

Д. В. Бережной, М. К. Сагдатуллин, Л. У. Султанов

**МОДЕЛИРОВАНИЕ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ОБДЕЛКИ ТОННЕЛЯ МЕТРОПОЛИТЕНА,
РАСПОЛОЖЕННОЙ В ГРУНТЕ СЛОЖНОЙ ФИЗИЧЕСКОЙ ПРИРОДЫ**

Ключевые слова: метод конечных элементов, контактные задачи, сухие и водонасыщенные грунты, упругопластическое деформирование.

Построена конечно-элементная методика расчета деформирования обделки тоннеля метрополитена, взаимодействующей с сухими и водонасыщенными грунтами. Для моделирования взаимодействия между обделкой и грунтовыми средами, в том числе и физически нелинейными, используется специальный «контактный» конечный элемент, позволяющий учесть все случаи взаимодействия контактирующих поверхностей. Решен ряд задач деформирования кольца обделки тоннеля метрополитена, в том числе и состоящего из отдельных контактирующих между собой блоков, расположенного в грунте сложной физической природы. Показана необходимость решения контактной задачи для моделирования взаимодействия бетонных блоков кольца обделки.

Keywords: a method of finite elements, contact problems, dry and water-sated soils, elasto plastic strain.

The finite element design procedure of deformation a tunnel lining of the underground, co-operating with dry and water sated soils is constructed. For interaction modeling between lining and soil environments including physically non-linear, the special "contact" finite element is used, allowing to consider all cases of interaction of contacting surfaces. A number of problems of deformation of a ring an underground lining tunnel, including consisting of the separate blocks contacting among themselves, located in a ground of the difficult physical nature is solved. Necessity of the decision of a contact problem for modelling of interaction of concrete blocks of a ring lining is shown.

Введение

При проектировании современных транспортных и строительных сооружений часто практикуется возведение строительных сооружений в грунтах, находящихся в сложнейших физико-геологических условиях. Поэтому создание методик расчета трехмерных подконструкций, расположенных в грунтовых массах, в настоящее время является особенно актуальным [1-14].

Развитие механики в области современного фундаментостроения и подземного строительства в значительной мере определяется достигнутыми к настоящему времени результатами в области математического и механического моделирования различных процессов или физических явлений, в частности, процессов деформирования и разрушения современных конструкций и сооружений. Давно существует определенный разрыв между потребностями практики и существующими строительными нормами и правилами (СНиПами), регламентирующими и направляющими деятельность проектировщиков и строительную практику, и возможностями уточненных расчетов элементов конструкций и сооружений исходя из современных возможностей более точной постановки практических задач и их реализация на ЭВМ на основе использования численных методов.

Основным направлением ряда задач, стоящих перед механикой грунтов, является теоретический прогноз поведения грунтовых толщ под влиянием внутренних и внешних воздействий: разнообразных нагрузок от сооружений, изменения под действием природных факторов и деятельности человека, условий равновесия конструкций, например, при размывах, колебаниях уровня грунтовых вод, разгрузке глубоких слоев грунта при копке строительных котлованов и др.

Задача исследования напряженно-деформированного состояния грунтов под действием внешних сил и собственного веса является основной в

механике грунтов, и ее решение для различных случаев нагружения имеет непосредственное приложение в практике строительства. В строительстве весьма важно знать, как распределяются напряжения в грунте при загрузке части его поверхности, при каких условиях наступает предельное напряженное состояние, после чего возникают недопустимые деформации и нарушения сплошности грунтового массива и т.п. Важную роль играет математическое моделирование, позволяющее прогнозировать и оптимизировать технологические воздействия, обрабатывать и интерпретировать опытные данные.

Традиционно в механике деформируемого твердого тела для решения геометрически нелинейных задач получило распространение лагранжево описание среды, при котором хорошо формулируется краевая задача в дифференциальной или вариационной формах, для решения которой возможно использование различных численных алгоритмов. В рамках современных численных методик получили развитие пошаговые методы нагружения, в соответствии с которыми процесс деформирования представляется как последовательность равновесных состояний, и переход из текущего состояния в последующее определяется приращением нагрузки, изменением граничных условий или расчетной области и т.д.

При моделировании взаимодействия элементов конструкций с грунтами в большинстве случаев для адекватной оценки характера деформирования используются различные методики контактного взаимодействия элементов конструкций между собой и с грунтом. Не учет контакта может привести к принципиально иному результату, в какой-то степени даже противоречащему здравому смыслу.

1. Деформирование водонасыщенных грунтов

При расчете водонасыщенных грунтовых сред принимается модель квазидвухфазного грунта, для которой считается, что газ либо полностью растворен в жидкости, либо находится частично в пузырьках, движущихся со скоростью фильтрующейся жидкости.

Согласно принципу напряжений Терцаги соотношение между напряжениями в грунте можно записать в виде

$$\sigma_{ij}^{tot} = \sigma_{ij}(1-m) - \delta_{ij} P m,$$

где σ_{ij}^{tot} – тотальные напряжения в грунте, σ_{ij} – истинные напряжения в минеральных частицах грунта, P – поровое давление в жидкости. Здесь принято правило знаков, для которого сжимающие тотальное и истинное напряжения считаются отрицательными, а сжимающее давление в жидкости – положительным. С другой стороны тотальные напряжения можно представить в виде

$$\sigma_{ij}^{tot} = \sigma_{ij}^{ef} - \delta_{ij} P,$$

где σ_{ij}^{ef} – эффективные напряжения, действующие на контактах между минеральными частицами “скелета” грунта, которые определяются в виде

$$\sigma_{ij}^{ef} = (1-m)(\sigma_{ij} + \delta_{ij} P).$$

С учетом закона фильтрации в форме Дарси-Герсеванова, который определяется соотношением вида

$$m(v_i^f - v_i^s) = -\frac{k}{\mu} \left(\frac{\partial P}{\partial x_i} - \rho^f g_i \right),$$

где k абсолютная проницаемость “скелета” грунта, μ вязкость жидкости, ρ^f – плотность жидкости, $\vec{g}$ вектор ускорения свободного падения, так называемое уравнение пьезопроводности (для установившейся фильтрации) примет вид

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left\{ \frac{k}{\mu} \left(\frac{\partial P}{\partial x_i} - \rho^f g_i \right) \right\} = 0.$$

Пренебрегая в суммарном уравнении баланса количества движений инерционными слагаемыми, для всего грунта в целом можно записать уравнение равновесия в виде

$$\rho g_i + \frac{\partial \sigma_{ij}^{tot}}{\partial x_j} = 0,$$

где ρ – плотность двухфазного грунта.

Считая, что на части внешней поверхности S_u расчетной области заданы кинематические граничные условия в виде

$$\delta u_i^s = 0,$$

а на части внешней границы S_σ , дополняющей S_u до полной внешней поверхности S , заданы статические граничные условия

$$\sigma_{ij}^{tot} n_j = \sigma_i^* \text{ на } S_\sigma,$$

вариационное уравнение равновесия запишем в виде

$$\int_V \sigma_{ij}^{ef} \delta \varepsilon_{ij}^s dV - \int_V P \delta \varepsilon_V^s dV = \int_{S_\sigma} \sigma_i^* \delta v_i^s dS + \int_V g_i \rho \delta v_i^s dV, \quad (1)$$

где ε_V^s – объемная деформация “скелета” грунта.

Считая, что на части внешней поверхности S_p заданы главные граничные условия для порового давления

$$\delta P = 0 \text{ на } S_p,$$

а на части внешней границы S_H , дополняющей S_p до полной внешней поверхности S , заданы естественные граничные условия на обобщенный градиент напора жидкой фазы

$$\frac{k}{\mu} \left(\frac{\partial P}{\partial x_i} - \rho^f g_i \right) n_i = \frac{k}{\mu} H_n^* \text{ на } S_H,$$

вариационное уравнение фильтрации запишем в виде

$$\int_V \left\{ \frac{k}{\mu} \left(\frac{\partial P}{\partial x_i} - \rho^f g_i \right) \right\} \frac{\partial (\delta P)}{\partial x_i} dV - \int_{S_H} \frac{k}{\mu} H_n^* \delta P dS = 0. \quad (2)$$

Таким образом, получили основную систему вариационных уравнений (1) и (2), описывающих деформирование водонасыщенного грунта, в которых неизвестными являются проекции перемещений материальных частиц “скелета” u_i^s и поровое давление P .

2. Моделирование механического контакта

Для моделирования механического контакта используется специальный контактный элемент, позволяющий учесть различные случаи взаимодействия между собой контактирующих поверхностей, в частности, отрыва, проскальзывания с трением и т.д.

Общее разрешающее уравнение деформирования подконструкций с учетом механического контакта в вариационной форме имеет вид

$$\sum_m \iiint_{\Omega_m} \{\sigma\}^T \{\delta \varepsilon\} d\Omega + \sum_k \iiint_{\Omega_k} \{\sigma_H\}^T \{\delta \varepsilon_H\} d\Omega = \sum_m \left(\iiint_{\Omega_m} \rho \{g\}^T \{\delta V\} d\Omega + \iint_{S_m^\sigma} \{P\}^T \{\delta V\} dS \right), \quad (3)$$

где сумма по m – сумма по объемам блоков, по k обозначается сумма по накладкам, Ω_m, Ω_k – соответственно объемы блоков и накладок; $\{\sigma\}, \{\varepsilon\}, \{V\}$ – напряжения, деформации и перемещения элементарных объемов блоков; $\{\sigma_H\}, \{\varepsilon_H\}$ – напряжения и деформации в накладках, $\{g\}$ – вектор ускорения свободного падения ($\rho \{g\}$ – сила тяжести), $\{P\}$ – граничная нагрузка, действующая на части границы S_m^σ .

Будем считать, что первоначальное обжатие контактного конечного элемента всегда существует.

Для решения нелинейной задачи на базе уравнения (3) используется итерационный метод, являющийся комбинацией метода начальных напряжений и метода дополнительной деформации. Базовым для определения k -ой итерации является следующее вариационное уравнение

$$\begin{aligned} & \sum_m \iiint_{\Omega_m} \{\sigma^k\}^T \{\delta \varepsilon\} d\Omega + \sum_k \iiint_{\Omega_k} (\varepsilon_H^k E_H \delta \varepsilon_H + \\ & + \gamma_H^k G_H \delta \gamma_H) d\Omega_k = \sum_m \left(\iiint_{\Omega_m} \rho \{g\}^T (\delta V) d\Omega + \right. \\ & \left. + \iiint_{S_m^\sigma} \{p\}^T \{\delta V\} ds \right) + \sum_k \iiint_{\Omega_k} (\bar{\sigma}_H^k \delta \varepsilon_H + \bar{\tau}_H^k \delta \gamma_H) d\Omega_k, \end{aligned} \quad (4)$$

где величины $\bar{\sigma}_H^k$ и $\bar{\tau}_H^k$ в (4) являются "начальными напряжениями".

Для реализации описанной ранее математической модели взаимодействия накладок в рамках МКЭ удобно определить так называемый контактный элемент.

Вводятся аппроксимации лицевых поверхностей

$$\begin{aligned} \bar{r}^{(-)}(\xi, \eta) &= \sum_{i=1}^n \bar{r}_{2i-1} N_i(\xi, \eta), \\ \bar{r}^{(+)}(\xi, \eta) &= \sum_{i=1}^n \bar{r}_{2i} N_i(\xi, \eta, \zeta), \end{aligned} \quad (5)$$

где $N_i(\xi, \eta)$ - известные функции формы для двумерной аппроксимации. Для аппроксимации вектора перемещений будем использовать представление, аналогичное (5), т.е. введем

$$\begin{aligned} \bar{V}^{(-)}(\xi, \eta) &= \sum_{i=1}^8 \bar{V}_{2i-1} N_i(\xi, \eta), \\ \bar{V}^{(+)}(\xi, \eta) &= \sum_{i=1}^8 \bar{V}_{2i} N_i(\xi, \eta). \end{aligned}$$

В процессе деформирования первоначально параллельные лицевые поверхности $\bar{r}^{(-)}$ и $\bar{r}^{(+)}$ перестают быть таковыми и степень их относительных поворотов в процессе деформирования может достигать большой величины. Поэтому все геометрические, кинематические и силовые характеристики будем определять на обеих лицевых поверхностях самостоятельно. Другими словами, напряженно-деформированное состояние будем определять самостоятельно в каждой накладке (примыкающих, соответственно, к поверхностям $\bar{r}^{(-)}$ и $\bar{r}^{(+)}$), что позволит более верно моделировать их состояния при проскальзывании друг относительно друга.

3. Упругопластическое деформирование грунта

Грунты, в которых размещаются исследуемые опоры, представляют собой "слоеный пирог" из песков, глин, суглинков, известняка, песчаника и т.д. Для песков и глин предельное состояние хорошо описывается условием прочности Мизеса-Боткина [5], которое записывается в виде

$$\tau_i + \sigma_0 \tan \varphi^* - c^* = 0,$$

где φ^* - угол внутреннего трения на октаэдрических площадках, c^* - предельное сопротивление чистому сдвигу.

Используемая итерационная процедура типа "метода начальных напряжений" представляет собой следующую последовательность действий. Первое при-

ближение определяется из решения вариационного уравнения принципа виртуальных перемещений в предположении справедливости закона Гука:

$$\begin{aligned} & \sum_k \iiint_{V_k} \{\sigma\}^T \{\delta \varepsilon\} dV_k = \\ & = \sum_k \iiint_{V_k} \{Q\}^T \{\delta u\} dV_k + \sum_k \iint_{S_k} \{P\}^T \{\delta u\} dS_k \end{aligned}$$

где $\{\sigma\}, \{\varepsilon\}$ - векторы напряжений и деформаций на k -ом трехмерном фрагменте грунта; $\{Q\}, \{P\}$ - векторы массовой и поверхностной нагрузок.

В данном уравнении предполагается, что кинематические связи между фрагментами (условия непрерывности перемещений) и кинематические граничные условия выполняются априори. Уравнения равновесия для каждого фрагмента, статические условия сопряжения и статические граничные условия выполняются автоматически в интегральном смысле.

В этом случае разрешающее уравнение линейно и записывается в виде:

$$\begin{aligned} & \sum_k \iiint_{V_k} \{\varepsilon^{(1)}\}^T [D] \{\delta \varepsilon\} dV_k = \\ & = \sum_k \iiint_{V_k} \{Q\}^T \{\delta u\} dV_k + \sum_k \iint_{S_k} \{P\}^T \{\delta u\} dS_k \end{aligned}$$

Все последующие шаги итераций основаны на линейных уравнениях для приращений

$$\begin{aligned} & \sum_k \iiint_{V_k} \{\Delta \varepsilon^{(k+1)}\}^T [D] \{\delta \varepsilon\} dV_k = \\ & = \sum_k \iiint_{V_k} \{\sigma_H^{(k)}\}^T \{\delta \varepsilon\} dV_k \end{aligned}$$

из решения которых находятся

$$\{\Delta u^{(k+1)}\}, \{\Delta \varepsilon^{(k+1)}\}, \{\Delta \sigma^{(k+1)}\} = [D] \{\Delta \varepsilon^{(k+1)}\}. \quad (6)$$

Истинное деформированное состояние определяется как

$$\begin{aligned} \{u^{(k+1)}\} &= \{u^{(k)}\} + \{\Delta u^{(k+1)}\}, \\ \{\varepsilon^{(k+1)}\} &= \{\varepsilon^{(k)}\} + \{\Delta \varepsilon^{(k+1)}\}. \end{aligned}$$

"Пробные" напряжения для анализа возможного предельного состояния и определения истинных и дополнительных напряжений находятся как

$$\{\sigma^{(k+1)}\} = \{\sigma_T^{(k)}\} + \{\Delta \sigma^{(k+1)}\}, \quad (7)$$

где $\{\sigma_T^{(k)}\}$ - истинные напряжения, соответствующие принятой теории прочности. Для их вычисления по напряжениям (7) строится "упругопластическая матрица" и определяются

$$\{\sigma_T^{(k+1)}\} = \{\sigma_T^{(k)}\} + [D_{ep}^{(k+1)}] \{\Delta \varepsilon^{(k+1)}\}. \quad (8)$$

В правой части уравнения (6) фигурируют так называемые "начальные" или "дополнительные" напряжения, которые вводятся как разности "пробных" напряжений (7) и истинных (8)

$$\{\Delta \sigma^{(k+1)}\} = \{\sigma^{(k)}\} - \{\sigma_T^{(k+1)}\}.$$

Переход от вариационной задачи к алгебраической производится посредством дискретизации методом конечных элементов.

4. Исследование деформирования кольца обделки тоннеля метрополитена в грунтовом массиве

В этом разделе изложены результаты исследования напряженно-деформированного состояния кольца обделки тоннеля метрополитена на основе различных расчетных схем в рамках двумерной задачи механики сплошной среды. Разработана и реализована методика определения напряженно-деформированного состояния в обделке тоннеля метрополитена на основе уточненных моделей, позволяющих учитывать такие факторы, как:

- реальное распределение свойств грунтового массива в расчетных сечениях;
- заглубление туннеля от поверхности;
- достижения грунтом предельного состояния;
- давление грунтовых вод;
- учет контактного взаимодействия между обделкой тоннеля и грунтом;
- раскрытие и смыкание зазора между блоками обделки тоннеля в окружном направлении;
- расположение замкового блока в обделке тоннеля.

В качестве базового принимается заглубление туннеля на 6 м от поверхности, которое имеет место для той его части, которая исследовалась экспериментально. Это позволяет сопоставить результаты расчетов с опытными данными и судить о том, какая из расчетных схем наиболее близко соответствует реальности.

По глубине распределение грунтов принимается различным.

Вариант *A* предполагает распределение грунтов в соответствии с данными геологических изысканий на отметке 100-105 м от станции «Суконная слобода» перегона «Площадь Тукая - Суконная слобода» левый путь. Свойства грунтового массива предполагаются кусочно-постоянными в глубину.

Вариант *B* предполагает однородный грунт (супесь пластическая) со следующими характеристиками: модуль упругости $E = 12 \text{ МПа}$, коэффициент Пуассона $\mu = 0.3$, удельный вес $\gamma = 2060 \text{ кг/м}^3$, коэффициент сцепления $c = 15 \text{ КПа}$, угол внутреннего трения $\varphi = 22^\circ$, пористость $m = 0.363$, коэффициент фильтрации $k_\phi = 0.1 \text{ м/сут} \approx 1.16 \cdot 10^{-6} \text{ м/с}$.

Вариант *C* также предполагает однородный грунт (песок мелкий водонасыщенный) со следующими характеристиками: модуль упругости $E = 33 \text{ МПа}$, коэффициент Пуассона $\mu = 0.3$, удельный вес $\gamma = 2040 \text{ кг/м}^3$, коэффициент сцепления $c = 2.6 \text{ КПа}$, угол внутреннего трения $\varphi = 33^\circ$, пористость $m = 0.379$, коэффициент фильтрации $k_\phi = 9.5 \text{ м/сут} \approx 1.1 \cdot 10^{-4} \text{ м/с}$.

Для бетона принимаются следующие параметры: модуль упругости $E = 35000 \text{ МПа}$, коэффициент Пуассона $\mu = 0.3$, удельный вес $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$.

Используются 8-ми узловые конечные элементы Сирендипового типа. Размеры расчетной области выбирались такими, чтобы влияние кольца обделки на

напряженно-деформированное состояние грунта полностью затухало. В частности: в стороны и в глубину размеры области определялись расстоянием 16.7 м (6 радиусов кольца обделки). На нижнем срезе ставились условия отсутствия вертикальных смещений, а на боковых - отсутствие горизонтальных.

Первоначально задача деформирования неразрезного кольца обделки тоннеля метрополитена решалась в рамках линейной теории упругости в рамках плоской деформации, в которой учитывается взаимодействие кольца обделки с грунтовым массивом. Учет переменности свойств грунтов по высоте производился локально для каждой квадратурной точки каждого конечного элемента.

Из полученных результатов можно сделать вывод, что значения напряжений для реального распределения грунтов (вариант *A*) расположены между аналогичных значений напряжений для однородных грунтов (вариантов *B* и *C*).

Другой расчетной схемой является задача о взаимодействии кольца обделки с грунтовым массивом, достигнувшем предельного состояния. Численные расчеты свидетельствуют о достижении грунтом предельного состояния в части расчетной области. Иллюстрацией этому является рисунок 1, где изображены области развитых пластических деформаций для варианта *C*. Однако на напряженное состояние кольца обделки это обстоятельство сказывается мало. В таблице 1 приведены значения максимальных растягивающих и сжимающих окружных напряжений для приведенных в предыдущем разделе вариантов распределения грунтов. Отличие от результатов упругого расчета не превышает 1%.

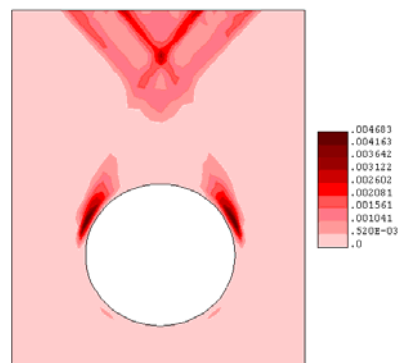


Рис. 1

Таблица 1

Распределение грунтов по высоте	MAX σ_r кг/см ²	MIN σ_r кг/см ²
Вариант А	126	-160
Вариант В	179	-205
Вариант С	112	-141

Еще одна расчетная схема предполагает решение стационарной задачи консолидации грунтовой среды, которая учитывает взаимное влияние давления грунтовых вод и напряженно-деформированного состояния скелета грунта.

В условии отсутствия течения грунтовых вод на боковых и нижней границах расчетной области ставятся условия не протекания. Также эти условия ставятся на границе раздела грунта и кольца обделки.

Исследуются четыре возможных уровня грунтовых вод:

- 1) совпадает со свободной поверхностью;
- 2) ниже свободной поверхности на 2м (этот вариант является базовым в стандартной ситуации);
- 3) совпадает с верхним срезом туннеля;
- 4) совпадает с нижним срезом туннеля.

Для варианта грунтов *A* вычислялись осредненные значения коэффициентов пористости и фильтрации в виде

$$m^c = \frac{\sum_i m_i H_i}{\sum_i H_i}, \quad K_a^c = \frac{\sum_i K_{ai} H_i}{\sum_i H_i},$$

где H_i - толщины слоев. В результате были получены значения $m=0,396$, $K_f=0,00988$ см/сек.

Анализируя полученные результаты, можно утверждать, что учет давления грунтовых вод уменьшает максимальное растягивающее напряжение в обделке на 20-25% для наивысшего уровня грунтовых вод.

Проведены исследования течения грунтовых вод на напряженное состояние в грунте и обделке. Для этого на боковых поверхностях расчетной области задавались некоторые условные значения потока. В этом случае давление грунтовых вод приобретало неравномерность распределения по горизонтали, и появлялась боковая составляющая нагрузки. На рисунке 2 представлено распределение давления в жидкой фазе при $K_a \frac{\partial P^w}{\partial n} = 0,02$ и уровне грунтовых вод - 2м от свободной поверхности.

В кольцо обделки распределение напряжений качественно меняется и незначительно увеличивается. Отметим, что наблюдается несимметричность напряжений относительно вертикальной плоскости. Сравнивая значения максимальных растягивающих напряжений с результатами, полученными ранее (для соответствующего уровня грунтовых вод) имеем увеличение их на 12%.

На рисунке 3 приведены боковые смещения грунтового массива (фрагмент около кольца обделки туннеля) для варианта В.

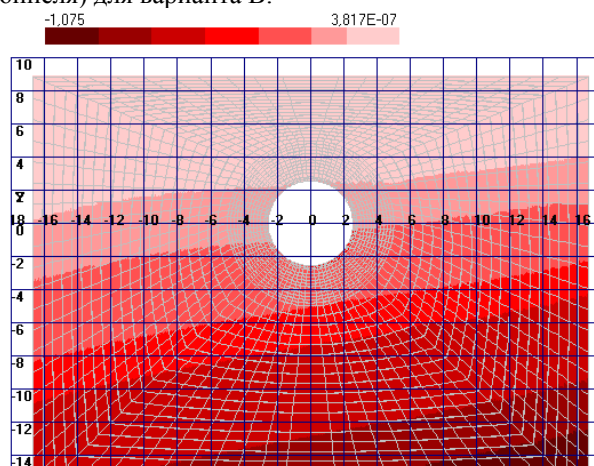


Рис. 2

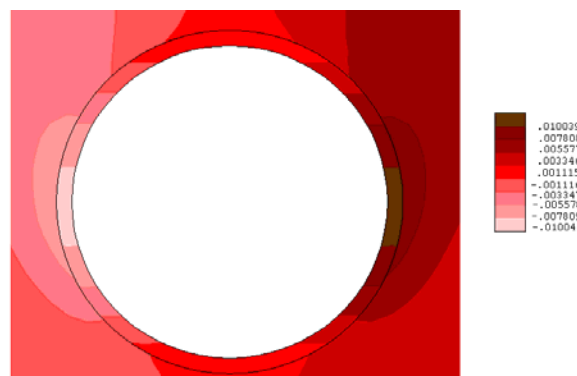


Рис. 3

5. Расчет составного железобетонного кольца обделки тоннеля метрополитена

Решается задача упругого деформирования бетонного кольца обделки метрополитена, расположенного в толще грунтового массива. Предполагается, что кольцо обделки, поперечное сечение, состоящее из восьми сегментных блоков, соединенных друг с другом посредством резиновых прокладок.

Расчет проводится на основе двумерных квадратичных 8-узловых конечных элементов сплошной среды Серендипова семейства, узловыми неизвестными которого являются проекции вектора перемещений на координатные оси рабочей плоскости. Построение сетки осуществляется автоматически, причем в некоторых случаях для сохранения приемлемой для расчета формы конечных элементов вместо четырехугольных элементов используются треугольные, получающиеся из четырехугольных путем вырождения одной из сторон.

Расчет проводился для кольца обделки метрополитена, залегающего на глубине 6м. На рисунке 4 приведено распределение окружных напряжений для случая блочного кольца обделки метрополитена, расположенном в многослойном грунте (вариант А).

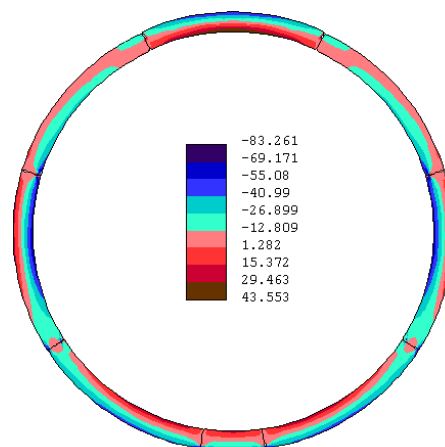


Рис. 4

В таблице 2 приведены максимальные и минимальные окружные напряжения (кГ/см^2) в кольцо обделки метрополитена, полученные для трех вариантов залегания грунтового массива (*A*, *B*

и C) для верхнего и нижнего вариантов расположения замкового блока.

Таблица 2

	A	B	C
Неразрезное кольцо	117	163	101
	-149	-189	-129
Блочное кольцо (замковой блок – свер- ху)	59	63	58
	-111	-127	-102
Блочное кольцо (замковой блок – сни- зу)	44	49	42
	-83	-95	-80

Можно отметить следующие особенности деформирования разрезного кольца:

- нижнее расположение замкового блока уменьшает величину максимальных и минимальных окружных напряжений;
- максимальное растягивающее напряжение всегда возникает в блоке, противоположном замковому.

Заключение

Предложенный метод решения задач механики с конкретными приложениями относится к современной технологии научного сопровождения, проектирования и строительства сложных объектов. Его использование позволяет проследить за изменением напряженно-деформированного состояния и поля перемещений структурно изменяющейся расчетной области от начала и до конца строительства. Это позволяет более точно и технически грамотно принимать проектные решения для различных этапов строительных работ, что зачастую нельзя сделать, опираясь только на существующие СНиПы.

Работа выполнена при частичной финансовой поддержке РФФИ в рамках научных проектов № 12-01-00955, № 12-01-97026

Литература

1. *Бородай В.Г.* Математическое моделирование в мостостроении с приложениями к реконструкции моста через р. Казанку и проектированию и строительству моста через р. Кама у с. Сорочьи Горы. / В.Г. Бородай, М.Ф. Гарифуллин, Н.В. Голубев, А.И. Голованов, Р.Ф. Закиров, В.Н.

- Паймушин, А.А. Пискунов, Н.В. Рогов, В.А. Швецов – Казань, 2003, – 380 с.
2. *Бережной Д.В.* Математическое моделирование этапов строительства сложных сооружений по трансформирующимся расчетным схемам / Д.В. Бережной, В.Н. Паймушин // Научные технологии, № 8-9, 2005, Т.6, С. 59-64.
3. *Каюмов Р.А.* Моделирование поведения и оценка несущей способности системы тонкостенная конструкция-грунт с учетом ползучести и деградации грунта / Р.А. Каюмов, Ф.Р. Шакирзянов // Учен. зап. Казан. ун-та. Сер. Физ.-матем. науки. — 2011. — Т.153, №4. — С.67–75.
4. *Шакирзянов Ф.Р.* Сравнительный анализ двух методик расчета системы “тонкостенная конструкция-грунт” с учетом выемки грунта и ползучести / Ф.Р. Шакирзянов // Научно-технический вестник Поволжья. — 2012. — №1. — С.44–47.
5. *Лурье А.И.* Нелинейная теория упругости. / А.И. Лурье – М.: Наука, 1980, 512 с.
6. *Черных К.Ф.* Нелинейная теория упругости в машиностроительных расчетах. / К.Ф. Черных – Л.: Машиностроение, 1986, 336 с.
7. *Грин А.* Большие упругие деформации и нелинейная механика сплошной среды. / А. Грин, Д. Адкинс – М.: Мир, 1965, 455 с.
8. *Hughes, T.J.R.* Nonlinear finite element shell formulation accounting for large membrane strains / T.J.R. Hughes, E. Carnoy, // Comput. Meth. Appl. Mech. Eng., 1983, Vol.39, pp. 69-82.
9. *Cheng J.H.* An analysis of metal forming processes using large deformation elastic-plastic formulations / J.H. Cheng, N. Kikuchi // Comput. Meth. Appl. Mech. Eng., 1985, vol.49, no.1, pp.71-108.
10. *Васидзу К.* Вариационные методы в теории упругости и пластичности. / К. Васидзу – М.: Мир, 1987, 542 с.
11. *Голованов А.И.* Метод конечных элементов в механике деформируемых твердых тел. / А.И. Голованов, Д.В. Бережной – Казань, 2001, 300 с.
12. *Валиуллин А.Х.* Большие деформации и перемещения композитной цилиндрической оболочки / А.Х. Валиуллин // Вестник КГТУ, Казань, изд-во КГТУ, 2011, №9, С.109-117.
13. *Бережной Д.В.* Моделирование поведения железобетонной обделки тоннеля в деформируемом грунте с учетом одностороннего контактного взаимодействия ее блоков через упругие прокладки / Д.В. Бережной, А.И. Голованов, С.А. Луканкин, Л.Р. Секаева // Вестник Казанского государственного технического университета, 2010, №2, С.4-9.
14. *Бережной Д.В.* Моделирование пластического деформирования многослойного грунта в зоне опоры многопролетного моста / Д.В. Бережной, И.С. Кузнецова, А.А. Саченков // Учен. зап. Казан. ун-та. Сер. Физ.-матем. науки. – 2010. – Т. 152, кн. 1. – С. 116-125.