected to diagonal compression tests // *Engng Structures*. 2012. V. 39. P. 4–37.
3. **Triantafillou T. C.** Strengthening of masonry structures using epoxy bonded FRP laminates // *ASCE J. Composites. Construct. Ser. 2*. 1998. V. 2. P. 96–104.
4. **Rosenthal I.** Precast ferrocement columns // *J. Ferro*. 1986. V. 16. P. 273–284.
5. **Winokur A., Rosenthal I.** Ferrocement in centrally loaded compression elements // *J. Ferro*. 1982. V. 12. P. 357–364.
6. **Razvi S., Saatcioglu M.** Confinement of reinforced concrete columns with welded wire fabric // *ACI Structur. J. Ser. 86*. 1989. V. 5. P. 615–623.
7. **Buyukkaragoz A.** Shear behavior of aerated concrete and hollow brick walls strengthened with steel fiber reinforced concrete panels // *Mech. Adv. Materials Structures*. 2018. [Электрон. ресурс]. Режим доступа: <https://doi.org/10.1080/15376494.2018.1519617>.
8. **Bangash M. Y. H.** Concrete and concrete structures: Numerical modeling and applications. L.: Elsevier Sci. Publ. Ltd., 1989.
9. **Hemmaty Y.** Modeling of the shear force transferred between cracks in reinforced and fibre reinforced concrete structures // *Proc. of the ANSYS conf., Pittsburgh (USA), Aug. 1998*. S. 1., 1998. V. 1.
10. **ANSYS** user's manual version R1. Houston: Swanson Analysis Systems Inc., 2019.
11. **ASTM E447.** Test methods for compressive strength of laboratory constructed masonry prisms. West Conshohocken: Amer. Soc. for Testing and Materials, 1998.
12. **Willam K. J., Warnke E. P.** Constitutive model for triaxial behavior of concrete // *Proc. Intern. Assoc. Bridge Structural Engng Conf.* 1975. V. 19. P. 1–30.
13. **Ersoy U.** Reinforced concrete / U. Ersoy, G. Ozcebe. Ankara: Department of Civil Engng Middle East Tech. Univ., 2004.

14. **Paulsen E., Jensen A. P.** On testing the failure criterion of bonding agents for use as plate structural bonding for the strengthening of concrete structures // Nord. Concrete Res. Ser. 1. 1997. V. 20, N 1/2. P. 79–93.
15. **Musmar M.** Tensile strength of steel fiber reinforced concrete // Contemporary Engng Sci. Ser. 24. 2013. V. 5. P. 225–237.

*Поступила в редакцию 21/IV 2020 г.,  
после доработки — 3/VIII 2020 г.  
Принята к публикации 31/VIII 2020 г.*

---