

粘性土中に掘られたトンネル土圧が時とともに増加することはしばしば経験され、また外国の測定例<sup>①</sup>によると、この増加は長期にわたりしかときめめて大きい場合があるので、この事実はトンネルの設計、施工上に重要な問題を与えるものである。このようなトンネル土圧の経時増加の原因は種々考えられるが、主なものには粘土の吸水膨張、トンネル周囲にできる塑性領域の拡大ならびに粘土の応力緩和によるものと思われる。

地山粘土のレオロジー特性を堆積粘土の特性と同様に上下限の降伏値を境として力学特性を異にするとすれば、トンネル掘さくのために地山中に発生する主応力差( $\sigma$ )が、下限降伏値 $\sigma_u$ 以下の領域では純弾性的に、 $\sigma_u > \sigma > \sigma_L$  ( $\sigma_u$ : 上限降伏値)の領域では粘弾性的に挙動し、また $\sigma > \sigma_u$ の領域では、一時は $\sigma_u$ 以下の $\sigma$ が発生してとやがてクリープ破壊が生ずるから、長時間経過した後には、この領域内の主応力差は $\sigma_u$ に漸近する。クリープ破壊の生じた領域を塑性領域という。一方トンネル掘さくのために発生する地山中の主応力差はトンネルに近いところほど大きいから、塑性領域ができる場合にはトンネルに接した部分に生じ、その外周を粘弾性領域がとりまき、さらにその外方は弾性領域となる。

弾性領域、粘弾性領域では平均応力(3主応力の平均)はトンネルの掘さくの前後で不変とみてよいから、粘土のdilatancy効果を無視するならば、これらの領域内の粘土単要素の体積変化は掘さくに無関係となる。しかし塑性領域では、トンネルに近接する部分ほど平均応力が減少するから、ここへ水の浸透があるときには、粘土は吸水膨張を生じ、トンネル土圧の経時増加の一因となる。この土圧は、100%以上になった例<sup>②</sup>があり、またこの土圧の計算法はすでに発表<sup>③</sup>したことがあるからここでは省略する。

塑性領域では、土の自重の一部はこの領域内のせん断応力により、残部はトンネル支保工(または覆工)により支持されるので、後者の負荷はトンネル土圧となる。ゆえに塑性領域が拡大されるほど、また塑性領域内の土のせん断応力が小さいほど、トンネル土圧は大きくなる。塑性領域内の土のクリープ破壊は、 $\sigma$ が大きいほど破壊にいたる時間 $t$ が短かいから、塑性領域はまずトンネルに接したところから始まり、次第に拡大速度を減少しつつ地山の深部に進行する。このような機構によってトンネル土圧は経時増加を行うが、この関係を定性的に説明するにはクリープ破壊理論とTerzaghiが土中のアーチングをもとにしてトンネルの鉛直土圧を求めた式を利用すると便利である(当日説明)。なお地山中に発生する主応力差は、支保工が地山を加圧する圧力により支配されるから、塑性領域が拡大する終局の限度は、支保工やその基礎の強さならびに支保工施工の良否によっても影響される。

つぎに、粘弾性領域では応力緩和によるトンネル土圧の経時増加が生ずる。地山の粘土の力学モデルを堆積粘土と同様に、1個の弾性要素(せん断弾性係数 $G_1$ )とVoigt要素(せん断弾性係数 $G_2$ , 粘性係数 $\eta$ —ここでは非ニュートン粘性)を直列につないだモデルで示

されたとすれば、トンネル掘さくと同時に $G_1$ が作動されて瞬間的なせん断変形が地山に生じ、それに応じてトンネル周壁が変形する。支保工は掘さく直後にこの変形した周壁に沿って完成されるものとする。その後は粘土の応力緩和により、 $G_2$ が次第に作動するから、地山のせん断変形はさらに増加しようとするが、既設の支保工で変形が抑制されているので、トンネル土圧の経時増加が生じる。この機構を粘土の力学モデルを用いて図示すると、 $W$ はこのモデルが分担支持すべき地山の重量、 $P$ は支保工にかかるトンネル土圧の分担量である。図-1はトンネルを掘さくした直後の状態で、 $W$ は全部 $G_1$ が支持し、そのため $\gamma_1$ のヒズミが生じる。 $\gamma_1 G_1 = W$ 。このとき支台（支保工）を施せば支台には反力が加わらない（図-2）。時とともに $G_2$ が開放されると、 $W$ の降下は支台に妨げられて支台に反力 $P$ が生じる（図-3）。 $t \rightarrow \infty$ では $P$ は、

$$P = W - [G_1 \cdot G_2 / (G_1 + G_2)] \gamma_2$$

支台の $P$ による変形が $\gamma_1$ に比して小さく無視できるならば、

$$\gamma_2 \div \gamma_1$$

ゆえに

$$P \div W G_1 / (G_1 + G_2) \quad \text{となる。}$$

力学モデルの代りに、粘弾性領域のみで囲まれた半径 $a$ の円形トンネルにおいては、 $P$ の代りにトンネル土圧を $\sigma_a$ 、 $W$ の代りに $w \cdot h$ （ $w$ ：土の単位体積重量、 $h$ ：トンネル土被り）、 $\gamma_1$ の代りにトンネル周壁上の水平より $\angle \theta$ の点の半径方向の変形量 $u_r$ を用い、さらに力学モデルの力学常数をトンネルと地盤との形状からきまる寸法係数を用いて修正する。これらの諸元の関係は、支保工の施工の前後におけるトンネル周面の変形に大差がないとすれば、例えばH.Schmidtが弾性地山に掘った無巻きトンネルの周壁の変形量を求める式を適用することができる。この式での粘土のPoisson比を0.5、静止土圧係数を1とすれば、次式となる。ここに $E$ は地山の弾性係数。

$$u_r = -w \cdot h / E \cdot 3a/4 \cdot (2 - a/h \cdot \log a \cdot \sin \theta)$$

ゆえに、トンネル掘さく直後に無応力状態で施工された支保工は、十分時間が経過すれば、次式の土圧まで増加することとなり、この間の経時増加の状況は、粘土のせん断弾性係数の時間的減少を図の力学モデルについて計算すれば求められる。

$$\sigma_a = -w \cdot h \cdot G_1 / (G_1 + G_2) \cdot 3a/4 \cdot (2 - a/h \cdot \log a \cdot \sin \theta)$$

(引用文献)

- ① Tschebotarioff: Soil Mech., Found. & Earth Str. 1953 pp.303~306
- ② Proctor & White: Road Tunneling with Steel Support, 1946. p.82
- ③ 村山 翔郎：土と基礎の設計法(その2) 1962 pp.225~227