

Received: 02.10.2024

Revised: 31.11.2024

Accepted: 06.12.2024

DOI: 10.17804/2410-9908.2024.6.131-142

THE FEATURES OF THE DEFORMATION BEHAVIOR OF REINFORCED MASONRY STRUCTURES UNDER TECHNOGENIC IMPACT IN SUBSIDED AREAS

G. N. Gusev^a and V. V. Korepanov^{b, *}

*Institute of Continuous Media Mechanics, Ural Branch of the Russian Academy of Sciences,
1 Ak. Koroleva St., Perm, 614013, Russia*

^a  <https://orcid.org/0000-0002-9072-0030>  gusev.g@icmm.ru;

^b  <https://orcid.org/0009-0007-5224-820X>  kvv@icmm.ru

*Corresponding author. Email: kvv@icmm.ru

Address for correspondence: ul. Ak. Koroleva, 1, Perm, 614013, Russia

Tel.: +7 (342) 237-8330

This paper considers the mechanism of the transfer of mining-caused deformations from subsided soil mass to the structural components of reinforced masonry structures (brick buildings). Different models of the behavior of a brick wall and a ground base, as well as variants of their contact interaction, are considered. The limiting strains of the ground are determined for the characteristics specified in the models. The level of strains and their growth in the bearing elements of reinforced masonry structures is shown to be essentially governed by the choice of the type of interaction of the structural elements in the system with the ground base. Curves showing the averaged strain in a brick wall of bonded section for different strength grades as a function of the deformation of the ground base are plotted on the basis of the models.

Keywords: subsided area, ground base deformation, brick wall, foundation wall block, numerical simulation

Acknowledgment

The study was performed under the state assignment, theme registration number 124020700047-3.

References

1. Samsonov, S. and Baryakh, A. Estimation of deformation intensity above a flooded potash mine near Berezniki (Perm Krai, Russia) with SAR interferometry. *Remote Sensing*, 2020, 12 (19), 3215. DOI: 10.3390/rs12193215.
2. Gusev, G.N., Epin, V.V., and Tsvetkov, R.V. The results of long-term observations of uneven settlements of buildings located on the territory of the Verkhnekamskoye potash deposit in Berezniki. *Izvestiya UGGU*, 2022, 3 (67), 80–89. (In Russian). DOI: 10.21440/2307-2091-2022-3-80-89.
3. SP 21.13330.2012. Buildings and structures on undermined territories and slumping soils. (In Russian).
4. Territorial Building Codes. 22–301–98. (In Russian).
5. *Rukovodstvo po proektirovaniyu zdanij i sooruzhenij na podrabatyvaemykh territoriyakh* [A Guide for Designing Buildings and Constructions on Moonlit Territories. Part 2]. Stroyizdat Publ., Moscow, 1986, 304 p. (In Russian).
6. Gusev, G.N., Baryakh, A.A., Shardakov, I.N., and Tsvetkov, R.V. Ensuring safe operation of monolithic structures in undermined areas. *Diagnostics, Resource and Mechanics of materials*

- and structures*, 2023, 2, 6–18. DOI: 10.17804/2410-9908.2023.2.006-018. Available at: http://dream-journal.org/issues/2023-2/2023-2_394.html
7. Gusev, G.N., Shardakov, I.N., Baryah, A.A., and Glot, I.O. Deformation interaction of panel residential buildings with the soil in the zone of technogenic impact. *Computational Continuum Mechanics*, 2023, 16 (1), 36–45. (In Russian). DOI: 10.7242/1999-6691/2023.16.1.3.
8. Menétrey, P. and Willam, K. Triaxial failure criterion for concrete and its generalization. *Acı Structural Journal*, 1995, 92 (3), 311–318. DOI: 10.14359/1132.
9. Ottosen, N.S. A failure criterion for concrete. *ASCE Engineering Mechanics Division*, 1977, 103 (4), 527–535. DOI: 10.1061/JMCEA3.0002248.
10. Bazant, Z.P., Yuyin, X., and Prat, P.C. Microplane model for concrete. I: stress-strain boundaries and finite strain. *Journal of Engineering Mechanics*, 1996, 122 (3), 245–254. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1996)122:3(245).
11. Bazant, Z.P., Xiang, Y., Adley, M.D., Prat, P.C., and Akers, A. Microplane model for concrete. II: data delocalization and verification. *Journal of Engineering Mechanics*, 1996, 122 (3), 255–262. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1996)122:3(255).
12. Valanis, K.C. and Read, H.E. An endochronic plasticity theory for concrete. *Mechanics of Materials*, 1986, 5 (3), 277–295. DOI: 10.1016/0167-6636(86)90024-4.
13. Bazant, Z.P., Bhat, P.D., and Shieh, C.L. *Endochronic theory for inelasticity and failure analysis of concrete structures*, United States, 1976.
14. Kachanov, L.M. *Introduction to Continuum Damage Mechanics*, Springer, Dordrecht, 1986, 135 p. DOI: 10.1007/978-94-017-1957-5.
15. Krajcinovic, D. and Fonseka, G.U. The continuous damage theory of brittle materials. Part 1: general theory. *Journal of Applied Mechanics*, 1981, 48 (4), 809–815. DOI: 10.1115/1.3157739.
16. Valanis, K.A. Theory of viscoplasticity without a yield surface. Part 1. General theory. *Archives of Mechanics*, 1971, 23, 517–533.
17. Willam, K.J. and Warnke, E.P. Constitutive model for the triaxial behavior of concrete. In: *International Association for Bridge and Structural Engineering Proceedings*, 1975, vol. 19, pp. 1–30.
18. Pisano, A.A. An algorithmic approach for peak load evaluation of structural elements obeying a Menetrey–Willam type yield criterion. *Electronic Journal of Differential Equations*, 2012, 2012 (167), 1–9. Available at: <https://ejde.math.txstate.edu/Volumes/2012/167/pisano.pdf>
19. Jasinski, R. Validation of elastic-brittle, and elastic-plastic FEM model of the wall made of calcium silicate and AAC masonry units. In: *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 2019, 603 (3), 032001. DOI: 10.1088/1757-899X/603/3/032001.
20. Červenka, J. and Papanikolaou, V.K. Three dimensional combined fracture-plastic material model for concrete. *International Journal of Plasticity*, 2008, 24 (12), 2192–2220. DOI: 10.1016/j.ijplas.2008.01.004.
21. Hokeš, F., Kala, J., Hušek, M., and Král, P. Parameter identification for a multivariable non-linear constitutive model inside Ansys Workbench. *Procedia Engineering*, 2016, 161, 892–897. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.08.743.
22. Dmitriev, A., Novozhilov, Yu., Mikhalyuk, D., and Lalin, V. Calibration and validation of the Menetrey–Willam constitutive model for concrete. *Construction of Unique Buildings and Structures*, 2020, 88, 8804. DOI: 10.18720/CUBS.88.4. SP 15.13330.2020. (In Russian).

Подана в журнал: 02.10.2024

УДК 004.942, 69.04

DOI: 10.17804/2410-9908.2024.6.131-142

ОСОБЕННОСТИ ДЕФОРМАЦИОННОГО ПОВЕДЕНИЯ АРМОКАМЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ В УСЛОВИЯХ ТЕХНОГЕННОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

Г. Н. Гусев^а, В. В. Корепанов^{б, *}

*Институт механики сплошных сред Уральского отделения Российской академии наук,
ул. Ак. Королева, 1, г. Пермь, 614013, Россия*

^а  <https://orcid.org/0000-0002-9072-0030>  gusev.g@icmm.ru;

^б  <https://orcid.org/0009-0007-5224-820X>  kvv@icmm.ru

*Ответственный автор. Электронная почта: kvv@icmm.ru

Адрес для переписки: ул. Ак. Королева, 1, Пермь, 614013, Россия

Тел.: +7 (342) 237-83-30

В настоящей работе рассмотрен механизм передачи деформаций от подрабатываемого грунтового массива, вызванных влиянием добычи полезных ископаемых, на конструктивные элементы армокаменных сооружений – кирпичных зданий. Рассматриваются различные модели поведения кирпичной стены и грунтового основания, а также варианты их контактного взаимодействия. Определены предельные деформации грунта для заданных характеристик в моделях. Показано, что уровень деформаций и их рост в несущих элементах армокаменных сооружений существенным образом определяется выбором варианта взаимодействия конструктивных элементов в системе с грунтовым основанием. На основе рассмотренных моделей построены зависимости осредненной деформации в кирпичной стене перевязанного сечения для разных марок прочности от деформации грунтового основания.

Ключевые слова: подработанная территория, деформация грунтового основания, кирпичная стена, фундаментный стеновой блок, численное моделирование

1. Введение

Техногенные воздействия, связанные с добычей ископаемых и выемкой руды из недр, оказывают влияние на вышележащие грунтовые массивы и, как следствие, приводят к искажению земной поверхности. Это вызывает деформацию сооружений и зданий, расположенных на ней. Скорости развития деформационных процессов зависят от многих факторов, таких как способы и объемы добычи, глубина залегания рудоносных пластов, механические свойства пород. А техногенные аварии, например затопление рудников, могут значительно ускорить данный процесс. Поэтому безопасную эксплуатацию сооружений в зонах влияния подработки обеспечивают путем измерений деформационных параметров горного массива [1] или строительных конструкций [2], путем прогнозирования их развития с течением времени и сравнением с предельными значениями ряда деформационных параметров. Следует отметить, что при таком подходе существует проблема оценки начального деформационного состояния конструкций, так как обычно датчики на них не устанавливаются сразу после строительства. К тому же измерение всей совокупности деформационных параметров даже на одном здании представляет собой непростую задачу, а число зданий в зоне подработки может достигать сотен единиц. Геодезические и другие способы наблюдения за массивом грунтов, как правило, регулярны и ведутся с момента начала добычи, что позволяет на их основе оценивать текущие деформации грунтов и также осуществлять прогноз их эволюции. В этой связи целесообразно

научиться достоверно определять техническое состояние зданий и их остаточный ресурс на основе данных по деформации грунтов, находящихся в их основании.

Нормативные документы для сооружений на подработанной территории [3–5] не позволяют в полной мере осуществить прогноз изменения технического состояния строительных сооружений. Они не учитывают ряд важных факторов: контактное взаимодействие грунта и фундаментов, нелинейное поведение конструкционных материалов и грунтов и пр. Например, в работах [6, 7] рассмотрено влияние горизонтальных деформаций грунта на напряженно-деформированное состояние (НДС) монолитных и панельных сооружений. Показано, что НДС данных сооружений существенным образом зависит от учета характера взаимодействия конструкций с грунтовым основанием вопреки методике, приведенной в нормативной документации. Более остро данная проблема стоит для армокаменных зданий в зоне подработки, которые подвергаются аналогичным воздействиям. Ввиду конструктивной схемы фундаментов, которые чаще всего представлены фундаментными стеновыми блоками (ФБС), актуальной задачей является изучение механизма их взаимодействия с грунтовым массивом и вышележащей кирпичной кладкой (например), который существенным образом и определяет НДС всего сооружения в целом.

В армокаменных (чаще всего кирпичных) зданиях основным механизмом разрушения является образование и развитие трещин в стенах. Например, кирпичная стена представляет собой сложную композитную конструкцию, в составе которой присутствуют материалы с разными пределами прочности на растяжение и сжатие, как сами по себе, так и в целом формирующие конструктивно неоднородную систему. Речь идет о кирпичах и цементно-песчаном растворе. В настоящее время описание деформационного поведения таких материалов основывается на следующих теориях: теории пластичности с моделью пластического течения [8, 9], теории микропластин [10, 11], эндохронной теории [12, 13], нелинейной механики разрушения, теории повреждений [14, 15], теории вязкопластичности [16]. Каждая из этих теорий охватывает определенный тип деформационного поведения такого рода материалов, поэтому их применимость зависит от специфики форм реализующегося НДС. Чаще всего использование данных подходов происходит путем их численной реализации с помощью метода конечных элементов.

Большинство расчетных моделей для этих материалов в САЕ-пакетах (computer-aided engineering – пакеты для автоматизации инженерных расчетов) основаны на теории пластического течения. Основными критериями разрушения, применяемыми в расчетах кирпичных зданий и сооружений, являются критерии Уиллама – Варнке [17] и Менетри – Уиллама [8]. Сложность применения критерия Уиллама – Варнке для анализа разрушения строительных конструкций заключается в зависимости предельных параметров в виде напряжений от формы и размеров сетки конечных элементов, а также плохой сходимости и устойчивости решений. Другой популярной моделью является модель, основанная на поверхности текучести Менетри – Уиллама. Существует достаточно большое число работ, посвященных созданию улучшенных расчетных моделей на основе поверхности текучести Менетри – Уиллама [18–20]. Однако многие не прошли верификацию и не нашли широкого применения. Поэтому в работе [21] авторы предложили обратную идентификацию параметров модели Менетри – Уиллама, которая реализована в программе Ansys, на основе совпадения результатов моделирования и эксперимента. А в работе [22] предлагается методика калибровки и верификации модели на примере бетона, где все параметры задаются в соответствии с европейскими стандартами. В данном подходе основными компонентами модели Менетри – Уиллама [8] являются форма поверхности нагружения, функция пластического потенциала, и, что немаловажно, есть возможность описания поведения конструкций при упрочнении и разупрочнении. Данный подход подтвержден серией натурных экспериментов.

В текущей работе поставлена задача использования и сравнения различных вариантов механического поведения кирпичных сооружений применительно к оценке механизма взаимодействия элементов этой системы с грунтовым основанием и блоками ФБС.

Механизм передачи деформации от грунта к кирпичным стенам предполагается оценивать на основе параметров, к которым относятся осредненные на длине конструкции величины главных напряжений, деформаций и перемещений в модели. Это позволит определить, каким образом и в какой степени деформация от грунта передается на несущие конструкции, а также оценить уровень допустимых и предельных деформаций грунтов, вызывающих опасное деформирование кирпичных сооружений в условиях, моделирующих подработку грунта.

Таким образом, данное исследование посвящено изучению деформационного взаимодействия всех компонентов в системе «армокаменная конструкция – ФБС – грунтовое основание». Особенностью поведения такого рода систем является сложное механическое взаимодействие в зонах сопряжения разных конструктивных элементов. Эти элементы представлены разными материалами, к которым относятся кирпичная кладка, отвержденный цементно-песчаный раствор, железобетонные блоки фундамента и грунт в основании. Именно механикой взаимодействия этих элементов и определяется НДС системы в целом. Основная задача – это научиться прогнозировать деформационное состояние армокаменного элемента (стены, здания и т. д.) по величине деформаций в окрестности фундаментных конструкций сооружения.

2. Постановка задачи и методы решения

Для подработанной территории характерно деформирование земной поверхности, на которой возникают зоны с растягивающими и сжимающими напряжениями. Размер этих зон многократно превышает размер одного здания, поэтому деформирование на масштабе одного здания можно считать условно однородным. Худший сценарий нагружения для сооружения реализуется при превалировании растягивающих деформаций вдоль несущих стен здания. Поэтому изучение механизма передачи деформаций на конструкции кирпичных сооружений производится для фрагмента здания, который включает в себя стену, опирающуюся на ФБС (рис. 1). Поскольку в данном исследовании изучается именно механизм передачи деформаций грунтового массива на конструкции стены, полное подобие сооружению конечно-элементной модели не предполагается. Выбран фрагмент стены без окон и неполной высоты. Оставшаяся часть стены учтена в виде равномерно распределенной нагрузки, формирующей суммарный вес стены как для 5-этажного здания, являющегося наиболее распространенным типовым решением с фундаментными конструкциями из блоков ФБС. Значение равномерно распределенной нагрузки полагалось равным 400 кПа.

Рассмотрим различные модели механического поведения для материалов кирпичной стены, растворного шва между стеной и ФБС, грунтов, а также разные типы взаимодействия ФБС и грунтов. Таким образом, расчет НДС для рассматриваемой системы «стена – ФБС – грунт» проведен для разных вариантов сочетания моделей, представленных в табл. 1.

В таблице 1 приведены варианты сочетания расчетных моделей грунта и элементов сооружения, условно обозначенных цифрами от 1 до 6. Механические характеристики кирпичной кладки для перевязанного сечения, растворного шва и блоков ФБС в рамках линейной упругой модели приняты однородными с обобщенными упругими постоянными согласно СП [23]. Физически нелинейная модель кирпичной стены и растворного шва сформирована с помощью модели упругопластического течения с критерием Менетри – Уиллама [8], а неупругая модель поведения грунтового основания реализуется с помощью упругопластической модели Кулона – Мора [16]. Контактное взаимодействие ФБС и грунтового основания учтено как взаимодействие с трением по закону Кулона. Модель 2 разделена на 3 варианта, соответствующих различным коэффициентам трения μ при учете контактного взаимо-

действия ФБС и грунтового основания. Соответственно, модель 2a – при $\mu = 0,3$, модель 2b – при $\mu = 0,6$, модель 2c – при $\mu = 0,9$.

Таблица 1

Различные расчетные модели деформационного поведения основных элементов
в системе «стена – ФБС – грунт»

Виды расчетов	Упругая модель грунта, совместность деформаций «грунт – ФБС»	Упругая модель грунта, контакт «грунт – ФБС»	Неупругая модель грунта, контакт «грунт – ФБС»
Упругая модель стены, ФБС и шва	Модель 1	Модель 2a, 2b, 2c	Модель 3
Упругая модель ФБС, нелинейная модель для стены и шва	Модель 4	Модель 5	Модель 6

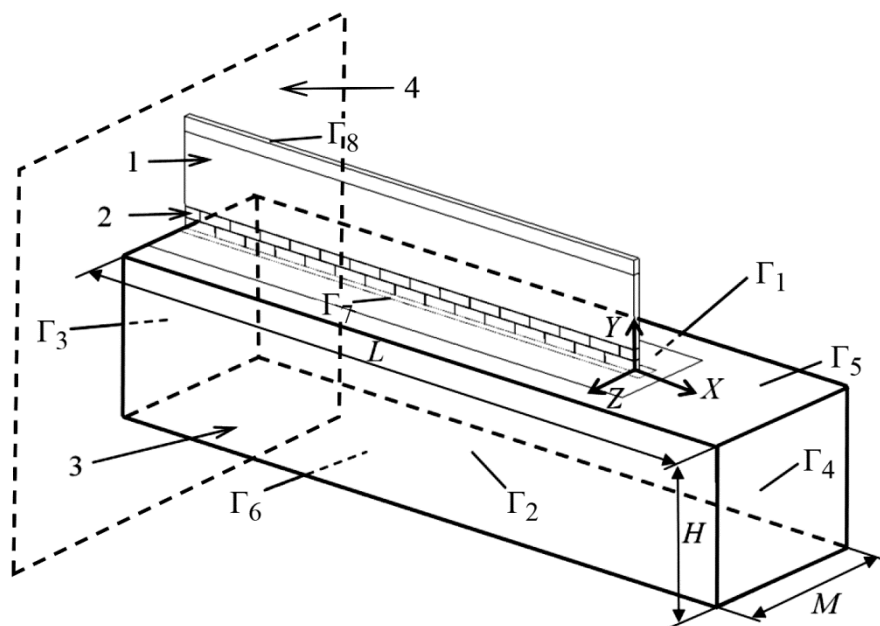


Рис. 1. Расчетная схема для оценки НДС системы «кирпичное сооружение – ФБС – грунтовое основание» (1 – кирпичная стена; 2 – блоки ФБС; 3 – грунтовое основание; 4 – плоскость симметрии)

В качестве расчетной схемы рассматривается фрагмент грунта конечных размеров $L \times M \times H$, совмещенный с фундаментом здания (через блоки ФБС) и, соответственно, кирпичной стеной (рис. 1). Начало декартовой системы координат совпадает с одним из углов в основании стены.

На внешних границах расчетной области принимаются следующие условия: на торцах Γ_1 и Γ_2 выделенного массива грунта устанавливается условие отсутствия нормальных перемещений и касательных напряжений; на торце Γ_3 задается условие симметрии (плоскость симметрии); на торце Γ_4 задаются кинематические граничные условия в виде перемещений, направленных вдоль оси X , такой величины, чтобы постепенно сформировать однородное поле растягивающих деформаций с величиной 5 %; внешняя поверхность грунта Γ_5 считается свободной от нагрузок; на нижней границе грунта Γ_6 вертикальные перемещения и касательные напряжения принимаются равными нулю.

тельные напряжения полагаются отсутствующими; на области сопряжения границы блоков ФБС и грунтового основания Γ_7 выполняется условие совместности деформаций или задается условие контакта по закону Кулона; на поверхности Γ_8 задается нагрузка заданной интенсивности, соответствующая нагрузке от вышележащих этажей.

Численная реализация поставленной краевой задачи осуществляется на основе ее вариационной постановки с использованием программного средства Ansys.

3. Результаты численного моделирования

Моделирование НДС в системе проводится в два этапа. Первый этап – это гравитационное нагружение с учетом эксплуатационных нагрузок, для того чтобы сформировать исходное деформированное состояние. На втором этапе численного расчета на уже деформированной модели формируется поле деформаций от техногенного воздействия в массиве грунта в области однородного растяжения мульды сдвижения.

Далее производится серия вычислений в рамках моделей, которые приведены в табл. 1. Обобщенные механические характеристики в рамках упругой изотропной линейной модели для кирпичной стены, растворного шва, блоков ФБС и грунтового основания приведены в табл. 2. На всех этапах вычислений коэффициент трения в модели сухого трения Кулона варьируется в пределах от 0,3 до 0,9. Размеры кирпичной стены: длина – 30 м, высота – 5 м, толщина – 0,4 м; размеры блоков ФБС: длина – 2 м, высота – 0,6 м, толщина – 0,4 м; толщина растворного шва – 0,02 м; размеры грунтового основания: $L = 40$ м, $H = 9$ м, $M = 10,4$ м (рис. 1). Прочностные характеристики кирпичной кладки в модели Менетри – Уиллама приняты согласно СП [23] как для кладки перевязанного сечения для марки прочности кирпича и раствора М150.

Таблица 2

Механические характеристики материалов

Механические характеристики	Кирпичная стена	Растворный шов	Блоки ФБС	Грунтовое основание
Модуль упругости, МПа	3600	10 000	32 000	20
Коэффициент Пуассона	0,3	0,22	0,22	0,3

Учет физически нелинейного поведения материалов стены позволяет получить наглядную картину зарождения и развития дефектов в конструкции.

На рис. 2 качественно показана относительно равномерная картина зон развития дефектов в конструкции (Модель 6, табл. 1) при средней деформации грунтового основания $\varepsilon_{гр} = 0,01$. Она свидетельствует о том, что «трещины» в стене возникнут и будут прорастать вверх в местах, где соединяются блоки ФБС между собой. Учитывая этот факт, а также принимая во внимание прочностные характеристики кирпичной кладки, определенные согласно СП [23], можно провести оценку допустимых величин осредненной растягивающей деформации для всей стены. Предельная деформация, соответствующая прочности кирпичной кладки на разрыв согласно СП [23], определяется как отношение предела прочности (в зависимости от марки прочности кирпича и растворного шва) к обобщенному модулю упругости кладки с перевязанным сечением (3600 МПа) и составляет $113 \text{ мк}\varepsilon (10^{-6})$ для средней марки кладки по прочности $R_{u100} = M100$, $125 \text{ мк}\varepsilon (10^{-6})$ для $R_{u150} = M150$, $156 \text{ мк}\varepsilon (10^{-6})$ для $R_{u200} = M200$, что будет являться нижней границей допустимого значения средней деформации ε_1 . По данным СП [23], в кирпичных стенах допускается наличие трещин раскрытием 0,5 мм до присвоения объекту статуса «аварийный». При рассматриваемой длине ФБС 2 м это соответствует осредненной растягивающей деформации стены $363 \text{ мк}\varepsilon (10^{-6})$ для средней

марки кладки по прочности $Ru100_{0.5} = M100$, $375 \mu\epsilon$ (10^{-6}) для $Ru150_{0.5} = M150$, $406 \mu\epsilon$ (10^{-6}) для $Ru200_{0.5} = M200$. Эти значения будем считать предельными деформациями кирпичной стены ϵ_1 (рис. 3 и 4).

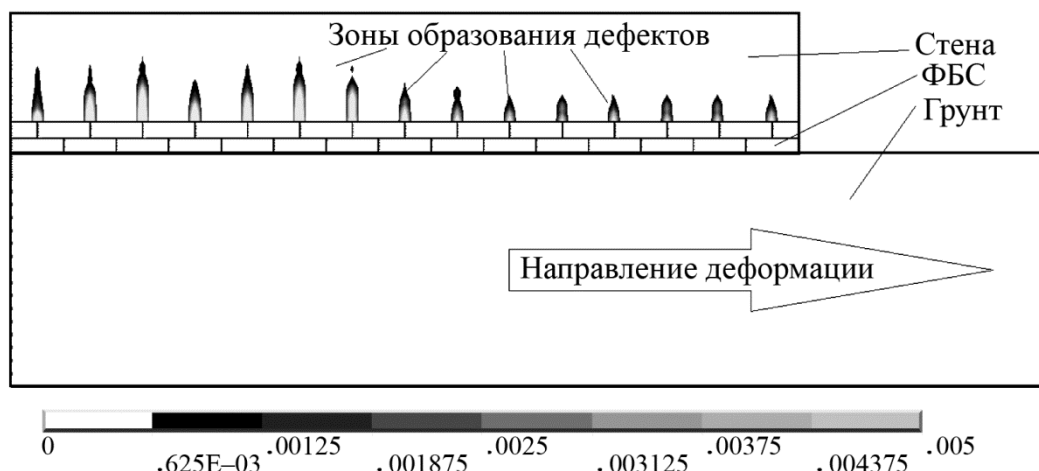


Рис. 2. Картина интенсивности деформаций для упругопластической модели поведения кирпичной стены и растворного шва в зоне образования дефектов

На основании проведенных расчетов представим зависимость осредненной растягивающей деформации кирпичной стены $\epsilon_{ст}$ от средней деформации грунтового основания $\epsilon_{гр}$ для ряда вариантов рассматриваемых моделей, приведенных в табл. 1.

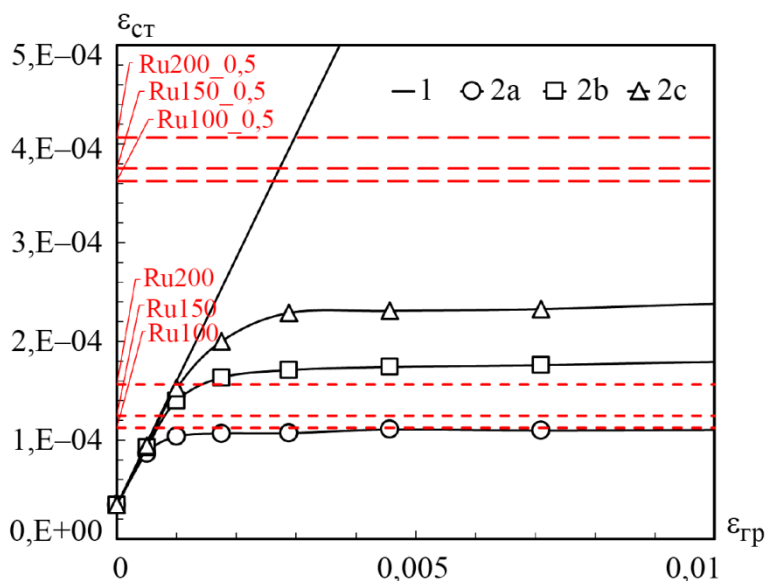


Рис. 3. Зависимость средней растягивающей деформации стены $\epsilon_{ст}$ от средней деформации грунта $\epsilon_{гр}$ для линейно-упругой модели стены при различных вариантах взаимодействия ФБС и грунтового основания

На рис. 3 показаны зависимости средней растягивающей деформации кирпичной стены от средней растягивающей деформации грунта, полученные для линейной упругой модели и различных случаев взаимодействия ФБС и грунтового основания: 1 – вариант совместности деформаций ФБС и грунтового основания; 2а – «Модель 2а», 2b – «Модель 2б», 2с – «Модель 2с» – расчеты с учетом контактного взаимодействия ФБС и грунтового основания с различными коэффициентами трения (табл. 1). Группа верхних пунктирных линий на

рис. 3 – это значения предельных растягивающих деформаций ε_1 в зависимости от прочности кладки в кирпичной стене, а нижняя – значения соответствующих допустимых растягивающих деформаций ε_1 в кирпичной стене.

Видно, что учет контактного взаимодействия между ФБС и грунтовым основанием существенно снижает деформации, передаваемые кирпичной стене. Несмотря на то что пределы прочности кладки на определенном уровне деформаций грунта превышены, увеличения деформаций в стене вплоть до предела по трещинообразованию [23] не достигнуто.

На рис. 4 к ряду результатов расчета, приведенному на рис. 3, добавлены результаты расчетов с применением нелинейных моделей: 3 – «Модель 3» – вариант расчета с учетом упруго-пластического поведения грунта по модели Кулона – Мора; 4 – «Модель 4» – вариант расчета по упругопластической модели с использованием критерия прочности Менетри – Уиллама и с учетом совместности деформаций между ФБС и грунтовым основанием; 5 – «Модель 5» – вариант расчета по упругопластической модели с использованием критерия прочности Менетри – Уиллама и с учетом контактного взаимодействия между ФБС и грунтовым основанием (с коэффициентом трения 0,3).

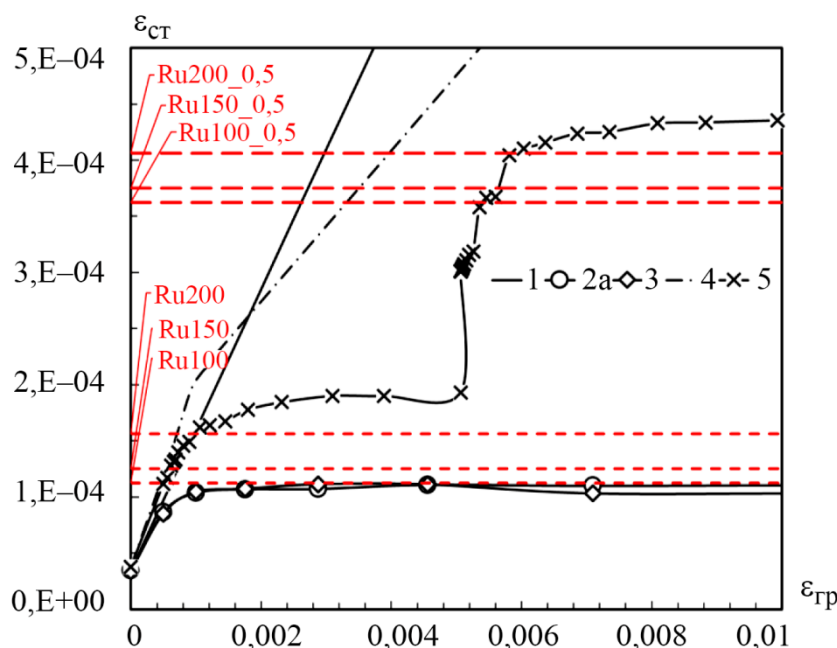


Рис. 4. Зависимость осредненной растягивающей деформации стены $\varepsilon_{ст}$ от средней деформации грунта $\varepsilon_{гр}$ для различных моделей (1, 2, 5, 6 в табл. 1)

Можно сказать, что учет ряда нелинейных моделей также снижает деформации, передаваемые кирпичной стене в сравнении с вариантом 1. Однако при учете нелинейной модели поведения грунтового основания средние растягивающие деформации стены $\varepsilon_{ст}$ не превышают предельные деформации кирпичной кладки ε_1 , как и в случае учета контактного взаимодействия в линейно-упругой постановке. А при учете нелинейной модели поведения с использованием критерия прочности Менетри – Уиллама при деформации грунта $\varepsilon_{гр}$ более 0,005 осредненная деформация кирпичной стены $\varepsilon_{ст}$ превышает предельное значение с учетом трещинообразования. Нужно отметить, что, согласно нормативной документации [4], предельно допустимая деформация грунтового массива в окрестности фундаментов кирпичных зданий подобной этажности не должна превышать 0,002 при тех же прочностных характеристиках.

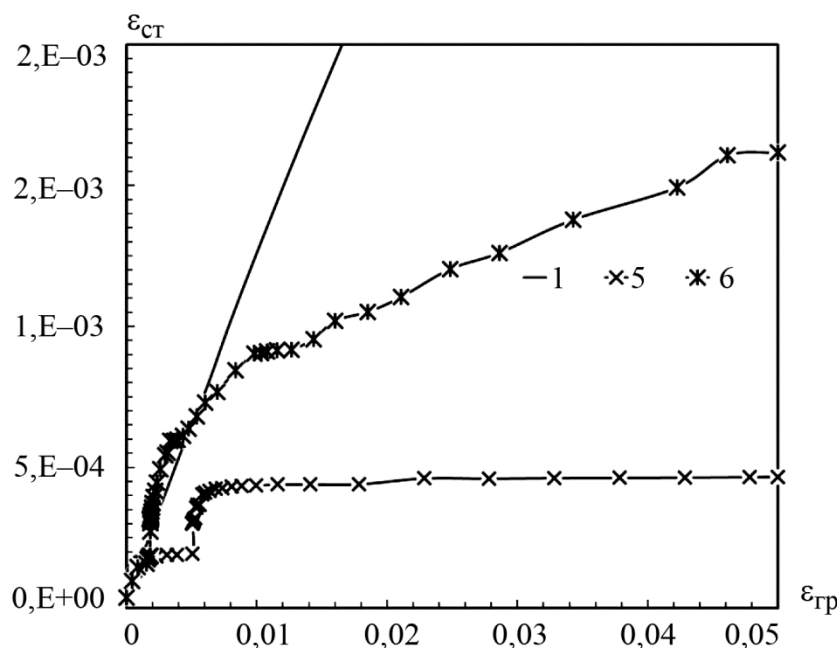


Рис. 5. Зависимость осредненной растягивающей деформации стены $\varepsilon_{ст}$ от средней деформации грунта $\varepsilon_{гр}$ для различных моделей (1, 5, 6 в табл. 1)

Результаты расчетов с учетом нелинейного деформирования как грунта в основании, так и элементов растворного шва и кладки (Модель 6 – табл. 1) представлены на рис. 5. Для сравнения приведены результаты моделей 1 и 5. Видно, что характер деформирования кирпичной стены несколько отличается от приведенных ранее результатов. Основное отличие заключается в том, что с ростом деформации грунта в окрестности фундамента на заданном интервале деформирования не прекращается накопление деформаций в кирпичной кладке.

4. Заключение

Численно продемонстрирован механизм взаимодействия основных конструктивных элементов армокаменных (кирпичных) сооружений с грунтовым массивом в условиях техногенных воздействий на подрабатываемых территориях. В качестве конструктивных элементов рассматривается кирпичная стена с перевязанным сечением, растворный шов и фундамент в виде блоков ФБС.

Учет особенностей деформационного взаимодействия в предложенных постановках позволяет сделать следующие выводы.

При моделировании конструктивных элементов армокаменного сооружения и грунтового основания в рамках линейно-упругой модели без учета контактного взаимодействия ФБС и грунтового основания средняя растягивающая деформация кирпичной стены $\varepsilon_{ст}$ превышает свое предельное значение ε_1 уже при достижении деформации грунтового основания $\varepsilon_{гр} \approx 0,002$. Это полностью согласуется с нормативной документацией. Но с учетом контактного взаимодействия ФБС и грунтового основания (для ряда моделей и показателей прочности стены) средняя деформация стены $\varepsilon_{ст}$ не превышает даже своего допустимого значения ε_1 .

Моделирование с учетом ряда нелинейных моделей также показывает, что снижаются средние растягивающие деформации кирпичной стены. Однако при учете нелинейной модели поведения грунтового основания средние растягивающие деформации в стене не превышают допустимые значения (без учета образования трещин), как и в случае учета контактного взаимодействия в линейной модели. А при учете нелинейной модели поведения кирпичной кладки с использованием критерия прочности Менетри – Уиллама, при $\varepsilon_{гр} > 0,005$, $\varepsilon_{ст}$ превышает свое предельное значение даже с учетом раскрытия трещин величиной до 0,5 мм.

Учет возможности нелинейного деформирования как элементов грунтового основания, так и элементов кирпичной стены вместе с растворным швом между ФБС дал промежуточный результат между описанными выше подходами.

Проведенные исследования являются основой для детального моделирования армокаменных сооружений в условиях техногенных воздействий на подрабатываемых территориях. Это необходимо для решения задач прогнозирования их деформационного состояния на основе данных геодезического мониторинга. Результаты исследований легли в основу методики, по которой осуществляется мониторинг группы административных и жилых кирпичных зданий в г. Березники Пермского края.

Благодарность

Работа выполнена в рамках государственного задания, регистрационный номер темы 124020700047-3.

Литература

1. Samsonov S., Baryakh A. Estimation of deformation intensity above a flooded potash mine near Berezniki (Perm Krai, Russia) with SAR interferometry // Remote Sensing. – 2020. – Vol. 12 (19). – P. 3215. – DOI: 10.3390/rs12193215.
2. Гусев Г. Н., Епин В. В., Цветков Р. В. Результаты многолетних наблюдений неравномерных осадок зданий, находящихся на территории Верхнекамского калийного месторождения в г. Березники // Известия УГГУ. – 2022. – № 3 (67). – С. 80–89. – DOI: 10.21440/2307-2091-2022-3-80-89.
3. СП 21.13330.2012. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах.
4. ТСН 22-301-98. Здания на подрабатываемых территориях Верхнекамского месторождения калийных солей. Назначение строительных мер защиты.
5. Руководство по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. Часть II. Промышленные и гражданские здания. – Москва : Стройиздат. – 1986. – 304 с.
6. Ensuring safe operation of monolithic structures in undermined areas / G. N. Gusev, A. A. Baryakh, I. N. Shardakov, R. V. Tsvetkov // Diagnostics, Resource and Mechanics of materials and structures. - 2023. - Iss. 2. - P. 6–18. - DOI: 10.17804/2410-9908.2023.2.006-018. – URL: http://dream-journal.org/issues/2023-2/2023-2_394.html
7. Деформационное взаимодействие панельных жилых домов с грунтом в зоне техногенного воздействия / Г. Н. Гусев, И. Н. Шардаков, А. А. Барях, И. О. Глот // Вычислительная механика сплошных сред. – 2023. – 16 (1). – С. 36–45. – DOI: 10.7242/1999-6691/2023.16.1.3.
8. Menetrey P. H., Willam K. J. Triaxial failure criterion for concrete and its generalization // ACI Structural Journal. – 1995. – Vol. 92. – P. 311–318. – DOI: 10.14359/1132.
9. Ottosen N. S. A failure criterion for concrete // ASCE Engineering Mechanics Division. – 1977. – 103 (4). – P. 527–535. – DOI: 10.1061/JMCEA3.0002248.
10. Bazant Z. P., Yuyin X., Prat P. C. Microplane model for concrete. I: stress-strain boundaries and finite strain // Journal of Engineering Mechanics. – 1996. – Vol. 122 (3). – P. 245–254. – DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1996)122:3(245).
11. Microplane model for concrete. II: data delocalization and verification / Z. P. Bazant, Y. Xiang, M. D. Adley, P. C. Prat, A. Akers // Journal of Engineering Mechanics. – 1996. – Vol. 122 (3). – P. 255–262. – DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1996)122:3(255).
12. Valanis K. C., Read H. E. An endochronic plasticity theory for concrete // Mechanics of Materials. – 1986. – 5 (3). – P. 277–295. – DOI: 10.1016/0167-6636(86)90024-4.
13. Bazant Z. P., Bhat P. D., Shieh C. L. Endochronic theory for inelasticity and failure analysis of concrete structures. – United States, 1976.

14. Kachanov L. M. Introduction to Continuum Damage Mechanics. – Dordrecht : Springer, 1986. – 135 p.
15. Krajcinovic D., Fonseka G. U. The continuous damage theory of brittle materials. Part 1: general theory // Journal of Applied Mechanics. – 1981. – Vol. 48 (4). – P. 809–815. – DOI: 10.1115/1.3157739.
16. Valanis K. A. Theory of viscoplasticity without a yield surface. Part 1. General Theory // Archives of Mechanics. – 1971. – Vol. 23. – P. 517–533.
17. Willam K. J., Warnke E. P. Constitutive model for the triaxial behavior of concrete // International Association for Bridge and Structural Engineering Proceedings. – 1975. – Vol. 19. – P. 1–30.
18. Pisano A. A. An algorithmic approach for peak load evaluation of structural elements obeying a Menetrey-Willam type yield criterion // Electronic Journal of Differential Equations. – 2012. – 2012 (167). P. 1–9. – URL: <https://ejde.math.txstate.edu/Volumes/2012/167/pisano.pdf>
19. Jasinski R. Validation of elastic-brittle, and elastic-plastic FEM model of the wall made of calcium silicate and AAC masonry units // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2019. – 603 (3). – DOI: 10.1088/1757-899X/603/3/032001.
20. Červenka J. and Papanikolaou V. K. Three dimensional combined fracture-plastic material model for concrete // International Journal of Plasticity. – 2008. – 24 (12). – P. 2192–2220. – DOI: 10.1016/j.ijplas.2008.01.004.
21. Identification for a multivariable nonlinear constitutive model inside Ansys Workbench / F. Hokeš, J. Kala, M. Hušek, P. Král // Procedia Engineering. – 2016. – P. 892–897. – DOI: 10.1016/j.proeng.2016.08.743.
22. Calibration and validation of the Menetrey-Willam constitutive model for concrete / A. Dmitriev, Yu. Novozhilov, D. Mikhalyuk, V. Lalin // Construction of Unique Buildings and Structures. – 2020. – Vol. 88 – 8804. – DOI:10.18720/CUBS.88.4.
23. СП 15.13330.2020 Каменные и армокаменные конструкции СНиП II-2281.