

ひずみ軟化モデルによるトンネル最終変位量の予測に関する研究

大阪大学大学院 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 青木 俊彦 大阪大学大学院 学生員 田島 裕樹
 大阪大学大学院 正会員 川崎 了

1. はじめに 地山強度比 $c_f (q_u / H, q_u$: 地山の軸圧縮強度, H : 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, トンネル掘削時には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状が発生した. 変状が起きた区間(以下, 変状区間という)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⁾によって得られる壁面変位および非弾性域と支保反力(支保工が発揮する内圧の大きさ)の関係を, コンバージェンス計測結果や鋼製支保工軸力計測結果と比較する. これにより地山物性値を推定し, 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, その破碎の程度により 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)および天端沈下量と距離の関係を示した. 距離 200~300m (変状区間)において, 100 mm を越える大きな変状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, 変状区間の大部分に軟弱な頁岩が分布していることがわかった. したがって, 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.

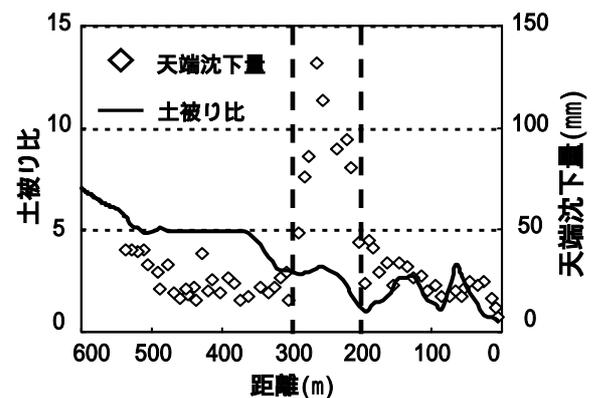


図 1 天端沈下量および土被り比と距離の関係

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量は 130~190 mm, 非弾性域は 5~6m と推定できる.

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

Key Words : ひずみ軟化モデル, コンバージェンス計測, 壁面変位, 非弾性域, 支保反力

連絡先: 大阪府吹田市山田丘 2-1 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻、Tel : 06-6879-7558

4. 支保反力の算出 鋼製支保工軸力計測結果から鋼製支保工と吹付けコンクリートによる支保反力（支保工による内圧）の算出を試みた。まず鋼製支保工と吹付けコンクリートの剛性比（1：0.476）から吹付けコンクリートに作用する軸力を算出する。二つの軸力を足し合わせ、鋼製支保工と吹付けコンクリートの合成リング構造物としての軸力を求める。これより、合成リング構造物が発揮していると考えられる支保反力を算出する。ただし、計測値を解析値と比較する場合、先行変位（今回は30%とした）を考慮する必要がある。以上の結果を表2に示す。また、図2には計測箇所を示した。ロックボルトに関しては、岡の方法³⁾を用いて支保反力が0～0.07MPaの範囲で発揮されていると考え、変状区間の支保反力は0.22MPa～0.29MPa程度であると推定される。

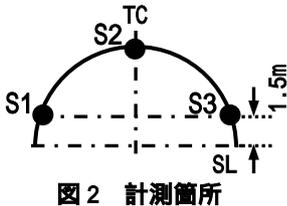


表2 鋼製支保工軸力計測結果と支保反力推定値

計測箇所	計測値 (KN)	吹付けコンクリート軸力推定値(KN)	合軸力 (KN)	支保反力 (MPa)	平均値 (MPa)	支保反力の推定値(MPa)
S1左脚部	534	254	788	0.13	0.17	0.22
S2天端	762	363	1125	0.19		
S3右脚部	765	364	1129	0.19		

5. 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3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、軟化の傾きは弾性係数との比を l として $l=0.3, 0.5, 0.8$ 、一軸圧縮強度は地山強度比 c_f を1以下（0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.8, 1.0,）内部摩擦角は $=20^\circ, 25^\circ, 30^\circ$ 、残留強度は一軸圧縮強度との比を m として $m=0.3, 0.5, 0.8$ 、残留内部摩擦角は内部摩擦角との比を n として $n=0.4, 0.6, 0.8$ の場合を考え、計486ケースの解析を行った。それぞれのケースに対して、図3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。このうち、支保反力が0.22～0.29MPaの範囲で、壁面変位が130～190mm、非弾性域が5～6m生じる解析ケースは、 c_f, l, m および n が0.4, $20^\circ, 0.5, 0.3$ および0.6の場合となった（図3参照）。この解析ケースを変状区間の物性値と仮定した場合、図3より流動域の発生を抑えるための壁面変位は約100mm（先行変位を30%考えると、計測値は約70mm）、支保反力は0.36MPaとなる。

6. 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掘削されたトンネルにおいて、ひずみ軟化モデルとコンバージェンス計測結果および鋼製支保工軸力計測結果を用いて、その地山物性値を推定し、塑性流動を生じさせない支保反力と壁面変位の算出を試みた。その結果、変状区間の地山強度比は0.4と著しく低いことが推測でき、その条件下での流動域を生じさせない計測変位は約70mm、支保反力は0.36MPaと算出した。

[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, pp.93～106.
- 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，pp.630～636.
- 3) 岡 行俊（1976）：薄肉理論とその応用（2），トンネルと地下，7，5，7.

表3 入力物性値

半径 a(m)	6
単位体積重量 (kN/m ³)	25.97
ポアソン比	0.35
弾性係数 E(MPa)	200 × q_u
一軸圧縮強度 q_u (MPa)	$c_f \times H$
内部摩擦角 (°)	20, 25, 30
軟化の傾き (MPa)	$l \times E$
残留強度 q_u' (MPa)	$m \times q_u$
残留内部摩擦角 '(°)	$n \times 20$

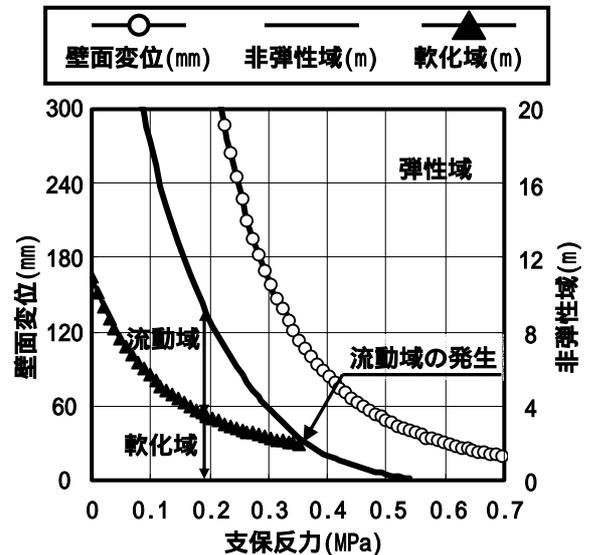


図3 解析結果(c_f, l, m および n が0.4, $20^\circ, 0.5, 0.3$ および0.6の場合)