

ПРОГНОЗ ПРОСТРАНСТВЕННОГО НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ФИЗИЧЕСКИ НЕЛИНЕЙНОГО ГРУНТОВОГО МАССИВА В ПРИЗАБОЙНОЙ ЗОНЕ ТОННЕЛЯ

А.Г. Протосеня¹, Г.А. Иовлев¹

¹ «Санкт-Петербургский горный университет», Санкт-Петербург, Россия,
e-mail: gregoriiovlev@gmail.com

Аннотация: Предложена методика построения численной модели для прогноза напряженно-деформированного состояния (НДС) впереди лба забоя и его устойчивости в зависимости от величин отпора, создаваемого временной крепью, и использованной модели среды. Методика рассматривалась на примере выработки глубокого заложения и круговой формы, пройденной в грунтовом массиве. Инженерно-геологические характеристики массива приняты на основании проведенного сопоставления кривых деформирования реальных лабораторных испытаний и их виртуального моделирования (виртуальная калибровка). Входные параметры были подобраны для описания поведения грунтового массива моделями упруго-пластического тела и упруго-пластического с упрочнением. Исследуется влияние изменения жесткости временного крепления, задаваемого равномерно распределенной нагрузкой, приложенной перпендикулярно поверхности лба забоя, на геомеханические процессы в окрестности выработки. Моделью учитывалась технология раскрытия сечения тоннеля по уступам. Проводится анализ процесса образования и качественного изменения зоны предельных состояний и зоны упрочнения впереди лба забоя. Рассматривается распределение величин коэффициентов концентрации наибольших главных напряжений и наибольших касательных напряжений в окрестности выработки. Для модели Кулона-Мора (МС) их максимальные значения позволили установить размер зоны предельных состояний. Сопоставляется аналитическая методика расчета критерия устойчивости обнажений по сдвигающим напряжениям с результатами моделирования. Проводится сравнение величин продольных смещений лба забоя при использовании модели МС и модели упрочняющегося грунта (HSs). В модели Кулона-Мора модуль деформации задавался равным текущему модулю деформации модели упрочняющегося грунта. На основании проведенного исследования даны рекомендации к определению параметров временного крепления.

Ключевые слова: Плaxis, нелинейное деформирование, грунтовой массив, модель упрочняющегося грунта, устойчивость лба забоя, тоннель.

Для цитирования: Протосеня А. Г., Иовлев Г. А. Прогноз пространственного напряженно-деформированного состояния физически нелинейного грунтового массива в призабойной зоне тоннеля // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2020. – № 5. – С. 128–139. DOI: 10.25018/0236-1493-2020-5-0-128-139.

Prediction of spatial stress–strain behavior of physically nonlinear soil mass in tunnel face area

A.G. Protosenya¹, G.A. Iovlev¹

¹ Saint-Petersburg Mining University, Saint-Petersburg, Russia,
e-mail: gregoriiiovlev@gmail.com

Abstract: The article proposes a numerical modeling procedure to predict the stress–strain behavior of rock mass ahead of a tunnel face and its stability as a factor of bearing pressure of temporal support and the model used. The procedure was analyzed in terms of a buried circular-shape opening driven in soil. The geotechnical characteristics of soil mass are accepted from the comparison of the deformation curves obtained in the real-time lab-scale tests and in virtual modeling (virtual calibration). The input parameters were selected to describe the soil mass behavior in the models of elastoplastic body and elastoplastic body with hardening. The influence of change in the temporal support stiffness, assigned as a uniformly distributed load applied perpendicularly to the face surface, on the geomechanical processes in the adjacent rock mass is studied. The model took into account the technology of bench tunneling. The process of formation and qualitative change of the limiting state zone and the hardening zone ahead of the faces is analyzed. The distribution of concentration factors of the maximum principal stresses and the highest shearing stresses around the tunnel is considered. These maximum values in the Mohr–Coulomb model allowed finding the size of the limiting state zone. The analytical procedure of exposure stability criterion calculation by shearing stresses is compared with the modeling results. The values of axial displacements of face in the Mohr–Coulomb model and in the Hardening Soil Model are collated. In the Mohr–Coulomb model, the deformation modulus was set equal to the secant deformation modulus in the Hardening Soils Model. Based on the accomplished research, the recommendations are made for the temporal support design.

Key words: Plaxis, nonlinear deformation, soil mass, Hardening Soil Modeling, face stability, tunnel.

For citation: Protosenya A. G., Iovlev G. A. Prediction of spatial stress–strain behavior of physically nonlinear soil mass in tunnel face area. *MIAB. Mining Inf. Anal. Bull.* 2020;(5):128-139. [In Russ]. DOI: 10.25018/0236-1493-2020-5-0-128-139.

Введение

В практике строительства подземных сооружений метод проходки выработок большого сечения вручную, по уступам, с устройством временного крепления грунтового обнажения по-прежнему остается востребованным.

Анализу степени влияния эквивалентного давления на лоб забоя посвящен ряд работ отечественных и зарубежных ученых [1–5]. Изучением устойчивости лба забоя при строительстве выработок в грунтовых массивах по различным технологиям, в том числе с уступным раскрытием сечения и приме-

нением временного крепления, занимались многие исследователи [6–10].

Вопрос устойчивости грунтовых обнажений становится наиболее актуальным при нестандартных условиях или воздействующих факторах, которыми являются: продолжительная выдержка лба забоя на временной крепи (более суток); прохождение эрозионных размывов или участков массива с отличными физико-механическими характеристиками. Во всех случаях, представление о временной крепи, параметры которой значительно уменьшают реализуемые смещения лба забоя являются

разумным решением. Обеспечивая контроль НДС массива от геомеханического процесса проходки, возможно спрогнозировать ее влияние на находящиеся в зоне строительства сооружения или на вклад в формируемые оседания земной поверхности.

Вместе с тем, методы прогноза НДС массива в окрестности забоя, смещения лба и нагрузки на временную крепь в нелинейно деформируемых грунтовых массивах при их пространственном представлении изучены недостаточно.

На основании чего в работе проводится анализ результатов моделирования НДС в окрестности выработки круговой формы, пройденной в нелинейно деформируемых грунтовых массивах. Для возможности сравнения грунтовый массив описывается моделью упрочняющегося грунта с малыми деформациями (HSs) [11] и моделью упруго-пластического тела с критерием прочности Кулона-Мора (МС). Исследовалось влияние величины отпора крепи (задавалась равномерно распределенной нагрузкой, приложенная к лобу забоя) на величину смещений лба забоя и формирование зоны предельных состояний. При мо-

делировании учитывалась технологии разработки сечения по уступам.

Методы и материалы

Задача определена следующими исходными данными. Рассмотрен массив, состоящий из трех расчетно-геологических элементов (РГЭ). Входные параметры моделей приняты типичными для инженерно-геологических условий г. Санкт-Петербурга и сведены в табл. 1.

Модель упрочняющегося грунта с малыми деформациями определена следующими дополнительными входными параметрами. Величина модуля деформаций на 50% прочности: $E_{50}^{ref} = 305$ МПа. Величина одометрического модуля деформаций: $E_{oed}^{ref} = 191$ МПа. Величина модуля деформаций при разгрузке: $E_{ur}^{ref} = 610$ МПа. Коэффициент разрушения: $R_f = 0,9$. Параметр нелинейности: $m = 0,65$. Пороговая деформация сдвига $\gamma_{0,7} = 0,1 \cdot 10^{-3}$. Модуль сдвига при сверхмалых деформациях: $G_0^{ref} = 450$ МПа. Входные параметры для модели HSs получены путем виртуальной калибровки по методике, предложенной в [12].

В модели МС величина модуля Юнга принята равной величине секущего мо-

Таблица 1

Входные параметры используемых моделей среды Input parameters of the soil in the constitute model

Параметр	Об-ние	РГЭ № 1	РГЭ № 2	РГЭ № 3 вар. 1	РГЭ № 3 вар. 2	Ед. изм.
Модель материала	—	МС	МС	МС	HSs	—
Тип поведения материала	—	дрениро- ванный	дрениро- ванный	дрениро- ванный	дрениро- ванный	—
Удельный вес грунта выше УГВ	γ_{sat}	19,5	22	19,5	19,5	кН/м ³
Удельный вес грунта ниже УГВ	γ_{unsat}	22	22	22,5	22,5	кН/м ³
Величина модуля Юнга	E	15	50	305	—	МПа
Величина эффективного сцепления	c	15	50	125	125	кПа
Угол внутреннего трения	φ	15	22	23	23	град.
Коэффициент поперечной деформации	ν_{ur}	0,18	0,2	0,2	0,2	—

дуля деформации модели HSs для исследования применимости такого подхода.

Задача решалась в объемной постановке, при этом ее геометрические размеры составили: по оси x — $B = 40$ м; по оси y — $L = 60$ м; по оси z — $H = 100$ м.

Мощности РГЭ: $H_1 = 10$ м; $H_2 = 20$ м. Тоннель проходит вдоль оси y , свод выработки находится на отметке $H_3 = 56$ м относительно поверхности земли. Диаметр тоннеля $d = 8$ м. Рассматривалась только половина модели, т.к. модель симметрична относительно вертикальной осевой плоскости.

Граничные условия приняты стандартными для программного комплекса Plaxis 3D: боковые грани модели закреплены от перемещений в направлении оси x . Торцевые грани закреплены от перемещений в направлении y и нижняя грань модели закреплена от пере-

мещений в любом направлении. На поверхности грунт может свободно перемещаться.

Использовалась процедура ограничения области растяжения, задача рассматривалась с растягивающим напряжением, величина которых по умолчанию принята равной 0.

Для моделирования грунтового массива использованы 10-узловые пирамидальные элементы первого порядка. Сетка генерируется автоматически, с учетом заданного фактора сгущения сетки (coarseness factor). В целях повышения достоверности расчета сетка конечных элементов была локально измельчена. Так, при моделировании третьего РГЭ принят коэффициент измельчения равный 0,65. Грунтовой массив внутри предполагаемого тоннеля дополнительно измельчался на величину 0,25. Для

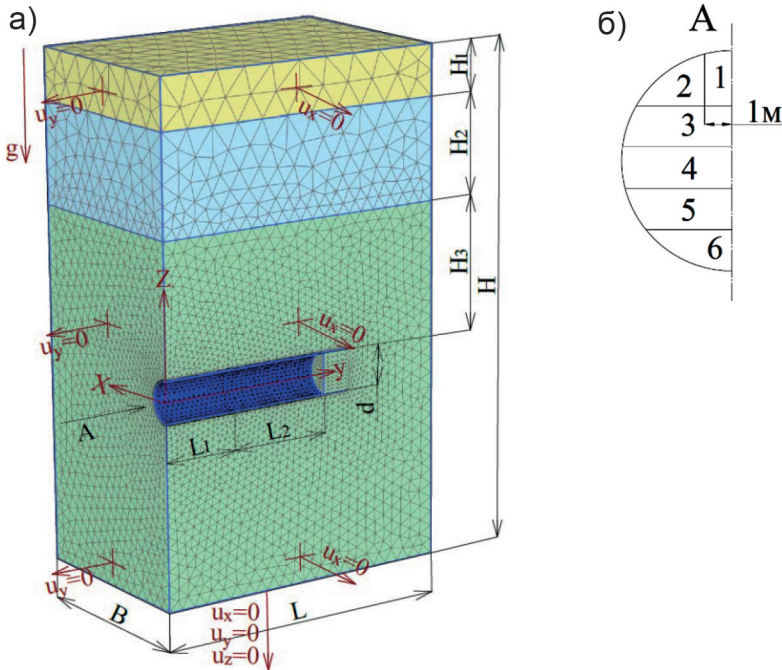


Рис. 1. Кинематическая и геометрическая схемы расчетной модели слева и схема разработки тоннеля диаметром 8 м уступами справа

Fig. 1. Finite element model in the left part and design technology tunnel head by sections in the right part

всех слоев принято «хорошее» распределение элементов сетки [13].

Влияние давления воды не рассматривалось, фильтрация через все используемые кластеры исключена. В результатах не учитывались ни начальное, ни избыточное поровое давление.

Кинематическая и геометрическая схемы рассмотренной задачи представлены на рис. 1 а.

На первом шаге расчета производилось создание естественного гравитационного поля. Далее моделировался уже пройденный и закрепленный тоннель длиной $L_1 = 15$ м. На следующем шаге проводилось обнуление деформаций для исключения их влияния на последующие результаты. Далее моделирование выполнялось циклично, с учетом воспроизведения технологии проходки с постепенным раскрытием забоя уступками и временным креплением лба забоя. Последовательность вскрытия от 1 до 6 уступа приведена на рис. 1, б.

Высота первого и второго уступа равна 2 м, остальных — принята равной 1,5 м. Для исследования влияния величин отпора на лоб забоя временная крепь задавалась равномерно распределенной нагрузкой q , приложенной перпендикулярно поверхности обнажения уступа. Рассмотрен следующий диапазо-

зон величин q : от 10 кН/м² с увеличением в два раза до 500 кН/м². Нагрузка прикладывалась к обнаженной после проходки уступа площади с отставанием в 1 шаг. Глубина уступа, то есть шаг заходки принята равной 1 м.

После разработки всего сечения моделировалась установка временной крепи и устройство постоянной бетонной крепи по периметру, ее ширина равна длине проходки. На следующем шаге начиналась разработка первого уступа, и цикл повторялся. Общая длина проходки $L_2 = 25$ м.

При расчетах получены результаты моделирования для исследования НДС сред, которые описывались моделью Кулона-Мора и моделью нелинейно-деформируемого тела. Проводится анализ влияния изменения величин эквивалентного отпора крепи q на устойчивость лба забоя. Строятся расчетные зависимости продольных смещений лба забоя с учетом принятой технологии раскрытия сечения по уступам и изменения величины эквивалентного отпора q .

Результаты

Для определения степени влияния технологии проходки по уступам на устойчивость лба забоя по итогам моделирования построены зависимости ве-

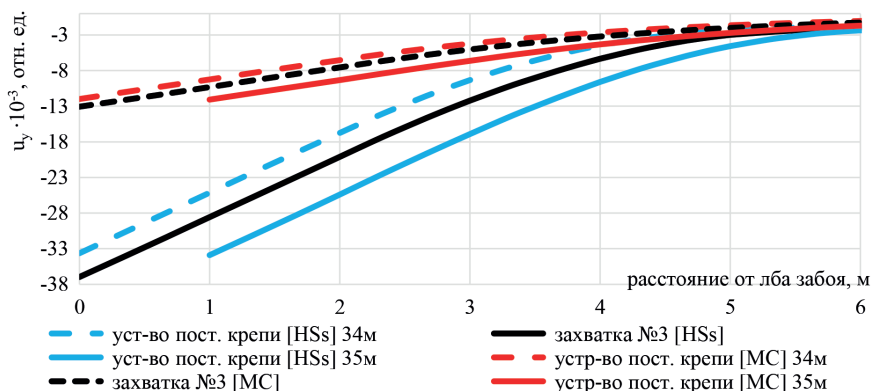


Рис. 2. Влияние технологии проходки по уступам на величины продольных смещений u_y
 Fig. 2. The influence of the technology of advance tunnel head by sections on the lateral total displacements u_y

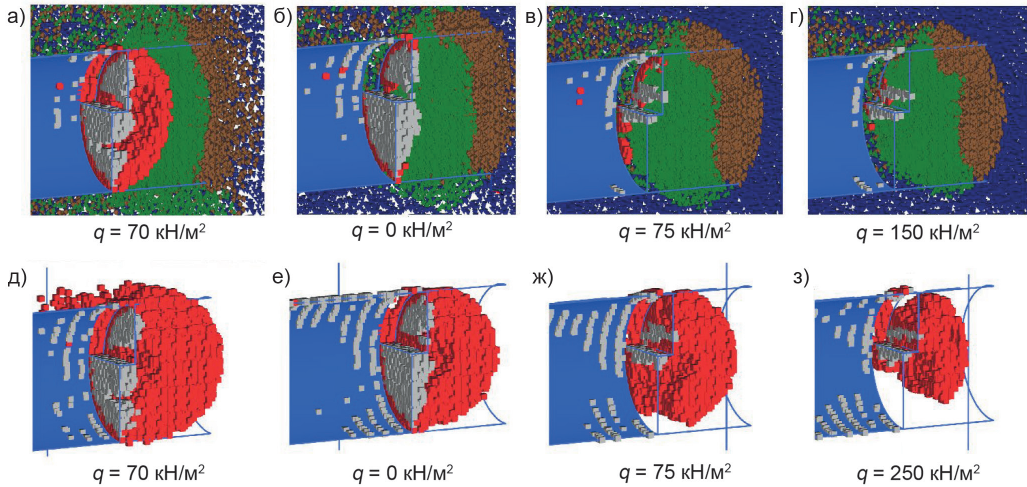


Рис. 3. Изменение формы и размера формирующихся точек состояния в зависимости от изменения сцепления и величин эквивалентного давления на лоб забоя q : (а–г) – модель HSs; (д–з) – модель MC
 Fig. 3. Plastic points around tunnel head with different values of surface load and cohesion value q : (a-g) – HSs model; (d-z) – MC model

личин продольных смещений u_y от расстояния от лба забоя, вдоль оси тоннеля по направлению движения проходки, рис. 2. Рассмотрен случай без временного крепления, $q = 0$ для $L_2 = 34$ м и $L_2 = 35$ м, то есть проходки на 1 м. Приведены только захватки с полученными максимальными и минимальными величинами смещений, промежуточные этапы не показаны.

На рис. 3 показаны сформировавшиеся пластические точки (точки со-

стояний) в призабойной зоне, после разработки захватки № 3. Верхний ряд рисунков соответствует модели HSs, нижний – модели MC. На рис. 3, а, д показаны форма и размер потери устойчивости для случая моделирования при уменьшении сцепления до 70 кН/м^2 ; на рис. 3, б, е величина $q = 0 \text{ кН/м}^2$; на рис. 3, в, ж $q = 75 \text{ кН/м}^2$; на рис. 3, з $q = 150 \text{ кН/м}^2$; на рис. 3, з $q = 250 \text{ кН/м}^2$.

Семейство красных точек соответствует напряжениям, которые достиг-

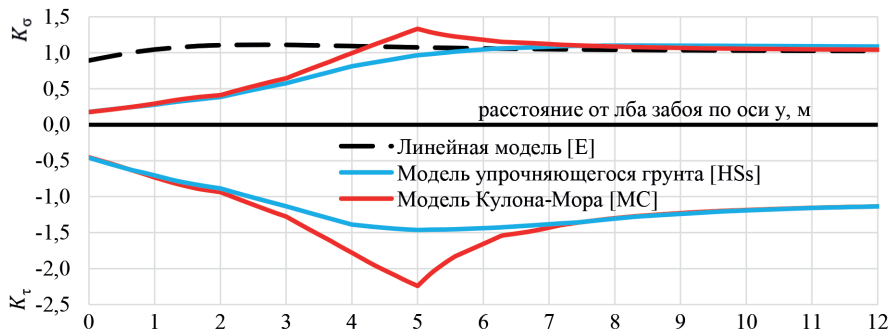


Рис. 4. Распределение коэффициентов концентрации наибольшего главного напряжения и максимальных касательных напряжений в окрестности выработки

Fig. 4. Distribution curves for ratios of the achieved stresses to the background (gravity) for major principal stresses and for maximum shear stresses depending on the distance from tunnel

ли критерия прочности Кулона-Мора. Зеленым, коричневым и синим показаны точки пластических деформаций, полученные при упрочнении от сдвига, изотропного сжатия и сдвига с изотропным сжатием соответственно. Серыми точками показана область, в которой образовавшиеся растягивающие напряжения превысили предел прочности на растяжение.

Распределение коэффициентов концентрации наибольшего главного напряжения σ_1 и максимального касательного напряжения τ_{mob} в зависимости от расстояния от центра выработки приведены на рис. 4. Наибольшие главные напряжения направлены вдоль оси z , в декартовой системе координат. Для наглядности K_τ умножен на -1 . Рассмотрение производилось, начиная с контура выработки.

Для исследования влияния отпора крепи на устойчивость лба забоя установлены расчетные зависимости продольных смещений u_y в зависимости от расстояния от лба забоя, вдоль оси тоннеля по направлению его проходки (рис. 5). Наибольшая величина смещений соответствует $q = 0$ кН/м², далее, по возрастающей рассмотрены величины $q = 30$ кН/м²; $q = 75$ кН/м²; $q = 125$ кН/м²;

$q = 250$ кН/м²; $q = 500$ кН/м². Для сравнения приведены результаты при моделировании грунтового массива линейной моделью (при $q = 0$ кН/м²).

Наглядным является построение зависимости изменения относительных продольных смещений u_y вдоль относительного вертикального диаметра тоннеля, рис. 6. Относительный вертикальный диаметр — отношение величины рассматриваемой координаты к величине диаметра. Ось рассмотрения соответствует оси тоннеля от свода к пяте. Аналогично рис. 5 наибольшие смещения соответствуют незакрепленной выработки, при $q = 0$ и уменьшаются по мере увеличения q .

Обсуждение результатов

В соответствии с рис. 2 установлено, что максимальная величина продольных смещений на поверхности лба забоя формируется после разработки третьего уступа. Установлены значительные превышения продольных смещений для модели МС по сравнению с моделью HSs. Данное обстоятельство объясняется тем, что модель Кулона-Мора имеет постоянный модуль деформации, не зависящий от величин боко-

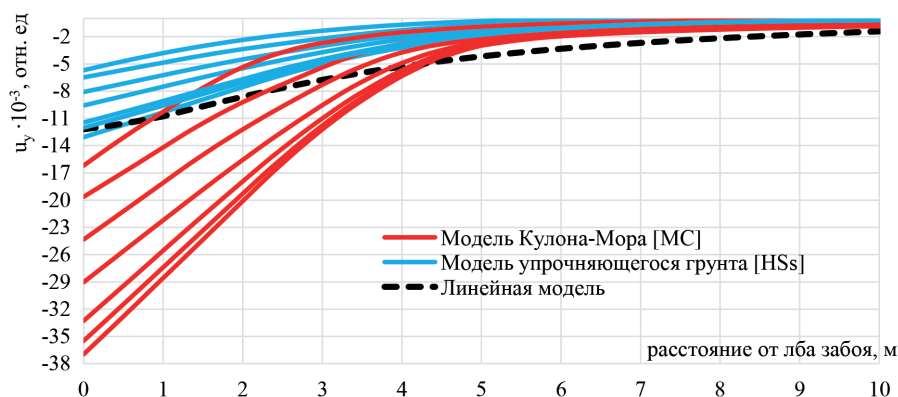


Рис. 5. Распределение продольных смещений в зависимости от расстояния от лба забоя и величины отпора крепи q

Fig. 5. Distribution curves of lateral total displacements u_y depending on the distance from tunnel face with different values of surface load q

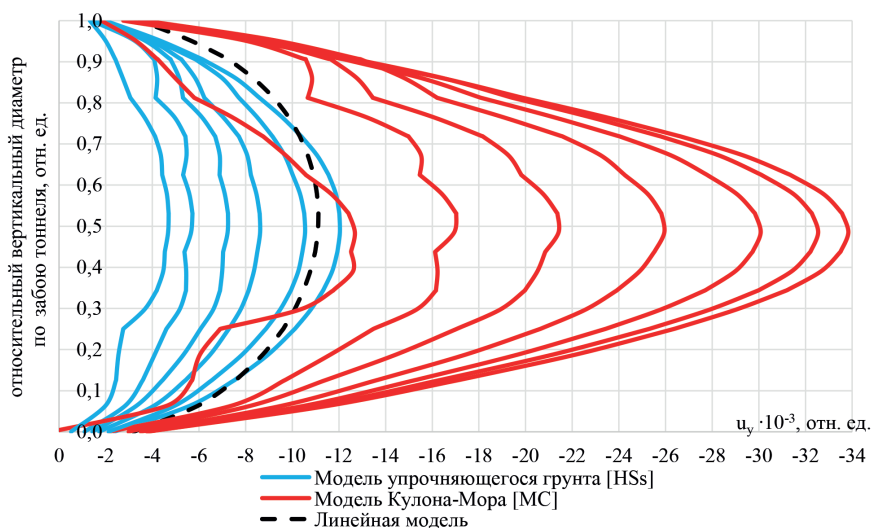


Рис. 6. Распределение относительных продольных смещений забоя по относительному вертикальному диаметру тоннеля

Fig. 6. Distribution curves of lateral total displacements u_y along the vertical diameter of the tunnel face

вого давления, и линейную зависимость между напряжениями и деформациями.

Размер зоны предельных состояний представлен на рис. 4. Ее размер определяется характерным перегибом на кривой зависимости коэффициентов концентрации, для среды, заданной моделью Кулон-Мора, составил 5 м. Коэффициент концентрации максимальных касательных напряжений K_τ при этом равен 2,24, в то время как коэффициент концентрации наибольших главных напряжений K_σ равен 1,33.

В результате учета процесса упрочнения моделью HSs ее коэффициенты концентрации напряжений имеют иное распределение. Величины K_σ в этом случае не превышает 1, а K_τ достигает величины 1,46 без ярко выраженной точки перегиба.

Моделью MC не учитывается траектория нагружения, что приводит к завышенной величине максимальных касательных напряжений при их превышении сцепления грунта. Так как, без учета упрочнения, достижение огибающей критерия прочности Кулона-Мора, проис-

ходит по более короткому пути. Это приводит к увеличению размера зоны предельных состояний и завышенным смещениям на контуре.

Из анализа результатов, приведенных на рис. 3 следует, что для модели MC впереди лба забоя формируется зона предельных состояний в форме полусферы. Для модели HSs зона предельных состояний впереди лба забоя не формируется, но, в форме полусферы, охватывающей тоннель, формируется зона пластических деформацией от упрочнения. Подобные геомеханические процессы проявляются в виде вывалов грунтового массива по поверхностям, наблюдаемым при проходке на практике.

Использование моделирования показало предполагаемый объем «отслоившихся грунтов», соответствующий семейству серых точек на рис. 3. Сопротивление пород сдвигу в данном случае ограничивается растягивающими напряжениями. Радиус зоны отслоения при отсутствии временного крепления составил 1 м. В реальных условиях, в за-

висимости от естественной неоднородности грунтового массива, его трещиноватости, слоистости, наличия прослоек с отличными свойствами, а также от времени до начала последующей проходки размер отслоившейся породы, вероятно, будет стремиться достигнуть размера области предельных состояний. В таких случаях параметры крепи должны рассчитываться с учетом необходимости удержания всего объема предполагаемого отслоения. Требования к жесткости временного крепления увеличиваются.

Определяющими основное развитие деформаций в призабойной зоне являются касательные напряжения. Превышение максимальных касательных напряжений сцепления для глубоких выработок характерно при величинах сцепления $c < 250 \text{ кН/м}^2$ и при средней величине угла внутреннего трения $\varphi = 20^\circ$.

При уменьшении величин сцепления до 70 кН/м^2 (рис. 3, а) для модели Кулона-Мора полусфера увеличивает свой радиус и охватывает выработку. Для модели упрочняющегося грунта с малыми деформациями происходит образование зоны предельных состояний, которая не формировалась при сцеплении, равном 125 кН/м^2 .

Дальнейшее уменьшение величины сцепления приводило к несходимости расчета ввиду превышения допустимого отклонения от равновесного состояния — произошло разрушение грунтового массива. Интересным представляется сопоставление данного факта с критерием устойчивости обнажений по сдвигающим напряжениям, полученным аналитическим путем, методом «отсеков» [1].

Минимальное сцепление, необходимое для устойчивого состояния лба забоя определяется из условия:

$$c \geq \frac{W_i(1 - \operatorname{tg}\varphi)}{2},$$

где W_i — величина отсека, соответствует величине предполагаемого объема отслоившихся пород.

При величине отсека по глубине — 1 м и высоте, равной диаметру тоннеля, минимальное сцепление составило $52,5 \text{ кН/м}^2$. Рассматривая образование отслоения линзовидной формы при высоте отсека — $1,4d$, сцепление равно $72,5 \text{ кН/м}^2$. Таким образом, для моделирования в программном комплексе Plaxis 3D данный критерий может дать представление о необходимом минимальном сцеплении с целью возможности сходимости расчета.

Анализ результатов расчета показывает (рис. 3, в, г), что повышение величины отпора для модели МС приводит к уменьшению зоны предельных состояний, а при использовании модели HSs к уменьшению зон пластических деформаций от упрочнения.

Модель Кулона-Мора по сравнению с моделью упрочняющегося грунта прогнозирует значительные (~2,7 раза) превышения в величинах продольных смещений. Лишь при нагрузке 500 кН/м^2 на лоб забоя величины смещений вдоль лба забоя приобретают значения соответствующие модели HSs с незакрепленным сечением. Следует понимать, что в подобной пропорции будут отличаться и величины смещений земной поверхности.

Интересно отметить, что прогноз смещений лба забоя при модели HSs дает результаты схожие, как при использовании линейной модели.

На основании вышеизложенного следует, что для решения поставленной или аналогичной задачи модель упруго-пластического тела не рекомендуется при использовании в ней модуля деформации, соответствующего текущему модулю деформации. Его использование для целей определения параметров временного или постоянного крепления

подземного сооружения приведет к их некорректному завышению.

Рациональным решением для обеспечения устойчивости лба забоя с небольшими величинами смещений может быть подбор такой временной крепи, жесткость которой обеспечивала бы определенную величину давления на лоб забоя. Величина эквивалентного давления на лоб забоя должна быть достаточна, чтобы исключить образование зоны предельных состояний и минимизировать зону отслоения грунтов в окрестности лба забоя. В противном случае, при недостаточной жесткости, функция временной крепи ограничивается поддержанием отслоившихся пород.

Полученные данные показывают, что величины отпора $q = 75 \text{ кН/м}^2$ для модели HSs достаточно, чтобы при заданных условиях исключить формирование не только зоны предельных состояний, но и отслоившихся пород.

Ограничения

К ограничениям полученных материалов следует отнести не исследованные вопросы влияния фильтрационных процессов. Данный фактор способен оказать существенное влияние на качественное и количественное распределение НДС в окрестности выработки [14].

Так как потеря устойчивости лба забоя происходит в результате сдвиговых напряжений, интерес представляет вопрос влияния изменения величины сцепления на устойчивость лба забоя.

В статье изучение данного вопроса производится лишь косвенно и требует более тщательного исследования. Не рассмотрен вопрос повышения досто-

верности прогноза, даваемого моделью упруго-пластического грунта, при использовании более высокого по величине модуля деформации при разгрузке E_{ur} вместо использования секущего модуля деформации (при 50% предела прочности), соответствующего E50.

Выводы


Анализ результатов моделирования показал значительные отличия в распределении НДС массива в окрестности выработки круговой формы, расположенной в упруго-пластической и нелинейно деформируемой средах. При использовании модели MC установлено, что при заданных входных параметрах в окрестности выработки формируется зона предельных состояний. При использовании модели упрочняющегося грунта зона предельного состояния не формируется, вместо нее впереди лба забоя образуются зоны упрочнения от изотропного сжатия, зоны упрочнения от напряжений сдвига и зоны упрочнения от изотропного сжатия и сдвига.

Проведенное сопоставление результатов моделирования с аналитической методикой оценки устойчивости обнажений по сдвигающим напряжениям (метод отсеков) показало качественную сходимость.

Учитывая нелинейное-деформирование грунтовых массивов и пространственную постановку задачи, проведенное исследование позволяет расширить имеющиеся [6, 7, 14] представления о геомеханических процессах в окрестности подземного сооружения на примере выработки круговой формы и глубоко заложения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Протосеня А. Г., Огородников Ю. Н., Деменков П. А., Карасев М. А., Лебедев М. О., Потемкин Д. А., Козин Е. Г. Механика подземных сооружений. Пространственные модели и мониторинг / Под ред. Л.К. Горшкова. — СПб.: МНЭБ, 2011. — 355 с.

2. Алексеев А. В., Вербило П. Э. Численное моделирование устойчивости лба забоя в зоне неоднородности при недренированной модели массива // Известия Уральского государственного горного университета. — 2019. — № 1 (53). — С. 80 — 87. DOI: 10.21440/2307-2091-2019-1-80-87.
3. Sitarenios P., Litsas D., Kavvadas M. The interplay of face support pressure and soil permeability on face stability in EPB tunneling. World Tunnel Congress (WTC), San Fransisco, CA, USA, 2016, pp. 1 — 10.
4. Kirsch A. Experimental and numerical investigation of the face stability of shallow tunnels in sand. ITA-AITES World Tunnel Congress, Budapest, 2009, pp. 1 — 8.
5. Peila D. A. A theoretical study of reinforcement influence on the stability of a tunnel face // Geotechnical and Geological Engineering, 1994, Vol. 12, No 3, pp. 145 — 168. DOI: 10.1007/BF00426984.
6. Беляков Н. А., Протосеня А. Г. Определение пространственного напряженно-деформированного состояния слабого грунтового массива в призабойной части при проходке тоннеля с использованием пригруза забоя // Записки Горного института. — 2011. — Т. 190. — С. 149 — 157.
7. Лебедев М. О., Карасев М. А., Беляков Н. А. Влияние крепления забоя тоннеля на развитие геомеханических процессов в породном массиве // Известия вузов. Горный журнал. — 2016. — № 3. — С. 24 — 32.
8. Маслак В. А. Опыт обеспечения устойчивости забоя и кровли при строительстве выработок в протерозойских глинах // Записки Горного института. — 2009. — Т. 183. — С. 297 — 299.
9. Ukritchon B., Yingchaloenkitkhajorn K., Keawsawasvong S. Three-dimensional undrained tunnel face stability in clay with a linearly increasing shear strength with depth // Computers and Geotechnics, 2017, Vol. 88, pp. 146–151. DOI: 10.1016/j.compgeo.2017.03.013.
10. Oreste P. Evaluation of the tunnel face stability through a ground stress analysis with a hemispherical geometry approximation // American Journal of Applied Sciences. 2014. Vol. 12, No 11, pp. 1995 — 2003. DOI: 10.3844/ajassp.2014.1995.2003.
11. Benz T. Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. PhD thesis, Stuttgart, 2007, 193 p.
12. Алексеев А. В., Иовлев Г. А. Адаптация модели упрочняющегося грунта (hardening soil) для инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга // Горный информационно-аналитический бюллетень. — 2019. — № 4. — С. 75–87. DOI: 10.25018/0236-1493-2019-04-0-75-87.
13. Brinkgreve R. B. J., Engin E., Swolfs W. M. Plaxis 2D manual. Rotterdam, Netherlands, Balkema, 2017, 816 p.
14. Anagnostou G., Schuerch R. Tunnel face stability and tunneling induced settlements under transient conditions. Technical report, Zurich, 2016. 182 p. 

REFERENCES

1. Protosenya A. G., Ogorodnikov Yu. N., Demenkov P. A., Karasev M. A., Lebedev M. O., Potemkin D. A., Kozin E. G. *Mekhanika podzemnykh sooruzheniy. Prostranstvennyye modeli i monitoring*. Pod red. L. K. Gorshkova [The mechanics of underground structures. Spatial models and monitoring. Gorshkov L. K. (Ed.)], Saint-Petersburg, MNEB, 2011, 355 p.
2. Alekseev A. V., Verbiло P. E. Numerical modeling of stability of the forehead of the face in the area of heterogeneity with undrained array model. *Izvestiya Ural'skogo gosudarstvennogo gornogo universiteta*. 2019, no 1(53), pp. 80 — 87. [In Russ]. DOI: 10.21440/2307-2091-2019-1-80-87.
3. Sitarenios P., Litsas D., Kavvadas M. *The interplay of face support pressure and soil permeability on face stability in EPB tunneling*. World Tunnel Congress (WTC), San Fransisco, CA, USA, 2016, pp. 1 — 10.

4. Kirsch A. *Experimental and numerical investigation of the face stability of shallow tunnels in sand*. ITA-AITES World Tunnel Congress, Budapest, 2009, pp. 1 – 8.
5. Peila D.A. A theoretical study of reinforcement influence on the stability of a tunnel face. *Geotechnical and Geological Engineering*, 1994, Vol. 12, No 3, pp. 145 – 168. DOI: 10.1007/BF00426984.
6. Belyakov N.A., Protosenya A.G. Determination of strength-stress state of the soft soils in the head part of tunnel with uses shield pressure. *Journal of Mining Institute*. 2011. Vol. 190, pp. 149 – 157. [In Russ].
7. Lebedev M.O., Karasev M.A., Belyakov N.A. The influence of the front of the tunnel face support on the development of geomechanical processes at rock massif. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy. Gornyy zhurnal*. 2016, no 3, pp. 4 – 32. [In Russ].
8. Maslak V.A. Experience in providing the stability of tunnel face and roof during its drivage in Proterozoic clays. *Zapiski Gornogo instituta*. 2009. Vol. 183, pp. 297 – 299. [In Russ].
9. Ukritchon B., Yingchaloenkitkhajorn K., Keawsawasvong S. Three-dimensional undrained tunnel face stability in clay with a linearly increasing shear strength with depth. *Computers and Geotechnics*, 2017, Vol. 88, pp. 146–151. DOI: 10.1016/j.compgeo.2017.03.013.
10. Oreste P. Evaluation of the tunnel face stability through a ground stress analysis with a hemispherical geometry approximation. *American Journal of Applied Sciences*. 2014. Vol. 12, No 11, pp. 1995 – 2003. DOI: 10.3844/ajassp.2014.1995.2003.
11. Benz T. *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences*. PhD thesis, Stuttgart, 2007, 193 p.
12. Alekseev A.V., Iovlev G.A. Adjustment of hardening soil model to engineering geological conditions of Saint-Petersburg. *MIAB. Mining Inf. Anal. Bull.* 2019;(4):75-87. [In Russ]. DOI: 10.25018/0236-1493-2019-04-0-75-87.
13. Brinkgreve R. B. J., Engin E., Swolfs W. M. *Plaxis 2D manual*. Rotterdam, Netherlands, Balkema, 2017, 816 p.
14. Anagnostou G., Schuerch R. *Tunnel face stability and tunneling induced settlements under transient conditions*. Technical report, Zurich, 2016. 182 p.

ИНФОРМАЦИЯ ОБ АВТОРАХ

Протосеня Анатолий Григорьевич¹ — д-р техн. наук,
 профессор, зав. кафедрой, e-mail: kaf-sgp@mail.ru,
 Иовлев Григорий Алексеевич¹ — аспирант,
 e-mail: gregoriiovlev@gmail.com,

¹ Санкт-Петербургский горный университет.

Для контактов: Иовлев Г.А., e-mail: gregoriiovlev@gmail.com.

INFORMATION ABOUT THE AUTHORS

A.G. Protosenya¹, Dr. Sci. (Eng.), Professor,
 Head of Chair, e-mail: kaf-sgp@mail,
 G.A. Iovlev¹, Graduate Student,
 e-mail: gregoriiovlev@gmail.com,

¹ Saint-Petersburg Mining University,
 199106, Saint-Petersburg, Russia.

Corresponding author: G.A. Iovlev, e-mail: gregoriiovlev@gmail.com.

Получена редакцией 04.02.2020; получена после рецензии 18.03.2020; принята к печати 20.04.2020.

Received by the editors 04.02.2020; received after the review 18.03.2020; accepted for printing 20.04.2020.

