# 弱層を有する高土被り地山における トンネル掘削解析

賀島 諒太1\*・佐藤 岳史<sup>2</sup>・緒方 奨1・岸田 潔1

<sup>1</sup>京都大学大学院 工学研究科都市社会工学専攻(〒615-8540京都府京都市西京区京都大学桂) <sup>2</sup>東海旅客鉄道株式会社(〒160-0004 愛知県名古屋市中村区名駅一丁目1番4号) \*E-mail: kashima.ryota.52z@st.kyoto-u.ac,jp

高土被り条件下でのトンネル掘削挙動は、地下水環境、地山・地質条件、地殻応力に強く影響を受けることが考えられる.比較的硬質な岩盤の中に、断層破砕帯等の弱層が出現すると、 突発的な湧水や大変形などが生じることが懸念される.切羽面に弱層が出現しなくとも、変状が生じることが懸念される.本研究では、側方に存在する弱層がトンネル掘削に与える影響について、一軸圧縮試験と圧裂引張試験により得られた岩石物性値をもとに、Hoek-Brownの破壊 規準を用いて物性値を決定し、有限差分法による二次元トンネル掘削解析を行った.さらに、切羽に現れない弱層がトンネル掘削に与える影響について検討を行った.

Key Words : fault zone, Hoek-Brown criterion, lateral pressure coefficient, Brazilian test, uniaxial compression test, numerical analysis



## 1. 研究の背景と目的

図-1 トンネル掘削と断層破砕帯等の弱層

高土被り条件下における,トンネルの掘削挙動は,地 下水環境,地山・地質条件,地殻応力に強く影響を受け ることが考えられる.このような条件下においては,比 較的硬質な岩盤の中に,断層破砕帯のような力学的な強 度の低い弱層が出現すると,突発的な湧水や大変形など が生じることが懸念される.また,切羽面に弱層が出現 しなくとも,変状が生じることが懸念されるほか,図-1 に示す様に,掘削を進めていくと,やがて掘削断面に弱 層が現れることが考えられ,より早期の段階からこのよ うな地山の条件の存在を予知し,対策工法を行うことが

#### 実施工において求められる.

本研究では、まず、凝灰岩の岩塊から得られた試料に 対して一軸圧縮試験<sup>1)</sup>と圧裂引張試験<sup>2)</sup>を行い、得られた 物性値をもとに、Hoek-Brownの破壊規準<sup>3)~5)</sup>を適用して、 地山中の健岩部と弱層の物性値を決定した.つぎに、 様々な側圧係数条件で初期土圧を与えて、空洞の側方に 切羽には現れていない弱層を有する場合と有しない場合 におけるトンネル掘削解析を実施し、初期土圧及び弱層 の存在が地山の挙動に与える影響を精査した.また、弱 層が切羽に接近する場合についても解析を実施した.

## 2. 材料試験とその結果

#### (1) 一軸圧縮試験 (uniaxial compression test)

凝灰岩の岩塊から,直径 50 mm×高さ 100 mmの直円柱 形の供試体を作成し、5 本の供試体に対して一軸圧縮試 験を実施した(図-2).供試体中央部にひずみゲージを 貼り付け,載荷軸方向および載荷軸鉛直方向のひずみの 測定を行った.試験は、岩石の一軸圧縮試験法<sup>1)</sup>(JGS 2521-2000)に従って実施した.一軸圧縮強さ(UCS) $\sigma_{i}$ [MPa]とヤング率  $E_i$  [GPa]は、それぞれ式(1)と式(2)によっ て求められる<sup>1)</sup>.

$$\sigma_{ci} = \frac{P_u}{\pi/4 \times D_{u0}^2} \times \left(1 - \frac{\varepsilon_b}{100}\right) \times 10 \tag{1}$$

$$E_i = \frac{P_u/2}{\pi/4 \times D_{u0}^2} \times \frac{1}{\varepsilon_{b50}}$$
(2)

ここで、 $P_u$ は破壊荷重 [kN]、 $e_i$ は破壊時の縦ひずみ(圧 縮を正) [%]、 $e_{s0}$ は荷重が $P_u/2$ の時の縦ひずみ、 $D_{u0}$ は供 試体の直径 [cm]である.また、荷重が $P_u/2$ に至るまでの、 縦ひずみと横ひずみ関係を線形近似した直線の傾きをポ アソン比vとする<sup>1)</sup>.一軸圧縮試験の結果を**表-1**に示す. 掘削解析では、実験で得られた各物性値の平均値(一軸 圧縮強さ $\sigma_a$  = 85.00 MPa、ヤング率 $E_i$  = 53.58 GPa、ポアソ ン比v=0.34)を用いる.

表-1 一軸圧縮試験の結果 破壊時荷重 破壊時縦ひずみ ·軸圧縮強さ ヤング率 ポアソン比 供試体  $P_{\mu}[kN]$ Ei [GPa] &[%]  $\sigma_i$ [MPa]  $\nu$ [-] U1-1 146.40 0.27 70.28 39.97 0.27 U1-3 218.16 0.22 110.86 61.42 0.26 205.68 0.18 104.56 60.93 0.45 U2-2 U3-1 143.28 0.22 72.81 41.82 0.36

66.47

63.73

0.37

0.12



図-2 一軸圧縮試験前(左)と試験後(右)の供試体(U3-3)

# (2) 圧裂引張試験 (Brazilian Test)

U3-3

130.68

凝灰岩の岩塊から,直径50 mm×高さ50 mmの直円柱 形を作成し,5本の供試体に対して圧裂引張試験を実施 した(図-3).圧裂引張強さ/σ/は,式(3)によって求めら れる<sup>2</sup>.

$$|\sigma_t| = \frac{2P_b}{\pi D_{b0} L_{b0}} \times 10 \tag{3}$$

ここで、 $P_b$ は破壊荷重 [kN]、 $D_{b0}$ は試体の直径 [cm]、 $L_{b0}$ は供試体の高さ [cm]である.

実験結果を表-2に示す.本研究では、実験で得られた 値の平均値である引張強さ/σ/=7.15 MPaを用いる.

表-2 圧裂引張試験の結果

供試体名	破壞時荷重 $P_b[kN]$	圧裂引張強さ/ơ/ [MPa]
B1-2	32.62	8.31
B2-1-1	24.22	6.17
B2-1-2	21.62	5.50
B2-2	44.42	11.31
B3-4	17.61	4.48



図-3 圧裂引張試験前(左)と試験後(右)の供試体(B2-1-1)

#### (3) Hoek-Brownの破壊規準<sup>3)~5)</sup>

本研究では、地盤材料の破壊規準として、岩盤材料に 対して広く用いられているHoek-Brownの破壊規準<sup>3,5)</sup>を 用いた. Hoek and Brown<sup>3,4</sup>は、非線形のGriffith破壊規準 に基づき、岩石供試体の種々の三軸試験結果から、つぎ のような実験式を提案してきた.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1}$$
(4)

ここで, の, のは最大および最小主応力, のは岩石実質 部分の一軸圧縮強さ, mは岩石基質部の材料定数である.

Hoek<sup>®</sup>, Hoek, et al.<sup>7</sup>は, 岩盤としての強度を算定するため, 式(4)を一般化した形で式(5)のように示している.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \tag{5}$$

ここで, *m<sub>b</sub>*, *s*, *a*は岩盤材料に関する無次元パラメータで, 以下のように定義される.

$$m_b = m_i exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \tag{6}$$

$$s = exp\left(\frac{dSI}{9-3D}\right) \tag{7}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$
(8)

これらのパラメータは、岩石の不連続度合を表す指標であるGSI (Geological Strength Index)や、掘削等による地盤の乱され度合の指標D<sub>GSI</sub>, intactな岩盤のパラメータm<sub>i</sub>によって決定される. GSIは0~100のレンジで示される数値で、0に近いほど不連続性は大きくなる.

今回実験で用いた供試体は、亀裂を含まない intact な 岩塊から作成したものであるので、 $GSI=100, D_{GSI}=0 \&$ 仮定でき、Hock-Brown の破壊規準の各パラメータは  $m_b$  $=m_i, s=1, a=0.5 \& cxo$ . このとき、岩石基質部の引張 強さと一軸圧縮強さから、 $m_i$ は以下の式によって表され る.

$$m_i = \frac{\sigma_{ci}}{|\sigma_t|} \tag{9}$$

式(9)に実験で得られた一軸圧縮強さ $\sigma_{ii}$ =85.00 MPa, 引張 強さ/ $\sigma_{i}$ =7.15 MPaを代入すると $m_{i}$ =11.89が得られる.

また,岩盤の変形係数*E*は,Hoek and Diederichs<sup>8</sup>によって提案された式(10)を用いて算出する.

 $E = E_i \left( 0.02 + \frac{1 - D_{GSI}/2}{1 + e^{(60+15D_{GSI} - GSI)/11}} \right)$ (10) ここで、*E\_i*はintactな岩石のヤング率であり、本研究では、 一軸圧縮試験によって得られた値を用いる.



図-4 解析領域の設定

表-3	解析に用い	いた物性値
-----	-------	-------

	Rock matrix	Damage zone	Fault core
Density $\rho$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2400	2400	2400
Poison's ratio v	0.34	0.34	0.34
UCS $\sigma_{i}$ [MPa]	85.00	85.00	85.00
Young's modulus E[GPa]	39.26	8.55	1.63
GSI	70	40	10
$D_{GM}$	0	0	0
Material constant m <sub>i</sub>	11.89	11.89	11.89
Material constant mb	4.07	1.39	0.478
Material constant s	3.57×10 <sup>-2</sup>	$1.27 \times 10^{-3}$	4.54×10 <sup>-5</sup>
Material constant a	0.501	0.511	0.585



#### 図-5 各GSIにおける式(5)の包絡線

## 3. 掘削解析

#### (1) 切羽に現れていない弱層の影響

#### a)解析領域と物性値の設定

本解析で用いる解析領域を図-4に示す.トンネルの直 径Dは10 mとし、トンネルの側方に5D、上下に4Dの解析 領域を設定し、境界はローラー支承とする.地山強度比  $G_n = \sigma_{i}/\mu$ (一軸圧縮強さと鉛直方向土圧の比)が1とな るときの土被りを考える.また、初期土圧は側圧係数 $K_0$ = 0.5、1.0、1.5の3つのケースを考える.上記の条件下で、 トンネルの側方0.25Dの場所に幅10mの弱層(Fault zone) が存在する場合と、弱層が存在しない地山について解析 を実施した.基質部(Rock matrix)のGSIは70と設定し、 弱層は図-4に示す様に、中心部の破砕が激しい幅1.0mの Fault core とその周辺部の比較的破砕されているDamage zoneという二つの領域に分けて考え<sup>9</sup>、それぞれのGSIを 10、40と設定した.また、解析領域中の地盤材料は全て 弾完全塑性体とした.解析に用いた地山の各領域の物性 値を表-3に、式(5)の包絡線を図-5に示す.



図-6 各側圧係数における掘削解放率100%での塑性領域

#### b) 解析結果と考察

まず,各側圧係数における掘削後の空洞周辺の塑性域 の分布を図-6に示す.ピンク色は弾性状態の領域,黄緑 色は掘削中に一度せん断破壊したものの,再び弾性状態 に戻った領域を,緑色はせん断破壊状態の領域を示して いる.いずれの側圧係数の場合も、トンネル側方に弱層 を有する場合の方が塑性域が大きくなっており、トンネ ルから弱層内にかけても塑性域が拡大している.また, 側圧係数が低いほど横長に,高いほど縦長に塑性域が拡 がっている.側圧係数が $K_0=0.5$ と小さい場合では,弱層 中心部のFault coreとその周辺のDamage zoneについても塑 性化している.このような,側圧係数が小さくトンネル 側方に弱層が存在する場合には、トンネル壁面から弱層 内部まで塑性変形が拡大すると考えられ、弱層が切羽に 接近する前のより早い段階から対策を行う必要がある.

つぎに、内空変位(Inner space displacement) と天端沈 下量(Crown settlement) について、各側圧係数を用いた 場合の地山特性曲線を図-7に示す.いずれも,初期の弾 性的な変形挙動から塑性的な変形挙動に遷移する傾向が 確認できる.内空変位については,いずれの掘削解放率 においても弱層を有する地山の方が変位が大きくなって おり,側圧係数が大きいほどその影響は顕著である.天 端沈下量については,いずれの側圧係数の場合において も,初期の弾性的な変位は同様であるが,弱層を有する 地山の方がその後の変位増加がより顕著である.これら の変位増加は,図-6に示した様な弱層の影響による塑性 域の発生に起因していると考えられる.天端においては, 掘削解放率が40%までは,弱層の影響は表れないが,そ の後,変位の増加という形で弱層の影響が表れていると 考えられる.

つぎに、各側圧係数を用いた場合の掘削終了時の空洞 周辺の水平方向変位のコンターを図-8に示す.いずれの 側圧係数の場合も、剛性の小さい弱層が存在する壁面側 の変位が卓越していることが確認できる.





図-7 各側圧係数における内空変位と天端沈下量についての地山特性曲線

図-8 各側圧係数における掘削解放率100%での水平方向変位コンター図



図-10 地山特性曲線(地山強度比Gn=1,2)

## (2) 切羽に接近する弱層の影響

## a)解析領域と物性値の設定

本節では、弱層が掘削領域に接しており、切羽に現れるような場合について解析を行う(図-9).物性値は節(1)の解析と同様とし、初期土圧は掘削時に緩み域が水平方向に卓越すると考えられる側圧係数 $K_0$ =0.5のときを考え、土被りは地山強度比 $G_n$ =1、202ケースについて考える.

## b) 解析結果と考察

図-10に内空変位の地山特性曲線を示す.地山強度比

が $G_n = 1$ では、より小さい応力解放率で $G_n = 2$ より変位 が増大している.弱層が存在しない場合、いずれの地 山強度比でも解放率が40%までは直線的に変位が増加 しており、その後、 $G_n = 1$ では変位が増加するが、 $G_n =$ 2では、引き続き直線的な変位の増加傾向である.弱層 が存在する場合は、 $G_n = 1$ では解放率が20%程度で直線 的な変位の増加からさらに変位が増加する変曲点が表 れ、その後変位は急増している.一方で、地山強度比 が $G_n = 2$ の場合、変位量は大きな値となっているものの、 解放率が80%までは、変位量は直線的に増加する.一 般に、地山強度比が2以上であればトンネルは弾性的な 挙動を示すことが知られており、弱層が存在しないケ ースでは、そのことを示す結果となった.一方、断層 が存在する場合、 $G_n = 2$ でも変位量が増大することが確 認された.

## 4. 結論

本研究では、一軸圧縮試験と圧裂引張試験の結果を基 に、Hoek-Brownの破壊規準を用いて、岩盤の不連続度合 を示す指標であるGSIを変化させることによって、基質 部から弱層までの様々な地山の物性値を想定したトンネ ル掘削解析を行った.これにより、トンネル側方に弱層 が存在する時の掘削時の地山の挙動について、以下の知 見を得た.

- トンネル周辺のゆるみ域は、側圧係数が小さいほど、 水平方向に卓越し、トンネル壁面から弱層内部まで 塑性変形が広域的に発生する。
- ・ 側圧係数が大きい地山ほど、トンネル内空での塑性 的な変位が増大する.
- トンネル側方に弱層が存在する場合,掘削に伴う天端での塑性的な沈下量発生が増大する.
- ・ 掘削時に弱層が切羽に接近または現れたとき、土被りが大きいほど、変形や変状が急激に発生する。

#### 参考文献

- 1) 地盤工学会:岩石の一軸圧縮試験方法,地盤材料試験の方法と解説,JGS 2521-2009, pp. 817-828, 2009.
- 2) 地盤工学会: 圧裂による岩石の引っ張り強さ試験, 地盤材 料試験の方法と解説, JGS 2551-2009, pp.901-911,2009.
- Hoek, E., Brown, E. T.: Underground excavations in rock, London: Institution of Mining and Metallurgy, 1980a.
- Hoek, E., Brown, E. T.: Empirical strength criterion for rock masses, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106(GT9); 1013–1035, 1980b.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. and Corkum, B.: Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition, *Proc. NARMS-TAC Conference*, pp.267-273, 2002.

- 6) Hoek, E.: Strength of rock and rock mass, *ISRM News Journal*, 2(2); 4-16, 1994.
- 7) Hoek, E., Kaiser, P. K., Bawden, W. F.: Support of underground excavations in hard rock, CRC press, 2000.
- 8) Hoek, E., Diederichs, M. S. : Empirical estimation of rock mass

modulus, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol.443, pp.203-215, 2006.

 V. F. Bense, T. Gleeson, S. E. Loveless and J. Scibek: Fault zone hydrogeology, *Earth-Science Reviews*, 127, pp.171-192, 2013.

# ANALYSIS OF TUNNEL EXCAVATION UNDER THE HIGH OVERBURDEN CONDITION WITH FAULT ZONE

# Ryota KASHIMA, Takeshi SATO, Sho OGATA and Kiyosi KISHIDA

The mechanical behavior of high overburden tunneling should be significantly affected by geological conditions and the earth pressure. When the fault zone appears in relatively hard rock at an excavation process, it is assumed that unexpected large deformation may occur. In this study, applying Hoek-Brown Criterion, which is derived by material properties of targeted rock obtained from uniaxial compression tests and Brazilian tests, 2D tunnel excavation analyses are conducted. Under the various conditions of overburden pressure and lateral pressure coefficient, the mechanical behavior during tunnel excavation when the fault zone of low strength locates near the excavated zone is predicted.