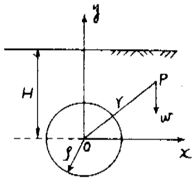
軟弱地山中のトンネル土圧の時間的変化について

徳島大学工学部　小　田　英　一



水平な地表面を有する地山に於て、トンネル中心Oは˙の深さにあるとして、円形素掘トンネルの半径をρとする。第1図に示すように極座標（γ,θ）をとつて、μ:地山のポアッサン数、E：地山のヤング率Uγ：半径方向の変形量W:地山の単位容積重量として

第1図　$\mu_0=\mu+1,\ \mu=\frac{\mu}{1}(\mu+1)\ (\mu-1)$

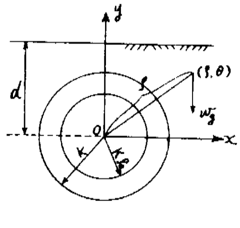
$\mu_2=\frac{1}{\mu}(\mu+1)\ (\mu-2)$,$\sigma_1=\frac{W}{2}\left(1+\frac{1}{\mu-1}\right)$，$\sigma_2=\frac{W}{2}\left(1-\frac{1}{\mu-1}\right)$，$q=\left(\frac{\rho}{\gamma}\right)^2$，$m=-\frac{\mu_2}{4\mu_1}$とすれば，地山荷重が作用している状態でトンネル掘削後の円形トンネルの変形量は弾性論よりHanns Schmid[1]の式においてrigid body disp lacementの項をなくすることにより次式となる。

$$
\begin{aligned}
(u_r)_{el}=\frac{1}{\mu E}\Big[&-r\sigma_1 H(\mu_2+\mu_0 q)+\Big\{\tfrac{1}{4}(2\sigma_1\mu_2+\sigma_2\mu_0)-(\mu_1+m\mu_2)wq\log r\\
&-\frac{\mu_0}{2}\Big(mw+\frac{\sigma_2}{2}q^2\Big)\Big\}r^2\sin\theta+\sigma_2 H\{\mu_0(1-q^2)+4\mu_1 q\}r\cos2\theta\\
&-\frac{\sigma_2}{4}\{\mu_0(1+q^2-2q^3)+4\mu_1 q^2\}r^2\sin3\theta\Big]
\end{aligned}
\qquad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(1)
$$

Hanns Schmid の求めた変形量はトンネル円孔を開削して後に重力という物体力を作用したときのものであつて，

(1) 式の右辺のlogγの代りにlog$\frac{\gamma}{H}$としたもので，このようにして求めた変形量を〔(Uγ) e_1〕s とする。このものを(2)式とする。

つぎに円形巻立トンネルの覆工土圧の式としては著者が先に発表した論文[2]より，第2図に示す極座標($\rho.\theta$)を用いてd:トンネル中心の深さ,K：円形覆工の外側の半径,Kρ_0：覆工の内側の円の半径，λg，μg:地山のLame′常数 λc, μc: 覆工の Lame′常数



第2図

$$\kappa_g=\frac{\lambda_g+3\mu_g}{\lambda_g+\mu_g},\qquad \kappa_c=\frac{\lambda_c+3\mu_c}{\lambda_c+\mu_c}$$

mg ： 地山のポアツサン数、 wg ： 地山の単位容積重量

$$\alpha'_{1c_1}=-2\rho_0^2\,\alpha_{1c_2}$$

$$\alpha_{1c_2}=\frac{-\frac{w_g d\, m_g}{4(m_g-1)}K\frac{\mu_c}{\mu_g}(1+\kappa_g)}{\left\{(\kappa_c+1)-2\left(1-\frac{\mu_c}{\mu_g}\right)\right\}+2\rho_0^2\left(1-\frac{\mu_c}{\mu_g}\right)}$$

$$\beta_{2c_2}=\frac{-\frac{w_g K^2}{4}\frac{\mu_c}{\mu_g}\kappa_g}{\left(\kappa_c+\frac{\mu_c}{\mu_g}\right)+\left(1-\frac{\mu_c}{\mu_g}\right)\rho_0^4}$$

$$\beta'_{2c_1}=\frac{-\frac{w_g K^2}{4}\frac{\mu_c}{\mu_g}\kappa_g\rho_0^4}{\left(\kappa_c+\frac{\mu_c}{\mu_g}\right)+\left(1-\frac{\mu_c}{\mu_g}\right)\rho_0^4}$$

としてトンネル覆工土圧の半径方向のものを $(\tau_{\rho\rho c})_r$ とすれば

$$(\tau_{\rho\rho c})_r=\frac{2\alpha_{1c_2}+\alpha'_{1c_1}+2(\beta'_{2c_1}-\beta_{2c_2})\sin\theta}{K}\qquad\cdots\cdots\cdots\ (3)$$

となる。これは地山に円孔を開削し、これにあてはまる覆工をはめこんで後に、重力という物体力を作用させたときの土圧を表わす。故に実際のトンネル土圧を求める式は物体力が作用している地山中にトンネル巻立を作り，これに土圧が作用するものとして求めなければならない。これを求めるには次のような仮定によつて計算する方が実際的と考えられる。

トンネル土圧は素掘トンネルの変形量 $(U\gamma)\ e_1$ の生ずるのを覆工によつて土の膨脹を抑制するために生ずるのであるから，(2)式と(3)式とは荷重条件が同一なることを考えて $[(U\gamma)\ e_1]s$ の単位量に対しては $(\tau_{\rho\rho c})_\gamma / [(u_\gamma)_{e1}]_s$ の土圧が作用する故に実際のトンネルのように始めから物体力が作用している地山中のトンネル覆工に作用する半径方向の最終土圧 $(\sigma\gamma c)\ \gamma$ は次式となる。

$$(\sigma_{\gamma c})_\gamma = \frac{(\tau_{\rho\rho c})_\gamma}{[(u_\gamma)_{e1}]_s} (u_\gamma)_{e1} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(4)$$

次に変形挙動についてレオロジーの観点により、トンネル掘削後t時間後の変形量を$U\gamma$とすれば

$$U\gamma = (U\gamma)\ e_1\ (\alpha + b\log_{10} t)$$

但し、これは応力状態が上限降伏値以下のときのものである。この$U\gamma$にみあう土圧は(4)式の$(U\gamma)\ e_1$の代りに$U\gamma$を代入すればよい。$t=\infty$のときの(4)式によつて求めた土圧を $(\sigma_{\gamma c})_{\gamma\infty}$ とすれば土圧の時間的変化は次式となる。

$$(\sigma_{\gamma c})_\gamma = (\sigma_{\gamma c})_{\gamma\infty} (a + b \log_{10} t) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (6)$$

但しα、bはレオロジー的常数である。

以上の計算に於てポアッサン比を0.5近くの値をとることにより軟弱な地山のトンネルの場合の土圧を計算することができる。

参考文献

1) Hanns Schmid:"Statsche Probleme des Tunnel und Druck-stollenbaues und ihre gegenseitigen Beziehungen," 1926, Berlin

2) 小田英一：「巻立楕円形トンネル周辺の応力分布について」土木学会論文集第24号,昭和30年4月