ГИДРАВЛИКА. ГЕОТЕХНИКА. ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER УДК 624.19:624.13 DOI: 10.22227/1997-0935.2024.6.991-1005

Аналитическое определение напряженно-деформированного состояния грунтового массива при проходке

Армен Завенович Тер-Мартиросян, Виктория Владимировна Рудь

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

аннотация

Введение. Одним из эффективных подходов к оценке влияния от тоннелепроходческих работ является комплексный подход к решению задач, включающий определение давления пригруза для обеспечения устойчивости забоя и оценку дополнительных перемещений дневной поверхности, возникающих в процессе строительства тоннелей. Данный подход обоснован тем, что фактические перемещения могут быть близки к прогнозируемым при условии подбора оптимального давления пригруза и отсутствия лобового перебора, который может привести к непредвиденным деформациям. Однако следует отметить, что методика расчета давления пригруза, представленная в современном стандарте, служит предварительным прогнозом и требует постоянной корректировки давления во время выполнения тоннелепроходческих работ.

Материалы и методы. Адаптирована постановка задачи Мелана с горизонтальной нагрузкой, параллельной поверхности, для оценки изменения напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтового массива перед забоем тоннелепроходческого механизированного комплекса (ТПМК) от приложения грунтопригруза. Постановка задачи соответствует этапу производства работ перед выемкой грунта для установки сборного железобетонного кольца обделки в проектное положение.

Результаты. По сформированным аналитическим уравнениям в программной среде MathCAD составлены изополя вертикальных, горизонтальных напряжений и вертикальных деформаций. Проведено сопоставление полученных изополей с изополями, которые были построены в ПК Plaxis 2D с аналогичными параметрами для проверки достоверности результатов. Дополнительно получены изополя грунтового массива при действии на него давления пригруза с учетом напряжений от собственного веса грунта с целью создания более правдоподобного НДС массива, в котором прокладывается перегонный тоннель.

Выводы. Анализ результатов исследования показал, что изополя количественно и качественно схожи между собой. Предложенный метод при соответствующей модификации можно адаптировать для корректировки давления пригруза в ходе строительства, что необходимо как для обеспечения устойчивости забоя в ходе строительства тоннеля, так и для минимизации влияния на поверхность грунта от пригруза.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: ТПМК, тоннель, деформации дневной поверхности, давление пригруза, устойчивость забоя, НДС грунтового массива, решение Мелана

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: *Тер-Мартиросян А.З., Рудь В.В.* Аналитическое определение напряженно-деформированного состояния грунтового массива при проходке // Вестник МГСУ. 2024. Т. 19. Вып. 6. С. 991–1005. DOI: 10.22227/1997-0935.2024.6.991-1005

Автор, ответственный за переписку: Виктория Владимировна Рудь, victoriadll@yandex.ru.

Analytical determination of the stress-strain state of soil mass during tunnelling

Armen Z. Ter-Martirosyan, Victoria V. Rud

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU); Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. One of the effective approaches to assessing the impact of tunnel construction works involves a comprehensive approach to problem-solving, including determination of the face-support pressure to ensure the stability of the tunnel face and assessment of additional surface movements that occur during tunnel construction. This approach is justified by the fact that actual displacements can be close to predicted ones when the optimal face-support pressure is selected and there is no face loss of soil, which could lead to unforeseen deformations. However, it should be noted that the method for calculating pressure presented in the current standard is a preliminary forecast and requires constant adjustment of the pressure during tunnel construction works.

Materials and methods. In this work, the authors adapted Melan's problem formulation with a horizontal load parallel to the surface to assess the change in the stress-strain state of the soil mass before tunnel face excavation due to the application of the face-support pressure. The problem formulation corresponds to the stage of work preparation before excavation of the soil for the installation of a precast concrete lining ring into its design position.

Results. Based on the analytical equations formulated in the MathCAD software environment, isopoles of vertical and horizontal stresses, and vertical deformations were created. The obtained isopoles were compared with isopoles generated in the Plaxis 2D software using similar parameters to validate the results. Additionally, isopoles of the soil mass under the influence of the face-support pressure, considering self-weight stresses, were obtained to establish a more realistic stress-strain state of the mass in which a tunnel is being constructed.

Conclusions. The analysis of the research results has shown that the isopoles are quantitatively and qualitatively similar to each other. The method proposed by the authors can be adapted with appropriate modifications to adjust the face-support pressure during construction, which is necessary both to ensure the stability of the tunnel face during construction and to minimize the impact of the face-support pressure on the ground surface.

KEYWORDS: TBM, tunnel, surface deformation, face-support pressure, face stability, SSS of the soil mass, Melan's solution

FOR CITATION: Ter-Martirosyan A.Z., Rud V.V. Analytical determination of the stress-strain state of soil mass during tunnelling. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2024; 19(6):991-1005. DOI: 10.22227/1997-0935.2024.6.991-1005 (rus.).

Corresponding author: Victoria V. Rud, victoriadll@yandex.ru.

введение

Строительство тоннелей закрытым способом, даже с применением современного оборудования, вызывает изменение напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтового массива, оседание поверхности земли, а также объектов, которые находятся в этом массиве [1]. Строительство метрополитена зачастую осуществляется в условиях застройки с высокой плотностью и развитым подземным пространством, которое включает подземные части зданий, инженерные коммуникации, технические сооружения, транспортные системы и т.д.

Оптимальный подход к решению задачи оценки влияния на окружающую застройку был сформирован в работе А.Г. Протосени и соавт. [2], в которой предложена методика расчета давления пригруза, основанная на теории предельного равновесия [3], а также методика определения осадки дневной поверхности с учетом дополнительно извлекаемого грунта из забоя («потерянного объема грунта» или коэффициент перебора) и функции нормального распределения Гаусса. По итогам исследования авторы связывают деформации поверхности грунта и давление пригруза, которое может обеспечить устойчивость забоя или минимизировать влияние от строительства при определенном соотношении величины давления пригруза и глубины залегания тоннеля.

Авторы настоящей статьи также неоднократно упоминали в своих публикациях [4, 5] прямую связь между технологическим параметром проходки, давлением пригруза и дополнительными деформациями объектов, попавших в зону влияния строительства тоннелей. При исследовании конкретной ситуации, в которой с помощью увеличения давления пригруза на 0,5–1,1 бар минимизировано дальнейшее развитие вертикальных дополнительных перемещений здания на один цикл геотехнического мониторинга [4], был сделан вывод о корреляционной и каузальной связи между параметрами. Далее в труде [5] были предложены величины коэффициентов перебора, полученные при обратном пересчете на основании данных геотехнического мониторинга в плоской постановке, которые можно использовать при условии оптимального подбора величины давления пригруза для обеспечения устойчивости забоя. Другими словами, задача оценки влияния требует комплексного подхода к решению. Таким образом, определение давления пригруза является ключевой задачей в рамках обеспечения безостановочной прокладки тоннелей в любых условиях и безопасности производства работ.

Установление величины давления пригруза следует из условия обеспечения устойчивости забоя, которое можно определить с помощью экспериментального, численного и аналитического подходов.

Одна из первых работ [6] в этом направлении была представлена в 1961 г. Ее идея заключалась в методе предельного равновесия, который подразумевает обрушение массива грунта на предполагаемой плоской поверхности разрушения. Этот метод базируется на теории силоса (silo theory) [7], предложенной в 1895 г. Теория силоса основана на представлении грунта как сосредоточенного массива, подобного зерновому силосу, отсюда и название. Она предполагает, что горизонтальные нагрузки на грунт вызывают распределение напряжений внутри него, а также деформации, подобные сжатию. Эти деформации равномерно распределяются под уровнем нагрузки и затухают с увеличением глубины.

Данное явление было отмечено ранее и другим ученым М. Фридом, который в своем труде представил экспериментальные результаты [8]. В его работе доказано, что происходит передача части веса зерна на стенки емкости благодаря действию сил, включающих распор и трение. По мнению ученого, давление на стенки служит постоянной величиной и не зависит от расстояния между поверхностью и верхней отметкой зернового массива. Давление на дно сосуда значительно меньше веса зернового столба.

Последующая разработка метода была проведена Г. Анагносту и К. Ковари [9], которые исследовали механизм разрушения забоя в дренированных условиях. Стабильность забоя тоннеля обеспечивается взаимодействием давления воды и эффективного давления в камере. Давление воды в камере уменьшает гидравлический градиент в грунте и, следовательно, силы просачивания, действующей перед забоем. Таким образом, забой стабилизируется как напрямую поддерживаемым грунтом под давлением, так и за счет снижения просачивающихся сил в грунт. Чем больше разница в напорах между грунтом и камерой, тем выше должно быть эффективное опорное давление, и наоборот. Однако высокое давление пригруза сопровождается эксплуатационными недостатками, такими как износ резца, высокий крутящий момент и т.д.

В 1908 г. ученый М.М. Протодьяконов представил свою работу [3] по определению горного давления с использованием теории предельного равновесия, в которой подробно описал сводообразование над горной крепью.

В соответствии с гипотезой М.М. Протодьяконова [3], при строительстве выработки порода, находящаяся на кровле, оказывает давление на выработку своим весом внутри свода давления, который имеет высоту *h* и ширину $2b_1$ (рис. 1). В случае разрушения породы над кровлей образуется свод и наклонные плоскости в боках, которые используются для расчета. Расчетный пролет свода давления определяется на основе теории сыпучего тела, принимая угол наклона плоскостей обрушения к вертикали равным 45 – $\varphi/2$ градусов (φ — угол внутреннего трения грунта).

Г. Анагносту [10] позднее рассматривал проблему устойчивости забоя с акцентом на влияние горизонтальных напряжений, которые должны учитываться при сопротивлении сдвигу и равновесии нестабильного массива грунта перед забоем. В соответствии с теорией силоса, горизонтальные напряжения могут быть определены путем установления постоянного процента от вертикальных напряжений. С данной гипотезой автор исследовал влияние арочного эффекта (сводообразования) на устойчивость забоя.

Исследования [10] показали, что арочный эффект и влияние сопротивления боковому сдвигу более выражены при узком поперечном сечении выработки (при B/H = 0,5, где B — ширина поперечной выработки; H — высота). Проиллюстрирована полученная закономерность для тоннелей глубиной залегания $h \ge D$ (D — диаметр тоннеля): чем у́же выработка, тем ниже необходимо опорное давление для поддержания устойчивости забоя.

Автор дополнительно обращает внимание на влияние глубины залегания тоннеля *h* на величину давления пригруза *s*. В грунтах с высоким углом трения ($\phi = 25-35^{\circ}$) при h = H опорное давление *s* уже достигает максимальной величины и далее почти не изменяется. При $\phi = 15-24^{\circ}$ величина опорного давления *s* возрастает по мере увеличения глубины залегания тоннеля *h*.

Е. Лека и Л. Дормье [11] построили трехмерную конусообразную модель нарушения устойчивости забоя для тоннеля в песчаном грунте на основе метода анализа пластичности по верхней границе. В указанной работе выполнен анализ механизма потери устойчивости забоя, а также выпора поверхности, также известного как пассивное разрушение, которое является следствием завышенного давления пригруза.

Метод численного моделирования также получил широкое распространение при решении задачи устойчивости забоя. В одном из численных исследований [12] авторы изучают влияние фильтрационной силы на давление пригруза. Для решения задачи численным методом они учитывают эффективное напряжение грунта и используют метод стохастического численного предельного анализа, позволяющий рассчитать поровое давление. Результаты исследования показали, что неоднородность коэффициента фильтрации приводит к увеличению



Рис. 1. Схема давления породы по М.М. Протодьяконову [3] **Fig. 1.** Scheme of rock pressure according to M.M. Protodyakonov [3]

градиента порового давления на забое. Увеличение разницы вертикального коэффициента фильтрации к горизонтальному коэффициенту влияет на увеличение давления пригруза, необходимого для поддержания устойчивости забоя.

В другом исследовании [13] оценивается влияние прочностных характеристик грунта, а также диаметр поперечного сечения тоннеля на увеличение диапазона деформаций грунтового массива. В исследовании показано, что тоннель диаметром D == 6 м приведет к более значительному диапазону деформаций, в отличие от тоннеля диаметром D = 4 м. Однако по мере увеличения сцепления образовывается более узкая зона деформаций, а по мере увеличения угла внутреннего трения зона становится не только у́же, но и короче. Можно сделать вывод, что с помощью оптимизации поперечного сечения тоннеля, т.е. ее минимизации, в менее прочных грунтах возможно обеспечить устойчивость забоя конструктивным способом.

В другой публикации [14] рассмотрено влияние на опорное давление и область деформаций прочностных свойств массива, в котором находится тоннель, а также наличие нескольких пластов грунта в забое. Результаты показали, что увеличение сцепления и угла внутреннего трения положительно влияет на устойчивость забоя, однако удельный вес грунта обладает противоположным влиянием на устойчивость. Наличие слоя грунта с более худшими параметрами (слабый слой) повышает величину давления пригруза, необходимого для поддержания устойчивости, по мере его сдвижения вниз относительно выработки. Дополнительно отмечено, что наличие верхнего слабого слоя над прочным слоем грунта более благоприятный случай для устойчивости забоя, чем наличие верхнего прочного грунта над слабым.

В текущих стандартах, а именно в СТО НОСТРОЙ 2.27.19–2011, описан метод определения давления пригруза забоя. Этот метод использует основные принципы определения горного давления по теории предельного равновесия, которую предложил М.М. Протодьяконов. Однако стоит отметить, что в данном стандарте указывается на высокую степень неопределенности инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительства тоннелей на этапе проектных изысканий. По этой причине предложенную методику расчета следует рассматривать как предварительный прогноз, который требует постоянной корректировки во время выполнения тоннелепроходческих работ.

Таким образом, авторы предлагают рассмотреть задачу Э. Мелана, основанную на решениях теории упругости, которую можно адаптировать для подбора величины давления пригруза, необходимого для поддержания стабильности забоя. Ранее данная задача применялась для других целей, о которых указано далее.

Исследование напряжений, происходящих внутри массива под воздействием единичной силы, было проведено Э. Меланом и опубликовано в 1932 г. В его работе рассматривается полупространство, ограниченное с одной стороны по прямой x = 0, а с другой стороны простирающееся до бесконечности [15].

На рис. 2 представлены схемы для определения НДС при разных приложениях сосредоточенной нагрузки относительно системы координат на границе полупространства.

Точка приложения сосредоточенной нагрузки имеет координаты x = a и y = 0, нагрузка раскладывается на две составляющие, параллельные осям координат, и имеет положительный знак, если они движутся в отрицательном направлении к этим осям [15].



Рис. 2. Схема определения НДС при сосредоточенной нагрузке *P* на границе полупространства, действующей перпендикулярно (*a*) и параллельно (*b*) ограниченному краю полупространства [15]

Fig. 2. Scheme for determining the stress-strain state under concentrated load P on the boundary of the half-space, acting perpendicular (a) and parallel (b) to the restricted edge of the half-space [15]



Рис. 3. Схема определения НДС при сосредоточенной нагрузке *P*, действующей перпендикулярно (*a*) и параллельно (*b*) ограниченному краю полупространства [15]

Fig. 3. Scheme for determining the stress-strain state under concentrated load P acting perpendicular (a) and parallel (b) to the restricted edge of the half-space [15]

Дополнительно в работе Э. Мелана рассмотрено решение задач с нагрузкой на глубине. На рис. З приведены схемы определения НДС при разных приложениях нагрузки относительно системы координат, но уже на глубине.

Метод решения данной задачи, как и многих других задач теории упругости, основан на введении функции напряжений Эри, из которой можно получить частные производные [16]:

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}\right) \left(\frac{\partial^2 X}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 X}{\partial y^2}\right) = 0.$$
(1)

При заданных граничных условиях полупространства нормальные и касательные напряжения принимают следующие значения:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 X}{\partial y^2}; \tag{2}$$

$$\sigma_y = \frac{\partial^2 X}{\partial x^2}; \tag{3}$$

$$\tau = \frac{\partial^2 X}{\partial x \partial y} \,. \tag{4}$$

Далее рассмотрена постановка задачи с точечной нагрузкой на глубине, параллельной краю полупространства, так как данное положение нагрузки относительно координат соответствует приложению грунтопригруза к массиву, если верх полупространства при x = 0 принять за отметку поверхности земли.

В случае, когда сила действует параллельно краю, функция напряжений имеет следующий вид [15]:

$$\varphi = \frac{P}{\pi} \left(-\frac{1}{2} (x-a)(\vartheta_1 + \vartheta_2) - \frac{m-1}{4m} y \log \frac{r_1}{r_2} + \frac{m+1}{2m} \cdot \frac{axy}{r_2^2} \right).$$
(5)

После вторичного дифференцирования уравнения (5) значения нормальных и касательного напряжения выглядят так:

$$\sigma_{x} = \frac{Py}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left(\frac{(x-a)^{2}}{r_{1}^{4}} - \frac{a^{2}-x^{2}+6ax}{r_{2}^{4}} + \frac{8axy^{2}}{r_{2}^{6}} \right) - \frac{m-1}{4m} \left(\frac{1}{r_{1}^{2}} - \frac{1}{r_{2}^{2}} - \frac{4x(a+x)}{r_{2}^{4}} \right) \right\};$$
(6)

$$\sigma_{y} = \frac{Py}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left(\frac{y^{2}}{r_{1}^{4}} + \frac{y^{2} + 8ax + 6a^{2}}{r_{2}^{4}} + \frac{8ax(a+x)^{2}}{r_{2}^{6}} \right) + \frac{m-1}{4m} \times$$
(7)

$$\times \left(\frac{1}{r_1^2} + \frac{3}{r_2^2} - \frac{4x(a+x)}{r_2^4} \right) \bigg\};$$

$$\left\{\frac{m+1}{2m}\left(\frac{(x-a)y^2}{r_1^4} + \frac{(2ax+y^2)(a+x)}{r_2^4} - \frac{8ax(a+x)y^2}{r_2^6}\right) + \frac{m-1}{4m} \times \right\}$$
(8)

$$\left\{ \left(\frac{x-a}{r_1^2} + \frac{3x+a}{r_2^2} - \frac{4x(x+a)^2}{r_2^4} \right) \right\}.$$

Параметры r_1 и r_2 могут быть представлены в следующей форме:

$$r_1 = \sqrt{(x-a)^2 + y^2};$$
 (9)

$$r_2 = \sqrt{(x+a)^2 + y^2}.$$
 (10)

Таким образом, напряжения полупространства при x = 0 будут также равны нулю, в то время как $r_1/a \to 0$.

Параметр *т* можно найти по формуле:

$$m = \frac{1-\mu}{\mu},\tag{11}$$

где р созффициент Пуассона грунта.

2



Рис. 4. Схема определения НДС с вертикальной нагрузкой, приходящей на плитный фундамент [17]

Fig. 4. Scheme for determining the stress-strain state with vertical load applied to the slab foundation [17]

В прошлом столетии ученые из Канады на основе задачи Мелана представили анализ распределения напряжений в грунтовом массиве от нагрузки на поверхности. В работе при определении НДС производится учет сборных железобетонных фундаментов мелкого заложения, обладающих более высокой несущей способностью, чем аналогичные традиционные конструктивные решения фундаментов [17].

На рис. 4 показана схема определения НДС при сосредоточенной нагрузке на поверхности в случае плитного фундамента. Результаты решения данной постановки задачи позволили обосновать применение нестандартных фундаментов из-за того, что расчеты показали, что изучаемые фундаменты обладают более высокой несущей способностью, испытывают меньшие осадки, и таким образом, позволяют достичь экономического эффекта.

Постановка задачи с сосредоточенной нагрузкой на глубине, перпендикулярной краю полупространства (рис. 3, *a*), получила широкое распространение из-за возможности представления этой нагрузки в распределенном виде, что позволяет моделировать нагрузки от здания с развитой подземной частью [18], нагрузку от фундамента глубокого заложения [19] и даже определить осадку окружающей застройки с учетом горизонтального смещения ограждающей конструкции котлована и ее жесткости [20, 21].

И.Н. Лузин в своей публикации приводит постановку задачи с равномерно распределенной нагрузкой по количественной оценке НДС основания фундамента глубокого заложения с учетом воздействия на него всего грунтоцементного массива, включая боковые грунтовые призмы [18].

Приложенная нагрузка находится на глубине *d* шириной распределения 2*a*, далее в пределах от *–а* до *a* осуществляется интегрирование, при этом *x* заменяется $x - \xi$, а *P* — на $q \times d\xi$ (рис. 5) [18].

При этом переменные r_1 и r_2 описываются по формуле:

$$r_1^2 = (x - \xi)^2 + (z - d)^2; \qquad (12)$$

$$r_2^2 = (x - \xi)^2 + (z + d)^2.$$
(13)

В труде Ю.В. Ваниной данная постановка задачи была доработана и применена для оценки НДС массива грунта при влиянии здания, представленного в виде распределенной нагрузки, в непосредственной близости от ограждения котлована [19].

При такой схеме определения НДС задача решается в четверти пространства, а полоса нагрузки получается шириной B = 2a + 2f с вычетом эквивалентной, но противоположной по значению, нагрузки по полосе 2f (рис. 6). Параметр f представляет собой расстояние от ограждения котлована до нагрузки, а вертикальная ось при этом является осью симметрии для нагрузки B и вместе с тем ограждением котлована [19].

Также на основании задачи Мелана была представлена модель для анализа нагрузки и деформаций ограждения котлована [20]. В данной работе автор вывел метод расчета коэффициента горизонтальной жесткости ограждения *К*. Этот параметр зависит от коэффициента Пуассона, модуля дефор-



Рис. 5. Схема определения НДС при распределенной нагрузке *q*, действующей перпендикулярно краю ограниченного полупространства [18]

Fig. 5. Scheme for determining the stress-strain state under distributed load q acting perpendicular to the edge of the bounded half-space [18]

мации грунта, а также от величины горизонтальных напряжений, которые можно найти по формуле:

$$\sigma_{x} = \int_{d_{1}}^{d_{2}} \frac{qx}{2\pi(1-\mu)} \left\{ \frac{(z-d)^{2}}{r_{1}^{4}} - \frac{d^{2}-z^{2}+6dz}{r_{1}^{4}} + \frac{8dzx^{2}}{r_{2}^{6}} - \frac{1-2\mu}{2} \left(\frac{1}{r_{1}^{2}} - \frac{1}{r_{2}^{2}} - \frac{4z(d+z)}{r_{2}^{4}} \right) \right\} dd,$$
(14)

где q — распределенная нагрузка; d₁ — глубина верха равномерно распределенной полосовой нагрузки; d₂ — глубина нижней части равномерно распределенной полосовой нагрузки.

С.А. Казаченко представил задачу для определения НДС массива грунта после откопки котлована с сосредоточенной вертикальной нагрузкой (уравнение (15)), проинтегрированной по ширине котлована, и сосредоточенной горизонтальной нагрузкой (уравнение (16)), проинтегрированной по высоте котлована [21]:

$$P = \gamma \cdot s; \tag{15}$$

$$Q = \omega \cdot \gamma \cdot s, \tag{16}$$

где ω — коэффициент бокового давления; γ — удельный вес грунта; *s* — глубина котлована.

Предложенное решение позволяет оценить изменение НДС массива от устройства котлованов на окружающую застройку, дополнительно решение задачи легло в основу численно-аналитического метода, который дает возможность определить необходимую жесткость ограждения котлована для минимального воздействия на здания и сооружения [21].

Цель настоящего исследования — адаптировать постановку задачи Мелана с горизонтальной нагрузкой, как это было сделано в работе [20], для оценки изменения НДС грунтового массива перед забоем тоннелепроходческого механизированного комплекса (ППМК) от приложения грунтопригруза.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Методы для определения напряжений, представленные ниже, в однородном грунтовом полупространстве основаны на теории упругости и соответствуют стабилизированному напряженному состоянию с учетом природного давления грунта.

В задаче рассматривается влияние распределенной нагрузки *q* = const, направленной параллель-



Рис. 6. Итоговый вид нагрузки на глубине для определения НДС основания (*a*); схема определения нагрузки для расчета НДС (*b*) [19]

Fig. 6. Final view of the load at depth for determining the stress-strain state of the foundation (*a*); scheme for determining the load for calculating the stress-strain state (*b*) [19]



Рис. 7. Схема определения НДС при действии давления пригруза ТПМК на забой (*a*); расчетная схема для определения НДС грунтового массива при проходке ТПМК с применением пригруза (*b*)

Fig. 7. Scheme for determining the stress-strain state under the action of the face-support pressure of the TBM (a); calculation scheme for determining the stress-strain state of the soil mass during tunnelling with the use of the face-support pressure (b)

но оси *x*, центр которой расположен на глубине *d*, на НДС полупространства (рис. 7). Постановка задачи соответствует этапу перед разработкой грунта для установки сборного железобетонного кольца обделки в проектное положение. Итоговые изополя напряжений и деформаций получены для четверти плоскости относительно вертикальной оси *z*.

Исходные уравнения (17), (18) для определения компонентов напряжений были использованы в решении данной задачи и представлены для равномерно распределенной нагрузки. Аналогично работе [20] задача может быть решена интегрированием в пределах от *–а* до *а*, где *–а* — это низ приложения давления пригруза, *а* — верх линейной нагрузки:

$$\sigma_{z} = \int_{-a}^{a} \frac{qx}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left(\frac{(z-\xi-d)^{2}}{r_{1}^{4}} - \frac{d^{2}-(z-\xi)^{2}+6d(z-\xi)}{r_{2}^{4}} + \frac{8d(z-\xi)x^{2}}{r_{2}^{6}} \right) - (17) - \frac{m-1}{4m} \left(\frac{1}{r_{1}^{2}} - \frac{1}{r_{2}^{2}} - \frac{4(z-\xi)(d+z-\xi)}{r_{2}^{4}} \right) \right\};$$

$$\sigma_{x} = \int_{-a}^{a} \frac{qx}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left(\frac{x^{2}}{r_{1}^{4}} + \frac{x^{2} + 8d(z-\xi) + 6d^{2}}{r_{2}^{4}} + \frac{8d(z-\xi)(d+(z-\xi))^{2}}{r_{2}^{6}} \right) + \frac{m-1}{4m} \times \left(18 \right) \\ \times \left(\frac{1}{r_{1}^{2}} + \frac{3}{r_{2}^{2}} - \frac{4(z-\xi)(d+(z-\xi))}{r_{2}^{4}} \right) \right\}.$$

Массив, в котором определяется напряжение, разделен на две независимые области, используя нагрузку в качестве границы (при x = 0). Правая сторона — это массив, который располагается за линией действия пригруза. Левая сторона — часть массива, которая находится перед забоем ТПМК и является предметом исследования в данной задаче. Две области являются асимметричными при таком расположении нагрузки и могут быть бесконечно увеличены.

Для расчета напряжений грунт рассматривается как однородный, изотропный и с постоянным модулем деформации.

По сформированным аналитическим уравнениям в программной среде MathCAD составлены изополя вертикальных, горизонтальных напряжений (рис. 8, 9) и деформаций (рис. 10). Затем выполнено сопоставление полученных изополей с изополями, которые построены в программном комплексе (ПК) Plaxis 2D с аналогичными параметрами для проверки достоверности результатов.

Все расчеты проводились в бесконечном полупространстве в упругой постановке при плоской деформации, однако для лучшей визуализации результаты представлены в четверти пространства, а точнее для левой стороны исследуемого массива.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

В качестве примера приведены результаты расчета при глубине залегания центра нагрузки d = 27,3 м и величине q = 250 кПа, модуль деформации грунта E = 23 кПа, удельный вес $\chi = 19$ кПа, коэффициент Пуассона $\mu = 0,3$ для ТПМК с диаметром резания 6,28 м.

Изополя напряжений четверти пространства σ_z и σ_x , построенные по формулам (17), (18), и созданные в программной среде MathCAD, а также изолинии напряжений для сравнения из ПК Plaxis 2D представлены на рис. 8.





Fig. 8. Stress isopoles under the face-support pressure applied to the soil mass: vertical stresses σ_z , obtained in MathCad (*a*); horizontal stresses σ_x , obtained in MathCad (*b*); vertical stresses σ_z , obtained in Plaxis 2D (*c*); horizontal stresses σ_x , obtained in Plaxis 2D (*d*)



Рис. 9. Изополя напряжений при приложении давления пригруза к грунтовому массиву с учетом напряжений от собственного веса грунта Y_h : вертикальные напряжения P_z , полученные в MathCad (*a*); горизонтальные напряжения P_x , полученные в MathCad (*b*); вертикальные напряжения P_z , полученные в Plaxis 2D (*c*); горизонтальные напряжения P_x , полученные в Plaxis 2D (*c*); горизонтальные напряжения P_x , полученные в Plaxis 2D (*d*)

Fig. 9. Stress isopoles under the face-support pressure applied to the soil mass, considering stresses from the own weight of the soil y_h : vertical stresses P_z , obtained in MathCad (*a*); horizontal stresses P_x , obtained in MathCad (*b*); vertical stresses P_z , obtained in Plaxis 2D (*c*); horizontal stresses P_y , obtained in Plaxis 2D (*d*)

1000



Рис. 10. Изополя вертикальных деформаций ε₂ при приложении давления пригруза к массиву: деформации без учета веса грунта, полученные в MathCad (*a*); деформации с учетом веса грунта, полученные в MathCad (*b*); деформации без учета веса грунта, полученные в Plaxis 2D (*c*); деформации с учетом веса грунта, полученные в Plaxis 2D (*d*)

Fig. 10. Isopoles of vertical deformations ε_{a} applying the face-support pressure to the soil mass: deformations without considering soil weight, obtained in MathCad (*a*); deformations with considering soil weight, obtained in MathCad (*b*); deformations without considering soil weight, obtained in Plaxis 2D (*c*); deformations with considering soil weight, obtained in Plaxis 2D (*d*)

Дополнительно были получены изополя напряжений грунтового массива при действии на него давления пригруза с учетом напряжений от собственного веса грунта ($P_z = \sigma_z + \gamma_h$ и $P_x = \sigma_x + \gamma_h$, где h — глубина расчетной области) с целью создания более правдоподобного НДС массива грунта при прокладке тоннелей. Взвешивающее действие воды в данной постановке не учитывалось. На рис. 9 показаны результаты построения аналитических уравнений в MathCAD и результаты численного моделирования в Plaxis 2D для вертикальных P_z (рис. 9, b, d) и горизонтальных напряжений P_x (рис. 9, a, c).

Аналогично вертикальным напряжениям грунтового массива авторы составили изополя вертикальных деформаций, которые при простых преобразованиях интересны для анализа из-за того, что полученные результаты можно сравнивать с данными геотехнического мониторинга. Поскольку в большинстве случаев наблюдение ведется за вертикальными перемещениями дневной поверхности, основной интерес представляют именно вертикальные деформации є и связанные с ними вертикальные дополнительные перемещения и.

В рамках данной задачи аналитическим путем дополнительные деформации можно определить с помощью закона Гука в условиях плоского деформирования (при $\varepsilon_y = 0$), который записывается следующим образом:

$$\varepsilon_{z} = \frac{\sigma_{z}}{E} - \frac{\mu}{E} \Big[\sigma_{x} \left(1 + \sigma_{z} \right) + \sigma_{z} \cdot \mu \Big].$$
(19)

Полученные по формуле (19) изополя деформаций с учетом напряжений от собственного веса грунта и без представлены на рис. 10, *a*, *b*.

Вертикальные деформации *u_z* с целью сравнения их с натурными данными можно определить интегрированием относительной вертикальной деформации.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

В рамках проведенного исследования авторами сформулирован вариант задачи Мелана, который учитывает горизонтальное воздействие нагрузки на определенной глубине параллельно земной поверхности с целью анализа влияния НДС массива грунта перед забоем. Адаптация модели путем включения параметров напряжений, вызванных собственным весом грунта, позволила достичь более высокой степени соответствия с естественным НДС массива грунта в процессе проходки.

Анализ результатов (рис. 8, 9) показывает, что изополя количественно и качественно схожи между собой, расхождение максимальных прогнозируемых дополнительных напряжений в программной среде MathCAD и ПК Plaxis 2D составляет 12 и 4 % для вертикальных и горизонтальных напряжений соответственно.

Аналогично напряжениям распределение вертикальных деформаций є_г демонстрирует схожесть с изополями, определенными в процессе верификации в используемом ПК, при этом максимальное отклонение значений составило 13 %.

В рамках задачи оценки влияния от строительства тоннелей на окружающую застройку рекомендуется учитывать изменение НДС массива грунта в приповерхностной зоне проходки. Предложенный авторами метод при соответствующей модификации можно адаптировать для корректировки давления пригруза, что необходимо как для обеспечения устойчивости забоя в ходе строительства тоннеля, так и для минимизации влияния на поверхность грунта от пригруза.

С помощью полученных деформаций можно вычислить оседание поверхности для последующего сопоставления с результатами геотехнического мониторинга. Следовательно, в дальнейшем авторы ставят перед собой задачу выполнить сравнение текущих результатов с данными, полученными в ходе проведения геотехнического мониторинга дневной поверхности, в целях верификации применимости данного метода.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. *Мазеин С.В., Вознесенский А.С.* Опыт тоннельной щитовой проходки с гидропригрузом // Метро и тоннели. 2019. № 1. С. 14–17. EDN PPYGWR.

2. Протосеня А.Г., Беляков Н.А., Тхай Д.Н. Разработка метода прогноза давления пригруза забоя и осадок земной поверхности при строительстве тоннелей механизированными проходческими комплексами // Записки Горного института. 2015. Т. 211. С. 53–63. EDN TQMGPV.

3. *Протодьяконов М.М.* Давление горных пород на рудничную крепь // Горный журнал. 1907.

4. Ter-Martirosyan A.Z., Cherkesov R.H., Isaev I.O., Shishkina V.V. Surface settlement during tunneling: field observation analysis // Applied Sciences. 2022. Vol. 12. Issue 19. P. 9963. DOI: 10.3390/app121-99963

5. Тер-Мартиросян А.З., Черкесов Р.Х., Исаев И.О., Рудь В.В. Фактическое значение коэффициента перебора для тоннелей в дисперсных и скальных грунтах // Жилищное строительство. 2023. № 9. С. 61–73. DOI: 10.31659/0044-4472-2023-9-61-73. EDN UBBWQA. 6. *Horn N.* Horizontal earth pressure on perpendicular tunnel face // Proceedings of the Hungarian National Conference of the Foundation Engineer Industry. 1961.

7. Janssen H.A. Versuche tiber Getreidedruck in Silozellen // Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure. 1895. Vol. 35. Pp. 1045–1049.

8. *Фрид М.* Результаты опытов давления зерна на дно и стены глубоких сосудов // Мукомольно-пищевая промышленность. 1890. С. 921–933.

9. Anagnostou G., Kovari K. Face stability conditions with earth-pressure-balanced shields // Tunnelling and Underground Space Technology. 1996. Vol. 11. Issue 2. Pp. 165–173. DOI: 10.1016/0886-7798(96)00017-x

 Anagnostou G. The contribution of horizontal arching to tunnel face stability // Geotechnik. 2012. Vol.
 Issue 1. Pp. 34–44. DOI: 10.1002/gete.201100024

11. *Leca E., Dormieux L.* Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material // Géotechnique. 1990. Vol. 40. Issue 4. Pp. 581–606. DOI: 10.1680/geot.1990.40.4.581

12. Yuan S., Feng D., Zhang S., Xing Y., Ke Z. Stability analysis of shield tunnel face considering spatial variability of hydraulic parameters // Rock and Soil Mechanics. 2022. Vol. 43. Issue 11. Pp. 3153–3162. DOI: 10.16285/j.rsm.2021.2200

13. Chang Y., Cao P., Zhang J., Fan Z., Xie W., Liu Z. et al. Face stability of tunnel in multi-stratum: limit analysis and numerical simulation // Geotechnical and Geological Engineering. 2023. Vol. 41. Issue 5. Pp. 3203–3215. DOI: 10.1007/s10706-023-02453-1

14. *Wang W., Liu H., Deng R., Wang Y.* Active stability analysis of 3D tunnel face in nonhomogeneous and anisotropic soils // Geotechnical and Geological Engineering. 2023. Vol. 41. Issue 5. Pp. 3013–3033. DOI: 10.1007/s10706-023-02442-4

15. *Melan E.* Der Spannungszustand der durch eine Einzelkraft im Innern beanspruchten Halbscheibe // ZAMM — Journal of Applied Mathematics and Mechanics. Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik. 1932. Vol. 12. Issue 6. Pp. 343–346. DOI: 10.1002/zamm.19320120603

16. Airy G.B. On the strains in the interior of beams // Proceedings of the Royal Society of London. 1863. Vol. 12. Pp. 304–306. DOI: 10.1098/ rspl.1862.0068

17. *Hanna A.M., Hadid W.H.* New models for shallow foundations // Mathematical Modelling. 1987. Vol. 9. Issue 11. Pp. 799–811. DOI: 10.1016/0270-0255(87)90500-8

18. Тер-Мартиросян А.З., Тер-Мартиросян З.Г., Лузин И.Н. Напряженно-деформированное состояние оснований фундаментов глубокого заложения // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. 2017. Т. 8. № 2. С. 96–103. DOI: 10.15593/2224-9826/2017.2.09. EDN YYZKHJ.

19. *Ter-Martirosyan Z.G., Vanina Y.V.* Impact of a deep foundation on enclosing wall structure of excavation // Journal of Physics: Conference Series. 2021. Vol. 1928. Issue 1. P. 012004. DOI: 10.1088/1742-6596/1928/1/012004

20. *Hu Q*. Retaining structure force-deformation analysis model for an ultradeep foundation pit // Mathematical Problems in Engineering. 2013. Vol. 2013. Pp. 1–18. DOI: 10.1155/2013/549491

21. Зерцалов М.Г., Казаченко С.А. Численно-аналитический метод инженерной оценки влияния разработки котлована на перемещения прилегающего к нему грунтового массива с учетом жесткости ограждающей конструкции // Механика композиционных материалов и конструкций. 2021. Т. 27. № 3. С. 396–409. DOI: 10.33113/mkmk. ras.2021.27.03.396_409.07. EDN FPQJTC.

Поступила в редакцию 25 марта 2024 г. Принята в доработанном виде 26 марта 2024 г. Одобрена для публикации 2 мая 2024 г.

> ОБ АВТОРАХ: **Армен Завенович Тер-Мартиросян** — доктор технических наук, профессор кафедры механики грунтов и геотехники, проректор; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 675967; Scopus: 35621133900, ResearcherID: Q-8635-2017, ORCID: 0000-0001-8787-826X; gic-mgsu@mail.ru;

> Виктория Владимировна Рудь — младший научный сотрудник, Научно-образовательный центр «Геотехника» им. З.Г. Тер-Мартиросяна; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 992433; Scopus: 58295443600, ORCID: 0000-0003-0596-336X; victoriadll@yandex.ru.

Вклад авторов:

Тер-Мартиросян А.3. — идея, концепция исследования, развитие методологии, научное руководство и редактирование текста.

Рудь В.В. — проведение аналитических расчетов, написание исходного текста, итоговые выводы. Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

REFERENCES

1. Mazein S.V., Voznesenskiy A.S. Experience of shield tunneling with hydro face-support pressure. *Metro and Tunnels*. 2019; 1:14-17. EDN PPYGWR. (rus.).

2. Protosenya A.G., Belyakov N.A., Tkhai D.N. Development of a method for forecasting face-support pressure and ground settlement during tunnel construction with mechanized tunneling complexes. *Journal of Mining Institute*. 2015; 211:53-63. EDN TQMGPV. (rus.).

3. Protod'yakonov M.M. Pressure of rock formations on mine supports. *Mining Journal*. 1907. (rus.).

4. Ter-Martirosyan A.Z., Cherkesov R.H., Isaev I.O., Shishkina V.V. Surface settlement during tunneling: field observation analysis. *Applied Sciences*. 2022; 12(19):9963. DOI: 10.3390/app12199963

5. Ter-Martirosyan A.Z., Cherkesov R.H., Isaev I.O., Rud V.V. The actual volume loss of soil coefficient for tunnels in cohesive and rock soils. *Housing Construction*. 2023; 9:61-73. DOI: 10.31659/0044-4472-2023-9-61-73. EDN UBBWQA. (rus.).

6. Horn N. Horizontal earth pressure on perpendicular tunnel face. Proceedings of the Hungarian National *Conference of the Foundation Engineer Industry*. 1961.

7. Janssen H.A. Experiments on grain pressure in silo cells. *Journal of the Association of German Engineers*. 1895; 35:1045-1049.

8. Frid M. Results of experiments on the pressure of grain on the bottom and walls of deep vessels. *Flour and Food Industry*. 1890; 921-933. (rus.).

9. Anagnostou G., Kovari K. Face stability conditions with earth-pressure-balanced shields. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 1996; 11(2):165-173. DOI: 10.1016/0886-7798(96)00017-x

10. Anagnostou G. The contribution of horizontal arching to tunnel face stability. *Geotechnik*. 2012; 35(1):34-44. DOI: 10.1002/gete.201100024

11. Leca E., Dormieux L. Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. *Géotechnique*. 1990; 40(4):581-606. DOI: 10.1680/geot.1990.40.4.581

12. Yuan S., Feng D., Zhang S., Xing Y., Ke Z. Stability analysis of shield tunnel face considering spatial variability of hydraulic parameters. *Rock and Soil Mechanics*. 2022; 43(11):3153-3162. DOI: 10.16285/j. rsm.2021.2200

Received March 25, 2024. Adopted in revised form on March 26, 2024. Approved for publication on May 2, 2024. 13. Chang Y., Cao P., Zhang J., Fan Z., Xie W., Liu Z. et al. Face stability of tunnel in multi-stratum: limit analysis and numerical simulation. *Geotechnical and Geological Engineering*. 2023; 41(5):3203-3215. DOI: 10.1007/s10706-023-02453-1

14. Wang W., Liu H., Deng R., Wang Y. Active stability analysis of 3D tunnel face in nonhomogeneous and anisotropic soils. *Geotechnical and Geological Engineering*. 2023; 41(5):3013-3033. DOI: 10.1007/s10706-023-02442-4

15. Melan E. Der Spannungszustand der durch eine Einzelkraft im Innern beanspruchten Halbscheibe. ZAMM — Journal of Applied Mathematics and Mechanics. Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik. 1932; 12(6):343-346. DOI: 10.1002/ zamm.19320120603

16. Airy G.B. On the strains in the interior of beams. *Proceedings of the Royal Society of London*. 1863; 12:304-306. DOI: 10.1098/rspl.1862.0068

17. Hanna A.M., Hadid W.H. New models for shallow foundations. *Mathematical Modelling*. 1987; 9(11):799-811. DOI: 10.1016/0270-0255(87)90500-8

18. Ter-Martirosian A.Z., Ter-Martirosian Z.G., Luzin I.N. Stress-strain condition of base of deep foundations. Bulletin of Perm State Technical University. *Construction and Architecture*. 2017; 8(2):96-103. DOI: 10.15593/2224-9826/2017.2.09. EDN YYZKHJ. (rus.).

19. Ter-Martirosyan Z.G., Vanina Y.V. Impact of a deep foundation on enclosing wall structure of excavation. *Journal of Physics: Conference Series.* 2021; 1928(1):012004. DOI: 10.1088/1742-6596/1928/1/012004

20. Hu Q. Retaining structure force-deformation analysis model for an ultradeep foundation pit. *Mathematical Problems in Engineering*. 2013; 2013:1-18. DOI: 10.1155/2013/549491

21. Zertsalov M.G., Kazachenko S.A. Numericalanalytical method of engineering assessment of the impact of the development of the pit on the movement of the adjacent soil mass, taking into account the rigidity of the fencing of the pit. *Mechanics of Composite Materials and Structures*. 2021; 27(3):396-409. DOI: 10.33113/mkmk.ras.2021.27.03.396_409.07. EDN FPQJTC. (rus.).

BIONOTES: Armen Z. Ter-Martirosyan — Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Soil Mechanics and Geotechnics, Vice-rector; Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU); 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 675967; Scopus: 35621133900, ResearcherID: Q-8635-2017, ORCID: 0000-0001-8787-826X; gic-mgsu@mail.ru;

Victoria V. Rud — Junior Researcher, Scientific and Educational Center "Geotechnics" named after Z.G. Ter-Martirosyan; Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU); 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 992433, Scopus: 58295443600, ORCID: 0000-0003-0596-336X; victoriadll@yandex.ru.

Contribution of the authors:

Armen Z. Ter-Martirosyan — *idea, concept of research, development of methodology, scientific guidance and text editing.*

Victoria V. Rud — the product of analytical calculations, writing the source text, final conclusions. The authors declare no conflicts of interest.