УДК 622.831

А.Г.ПРОТОСЕНЯ, *д-р техн. наук, профессор, kaf-sgp@mail.ru*
В.И.СЕМЕНОВ, *аспирант, demo-@mail.ru*
И.К.СУПРУН, *аспирант, kaf-sgp@mail.ru*
Национальный минерально-сырьевой университет «Горный», Санкт-Петербург

A.G.PROTOSENYA, *Dr. in eng. sc., professor, kaf-sgp@mail.ru*
V.I.SEMENOV, *post-graduate student, demo-@mail.ru*
I.K.SUPRUN, *post-graduate student, kaf-sgp@mail.ru*
National Mineral Resources University (Mining University), Saint Petersburg

РАСЧЕТ НАГРУЗОК НА КРЕПЬ ВЫРАБОТОК И ТОННЕЛЕЙ, СООРУЖАЕМЫХ В ФИЗИЧЕСКИ НЕЛИНЕЙНЫХ МАССИВАХ

Разработан метод расчета нормальных нагрузок на крепь капитальных выработок и обделки тоннеля. Деформационные свойства массива описываются моделью физически нелинейного тела. Приведено решение плоской задачи физически нелинейной теории упругости. Получена зависимость для расчета средней нагрузки на крепь.

Ключевые слова: физическая нелинейность, грунт, нагрузки, тоннели, технология.

ANALYSIS OF LOAD FORMATION ON LINING OF TUNNEL CONSTRUCTED IN SOIL WITH NONLINEAR BEHAVIOR

Method of excavation support and tunnel lining design is worked out. Stiffness of soil strata is considered as nonlinear elastic. The problem is solved in plane strain condition according to elastic theory. The distribution of average load on excavation support is given.

Key words: nonlinear elastic, soil, load, tunnel, construction method.

Подземные сооружения различного назначения располагают в массивах с малой прочностью и большой пластичностью. В глинах и других мягких пластичных породах формирование нагрузок во времени происходит вследствие проявления свойств ползучести и физической нелинейности [1, 3, 5]. Методы расчета нагрузок на обделки тоннелей предложены в основном для линейно деформируемых массивов [1, 2, 4], Результаты исследований нелинейных свойств грунтов и пород приведены в работах [1, 2, 3, 5].

Для описания деформационных и реологических свойств пород используем соотношения нелинейной ползучести в форме теории старения:

$$\varepsilon_i - \frac{1}{3} f(\tau, t) = \varphi(\tau, t)(\sigma_i - \sigma), \; i = 1,\; 2,\; 3,$$
$$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3, \qquad (1)$$

где $\tau = 0{,}5(\sigma_1 - \sigma_3)$; $\sigma = 1/3(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$; t – время; $f(\tau, t)$, $\varphi(\tau, t)$ – относительная объемная деформация и зависимость между напряжениями и деформациями; ε_i – главные деформации.

В первом приближении примем условие несжимаемости горных пород. Тогда из соотношения (1) следует:

$$\varphi(\tau, t) = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{\sigma_1 - \sigma_3} = \frac{\gamma_{\max}}{2\tau}, \qquad (2)$$

где $\gamma_{\max} = \varepsilon_1 - \varepsilon_3$.

Зависимость (2) устанавливается на основе экспериментальных исследований образцов пород. Для ее аппроксимации используем связь

$$\varphi(\tau, t) = B(t)\tau^{m(t)}, \qquad (3)$$

где $B(t)$, $m(t)$ – коэффициенты, являющиеся константами для фиксированных моментов времени.

Данные натурных экспериментов по определению нагрузок на обделку тоннелей показывают [4], что по периметру тоннеля они распределены неравномерно. На рисунке представлены усредненные эпюры нормальных радиальных напряжений на контакте обделки с массивом в установившийся период деформирования на двух участках, включающих по три кольца каждый. Отметим, что для участков 1 и 2 боковое давление больше вертикального на 50 и 60 %.

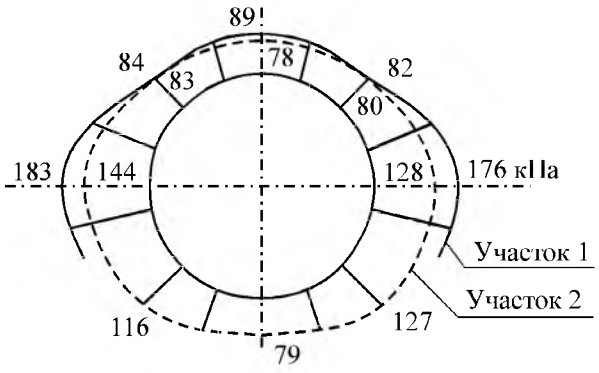
Из анализа эпюр следует, что нормальная нагрузка распределяется по закону [4]

$$P = P_0 + P_2 \cos 2\theta, \qquad (4)$$

где P_0, P_2 – средняя нагрузка и отклонение от нее; θ – угловая координата.

Значения $P_2 = (0{,}25\text{-}0{,}3)P_0$ с начала работы обделки не меняются.

Согласно натурным данным, расчетную нормальную нагрузку примем в виде выражения (4), в котором средняя нагрузка P_0 неизвестна. Составляющая $P_2 = \vartheta P_0$ характеризует отклонение от P_0 (здесь ϑ – коэффициент, определяемый на основе натурных наблюдений).



Эпюры распределения нагрузок на обделку перегонного тоннеля

Для расчета нагрузок рассмотрим систему обделка – грунтовый массив. На границе имеем условие совместности перемещений вида

$$U_\infty(P, t) - U_0(t) = U(P), \qquad (5)$$

где $U_\infty(P, t)$, $U_0(t)$, $U(P)$ – соответственно перемещения точек на контуре тоннеля на большом удалении от забоя, до ввода обделки в работу, а также вызванное нагрузкой P.

Для нахождения $U_0(t)$ необходимо решить объемную задачу нелинейной теории ползучести. Для получения практических выводов используем аппроксимацию

$$U_0(t) = U_\infty(P, t) f_1(l), \qquad (6)$$

где $f_1(l)$ – функция, с помощью которой описывается сдерживающее влияние забоя на развитие радиальных перемещений; l – расстояние от забоя.

В качестве $f_1(l)$ примем зависимость [4]

$$f_1(l) = 1 - e^{-\beta l}, \qquad (7)$$

где β – коэффициент.

Заметим, что при $l = 0$ перемещение точек на контуре тоннеля в забое равно нулю, в случае $l \to \infty$ перемещение $U_0(t) \to U_\infty(P, t)$.

Согласно выражениям (6) и (7) условие совместности перемещений преобразуем к виду

$$U_\infty(P, t) = U(P) e^{\beta l}. \qquad (8)$$

Следовательно, нахождение нагрузки на обделку тоннеля свелось к определению $U_\infty(P, t)$ и $U(P)$.

Для получения $U_\infty(P, t)$ рассмотрим напряженно-деформированное состояние массива пород в плоскости, перпендикулярной к оси тоннеля. Предположим, что на бесконечности плоскость сжимается усилиями, равными вертикальному и горизонтальному напряжениям в нетронутом массиве,

$$\sigma_x^\infty = \gamma H; \quad \sigma_y^\infty = \lambda \gamma H, \qquad (9)$$

где H – расстояние от поверхности; γ – объемная масса; $\lambda = \nu/(1-\nu)$ – коэффициент бокового распора; ν – коэффициент Пуассона.

Граничные условия на контуре тоннеля

$$\sigma_r = P \; ; \; \tau_{r\theta} = 0 . \qquad (10)$$

Для решения нелинейной задачи применим метод малого параметра, что позволит линеаризировать задачу. В качестве малого параметра примем $\delta = 0{,}5(1-\lambda)$. Компоненты напряжений σ_i и деформаций ε_i в первом приближении запишем в виде разложений

$$\sigma_i = \sigma_i^0 + \delta\sigma_i^1 \; , \; \varepsilon_i = \varepsilon_i^0 + \delta\varepsilon_i^1 , \qquad (11)$$

в которых индекс 0 относится к нулевому, 1 – к первому приближению.

Поскольку средняя нагрузка относится к нулевому приближению, то решение задачи выполним в нулевом приближении. Из условия несжимаемости следует перемещение

$$U = \frac{C_1}{r}, \qquad (12)$$

где C_1 – произвольная постоянная; r – полярный радиус.

Учитывая соответственно (1) и (12), из уравнения равновесия найдем радиальное напряжение

$$\sigma_r = C_2 - (1+m)\left(\frac{C_1}{B}\right)^{1/(1+m)} r^{-2/(r+m)}, \qquad (13)$$

где C_2 – произвольная постоянная.

Время t в коэффициентах B и m опущено для упрощения формы записи. Из условия (9) определим C_2, тогда

$$\sigma_r = \lambda_1\gamma H - (\lambda_1\gamma H - P_0) r^{-2/(1+m)} \; ;$$

$$\sigma_\theta = \lambda_1\gamma H + \frac{1-m}{(1+m)(\lambda_1\gamma H - P_0) r^{-2/(1+m)}} ; \qquad (14)$$

$$U = B\left(\frac{\lambda_1\gamma H - P}{1+m}\right)^{1+m} \frac{1}{r} ; \qquad (15)$$

$$\lambda_1 = 0{,}5(1+\lambda) .$$

Построим зависимость для расчета нагрузки для однослойной обделки. Перемещение $U(P)$ найдем из решения задачи Ламе:

$$U(P) = \frac{P}{E_1}\left(\frac{R_1^2 + R_0^2}{R_1^2 - R_0^2} + \nu_1\right), \qquad (16)$$

где R_1, R_0 – внешний и внутренний радиусы тоннеля; E_1, ν_1 – модуль упругости и коэффициент Пуассона обделки. Согласно выражениям (15) и (16) уравнение для определения нагрузки на обделку запишем в виде

$$B\left(\frac{\lambda_1\gamma H - P_0}{1+m}\right)^{1+m} = \frac{P_0}{E_1}\left(\frac{R_1^2 + R_0^2}{R_1^2 - R_0^2} + \nu_1\right) e^{\beta l} . \qquad (17)$$

Приведем пример. Необходимо рассчитать среднюю нагрузку на сборную обделку тоннеля, сооруженного при условиях: $H = 70$ м; $\gamma = 24$ кН/м^3; $\nu = 0{,}3$; $R_0 = 2{,}5$ м; $R_1 = 3$ м; $\nu_1 = 0{,}15$; $E_1 = 2{,}4 \cdot 10^{-4}$ МПа; $\beta = 0{,}75 R_1^{-1}$; $l = 4R_1$.

Параметры $B = 2{,}87 \cdot 10^{-6}$ МПа$^{-m-1}$ и $m = 2$ характеризуют нелинейность деформирования глины. Из уравнения (17) находим, что $P_0 = 330$ кН/м^2. Экспериментальное значение нагрузки, согласно натурным наблюдениям ОАО «Ленметрогипротранс», равно $P_0 = 327$ кН/м^2.

ЛИТЕРАТУРА

1. *Баклашов И.В.* Механика подземных сооружений и конструкции крепи / И.В.Баклашов, Б.А.Картозия. М., 1984.

2. *Булычев Н.С.* Механика подземных сооружений. М., 1982.

3. *Дашко Р.Э.* Механика горных пород: Учебник для вузов. М., 1987.

4. Механика подземных сооружений. Пространственные модели и мониторинг / А.Г.Протосеня, Ю.Н.Огородников, П.А.Деменков и др. СПб, 2011.

5. *Ставрогин А.Н.* Механика деформирования и разрушения горных пород / А.Н.Ставрогин, А.Г.Протосеня. М., 1992.

REFERENCES

1. *Baklashov I.V., Kartozia B.A.* Mechanics of underground structures and support design. Moscow, 1984.

2. Bulichev N.S. Mechanics of underground structures. Moscow, 1982.

3. *Dashko R.E.* Rock mechanics: Book. Moscow, 1987.

4. *Protesena A.G., Ogorodnikov J.N., Demenkov P.A* etc. Mechanics of underground structures.3d numerical modeling and monitoring. Saint Petersburg, 2011.

5. *Stavrogin A.N., Protosena A.G.* Deformation and failure of rocks. Moscow, 1992.