

Received: 27.02.2023

Revised: 21.04.2023

Accepted: 28.04.2023



DOI: 10.17804/2410-9908.2023.2.006-018



ENSURING SAFE OPERATION OF MONOLITHIC STRUCTURES IN UNDERMINED AREAS



G. N. Gusev^{1, a)}, A. A. Baryakh^{2, b)}, I. N. Shardakov^{1, c)}, and R. V. Tsvetkov^{1, d), *}



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

²*Mining Institute, Ural Branch of the RAS, 75a Sibirskaya St., Perm, 614007, Russia*

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

b)  <https://orcid.org/0000-0003-2737-6166>  bar@mi-perm.ru;

c)  <https://orcid.org/0000-0001-8673-642X>  shardakov@icmm.ru;

d)  <https://orcid.org/0000-0001-9617-407X>  flower@icmm.ru

*Corresponding author. E-mail: flower@icmm.ru

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

Tel.: +7 (342) 237-8330; fax: +7 (342) 237-8487

In order to ensure safe operation of buildings in undermined areas, it is necessary to take into account the influence of loads extrinsic to typical structures. The solution of the generalized boundary value problem on the evaluation of the stress-strain state (SSS) of the building–foundation–soil system with due regard for the complete geometry and physically nonlinear behavior of all the elements is inexpedient since it is complicated by the large dimensionality of the problem. This paper discusses an approach allowing the state of monolithic reinforced concrete building structures located in an undermined area to be estimated by solving boundary value problems on different scales, from modeling the whole system in an elastic formulation to modeling joints between load-bearing members (columns and floors) in a nonlinear formulation for concrete and reinforcement. In these problems, strain energy is taken as the parameter characterizing the deformation process at critical deformation stages and connecting the boundary value problems. The obtained loading diagrams for a unit and the evaluation of the SSS of the whole structure enable one to find the values of maximum permissible horizontal soil deformations in the vicinity of the foundation, at which the bearing members reach the SSS preceding the loss of bearing capacity.

Keywords: undermined area, reinforced concrete structure, numerical model, strain energy.

Acknowledgment

The work was performed under the state assignment to the Perm Federal Research Center, UB RAS, theme No. AAAA-A19-19012290100-8.

References

1. Gusev G.N., Epin V.V., 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 Uralskogo Gosudarstvennogo Gornogo Universiteta*, 2022, No. 3 (67), pp. 80–89. (In Russian).

2. Nesterova V.Yu., Barsukov I.V., Stryukov Yu.N. Evaluation of influences of underground mining on surface buildings and constructions in coal fields. *Ugol*, 2014, No. 10 (1063), pp. 29–34. (In Russian).
3. 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.
4. Baryakh A.A., Tenison L.O., Samodelkina N.A. Assessment of horizontal deformations in undermined areas. *Mining Informational and Analytical Bulletin*, 2021, No. 11, pp. 5–18. (In Russian). DOI: 10.25018/0236_1493_2021_11_0_5.
5. Kharisova O.D. Monitoring of the spatial deformation processes of undermined structures. *Problemy Nedropolzovaniya*, 2018, No. 3, pp. 81–88. (In Russian). DOI: 10.25635/2313-1586.2018.03.081.
6. *Ukazaniya po dopustimym usloviyam podrabotki ekspluatiruyemykh zdaniy i sooruzheniy na Verkhnekamskom mestorozhdenii kaliynykh soley (s izmeneniyami ot 2008)* [Instructions on the Permissible Conditions for Undermining Operated Buildings and Structures at the Verkhnekamskoye Potash Salt Deposit (as Amended in 2008)]. St. Petersburg, 2008, 45 p. (In Russian).
7. SP 21.13330.2012. (In Russian). <https://www.gostrf.com/normativ/1/4293801/4293801657.htm>
8. TSN 22-301-98. (In Russian). <https://www.gostrf.com/normativ/1/4294850/4294850011.htm>
9. *Rukovodstvo po proektirovaniyu zdaniy i sooruzheniy na podrabatyvayemykh territoriyakh. Chast 2. Promyshlennyye i grazhdanskije zdaniya* [Guidelines for the Design of Buildings and Structures in Undermined Territories. Part II. Industrial and Civil Buildings]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1986, 304 p. (In Russian).
10. Razvodovsky D.E. Admissible deformations of the existing building. *Vestnik NTS "Stroitelstvo"*, 2017, vol. 2, No. 13, pp.106–121. (In Russian).
11. Kashevarova G.G., Son M.P. Method of defining the limiting permissible deformations of panel buildings, exploited at the subsided area. *Bulletin of the South Ural State University. Series Construction Engineering and Architecture*, 2013, vol. 13, No. 1, pp. 22–26. (In Russian).
12. Gusev G.N., Shardakov I.N., Baryakh A.A., Glot I.O. Deformation interaction of panel residential buildings with the ground in the zone of technogenic impact. *Computational Continuum Mechanics*, 2023, vol. 16, No. 1, pp. 36–45. (In Russian). DOI: 10.7242/1999-6691/2023.16.1.3.
13. Yarkin V.V., Lobacheva N.G. Modeling of non-uniform deformations of the base of foundations in complex engineering and geological conditions. *Zhilishchnoe Stroitelstvo*, 2022, No. 12, pp. 15–25. (In Russian). DOI: 10.31659/0044-4472-2022-12-15-25.
14. Tatarkin A.V. Evaluation of the “foundation-soil base” system. *Geotekhnika*, 2019, vol. 11 (3), pp. 52–62. (In Russian). DOI: 10.25296/2221-5514-2019-11-3-52-62.
15. Kolchunov V.I., Martynenko D.V. Deformation and cracking of the platform joint of the prefabricated-monolithic RC building frame. *Stroitelstvo i Rekonstruktsiya*, 2020, No. 4, pp. 38–47. (In Russian). DOI: 10.33979/2073-7416-2020-90-4-38-47.
16. Fan D., Iliushchenko T.A., Amelina M.A. Resistance of reinforced concrete frames of multi-storey buildings with indirect reinforcement in over-extreme limit states. *Stroitelstvo i Rekonstruktsiya*, 2022, No. 3, pp. 87–97. (In Russian). DOI: 10.33979/2073-7416-2022-101-3-87-97.
17. Willam K.J., Warnke E.P. Constitutive model for the triaxial behavior of concrete. In: *Proceedings of the International Association for Bridge and Structural Engineering*, Bergamo, Italy, 1975, vol. 19, pp. 1–30.
18. SP 63.13330.2018. (In Russian). <https://meganorm.ru/Index2/1/4293732/4293732352.htm>

19. Stupishin L.Yu. Progressive limit state at critical levels of internal potential energy of deformation. *Vestnik MGSU*, 2021, vol. 16, No. 10, pp. 1324–1336. (In Russian). DOI: 10.22227/1997-0935.2021.10.1324-1336.
20. Stupishin L.Yu. Limit state of building structures and critical energy levels. *Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitelstvo*, 2018, No. 10, pp. 102–106. (In Russian).

Подана в журнал: 27.02.2023

УДК 004.942+69.04

DOI: 10.17804/2410-9908.2023.2.006-018



К ВОПРОСУ ОБ ОБЕСПЕЧЕНИИ БЕЗОПАСНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ МОНОЛИТНЫХ СООРУЖЕНИЙ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ



Г. Н. Гусев^{1, а)}, А. А. Барях^{2, б)}, И. Н. Шардаков^{1, в)}, Р. В. Цветков^{1, г), *}



¹Институт механики сплошных сред УрО РАН,



ул. Ак. Королева, 1, г. Пермь, 614013, Российская Федерация

²Горный институт УрО РАН, ул. Сибирская 75а, г. Пермь, 614007, Российская Федерация

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

б)  <https://orcid.org/0000-0003-2737-6166>  bar@mi-perm.ru;

в)  <https://orcid.org/0000-0001-8673-642X>  shardakov@icmm.ru;

г)  <https://orcid.org/0000-0001-9617-407X>  flower@icmm.ru

* Ответственный автор. Эл. почта: flower@icmm.ru

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

Тел.: +7 (342) 237-83-30

Для обеспечения безопасной эксплуатации зданий в зоне подработки необходимо учитывать влияние нехарактерных для типовых сооружений нагрузок на их конструкцию, вызванных деформацией грунтов. Решение краевой задачи об оценке напряженно-деформированного состояния (НДС) системы «здание – фундамент – грунтовое основание» с учетом полной геометрии и физически нелинейного поведения всех элементов осложняется большой ее размерностью, и поэтому практически нецелесообразно. В данной работе рассмотрен подход, позволяющий оценивать состояние конструкций монолитных железобетонных зданий, находящихся в зоне подрабатываемых территорий, с помощью решения краевых задач на разных масштабах, начиная с моделирования всей системы в упругой постановке и заканчивая моделированием узла сопряжения несущих элементов (колонн и дисков перекрытий) в нелинейной постановке для бетона и арматуры. За параметр, характеризующий деформационный процесс на стадиях критического деформирования в этих задачах и обеспечивающий связь между ними, взята величина энергии деформации. На основе полученных диаграмм нагружения узла и оценки НДС конструкции в целом определяются величины максимально допустимых горизонтальных деформаций грунта в окрестности фундамента, при которых в элементах здания достигается НДС, предшествующее потере несущей способности.

Ключевые слова: подработанная территория, деформация грунта, монолитные железобетонные здания, численное моделирование, энергия деформации.

1. Введение

Сооружения на подрабатываемых территориях подвержены негативному влиянию деформационных процессов, вызванных добычей полезных ископаемых. Выемка пластов из недр приводит к перераспределению напряженно-деформированного состояния (НДС) всего породного массива и грунтов, расположенных выше, в том числе и в приповерхностном слое грунта, и на поверхности земли, с расположенными на них зданиями [1–2]. Развитие деформационных процессов в породном массиве может продолжаться десятилетиями и усугубляться из-за нештатных ситуаций, таких как затопление рудников [3], которые могут привести даже к провалам

грунта. Однако не только провалы представляют опасность для сооружений на подработке. Возникающие деформации в приповерхностном слое грунта вызывают деформации в фундаментах и несущих элементах сооружений, что сказывается на их деформационной безопасности.

Для обеспечения безопасной эксплуатации производятся инструментальные наблюдения и мониторинг деформирования грунта [3–4] и зданий [5], который может включать в себя измерение большого числа параметров, характеризующих НДС сооружений. При этом важной задачей становится оценка текущего состояния и ресурса сооружений на основе данных измерений. Существующие нормативные строительные документы для зданий на подработанной территории [6–9] позволяют проводить оценку их состояния по уровню деформаций поверхности грунта. Однако эти нормы регламентируют предельные и допустимые значения деформации только для некоторых типов сооружений и фундаментов, и, кроме того, не учитывают особенности контактного взаимодействия грунта и фундаментов. Так, например, для каркасных сооружений оценка допустимых деформаций производится по методике для промышленных зданий, различающихся только по типу производства и высоте несущих колонн. А большой класс монолитных сооружений, активно возводимый в последние десятилетия, оказывается вне рассмотрения. Он включает в себя монолитные железобетонные здания с цельным и сборно-монолитным каркасом, с разными типами перекрытий, различными размерами, сложной конструктивной схемой и вариацией процента армирования. Анализ публикаций показывает, что вопрос оценки влияния подработки грунта на современные монолитные сооружения недостаточно изучен, в отличие от панельных зданий [10–12], для которых сделаны численные оценки предельно допустимых деформаций. А применительно к многообразию монолитных железобетонных сооружений, расположенных в зоне подработки или планируемых к строительству, актуально проведение исследований, направленных на оценку допустимых и предельных деформаций грунтов, вызывающих потенциально опасное непроектное деформирование зданий.

Такие оценки можно проводить на основе анализа решения краевой задачи для системы «здание – фундамент – грунтовое основание», например, как в работах [13–14], акцентируя внимание на влиянии деформирования грунта в процессе подработки на сооружение. Используемые модели должны учитывать не только упругие свойства всех основных элементов системы, но и их неупругое деформационное поведение, которое предшествует разрушению. В ходе вычислений необходимо оценивать уровень поврежденности несущих элементов в модели здания на всех этапах деформирования. Всё это существенно увеличивает размерность задачи, которую практически невозможно решить даже с учетом современных вычислительных технологий. Предлагаемый авторами подход позволяет проводить оценку состояния конструкции с помощью численного моделирования на различных масштабах с применением разных моделей. Следует отметить, что проводятся исследования, посвященные прочности отдельных элементов железобетонных каркасов, например [15–16], однако эти исследования не распространяются на всё сооружение с учетом взаимодействия с грунтовым основанием в непроектном сочетании нагрузок.

Цель исследования – создание и совершенствование алгоритмов оценки напряженно-деформированного состояния строительных объектов, эксплуатируемых и строящихся на подрабатываемых территориях и в зонах техногенного воздействия, для прогнозирования развития их предкритических и критических деформационных состояний.

Эти задачи являются особенно интересными, поскольку напряженно-деформированные состояния систем «здание – фундамент – грунтовый массив» в условиях такого рода являются нетипичными и непрогнозируемыми на этапах проектирования. Действующая нормативная документация, которая должна регулировать вопросы строительства и эксплуатации сооружений в таких условиях, не лишена изъянов и не в полной мере отвечает текущим современным технологическим решениям и условиям строительства и эксплуатации. Более того, современ-

ное состояние данного вопроса как в России, так и в мире говорит о том, что большинство задач направления еще не решены, и оно является новым и неразработанным.

2. Постановка задачи и методы решения

Задача об оценке напряженно-деформированного состояния в системе «монолитное здание – фундамент – грунтовое основание» разбивается на решение нескольких краевых задач. Поскольку одним из главных параметров пригодности к эксплуатации строительных сооружений в таких условиях являются величины деформаций грунтового массива в окрестности фундаментов зданий, определение связи между величиной данных деформаций и НДС сооружений является основным в данной работе. Если установить зависимости НДС сооружений, в частности монолитных зданий на разных фундаментах, от деформаций приповерхностного слоя грунта в окрестности самих сооружений, то посредством их измерения и контроля можно оценивать и прогнозировать состояние не только отдельных зданий, но и массивов городской застройки, а также проектировать сооружения с заданными параметрами, обеспечивающими безопасную эксплуатацию в зонах подработки.

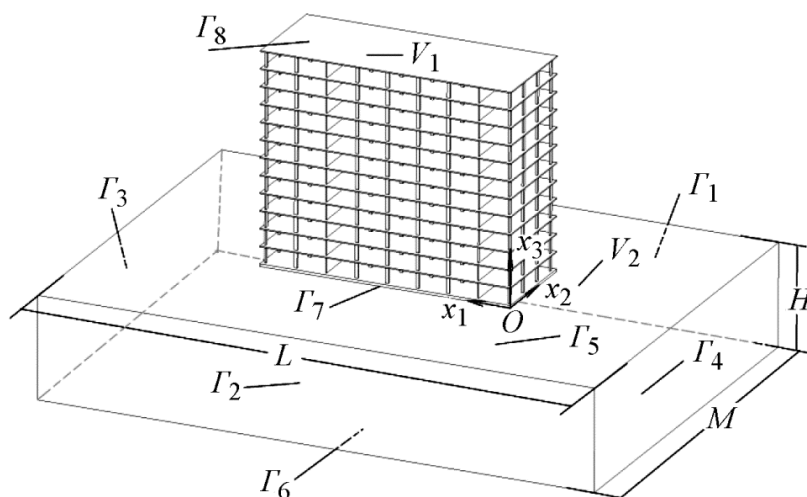


Рис. 1. Задача об оценке НДС системы «монолитное здание – фундамент – грунтовое основание»

На первой стадии анализа рассматривается конечный фрагмент грунта размером $L \times M \times H$, совмещенный с фундаментом здания в виде плиты (рис. 1). Начало декартовой системы координат совпадает с одним из углов в основании фундамента. Расчетная область состоит из следующих элементов: здание и грунтовый массив основания.

Напряженно-деформированное состояние системы определяется из решения краевой задачи, включающей уравнения равновесия и геометрические соотношения Коши. Далее решается следующий цикл задач.

Для моделирования влияния подработки в зоне добычи полезных ископаемых 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 торцах Γ_3 и Γ_4 задаются перемещения, рассчитанные исходя из заданного уровня деформации земной поверхности в зоне расположения здания; внешняя поверхность грунта Γ_5 считается свободной от нагрузок; на нижней границе грунта Γ_6 вертикальные перемещения полагаются отсутствующими; на поверхности здания Γ_8 задается

нагрузка переменной интенсивности P , определенная исходя из функционального назначения помещений и конструктивных элементов здания:

$$\begin{aligned} u_2(\mathbf{x}) = 0, y_{21}(\mathbf{x}) = y_{23}(\mathbf{x}) = 0, \mathbf{x} \in \Gamma_1 \cup \Gamma_2; \\ u_1(\mathbf{x}) = e^*L, y_{12}(\mathbf{x}) = y_{13}(\mathbf{x}) = 0, \mathbf{x} \in \Gamma_3, u_1(\mathbf{x}) = -e^*L, y_{12}(\mathbf{x}) = y_{13}(\mathbf{x}) = 0, \mathbf{x} \in \Gamma_4; \\ u_3(\mathbf{x}) = 0, y_{31}(\mathbf{x}) = y_{32}(\mathbf{x}) = 0, \mathbf{x} \in \Gamma_6; \\ y_{ij}(\mathbf{x})n_j(\mathbf{x}) = 0, i, j = \overline{1,3}, \mathbf{x} \in \Gamma_5; \\ y_{ij}(\mathbf{x})n_j(\mathbf{x}) = P_i(\mathbf{x}), i, j = \overline{1,3}, \mathbf{x} \in \Gamma_8, \end{aligned} \quad (1)$$

где e^* – заданная линейная деформация грунтового массива в горизонтальной плоскости вдоль продольной оси здания, L – продольный размер выделенной части грунтового массива.

На границе Γ_7 контакта областей V_1 и V_2 задан непрерывный контакт, в соответствии с которым

$$u_i(\mathbf{x})|_{V_1} = u_i(\mathbf{x})|_{V_2}, i = \overline{1,3}, \mathbf{x} \in \Gamma_7. \quad (2)$$

Такого рода граничные условия моделируют ситуацию, когда сооружение находится в однородном поле растягивающих деформаций в приповерхностном слое грунтового массива. Эта ситуация справедлива для зон подработки в верхней части мульды сдвижения земной поверхности. Примером тому является часть массива городской застройки г. Березники Пермского края [1, 4].

По результатам решений определяется НДС системы «здание – фундамент – грунтовое основание» для разных видов каркасов и типов фундаментов. Варьируются следующие параметры: этажность, длина пролета (расстояния между вертикальными несущими элементами), тип фундаментных конструкций (сваи под столбчатым ростверком, плита на свайном поле, фундаментная плита). Длина зданий во всех моделях составляет порядка 50 м, ширина равна трем типовым размерам пролетов и, в зависимости от величины пролета, варьируется от 18 до 30 м. Характеристики грунтового основания для всех моделей приняты одинаковыми, чтобы исключить влияние их вариаций на НДС сооружения.

Далее оценивается соответствие напряженно-деформированного состояния в несущих элементах каркаса здания деформациям грунтового массива в окрестности фундамента, которые моделируют влияние на сооружение подработки. Деформации грунтового основания в окрестности фундамента строго нормируются, поэтому поиск связи с НДС сооружения является необходимым для безопасной эксплуатации. В первом приближении оценку несущей способности сооружения можно вести по теории Мора для хрупких тел, по эквивалентным напряжениям $\sigma_{\text{эКВ}}$:

$$\sigma_{\text{эКВ}} = \sigma_1 - \sigma_3 \frac{R_t}{R_b}, \quad (3)$$

где σ_1 и σ_3 – первые и третьи главные напряжения в элементе, R_t – предел прочности на растяжение, а R_b – предел прочности на сжатие. Здесь следует оговориться, что механическое деформирование железобетонного элемента является достаточно сложным процессом, и определение его прочности по обобщенным характеристикам также носит оценочный характер. Величины пределов прочности на растяжение и сжатие рассчитаны с учетом правила смеси для армированных сечений. Процент армирования в сечениях вертикальных и горизонтальных несущих элементов также варьировался согласно нормативной документации.

Следует отметить, что наиболее корректным вариантом оценки НДС железобетонных монолитных сооружений является моделирование железобетонного элемента как физически нелинейного объемного тела с учетом наличия в нем армирующих элементов и с учетом всех прочностных и деформационных особенностей поведения в предкритической и критической об-

ластях нагружения. Однако такая постановка вкупе с решением общей краевой задачи моделирования целого массива несущих элементов является очень объемной с точки зрения вычислительной мощности. Поэтому было принято решение разделить общую задачу на подзадачи: моделирование деформационного поведения отдельных узлов несущей конструкции здания и разработка общего критерия оценки прочности для такого рода конструктивных элементов.

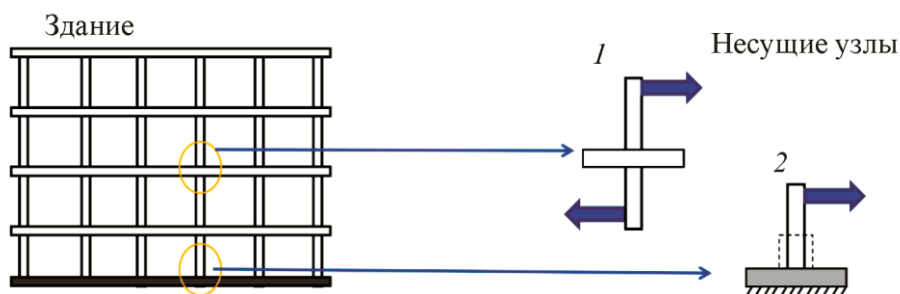


Рис. 2. Разбиение на подзадачи

Были выделены два типа узловых соединений ж/б элементов (рис. 2), для которых на основе предыдущих расчетов подобраны вариации схем нагружения, соответствующие деформированию сооружения в условиях влияния подработки. Численно решена серия задач по определению деформационного поведения узлов сопряжения ж/б элементов вплоть до полного разрушения. Физико-механические характеристики приняты для бетона класса прочности В25, для стали – как для арматуры А500 (см. табл.).

Таблица

Механические характеристики материалов

№	Материал	Плотность, кг/м ³	E , ГПа	ν	σ_b , МПа	σ_t , МПа	σ_{T_1} , МПа
1	Бетон В25	2400	32	0,22	18,5	1,95	–
2	Арматура А500	7800	200	0,3	–	–	435

Для моделирования поведения тела бетонных конструкций использовался критерий прочности Уиллама–Варнке [17] и модель упругопластического течения Мизеса для стальной арматуры.

Грунтовые условия в смысле физико-механических параметров грунта для всех расчетных моделей приняты одинаковыми. Грунт моделируется линейно-упругой, однородной и изотропной средой. Модуль упругости грунта составляет 15 МПа, коэффициент Пуассона – 0,3. Такие параметры справедливы для большого количества аллювиальных грунтов средней полосы. Что касается физически-нелинейного поведения грунтового массива, вида деформационного взаимодействия грунта основания с фундаментом и истории нагружения, то в данной работе этот аспект не рассматривается. Учет нелинейного поведения грунтового массива и разного вида взаимодействия с фундаментом снижают требования к предельным деформациям грунта, окружающего фундамент здания [12]. Моделирование в данной работе осуществляется «с запасом».

3. Результаты и обсуждение

По результатам численных решений краевых задач моделирования деформационного поведения систем «здание – фундамент – грунтовое основание» получено распределение напряжений в несущих элементах железобетонных каркасов в зависимости от деформаций

грунта в окрестности фундаментов разного типа. Оценка несущей способности проводилась по результатам сравнения эквивалентных напряжений по теории Мора для хрупких тел (3) с предельно допустимыми напряжениями для железобетонной конструкции в области растяжения или сжатия в зависимости от процента армирования сечения с учетом правила смеси. Железобетонные элементы моделировались в объемной постановке с обобщенными физико-механическими характеристиками. Таким образом, установлено соответствие деформационного состояния грунта в окрестности фундамента предельному НДС здания. Например, предельные деформации грунта основания в окрестности фундамента для монолитного железобетонного каркаса высотой 5 этажей, с шагом несущих элементов 6 метров, с сечением колонн-пилонов 300×600 мм составили примерно 6,2 мм/м. Под предельными деформациями грунта подразумеваются деформации, которые соответствуют величине предельных эквивалентных напряжений, в расчете которых используются прочностные характеристики бетона и арматуры, соответствующие второй группе предельных состояний (см. табл.) [18]. Подобным образом определены предельные деформации грунта для различных вариаций конструктивного исполнения зданий на разных типах фундаментов.

Далее для получения более качественной оценки процесса деформирования ж/б элементов монолитных сооружений численно были решены краевые задачи деформационного поведения узлов сопряжения монолитных ж/б колонн с дисками перекрытия (узел 1 на рис. 2) и плитой фундамента (узел 2 на рис. 2). Численно решение было получено с учетом физически-нелинейного деформирования как тела бетона, так и тела арматуры. Были созданы модели несущих элементов в виде фрагментов конструктива. Граничные условия и параметры нагружения приняты на основании предыдущих расчетов в серии более общих постановок. Ставилась задача моделирования процесса разрушения фрагмента несущего каркаса под действием НДС, вызванного условиями подработки грунтового массива. Использовано три принципиально разных схемы нагружения. Первая – изгиб колонны вдоль длинной стороны с учетом вертикального усилия, вторая – косою изгиб колонны с учетом вертикального усилия, третья – косою изгиб колонны. Задачи были решены с учетом сил инерции методом анализа переходных процессов вплоть до полного разрушения несущих элементов. На рис. 3 представлены изополя интенсивности общих деформаций ϵ_{int} для одного из шагов нагружения в случае первого варианта условий нагружения.

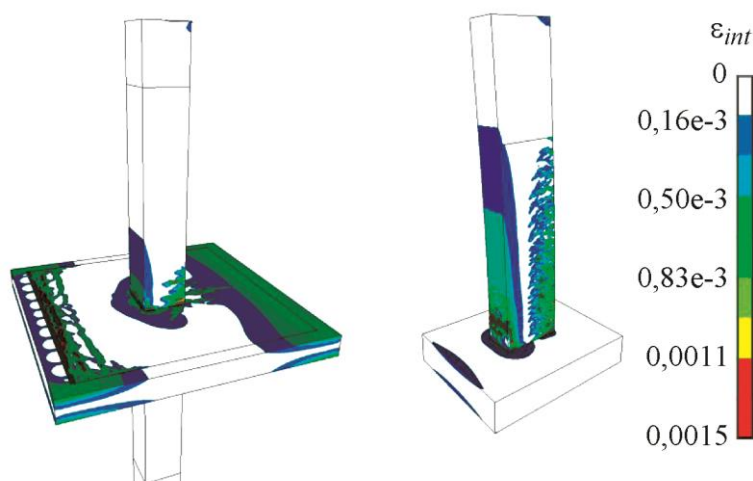


Рис. 3. Интенсивность общих деформаций при изгибе колонны среднего этажа (а) и нижнего этажа (б)

По результатам решения были построены зависимости относительной жесткости несущих фрагментов и энергии деформирования от шагов нагружения, которые соответствуют доли приращения нагрузки (рис. 4 – результаты для варианта сопряжения «колонна – фундаментная плита»). Линия 1 – изгиб колонны вдоль длинной стороны с учетом вертикального усилия, линия 2 – косой изгиб колонны с учетом вертикального усилия, линия 3 – косой изгиб колонны. Линия 4 на рис. 4 – результат решения в линейно-упругой постановке, необходимый для определения относительной жесткости фрагмента. Результаты приведены для колонн с сечением 300×600 мм и процентом армирования 7. Остальные физико-механические характеристики соответствуют значениям, представленным в таблице.

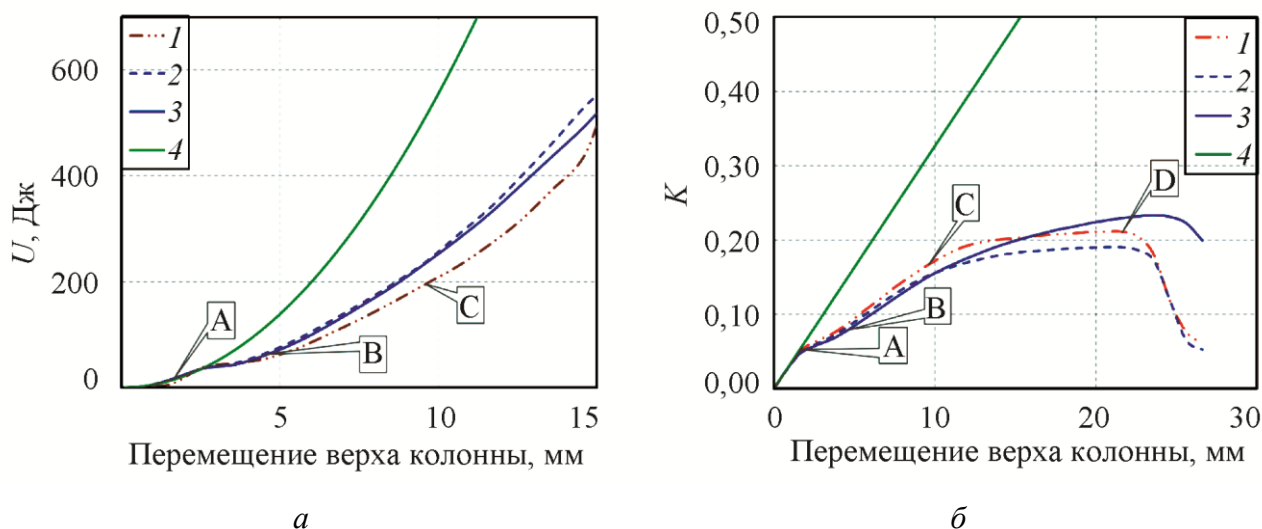


Рис. 4. Зависимости: энергии деформирования (а) и относительной жесткости фрагмента (б) от величины нагружения

Относительная жесткость K определена как отношение суммарной реакции в колонне в случае нелинейного расчета к реакции, полученной по результатам расчета в упругой постановке для соответствующих шагов нагружения. Энергия деформирования рассчитана для объема колонны в месте сопряжения с плитой. Высота фрагмента, для которого оценивается величина энергии деформирования, составила 700 мм. По результатам расчетов и оценке относительной жесткости видно, что до определенного шага нагружения (точка А на графике) фрагмент ведет себя как упругое тело, на последующих шагах нагружения (вплоть до точки В) жесткость фрагмента снижается, что связано с ростом трещин и увеличением их количества в растянутой зоне сечения колонны. По достижении шага нагрузки, который соответствует точке В, в работу включается арматура колонны в растянутой зоне сечения, забирая на себя существенную часть энергии деформирования, что приводит к увеличению жесткости несущего фрагмента относительно предыдущих шагов нагружения. Также на участке нагружения между точкой В и точкой С в сжатой зоне сечения начинают накапливаться дефекты. Их рост начинается с углов колонны, в месте сопряжения с фундаментной плитой. Зона разрушения в области сжатия на данном участке локализуется в области защитного слоя арматуры и не выходит за него. Также продолжают расти зоны трещинообразования в растянутой области сечения колонны и постепенное нагружение растянутой арматуры. После достижения шага нагружения, соответствующего точке С на графике, область разрушенного бетона в зоне сжатия распространяется на остальное сечение колонны и уходит за сжатую арматуру вглубь колонны, включая ее в работу. Общая жесткость фрагмента существенно снижается. В работу включается сжатая арматура, забирая на себя существенную часть энергии деформирования. Дефекты в

растянутой и сжатой зонах колонны растут в объеме. Такое деформирование продолжается вплоть до точки D на графике, которая соответствует общей потере несущей способности фрагмента ввиду утраты целостности и началу пластических деформаций в арматуре. До точки D на всем интервале нагружения арматура деформировалась как упругое тело.

Видно, что вне зависимости от вида нагружения графики относительной жесткости фрагмента и энергии деформирования на этапах нагружения, которые соответствуют точке A и точке C, достаточно близки. Это позволяет сделать предположение о том, что для данного типа конструктива ж/б фрагмента (сопряжение «колонна – фундаментная плита») величина предельной энергии деформирования, которая определяет несущую способность фрагмента, в меньшей степени зависит от формы нагружения, чем от характеристик самого фрагмента – вида бетона, типа и процента армирования, а также геометрических размеров. Такой вывод позволяет предложить энергетический критерий оценки несущей способности ж/б каркасов в виде предельной величины энергии деформирования. Подобный подход использовался и другими авторами для оценки перехода сложных систем к предельному состоянию [19, 20].

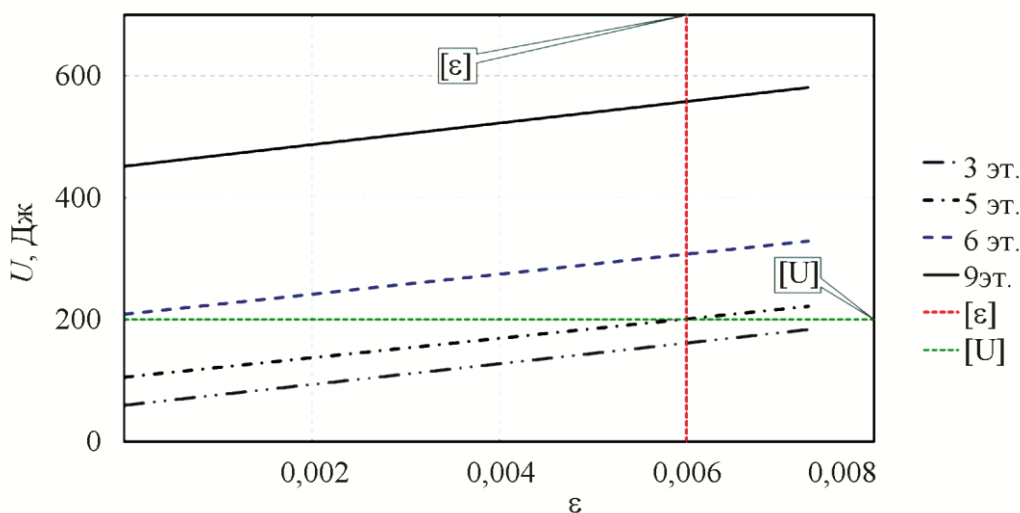


Рис. 5. Энергия деформирования объема размером 300×600×700 мм самой нагруженной колонны в зависимости от деформаций грунтового массива в окрестности фундамента

В качестве примера можно привести сравнение энергий деформирования соответствующего объема несущих колонн первого этажа монолитных железобетонных каркасов разной этажности: энергии, рассчитанной по результатам решения первой краевой задачи и энергии, вычисленной по результатам решения задачи о деформировании фрагмента. Под предельной энергией деформирования U будем подразумевать величину энергии, которой соответствует среднее положение точки C на рис. 4 а для разных вариантов нагружения. Эта величина предвещает существенную потерю относительной жесткости фрагмента «колонна – фундаментная плита» (точка C на рис. 4 б). В данном случае для описанных свойств колонны и заданного процента армирования (7 %) величина предельной энергии деформирования составит примерно 200 Дж. Из рис. 5 видно, что в случае решения общей краевой задачи деформирования целого каркаса сооружения, в частности для варианта пятиэтажного здания с пролетами величиной 6 метров, данной величине энергии соответствует величина предельных деформаций грунтового массива, равная 6 мм/м. Данные результаты хорошо согласуются с оценкой предельных деформаций грунтового массива по эквивалентным напряжениям в элементах монолитного каркаса для целого здания. В том случае величина ϵ составила 6,2 мм/м. Таким образом, сопряжение решений

двух краевых задач на разных масштабных уровнях можно осуществлять посредством сравнения энергий деформирования соответствующих конструктивных элементов.

4. Заключение

Для решения проблемы определения критических уровней деформаций монолитных железобетонных зданий на подработанных территориях был предложен подход, позволяющий проводить данные оценки за счет рассмотрения нескольких краевых задач на различных уровнях детализации и дискретизации расчетной модели.

В ходе исследования в нелинейной постановке численно решена задача о деформировании несущих железобетонных фрагментов монолитных сооружений в предкритической и критической зонах нагружения с учетом поэтапного роста областей разрушения в зависимости от приращения нагрузки. Предложен алгоритм оценки несущей способности каркаса всего здания на основе данных численных экспериментов с помощью энергетического критерия. Данный подход позволяет построить зависимости напряженного состояния в несущих элементах каркасов от деформаций грунта в окрестности фундаментов зданий разных типов и различной этажности и, таким образом, дополнить существующую нормативную документацию по предельным и допустимым деформациям грунта в зоне подработки.

Благодарность

Работа выполнена в рамках государственного задания ПФИЦ УрО РАН (номер темы АААА-А19-19012290100-8).

Литература

1. Гусев Г. Н., Епин В. В., Цветков Р. В. Результаты многолетних наблюдений неравномерных осадок зданий, находящихся на территории Верхнекамского калийного месторождения в г. Березники // Изв. УГГУ. – 2022. – № 3 (67). – С. 80–89.
2. Нестерова В. Ю., Барсуков И. В., Стрюков Ю. Н. Оценка влияния подземных горных работ на состояние зданий и сооружений на земной поверхности на угольных месторождениях // Уголь. – 2014. – № 10 (1063). – С. 29–34.
3. 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.
4. Барях А. А., Тенисон Л. О., Самоделкина Н. А. К определению горизонтальных деформаций подработанных территорий // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2021. – № 11. – С. 5–18. – DOI: 10.25018/0236_1493_2021_11_0_5.
5. Харисова О. Д. Мониторинг пространственных деформационных процессов подрабатываемых сооружений // Проблемы недропользования. – 2018. – № 3 (18). – С. 81–88. – DOI: 10.25635/2313-1586.2018.03.081.
6. Указания по допустимым условиям подработки эксплуатируемых зданий и сооружений на Верхнекамском месторождении калийных солей. – СПб., 2008. – 45 с.
7. СП 21.13330.2012. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. – URL: <https://meganorm.ru/Data2/1/4293801/4293801657.pdf>
8. ТСН 22-301-98. Здания на подрабатываемых территориях Верхнекамского месторождения калийных солей. Назначение строительных мер защиты. – URL: <https://meganorm.ru/Index2/1/4294850/4294850011.htm>
9. Руководство по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. Часть II. Промышленные и гражданские здания. – Москва : Стройиздат, 1986. – 304 с.

10. Разводовский Д. Е. Допустимые деформации существующей застройки // Вестник НТЦ «Строительство». – 2017. – № 2 (13). – С. 106–121.
11. Кашеварова Г. Г., Сон М. П. Методика определения предельно допустимых деформаций панельных зданий, эксплуатируемых на подработанной территории // Вестник Южно-Уральского государственного университета. Серия «Строительство и архитектура». – 2013. – Т. 13, № 1. – С. 22–26.
12. 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. – Т. 16, № 1. – С. 36–45. – DOI: 10.7242/1999-6691/2023.16.1.3.
13. Яркин В. В., Лобачева Н. Г. Моделирование неравномерных деформаций основания фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях // Жилищное строительство. – 2022. – № 12. – С. 15–25. – DOI: 10.31659/0044-4472-2022-12-15-25.
14. Татаркин А. В. Оценка системы «фундамент–грунтовое основание» // Геотехника. – 2019. – Т. 11, № 3. – С. 52–62. – DOI: 10.25296/2221-5514-2019-11-3-52-62.
15. Колчунов В. И., Мартыненко Д. В. Деформирование и трещинообразование конструкции платформенного стыка в сборно-монолитном каркасе здания // Строительство и реконструкция. – 2020. – № 4 (90). – С. 38–47. – DOI: 10.33979/2073-7416-2020-90-4-38-47.
16. Фан Д. Г., Ильющенко Т. А., Амелина М. А. Силовое сопротивление железобетонных каркасов многоэтажных зданий с косвенным армированием в запредельных состояниях // Строительство и реконструкция. – 2022. – № 3 (101). – С. 87–97. – DOI: 10.33979/2073-7416-2022-101-3-87-97.
17. Willam K. J., Warnke E. P. Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete // *Proceedings of the International Association for Bridge and Structural Engineering*, Bergamo, Italy. – 1975. – Vol. 19. – P. 1–30.
18. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – URL: <https://files.stroyinf.ru/Data2/1/4293732/4293732352.pdf>
19. Ступишин Л. Ю. Прогрессирующее предельное состояние конструкций на критических уровнях внутренней потенциальной энергии деформации // Вестник МГСУ. – 2021. – Т. 16, № 10. – С. 1324–1336. – DOI: 10.22227/1997-0935.2021.10.1324-1336.
20. Ступишин Л. Ю. Предельное состояние строительных конструкций и критические уровни энергии // Промышленное и гражданское строительство. – 2018. – № 10. – С. 102–106.