

大阪大学工学部 学生員 ○津坂 仁和 大阪大学大学院 正会員 谷本 親伯
大阪大学大学院 正会員 川崎 了 大阪大学大学院 正会員 青木 俊彦
大阪大学大学院 学生員 田島 裕樹

1. はじめに 地山強度比 cf ($qu/\gamma H$, qu : 地山の軸圧縮強度, γ : 地山の単位体積重量, H : トンネルの土被り厚) が 2 以下の地山中にトンネルを掘削すると、トンネルの周辺地山は、内圧の大きさにより弾性域から軟化域、流動域へと変化する。流動域が形成されると、壁面変位を抑えるために大きな内圧が必要になる。したがって、流動域の発生を抑えることが重要であると考えられる。

今回、頁岩地山を掘削中のトンネルで大きな変位が発生した。変位が起きた区間では、岩石が著しく破碎されており地山強度比が低いと推測でき、トンネル周辺地山には流動域が発生したのではないかと考えられる。そこで、未掘削区間での類似地山条件下における施工に役立てるために、ひずみ軟化モデル¹⁾によって算出した壁面変位と非弾性域をコンバージェンス計測結果から得られるものと比較し、その地山条件下での流動域の発生を抑える最小の支保反力とその場合の最終変位量の算出を試みた。

2. 対象トンネルの地山性状と掘削時の地山挙動 研究の対象となったトンネルの掘削断面積は、約 100m² (掘削幅 12m, 掘削高 9m) である。地山は、古第三紀中期の頁岩からなり、その破碎された程度により比較的硬質な頁岩、脆弱な頁岩、軟弱な頁岩に分類される。図 1 に土被り比 (土被りを掘削幅で除したもの) と天端沈下量の関係を示した。距離 200~300m (以下、変状区間と呼ぶ) において、100 mm 前後の大きな変位が生じていることがわかる。変状区間において天端沈下量の増大と土被り比との相関はなく、この変状の原因としては地質的な要因が考えられる。そこで、切羽観察の結果から、変状区間と変位が大きく生じていない区間 (距離 145~185m) の地質状況を比較してみた (図 2 参照)。図 2 では、切羽の SL+3.5m 上 (ラインⅠ), SL+1.5m 上 (ラインⅡ), SL 上 (ラインⅢ) に分布した頁岩をそれぞれ各切羽面ごとに調べ、それぞれのラインに対してトンネル縦断方向の地質平面図を示した。この図から、変状区間の大部分に軟弱な頁岩が分布していることがわかる。軟弱な頁岩は、著しく破碎された状態であることから、変状区間の地山の強度は著しく低いと推測される。

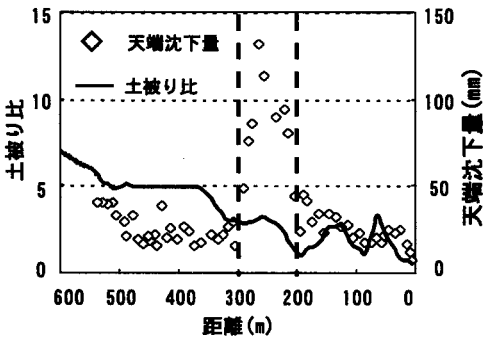


図 1 天端沈下量と土被り比の関係

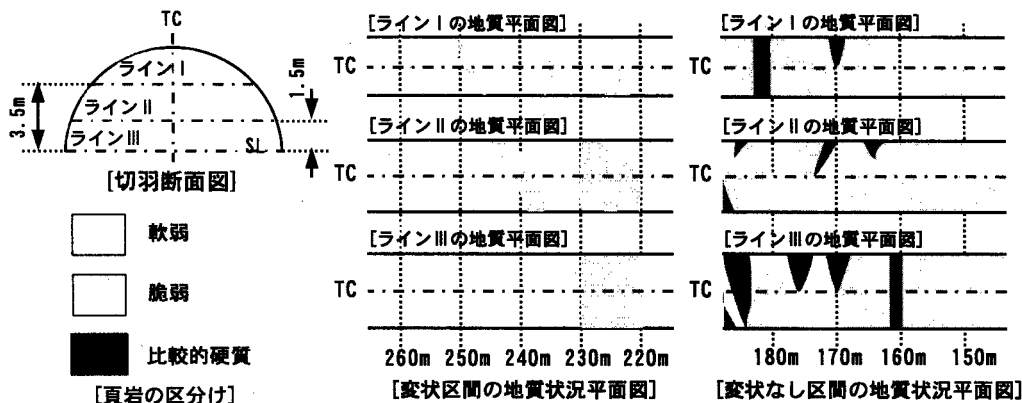


図 2 変状区間と変状なし区間の地質状況

3. コンバージェンス計測結果 コンバージェンス計測結果から、壁面変位とトンネル周辺に形成される非弾性域を推定する。本研究において、コンバージェンス計測は天端沈下量計測を用いた。壁面変位に関して計測値と解析値を比較する場合、先行変位を考慮する必要がある。先行変位は 20～30%¹⁾ となり、本研究においては 30% と考え、天端計測値 U (mm) より全変位 U_w (mm) を推定した。また、谷本ら²⁾ によると、弾性・非弾性域境界の直径を D' として、これを新たなトンネル径とみなすと、コンバージェンス曲線は $2D'$ にて収束する。よって、コンバージェンス曲線の収束した位置から次式によって非弾性域の幅を推定した。

$$W_p = (D' - D) / 2$$

ここで、 W_p (m)：非弾性域の幅
 D' (m)：弾性・非弾性域境界の直径
 D (m)：トンネルの掘削径

以上から、変状区間のコンバージェンス計測から得られる全変位量と非弾性域の推定値は表 1 のようになる。この表より、変状区間における全変位は 130～190 mm、非弾性域 5～6m と推定できる。

4. ひずみ軟化モデルによる解析結果と許容変位量の算出 モデルの入力物性値を表 2 に示す。これらの値は、地質調査から得られたものを参考にした。ただし、変状区間の岩石が著しく破碎されているため、一軸圧縮強度は地山強度比 cf を 1 以下 (0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.8, 1.0)、残留強度は一軸圧縮強度と残留強度の比 m として $m =$ (0.3, 0.5, 0.8) の場合を考え、計 18 ケースの解析を行った。それぞれのケースに対して、図 4 のような壁面変位および非弾性域と支保反力の関係を得た。変状区間の支保工を内圧換算した場合、内圧は 0.2～0.3MPa 程度である。よって、支保反力が 0.2～0.3MPa の範囲に壁面変位が 130～190 mm、非弾性域が 5～6m 生じる解析ケースは、 $(cf, m) = (0.4, 0.3)$ となった (図 4 参照)。この解析ケースを変状区間の物性値と仮定した場合、図 4 より流動域の発生を抑えるための壁面変位は約 100 mm (現場計測値として、先行変位を 30% とした場合は 70 mm)、支保反力は 0.35MPa となる。よって、これらの値が流動域を発生させない最終変位量と支保反力と推定される。

5. まとめ 本研究では、著しく破碎された軟弱な頁岩を主体とする地山に対して、ひずみ軟化モデルとコンバージェンス計測結果を用いて、その地山条件下での塑性流動を生じさせない支保反力と壁面変位を算出することができた。

[参考文献]

- 1) 谷本親伯・畠昭治郎 (1982)：切羽周辺での地山挙動を考慮したトンネル支保の基本的概念, 土木学会論文集第 325 号, pp93～106.
- 2) 谷本親伯・吉岡尚也 (1991)：山岳トンネルにおけるコンバージェンス計測の意義, 材料, 40, pp630～636.

表 1 天端沈下計測結果から得られる天端沈下量と非弾性域の推定値

断面位置	現場計測値 U (mm)	全変位推定値 U _w (mm)	変位収束位置 2D' (m)	非弾性領域の 推定値 W _p (m)
T.D.235	-89.9	-128	48	6
T.D.255	-113.6	-162	47	5.75
T.D.264	-131.3	-188	48	6
T.D.276	-86.4	-123	44	5
T.D.280	-75.6	-108	38.4	3.6

表 2 入力物性値

半径 a (m)	6
単位体積重量 γ (kN/m³)	25.97
ポアソン比 ν	0.35
弾性係数 E (MPa)	200 × q _u
一軸圧縮強度 q _u (MPa)	cf × γ H
内部摩擦角 φ (°)	20
軟化の傾き ω (MPa)	0.5 × E
残留強度 q _{u'} (MPa)	m × q _u
残留内部摩擦角 φ' (°)	12

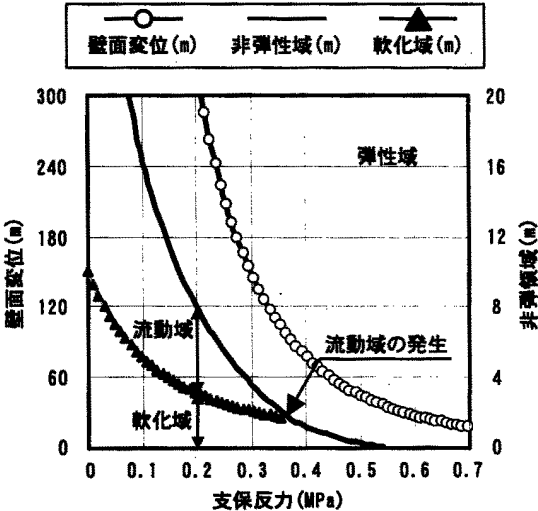


図 4 解析結果 (cf=0.4, m=0.3 の場合)