

トンネル切羽面における岩盤不連続面の剛性とコンバージェンス

京 都 大 学 工 学 部 正 会 員 谷 本 親 伯
 京 都 大 学 工 学 部 (現 (株) 奥 村 組) 正 会 員 ○ 岡 村 正 典
 京 都 大 学 大 学 院 学 生 員 岸 田 潔

1. はじめに

岩盤の不連続面の特性を把握するのは非常に困難であるが、本研究では不連続面の剛性[1]に着目し、等変位孔内載荷試験とトンネルのコンバージェンスの両方からこの剛性を求め、寸法効果をき裂頻度の変化により評価する方法を検討した。

2. 弾性係数、変形係数

孔内載荷試験により得られた荷重～変位曲線 ($p \sim u$ 曲線) から弾性係数 (E) と変形係数 (D) が求められる。一般に、変形係数は、処女曲線の包絡線の勾配すなわち図-1のA-A'で定義され、弾性係数は最大載荷時に近い荷重レベルで得られた直線部分 (載荷時) の接線勾配すなわちB-B'で定義される。これらの係数は、式(1)によって求められる。

$$E, D = \frac{d}{2} \cdot \psi(\beta, \nu) \cdot \frac{\Delta p}{\Delta u} \quad (1)$$

d : 孔径, β : 載荷曲率, Δp : 荷重増分,
 Δu : 変位増分,

$\psi(\nu, \beta)$: ポアソン比と載荷曲率から定まる定数

ボアホールジャッキ試験は、生駒山系の掘削中の道路トンネルの切羽面にて実施された。地質は花崗岩である。切羽面に垂直に、すなわち、トンネルの進行方向に2本のボアホール (孔径80mm, 長さ20m) を削孔し、ボアホールスキャナーにて不連続面の状態を観察した後、約2.5m毎に測定点を選び、同一地点にて異なる2～3方向の載荷を行って、荷重・変位曲線を得た。試験により得られた荷重～変位曲線の一部を示すと、図-2(a), (b) のようである。

3. ボアホールジャッキ試験による不連続面の剛性

岩盤不連続面の剛性は、垂直剛性 (k_n) とせん断剛性 (k_s) の組み合わせた量として評価する。すなわち、不連続面の走向・傾斜とボアホールの相対的位置関係を考慮して3次元空間での剛性を考える。[2] ここで、吉中ら[3]によって定式化された3次元不連続岩盤モデル (式(2)) を適用し、不連続面の走向・傾斜・頻度を既知とすれば、ボアホール内の同地点にて異なる2方向に載荷し、その2方向の変形係数から垂直剛性およびせん断剛性を求めることができる。以下に一地点について行ったパラメトリックスタディを示す。

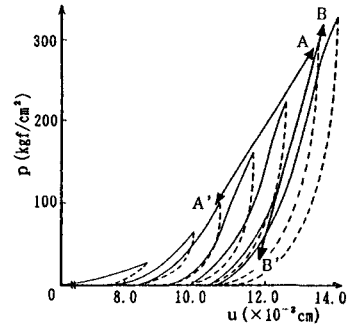


図-1 弾性係数と変形係数

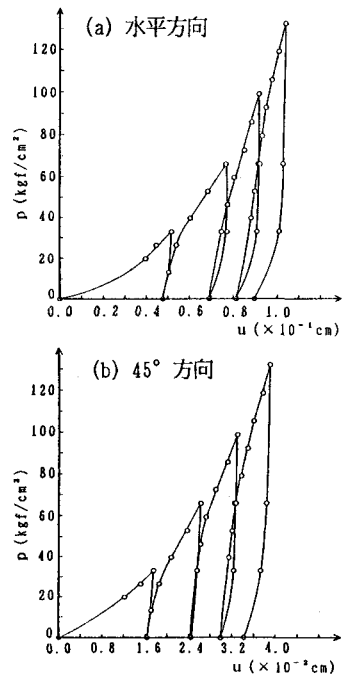


図-2 繰返し載荷パターンによる荷重～変位曲線

$$D(\theta) = \left[\frac{1}{E} + \frac{A_3}{h} \left\{ \frac{1}{k_n} (A_1 + A_2) + \frac{1}{k_s} \cdot A_3 \right\} \right]^{-1} \quad (2)$$

$$A_i = (S_{i1} \cdot \cos \theta + S_{i2} \cdot \sin \theta)^2 \quad (i = 1, 2, 3)$$

$$S_{ij} = \begin{bmatrix} \cos \alpha \cdot \sin \beta & -\cos \alpha \cdot \sin \beta & -\sin \beta \\ \sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ \cos \alpha \cdot \sin \beta & -\sin \alpha \cdot \sin \beta & \cos \beta \end{bmatrix}$$

E: 岩石実質部の弾性係数

h: 不連続面の平均距離

k_n : 不連続面の垂直剛性

k_s : 不連続面のせん断剛性

α : 不連続面の走向

β : 不連続面の傾斜

ボアホールスキャナによる観測から得た不連続面の諸量は、走行35°、傾斜15°、き裂頻度 (n) 1.3本/mであり弾性係数 (E_o) は一軸圧縮試験により 270000 kgf/cm²である。(2)式により異なる2方向についての変形係数から0.9~1.5本/mの範囲のき裂頻度に対して得た k_n および k_s を図-3に示す。この場合、 $k_s=11.8k_n$ なる関係が成立している。

4. コンバージェンスによる不連続面の剛性

現場計測を実施した地点の被りは約500mで、過去の日本における初期応力分布の測定結果から、水平および垂直方向の初期応力はほぼ等しいとみなす。そこで静水圧的初期応力分布 $p_o \approx 130$ kgf/cm²となる。 $(\gamma=2.65 \text{ tf/m}^3)$ トンネルを直径 (D) 10mの円筒とみなせば、トンネル切羽面での横断面内の半径方向の垂直応力は初期応力のほぼ3/4であり[4]、コンバージェンスの収束した時点での支保反力 (p_i) を現場の状況から

5kgf/cm²と評価すれば、荷重変化量 Δp は95kgf/cm²である。すなわち、この荷重の変化に対応する変位がコンバージェンスである。実測値から水平変位0.5cm、鉛直変位0.8cm、水平から45°方向の半径方向の変位を0.65cmとして、これに対応する変形係数を求め、前節で述べられた方法により様々なき裂頻度に対応する k_n 、 k_s を算出すると、 k_s に対しては図-4を得る。なお、コンバージェンス結果によれば、 $k_s=5.03k_n$ となり、ボアホールジャック試験の結果とは異なる。

5. 結言

垂直剛性 (k_n) 自体は、孔内載荷試験でもコンバージェンスにおいても同一であるから、図-4において、孔内載荷試験 ($n=1.3$ 本/m) により得られた k_n の範囲を示せば斜線部の範囲となる。すなわち、き裂頻度 $n=15 \sim 40$ (本/m) となる。これが、孔内載荷試験とコンバージェンス測定とのスケール効果 (10~30倍) に相当する。したがって、不連続面の性状が同じとみなすことができれば、切羽面観察から得たき裂頻度にスケール効果の割合を乗じた値を新しいき裂頻度として式(2)に代入し、これにより得られた変形係数と荷重変化から新しい断面での変形量 (コンバージェンス) を推定できる。

<参考文献>

- [1] Goodman, R. E. (1976): Methods of Geological Engineering in Discontinuous rocks, pp. 170-176, pp. 336-342, West Publishing Co.
- [2] 谷本親伯他(1985): 不連続面の剛性を考慮したボアホールジャック試験結果の評価, 第17回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp. 81-85, 土木学会.
- [3] 吉中龍之進他(1983): 不連続岩盤の強度・変形特性に関する実験的研究, 土木学会第37回年次学術講演概要集.
- [4] 谷本親伯他(1982): 切羽周辺での地山挙動を考慮したトンネル支保の基礎的概念, 土木学会論文報告集第325号, pp. 93-106.

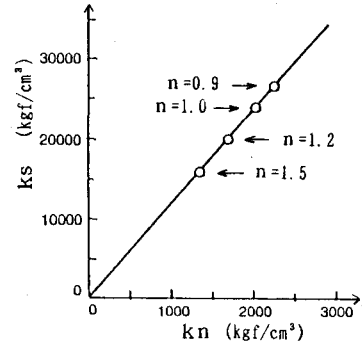


図-3 垂直剛性 k_n とせん断剛性 k_s

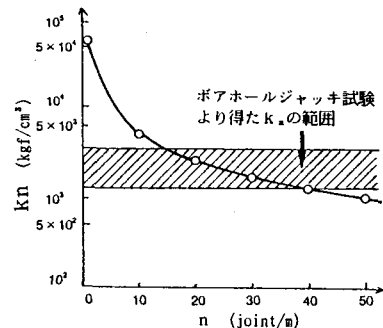


図-4 垂直剛性 k_n とき裂頻度 n