

УДК 539.372

**МОДЕЛИРОВАНИЕ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ПРОЦЕССОВ
В СИСТЕМЕ «ГРУНТОВОЕ ОСНОВАНИЕ–ФУНДАМЕНТ–ЗДАНИЕ»
ПРИ НАЛИЧИИ КАРСТОВЫХ ЯВЛЕНИЙ**

Р.В. Цветков, И.Н. Шардаков

Институт механики сплошных сред УрО РАН, Пермь, Россия

Развитие карстовых явлений в грунтах под зданиями представляет опасность для их конструкции. В статье описаны некоторые результаты моделирования деформационного поведения системы «грунтовое основание–фундамент–здание» вследствие воздействия карстовых процессов. Результаты моделирования служат основой для выбора датчиков, используемых в автоматизированной системе деформационного мониторинга, а также определения диапазонов измерения регистрируемых параметров и мест установки датчиков на объекте мониторинга. Разработанная математическая модель может быть использована в аналитическом блоке автоматизированной системы мониторинга.

Ключевые слова: карст, карстовая полость, осадка, деформационный мониторинг

**MODELING OF DEFORMATION PROCESSES
OF A “SOIL–FOUNDATION–BUILDING” SYSTEM
IN THE PRESENCE OF KARST PHENOMENA**

R.V. Tsvetkov and I.N. Shardakov

Institute of Continuous Media Mechanics UB RAS, Perm, Russia

The development of karst phenomena in the soil a foundation rests on poses a hazard to the structure of buildings. The paper presents the results of modeling the deformation behavior of a "soil-foundation-building" system affected by karst processes. The obtained data allowed us to select sensors for automated deformation monitoring, to determine the measurement range of recorded parameters and to find the optimal location of sensors within the monitoring area. The proposed mathematical model can be used in the analytical block of the automated monitoring system.

Key words: karst, karst cavity, settlement, deformation monitoring

1. Введение

Карстовые явления — совокупность сложных процессов, связанных с деятельностью грунтовых вод и выражающихся в растворении горных пород и образовании в них пустот. Строительство и эксплуатация зданий и сооружений в карстово-опасных районах сопряжены с риском возникновения в грунте под зданием карстовых полостей и воронок. Особенность этих явлений состоит в том, что к моменту начала строительства геологические изыскания могут свидетельствовать об отсутствии карстовых полостей под сооружением, однако в процессе эксплуатации возможна реализация условий для их появления и роста. Активизация карстовых процессов может привести к недопустимым деформациям грунта и, как следствие, к разрушению фундамента и самого сооружения. Развитие данной ситуации наиболее опасно для конструкций, которые изначально не были рассчитаны на подобные воздействия.

Одним из самых эффективных способов, позволяющих своевременно зарегистрировать начало и активизацию воздействия карстовых процессов на деформацию зданий, является использование автоматизированных систем мониторинга. Эти системы должны обеспечивать автоматическое измерение деформационных параметров в режиме «онлайн» с последующей математической обработкой и представлением данных в доступном виде. На основе обработанной информации может выдаваться заключение о деформационном состоянии наблюдаемого объекта, а также прогнозироваться его дальнейшее поведение. Функционально в автоматизированных системах мониторинга деформационного состояния сооружений можно выделить несколько подсистем, это подсистемы: измерений; сбора, передачи и хранения данных; математической обработки и анализа данных; визуализации данных.

Необходимым элементом системы мониторинга является математическая модель деформационного взаимодействия карста с комплексом «грунтовое основание–фундамент–здание». На этапе проектирования математическая модель позволяет оценивать деформационное поведение исследуемого сооружения, а именно определять наиболее информативные параметры деформации и пределы их изменения. В последующем по результатам моделирования производится выбор типов датчиков и мест их установки, а также назначение диапазонов измерения регистрируемых величин. На этапе эксплуатации математическая модель является одним из основных компонентов аналитического блока автоматизированной системы мониторинга. С ее помощью осуществляется:

- интерпретация данных с первичных датчиков;
- использование этих данных для определения напряженно-деформированного состояния (НДС) в элементах здания с целью оценки степени безопасности его эксплуатации на момент наблюдения;
- прогнозирование возможных сценариев недопустимых деформационных процессов в элементах здания и оценка степени безопасности на предстоящий период эксплуатации;
- разработка возможных мероприятий по предотвращению развития недопустимых деформационных процессов.

Таким образом, математическое моделирование деформационных процессов в комплексе «карст–грунтовое основание–фундамент–здание» является важной и актуальной задачей для разработки и эксплуатации автоматизированных систем мониторинга и в значительной степени определяет их эффективность.

Исследования механизмов появления и распространения карста проводились многими учеными. Так особенностям проявлений карстовых процессов посвящены публикации Е.П. Дорофеева [1], В.Н. Андрейчука [2], где, в частности, приводится практически значимая информация о соотношении размеров карстовых полостей. Следует отметить работы А.А. Баряха [3] по исследованию НДС в породах над карстом, а также А.К. Федосеева [4, 5] по математическому моделированию развития карстовых образований и их устойчивости.

Работы, посвященные исследованию влияния карста на напряженно-деформированное состояние комплекса «грунтовое основание–фундамент» стали появляться относительно недавно. Из отечественных исследований представляют интерес труды З.Г. Тер-Мартросяна [7], Н.З. Готман [8, 9] и Д.А. Давлетярова [10]. Математические модели, используемые авторами упомянутых публикаций, в значительной степени ориентированы на расчет противокарстовых фундаментов зданий и сооружений или на осуществление реконструкции зданий в условиях повышенной карстовой опасности. Представленные подходы имеют конкретную инженерную ориентацию на выполнение проектировочных работ для карстоопасных регионов и не могут быть непосредственно использованы в математических моделях, применяемых в автоматизированных системах мониторинга.

Безусловно, близкими по тематике можно считать исследования [11–16], посвященные влиянию подземных горных выработок и сооружений на деформированное состояние и разрушение пород, расположенных над ними. На эту тему к настоящему времени опубликовано достаточно большое количество работ.

В настоящей работе осуществлено моделирование влияния карстовых полостей на деформационное состояние комплекса «грунтовое основание–фундамент–здание» в рамках упруго-пластического поведения элементов комплекса. Моделирование нацелено на решение следующих конкретных задач:

- установление степени влияния карстовых полостей на характер искажения поверхности грунта и деформацию фундамента строительной конструкции;
- анализ влияния упруго-пластических свойств грунта, имеющего кусочно-однородную структуру, на характер НДС в элементах строительного сооружения.

От степени эффективности решения поставленных задач зависит возможность использования данной математической модели в составе автоматизированной системы мониторинга.

2. Математическая постановка задачи

Процесс образования карстовых пустот и полостей в грунте достаточно сложен и связан с подземным движением грунтовых вод, явлениями растворения и суффозии легкорастворимых грунтов. В данной работе сделан акцент на оценку изменения НДС системы «грунтовое основание–фундамент–здание», вызванного появлением карстовой полости.

Расчетная схема задачи деформационного взаимодействия карстовой полости с системой «грунтовое основание–фундамент–здание» представлена на рисунке 1. Грунтовое основание состоит из четырех неравномерно залегающих пластов грунтовых массивов, имеющих различные физико-механические свойства. Принимается допущение, что каждый пласт грунта — упруго-пластическое тело. Здание представляет собой 5-этажный 7-подъездный кирпичный дом на свайном фундаменте. Физико-механические свойства здания и фундамента считаются упругими. Внешним силовым фактором, действующим на систему, является собственный вес. Предполагается, что в процессе существования здания в грунтовом основании возникает карстовая полость, которая изменяет сформировавшееся до ее появления напряженно-деформированное состояние элементов системы. Бесконечное полупространство грунтового основания заменяется пространством в виде параллелепипеда с гранями, параллельными координатным плоскостям.

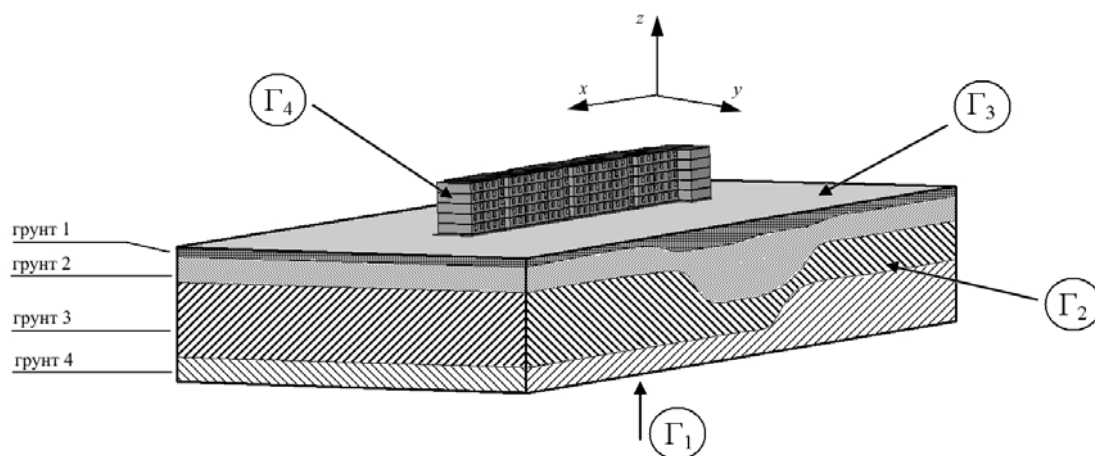


Рис. 1. Расчетная схема задачи

Математическая постановка задачи включает уравнения равновесия, физические и геометрические соотношения и краевые условия.

Уравнения равновесия записываются как

$$\sigma_{ij,j}(\vec{x}) + F_i = 0, \quad \vec{x} \in V, \quad (1)$$

где $\vec{x} = (x_1, x_2, x_3)$ — радиус-вектор точки области V ; $\sigma_{ij,j}$ — производная компонент тензора напряжения σ_{ij} по координате x_j ; F_i — компонента вектора плотности массовых сил.

Физические соотношения имеют вид:

– линейно-упругая модель

$$\sigma_{ij}(\vec{x}) = C_{ijkl}(\vec{x})\varepsilon_{kl}(\vec{x}), \quad \vec{x} \in V; \quad (2)$$

– упруго-пластическая модель (соотношения Друкера–Прагера [20])

$$\sigma_{ij}(\vec{x}) = C_{ijkl}(\vec{x})\left[\varepsilon_{kl}(\vec{x}) - \varepsilon_{kl}^p(\vec{x})\right], \quad \vec{x} \in V, \quad (3)$$

где ε_{kl} и ε_{kl}^p — компоненты тензора, соответственно, полной и пластической деформации, $C_{ijkl}(x)$ — компоненты тензора упругих постоянных.

Величины компонент тензора скорости пластических деформаций $\dot{\varepsilon}_{ij}^p$ определяются законом течения

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \lambda \left(\frac{1}{2\sqrt{I_2}(s)} s_{ij} + \beta \delta_{ij} \right), \quad (4)$$

а уравнение поверхности пластического течения имеет вид

$$\sigma_T = \beta I_1(\sigma) + \sqrt{I_2}(s), \quad (5)$$

где s и s_{ij} — девиатор тензора напряжений σ и компоненты девиатора, $I_1(\cdot)$, $I_2(\cdot)$ — первый и второй инварианты соответствующих тензоров, $\lambda = \frac{\sqrt{2I_2}(\varepsilon)}{\sqrt{0,5 + 3\beta^2}}$ — скалярный параметр, ε — тензор деформации.

Значения β и σ_T , согласно [20], наиболее удобно находить через удельное сцепление c и угол внутреннего трения γ :

$$\beta = \frac{2 \sin \gamma}{\sqrt{3}(3 - \sin \gamma)}, \quad \sigma_T = \frac{6c \cos \gamma}{\sqrt{3}(3 - \sin \gamma)}. \quad (6)$$

Величины c и γ для грунтов определяют лабораторными испытаниями в соответствии с ГОСТ 12248-96 [22].

Геометрические соотношения для линейного тензора деформации имеют вид

$$\varepsilon_{ij}(\vec{x}) = \frac{1}{2} \left(u_{i,j}(\vec{x}) + u_{j,i}(\vec{x}) \right), \quad \vec{x} \in V, \quad (7)$$

где ε_{ij} — компоненты тензора деформации ε ; $u_{i,j}$ — производная компоненты вектора перемещения u_i по координате x_j .

Краевые условия полагаются следующими. На нижнем основании (Γ_1) и боковых поверхностях (Γ_2) грунтового массива равны нулю нормальная компонента вектора перемещения u_n и две компоненты касательного усилия — τ_1 и τ_2 :

$$u_n(\vec{x}) = 0, \quad \tau_1(\vec{x}) = 0, \quad \tau_2(\vec{x}) = 0, \quad \vec{x} \in (\Gamma_1 \cup \Gamma_2). \quad (8)$$

Верхняя поверхность грунтового массива, находящаяся вне контакта с фундаментом здания (Γ_3), а также все поверхности элементов здания, не контактирующие с грунтом (Γ_4), являются свободными от нагрузок:

$$\sigma_{ij}(\vec{x}) n_j(\vec{x}) = 0, \quad \vec{x} \in (\Gamma_3 \cup \Gamma_4), \quad (9)$$

здесь n_j — компоненты вектора внешней нормали.

В предлагаемой постановке задачи учет взаимодействия свай фундамента с грунтом осуществляется следующим образом. Материал грунтового массива, непосредственно заполненный сваями и представляющий неоднородную гетерогенную среду, моделируется как однородный трансверсально-изотропный линейно-упругий материал с соответствующими эффективными свойствами. При этом считается, что ось плоскости изотропии совпадает с направлением координатной оси z , параллельной осям свай. Такое представление свойств грунтового массива оправдано рядом соображений: равномерным распределением большого числа свай по его поверхности (их общее число равняется 550, так что на один квадратный метр поверхности приходится 0,4 сваи); одинаковым направлением осей свай; предположением, что материал сваи и контактирующий с ним грунт являются упругими и изотропными; большой величиной отношения модуля упругости сваи к модулю упругости грунта ($E_{св}/E_{гр} \approx 10^3$). Подобный подход позволяет добиться существенного снижения вычислительных затрат при решении задачи определения НДС системы «грунтовое основание–фундамент–здание».

Для трансверсально-изотропной упругой среды физические соотношения (2) удобно записать в виде

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1/E_x & -\nu_{xy}/E_x & -\nu_{xz}/E_x & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{xy}/E_y & 1/E_y & -\nu_{xz}/E_y & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{zx}/E_z & -\nu_{zx}/E_z & 1/E_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G_{xy} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{yz} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{yz} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} \end{pmatrix} \quad (10)$$

где E_x , E_z , G_{yz} , ν_{xy} , ν_{zx} — независимые «технические» материальные параметры трансверсально-изотропной среды [17]; $\nu_{zx} = \frac{(\nu_{xz} \cdot E_z)}{E_x}$; $G_{xy} = \frac{E_x}{2(1+\nu_{xy})}$.

Материальные параметры могут быть выражены через упругие и геометрические характеристики материала свай и грунта по известным соотношениям [18]:

$$\begin{aligned}
 E_z &= E_{гр} \cdot (1 + (n-1) \cdot \mu); \\
 E_x &= \frac{(1 + (n-1) \cdot \mu) \cdot E_{св}}{(\mu + n \cdot (1-\mu)) \cdot (1 + (n-1) \cdot \mu) - (n \cdot \nu_{гр} - \nu_{св})^2 \cdot \mu \cdot (1-\mu)}; \\
 \nu_{xy} &= \frac{(\nu_{св} \cdot \mu + n \cdot \nu_{гр} \cdot (1-\mu)) \cdot (1 + (n-1) \cdot \mu) + (n \cdot \nu_{гр} - \nu_{св})^2 \cdot \mu \cdot (1-\mu)}{(\mu + n \cdot (1-\mu)) \cdot (1 + (n-1) \cdot \mu) - (n \cdot \nu_{гр} - \nu_{св})^2 \cdot \mu \cdot (1-\mu)}; \\
 \nu_{zx} &= \nu_{гр} \cdot (1-\mu) + \nu_{св} \cdot \mu; \\
 G_{yz} &= \frac{(n \cdot (1 + \nu_{гр}) \cdot (1 + \mu) + (1 + \nu_{св}) \cdot (1-\mu)) \cdot E_{гр}}{2 \cdot ((1 + \nu_{гр}) \cdot (n \cdot (1 + \nu_{гр}) \cdot (1-\mu) + (1 + \nu_{св}) \cdot (1 + \mu)))}; \\
 G_{xy} &= \frac{E_{св}}{2 \cdot ((1 + \nu_{св}) \cdot \mu + n \cdot (1 + \nu_{гр}) \cdot (1-\mu))}; \\
 n &= \frac{E_{св}}{E_{гр}}; \quad \mu = \frac{V_{св}}{V}.
 \end{aligned} \tag{11}$$

Здесь ($E_{св}$, $\nu_{св}$), ($E_{гр}$, $\nu_{гр}$) — модули упругости и коэффициенты Пуассона, соответственно, материала свай и грунта; $V_{св}$ — объем, занимаемый сваями, V — полный объем, который занимают сваи и заполненный ими массив грунта. Длина свай составляет 9 м, сторона квадратного поперечного сечения свай — 0,3 м.

Реальные свойства грунтов и строительных материалов представлены в таблице 1. Эффективные свойства трансверсально-изотропной упругой среды, вычисленные по соотношениям (11) для каждого слоя грунта, через который прошли сваи, представлены в таблице 2.

Таблица 1. Физико-механические свойства материалов

№	Материал	Плотность ρ , кг/м ³	Модуль упругости E , МПа	Коэффициент Пуассона ν	Удельное сцепление c , МПа	Угол внутреннего трения γ , град
1	Бетон	2500	$2 \cdot 10^4$	0,22	—	—
2	Кирпичная кладка	1900	$7 \cdot 10^2$	0,25	—	—
3	Насыпной грунт (грунт 1)	1700	1,9	0,27	44	17
4	Глина (грунт 2)	1800	6,4	0,33	36	8
5	Гравийный и щебенистый грунт с песчаным и глинистым заполнителем (грунт 3)	2100	20	0,30	32	32
6	Ангидриты (грунт 4)	2800	200	0,23	—	—

Таблица 2. Эффективные свойства материалов

Материал	E_z , МПа	E_x , МПа	G_{xy} , МПа	G_{xz} , МПа	ν_{xy}	ν_{zx}
Насыпной грунт–свая	1070	2,12	0,77	0,803	0,27	0,268
Глина–свая	1074	7,40	2,49	2,580	0,33	0,326

3. Алгоритм численного решения и его тестирование

Численное решение краевой задачи (1)–(10) получено на основе вариационной постановки исходной задачи с использованием принципа возможных перемещений [21]

$$\delta A_\sigma + \delta A_q + \delta A_p = 0. \quad (12)$$

Здесь δA_σ — виртуальная работа внутренних напряжений

$$\delta A_\sigma = \int_V \sigma_{ij} \cdot \delta(\varepsilon_{ij}) dV, \quad (13)$$

δA_q — виртуальная работа массовых сил

$$\delta A_q = \int_V F_z \cdot \delta(u_z) dV, \quad (14)$$

δA_p — виртуальная работа поверхностных сил

$$\delta A_p = \int_\Gamma P_i \cdot \delta(u_i) d\Gamma. \quad (15)$$

В соотношениях (13)–(15) обозначено: V — объем всех элементов системы «грунтовое основание–фундамент–здание», согласно расчетной схеме (Рис. 1); σ_{ij} — компоненты тензора напряжения, определяемые физическими соотношениями (2) или (3)–(7); F_z — ненулевая компонента вектора плотности массовых сил, равная удельному весу материала, соответствующего элементу системы «грунтовое основание–фундамент–здание»; P_i — компоненты вектора поверхностной нагрузки на границе Γ (в данной задаче эта нагрузка тождественно равна нулю).

Численное решение вариационного уравнения (12) осуществлялось методом конечных элементов [19] с использованием программного комплекса ANSYS. Для дискретизации исследуемого трехмерного объекта были выбраны конечные элементы типа SOLID45 с линейной аппроксимацией. На рисунке 2 приводится конечно-элементный образ системы «грунтовое основание–фундамент–здание». Согласно исходной постановке задачи (Рис. 1) грунтовое основание состоит из четырех упруго-пластических слоев: грунт 1 — насыпной, грунт 2 — глина, грунт 3 — гравийный и щебенистый с песчаным и глинистым заполнителем, грунт 4 — ангидриты. Границы слоев распределены по объему грунта пространственно неоднородно. Геометрия карстовой полости задается в виде эллипсоида, расположенного в верхней части грунта, состоящего из ангидрита (грунт 4), непосредственно под основанием здания в его

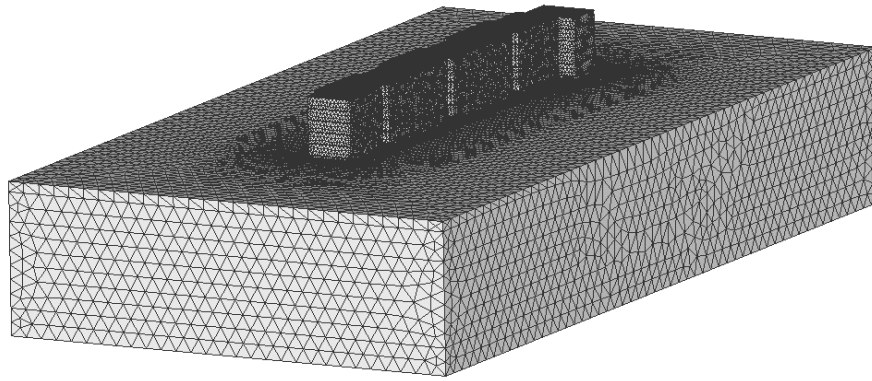


Рис. 2. Расчетная область с конечно-элементной сеткой

средней части. Известно [2], что именно для этих типов сульфатных пород характерна возможность появления и эволюции карстовых процессов. Глубина залегания полости составляет ~30 м.

До начала решения задачи проводился численный эксперимент по определению геометрических параметров исследуемого грунтового массива. Необходимость такого эксперимента обусловлена заменой грунтового полупространства массивом конечных размеров. В ходе численного эксперимента были установлены размеры расчетной области, при которых НДС здания и прилегающего к нему грунта (особенно профиль осадок поверхности грунта) становится нечувствительным к положению границ области. Выяснилось, что удаленность внешней границы грунтового основания от здания в горизонтальной плоскости должна быть не менее половины длины здания. Для выбранных геометрических параметров сделана оценка сходимости численных решений в зависимости от степени конечно-элементной дискретизации (количества узлов). Результаты оценки сходимости представлены на рисунке 3.

В качестве критерия сходимости была выбрана величина

$$\delta = \frac{\max |(U_z)^{n-1} - (U_z)^n|}{|U_z^n|} \cdot 100\% \quad (n = 1, 2, 3, \dots),$$

где $|U_z^n|$ — модуль компоненты вектора перемещения поверхности грунтового массива

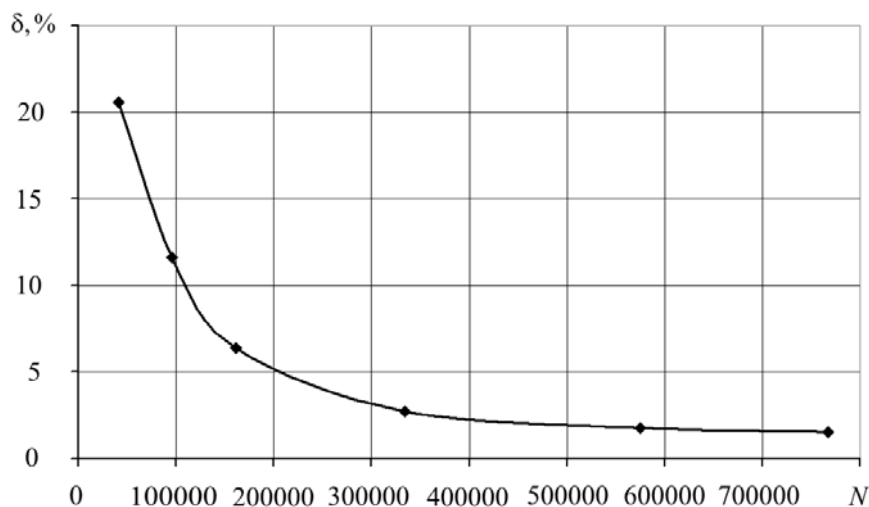


Рис. 3. Сходимость решения от числа узлов

по направлению оси z для n -го варианта конечно-элементной дискретизации, а каждый последующий вариант соответствует увеличению числа узлов сетки. Такой критерий выбран из соображений, что искажение профиля поверхности является одним из основных факторов, откликающихся на наличие карстовой полости, и может использоваться как макропараметр, регистрируемый при мониторинге.

Установлено, что для оценки влияния карстовых полостей на конфигурацию поверхности с точностью 10–15% достаточно конечно-элементной сетки с 200000 узлов.

4. Результаты численного решения и анализа

Последовательность численных решений и их анализ осуществлялся в соответствии с необходимостью решения конкретных задач, сформулированных во введении. Устанавливалась степень влияния карстовых полостей на характер искажения поверхности грунта и деформацию фундамента строительной конструкции и проводился анализ влияния упруго-пластических свойств грунта, имеющего кусочно-однородную структуру, на характер НДС элементов строительного сооружения.

В численных экспериментах результат влияния карстовой полости на НДС элементов системы «грунтовое основание–фундамент–здание» устанавливался путем сопоставления двух решений — с учетом карстовой полости и без нее, и вычислением разности соответствующих параметров. В расчетах карстовая полость представлялась в виде эллипсоида с фиксированным значением вертикальной полуоси, равным 1 м, и варьируемыми значениями двух равных между собой горизонтальных полуосей. Объем и границы карстовой полости варьировались за счет изменения размеров горизонтальных полуосей.

На рисунках 4 и 5 показаны изменения в распределении осадок поверхности грунта S , вызванные возникновением карстовых полостей различных объемов. Размеры полостей указаны в текстовом поле рисунков (первая цифра соответствует вертикальной полуоси, последующие две — горизонтальным).

Проводилось два цикла численных экспериментов.

В первом цикле грунтовое основание моделировалось как упругая среда. Анализ изменения НДС элементов системы «грунтовое основание–фундамент без здания», возникающего в результате образования карстовой полости различных размеров, свидетельствует о нелинейном характере возрастания максимальных значений изменения осадок с ростом горизонтальных размеров полости (Рис. 4, *а*).

Графики рисунка 4, *б* получены для расчетной модели, отличающейся от рассмотренной выше тем, что в ней учтено само здание. Сопоставление результатов, приведенных на рисунках 4, *а* и 4, *б*, показывает, что наличие здания придает дополнительную жесткость системе в целом, и изменения осадок поверхности грунта, полученные с учетом жесткости здания, оказываются практически в 2 раза меньше, чем в системе с отсутствующим зданием. Следовательно, взаимодействие здания с поверхностными слоями грунта приводит к перераспределению усилий в элементах системы при возникновении карстовой полости. Вместе с тем при неизменных размерах карстовой полости уменьшение жесткости здания (например, за счет накопления повреждений, разрушения) вызывает рост осадок, при этом величины осадок изменяются от значений, показанных на рисунке 4, *б*, до соответствующих им предельных значений на рисунке 4, *а*.

Таким образом, из приведенного анализа можно сделать вывод о том, что изменение величин вертикальных осадок поверхности грунта является информативной величиной, откликающейся на процессы накопления повреждений и разрушения здания, а также на увеличение размеров карстовой полости. Необходимо заметить,

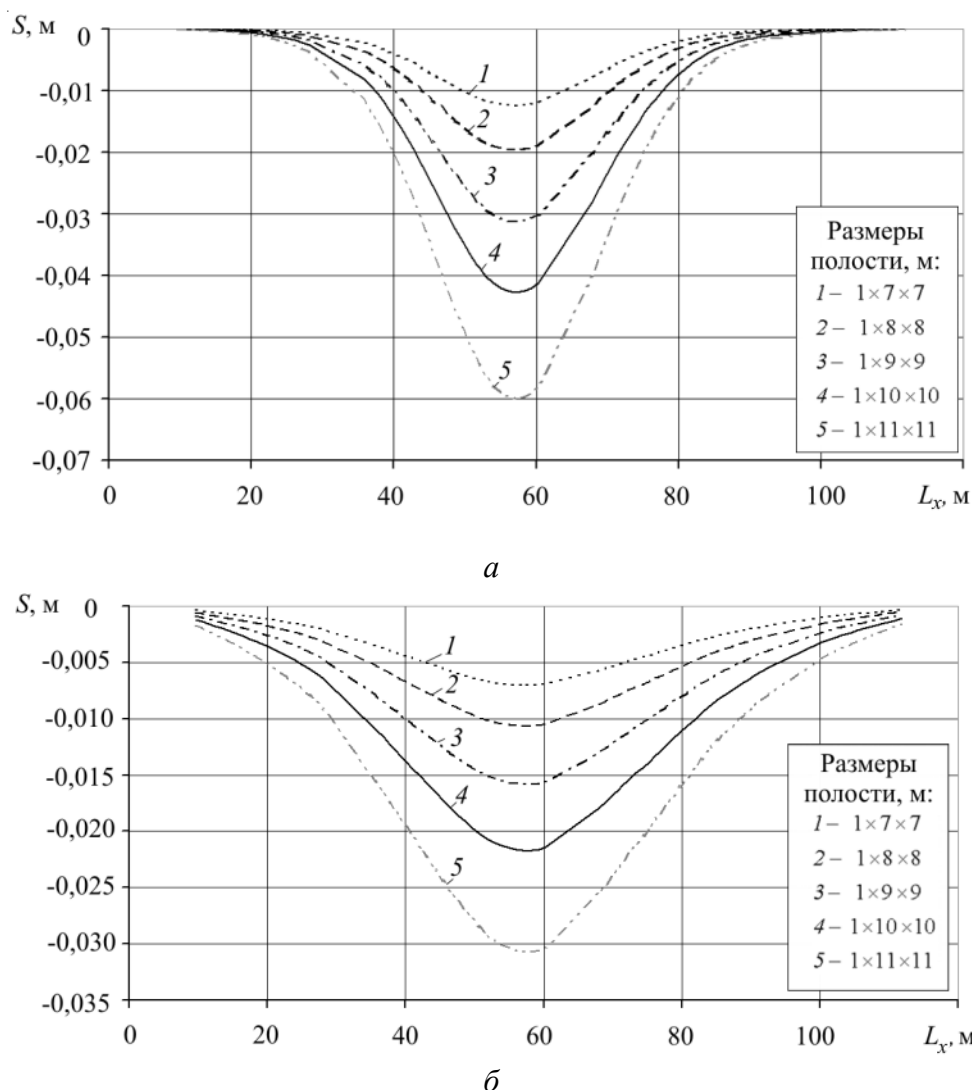


Рис. 4. Изменение осадок поверхности грунта вдоль продольной оси фундамента в упругом приближении в отсутствие здания (а) и с его учетом (б) при различных размерах карстовой полости

что сделанные выводы справедливы при условии, что карстовая полость возникает уже после постройки здания.

Во втором цикле численных экспериментов анализировалось влияние размеров карстовой полости на изменение НДС элементов системы «грунтовое основание–фундамент–здание» в предположении, что грунтовое основание является упруго-пластическим.

На рисунке 5 сопоставляются величины изменения вертикальных осадок фундамента S вдоль продольной оси здания L_x для двух размеров карстовой полости, полученные в рамках упругого и упруго-пластического приближений. Различие величин изменения осадок для двух рассмотренных моделей возрастает по мере увеличения горизонтальных размеров карстовой полости и составляет $\sim 10\%$ для максимальных значений осадок при карстовой полости с полуосями $1 \times 8 \times 8$ и $\sim 45\%$ — при полости размером $1 \times 10 \times 10$.

В рамках второго цикла численных экспериментов исследовалось также изменение креновых деформаций несущих стен здания (под креновой деформацией относительно оси x в определенной точке стены понимается угол поворота данной точки вокруг оси x). В ходе эксперимента моделировались деформационные процессы, происходящие

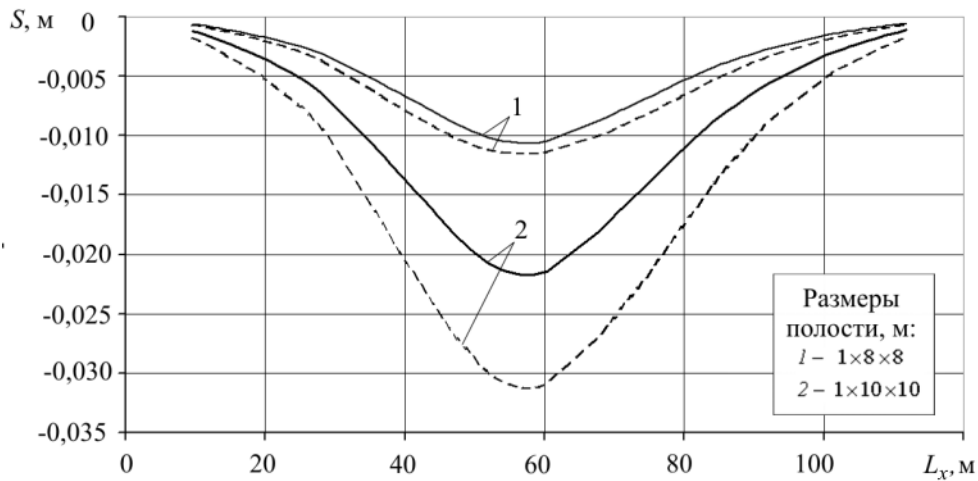


Рис. 5. Изменение вертикальных осадков фундамента вдоль продольной оси здания в упругом (сплошная линия) и упруго-пластическом (штриховая линия) приближении для двух размеров карстовой полости

в самом здании, для двух вариантов основания — упругого и упруго-пластического, и производилось сравнение величин изменения креновых деформаций несущих стен. Креновая деформация стен является нормативной макрохарактеристикой деформационного поведения здания и может быть инструментально измерена в процессе мониторинга.

На рисунке 6 представлены зависимости изменения креновых деформаций φ несущих стен здания в его верхней части по длине здания L_x при наличии карстовой полости с полуосями $1 \times 10 \times 10$. На рисунке видно, что креновые деформации относительно оси x имеют меньшую величину, чем креновые деформации относительно оси y ; учет упруго-пластических свойств грунта увеличивает (по модулю) изменение креновых деформаций стен здания на $\sim 50\%$. Наибольшие по модулю креновые деформации регистрируются в поперечных сечениях здания с координатами x , равными приблизительно 40 и 73 м, что соответствует 5-му и 3-му подъездам.

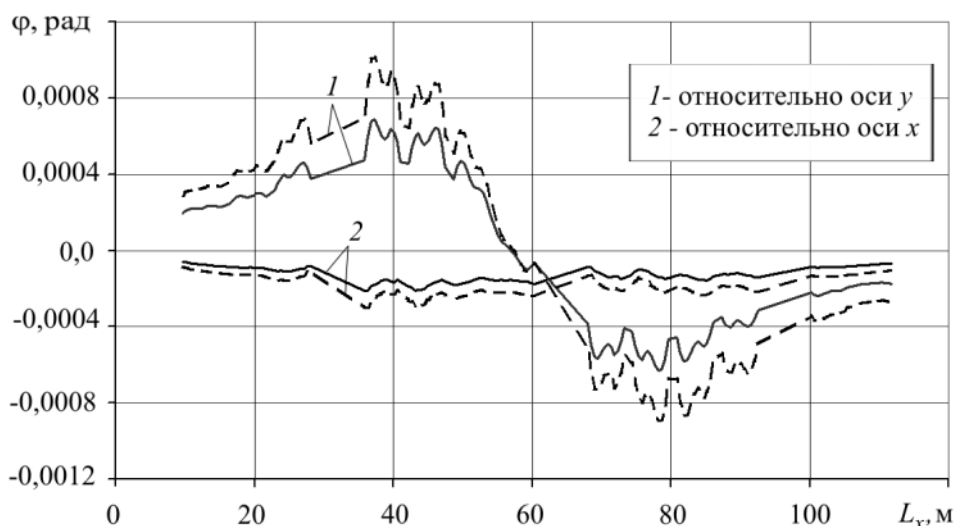


Рис. 6. Изменение креновых деформаций φ верхней части здания вдоль продольной оси здания в упругом (сплошная линия) и упруго-пластическом (штриховая линия) приближении при наличии карстовой полости размерами $1 \times 10 \times 10$

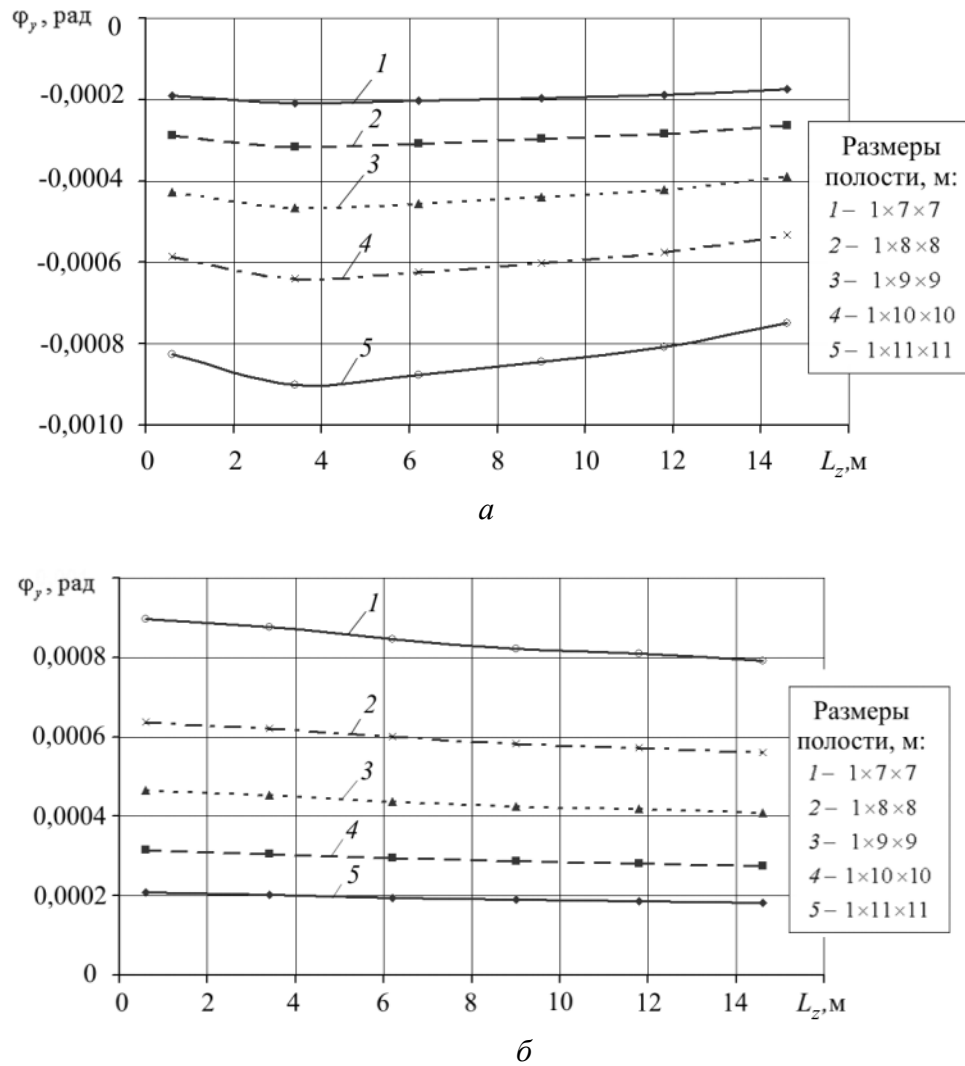


Рис. 7. Изменение креновых деформаций φ относительно оси y по высоте здания L_z в области 3-го (а) и 5-го (б) подъездов при различных размерах карстовой полости

На рисунке 7 приведена последовательность зависимостей изменения креновых деформаций относительно оси y по высоте здания в области 3-го и 5-го подъездов при наличии карстовых полостей различных размеров. Грунтовое основание считается упругим. Из сопоставления этих зависимостей следует вывод о нелинейном возрастании креновых деформаций с увеличением горизонтальных размеров карстовой полости, а также об их слабом изменении по высоте здания.

На рисунке 8 показано распределение эквивалентных деформаций по Мизесу

$$\varepsilon_{\text{miz}} = \frac{1}{1+\nu} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}, \quad (16)$$

где ε_1 , ε_2 , ε_3 — главные деформации, сформировавшиеся в элементах здания, расположенного на упругом основании, за счет появления карстовой полости эллипсоидальной формы с полуосями $1 \times 10 \times 10$. Эти результаты позволяют выявить элементы здания, получившие в результате воздействия карста наибольшие деформации,

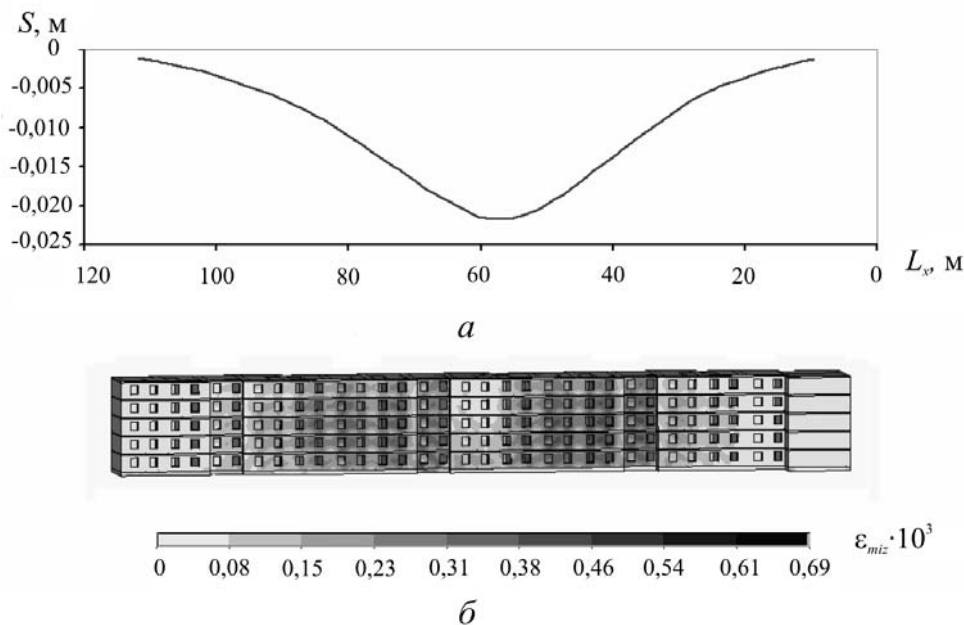


Рис.8. Изменение осадок S по длине здания в результате возникновения карстовой полости с полуосями $1 \times 10 \times 10$ (а) и тоновое распределение изменений эквивалентных деформаций ε_{miz} в элементах здания (б)

оценить уровень возникающих деформаций, определить необходимую точность их измерений, а также выбрать наиболее рациональные места для размещения датчиков, регистрирующих деформации в процессе мониторинга.

5. Заключение

В рамках упругой и упруго-пластической моделей проведено исследование особенностей деформационных процессов в элементах системы «грунтовое основание–фундамент–здание», вызванных появлением карстовых полостей. Численные эксперименты с разработанной математической моделью и анализ полученных результатов позволили сделать следующие выводы:

1. Взаимодействие здания с поверхностными слоями грунта при возникновении карстовой полости вызывает перераспределение усилий в элементах всей системы, которое в рассмотренных вариантах численных экспериментов оказалось весьма существенным. Так, например, учет жесткости здания уменьшает величины изменения осадок поверхности грунта под фундаментом практически в 2 раза по сравнению с ситуацией, когда влияние здания не учитывается. Этим результатом подтверждается вывод о том, что изменение величины вертикальных осадок поверхности грунта является высоко информативной характеристикой деформационного состояния всей системы. Именно эта макрохарактеристика демонстрирует отклик как на процессы роста карстовой полости, так и на накопление повреждений и разрушение элементов здания.

2. Полученные результаты показывают степень влияния размеров карстовой полости на изменения НДС в элементах системы «грунтовое основание–фундамент–здание» в упругом и упруго-пластическом приближениях. Установлено, что отличие изменений вертикальных осадок здания, вычисленных при использовании двух рассмотренных моделей, возрастает по мере увеличения горизонтальных размеров карстовой полости. В частности, для максимальных величин осадок фундамента эта разница составляет $\sim 10\%$ при возникновении карстовой полости с размерами полуосей $1 \times 8 \times 8$ и $\sim 45\%$ — с размерами $1 \times 10 \times 10$.

3. Изменение креновых деформаций стен здания вследствие возникновения карстовых полостей является еще одним параметром, характеризующим как степень активности роста карстовой полости, так и деформационных процессов в элементах здания, в том числе и необратимого накопления повреждений. При организации мониторинга деформационного поведения элементов здания информация об изменении креновых деформаций несущих стен дополняет информацию, получаемую из анализа изменений величин осадок фундамента, и повышает степень ее достоверности.

4. Анализ реализованных численных экспериментов содержит необходимую информацию для проектирования и разработки наиболее рациональной автоматизированной системы мониторинга деформационного поведения здания, вызываемого воздействием карстовых процессов. Показано, что для рассмотренного типа здания в качестве измеряемых параметров системы мониторинга рационально выбирать следующие величины:

- изменение вертикальных осадок фундамента здания (точность измерения не хуже 1 мм, диапазон измерения 0–10 см, дискретность по длине фундамента 10 м);
- изменение креновых деформаций несущих стен здания (точность не хуже 0,00003 рад, диапазон 0–0,005, дискретность по длине здания 10–15 м);
- изменение компонент тензора деформаций ε_{xx} и ε_{zz} на несущих стенах здания в окрестности оконных проемов (концентраторов напряжений) в области 3-го и 5-го подъездов (точность не хуже 10^{-6} , диапазон 0–0,002).

5. Разработанная математическая модель и ее численная реализация являются основой для интерпретации данных, поступающих с первичных датчиков автоматизированной системы мониторинга, с целью оценки НДС во всех элементах здания, а также для прогнозирования возможных сценариев развития деформационных процессов.

Работа выполнена при финансовой поддержке Российского фонда фундаментальных исследований (проект № 09-08-99135-р_офи) и Программы Президиума РАН 09-П-1-1010.

Литература

1. Дорофеев Е.П. Соотношение размеров провальных впадин и карстовых полостей в сульфатных породах // Вопросы карстологии. – Пермь, 1970. – Вып. 2. С. 40-42.
2. Andrejchuk V., Klimchouk A. Mechanisms of karst breakdown formation in the gypsum karst of the fore-Ural region, Russia (from observations in the Kungurskaja Cave) // Int. J. of Speleology. – 2002. – V. 31. – P. 89-114.
3. Барях А.А., Стажевский С.Б., Тимофеев Е.А., Хан Г.Н. О деформированном состоянии породного массива над карстовыми пустотами // ФТПРПИ. – 2008. – № 6. – С.3-12.
4. Федосеев А.К. Математическое моделирование устойчивости карстовой полости // Стратегия и процессы освоения георесурсов: материалы ежегод. науч. сес. ГИ УрО РАН по результатам НИР в 2007 г. – Пермь, 2008. – С. 102-104.
5. Федосеев А.К. Математическое моделирование развития карстовых процессов // Стратегия и процессы освоения георесурсов: материалы ежегод. науч. сес. ГИ УрО РАН по результатам НИР в 2008 г. – Пермь, 2009. – С. 99-101.
6. Augarde C.E., Lyamin A.V., Sloan S.W. Prediction of Undrained Sinkhole Collapse // J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 2003. – V. 129, N. 3. – P. 197-205.
7. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Карабанов П.В. Напряженно-деформированное состояние фильтрующих массивов грунтов // Инж. геология. – 2008. – № 4. – С. 36-41.
8. Готман Н.З. Расчет противокарстовых фундаментов зданий и сооружений // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2008. – № 1. С. 20-24.
9. Готман А.Л., Готман Н.З. Опыт реконструкции здания в Уфе в условиях повышенной карстовой опасности // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2001. – № 3. – С. 101-104.

10. *Давлетьяров Д.А.* К расчету свайного ленточного фундамента при образовании карстового провала // Вестник гражданских инженеров. – 2009. – № 2. – С.83-86.
11. *Alassi H.T., Li L., Holt R.M.* Discrete element modeling of stress and strain evolution within and outside a depleting reservoir // Pure and Applied Geophysics. –2006. – V. 163. N. 5-6. – P. 1131-1151
12. *Хан Г.Н.* О несимметричном режиме разрушения массива горных пород в окрестности полости // Физическая мезомеханика. – 2008. – Т. 11, № 1. – С.109-114.
13. *Курленя М.В., Миренков В.Е., Шутов А.В.* Оценка влияния собственного веса пород на деформирование их около выработок // ФТПРПИ. – 2000. – № 5. – С. 30-35.
14. *Rowe R.K., Lo K.Y., Kack G.J.* A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground // Canadian Geotechnical Journal. – 1983. – V. 20. – P. 11-22.
15. *Potts D.M., Addenbrooke T.I.* A structure's influence on tunnelling-induced ground movements // Proceedings of ICE – Geotechnical Engineering. – 1997. – V. 125. – P. 109-125.
16. *Burd H.J., Houlsby G.T., Augarde C.E., Liu G.* Modelling tunnel-induced settlement of masonry buildings // Proceedings of ICE – Geotechnical Engineering. – 2000. – V. 143. – P. 17-29.
17. *Кристенсен Р.М.* Введение в механику композитов. – М.: Мир, 1982. – 336 с.
18. *Малмейстер А.К., Тамуж В.П., Тетерс Г.А.* Сопротивление жестких полимерных материалов.– Рига: Зинатне, 1972. – 500 с.
19. *Зенкевич О.* Метод конечных элементов в технике / Пер. с англ. – М.: Мир, 1984. – 428 с.
20. *Новацкий В.К.* Волновые задачи теории пластичности. – М.: Мир, 1978. – 312 с.
21. *Работнов Ю.Н.* Механика деформируемого твердого тела. – М.: Наука, 1988. – 712 с.
22. ГОСТ 12248-96. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. – М.: Изд-во стандартов, 2005. – 58 с.

Поступила в редакцию 03.06.10

Сведения об авторах:

Цветков Роман Валерьевич, инж, Институт механики сплошных сред УрО РАН (ИМСС УрО РАН), 614013, Пермь, ул. Академика Королёва, д. 1; E-mail: flower@gmail.com

Шардаков Игорь Николаевич, дфмн, зав. лаб., ИМСС УрО РАН; E-mail: shardakov@icmm.ru