# ひずみ硬化型PHモデルの トンネル掘削解析への適用に関する検討

# 中川 光雄1

<sup>1</sup>正会員 株式会社 地層科学研究所 (〒532-0011 大阪市淀川区西中島5丁目7-19) E-mail:nakagawa@geolab.co.jp

低土被り,未固結地山でのトンネル掘削は,地表面沈下などに厳しい制約条件が要求される.このよう な地盤の三軸圧縮試験では,載荷直後から逐次的な剛性低下が見られる.また,除荷,再載荷の過程では 不可逆的な繰返し挙動を呈する.本報告は,三軸圧縮試験における主応力差-軸ひずみの関係を双曲線関 数で近似してひずみ硬化として取り扱うことにより良好に再現できる弾塑性モデルであるPH(Plastic Hardening)モデルのトンネル掘削解析への適用性を検討する.同時に,PHモデルの特性である弾性領域に適用 する弾性係数の拘束圧依存性が解析結果に与える影響を検討する.ここでは,PHモデルの特徴的な知見 を得るためトンネル周辺挙動に着目して,既往のMohr-Colomb弾塑性モデルによる解析結果と比較する.

Key Words : strain hardening, triaxial compression test, tunnel excavation, unconsolidated ground

## 1. はじめに

近年、トンネル掘削が周辺地山に及ぼす影響や施工安 全性の検討に大規模な三次元数値解析が用いられるよう になってきた.数値解析の結果として得られる地表面な どトンネル周辺の地山挙動や支保工および補助工法に発 生する応力は、適用する地山構成モデルに依存されると 言っても過言ではない. このため、現場特有の地山挙動 特性を少しでもうまくキャプチャーでき、かつ、一般に 実施される室内試験や原位置試験の結果からパラメータ が容易に得られる実用的な構成モデルの適用が望まれる. 例えば、都市部に低土被りのトンネルを施工する場合な ど, 自立性の悪い未固結地山や土砂に近い軟岩に遭遇す ることがある. このような地山材料に対して三軸圧縮試 験を実施すると、主応力差-軸ひずみの関係においては 載荷直後からピークまでに剛性が逐次的に低下する強い 材料非線形性を示すことが多い. このような地山に対し てMohr-Coulomb弾塑性モデルを適用する場合,上述のよ うな曲線状の応力-ひずみ関係に直線状の変形係数を当 てはめてバイリニア的にモデル化することになる. また, 変形係数の値は何らかの方法で推定もしくは判断により 与える必要がある. さらに, 実際地山の変形係数が深度 依存性を有することは周知の事実であり、三軸圧縮試験 の結果においても通常は拘束圧ごとに異なるEsoが得ら れる.しかしながら、その決定方法が確立されていない

こともあり数値解析では深度にかなり差のある一つの地 層に対して均一の変形係数を与えることが多い.

本報告では、上述した課題を解決する試みとして地山 弾塑性構成則モデルであるPH(Plastic Hardening)モデルの トンネル掘削解析への適用性を検討した.PHモデルの 基本コンセプトは、三軸圧縮試験の結果を近似する定式 化に基づいて対象地山の試験結果を良好に再現できるパ ラメータの値を求め、このパラメータをトンネル掘削の 解析モデルに適用することにある.すなわち、試験結果 を良好に再現するパラメータを適用することで、解析モ デルにおけるパラメータの信頼性を担保するという考え 方である.PHモデルの主要なパラメータのは三軸圧縮 試験の結果から容易に決定することができる.

本報告では最初に、PHモデルの定式化を概説する.次 に、砂質土に立地した低土被りのトンネルを対象とし、 応力依存性弾性係数の分布、地表面沈下、水平変位、リ バウンドなどの掘削によるトンネル周辺挙動に着目し、 現状の実務で多用されているMohr-Coulomb弾塑性モデル と比較してPHモデルの特徴を考察する.ここでは、簡 単のため2次元平面ひずみ条件に基づき、円形トンネル を対象とした.最後に、住宅密集地の直下20mに計画さ れる新設トンネルが地表面に及ぼす影響を3次元解析に より検討した例を示す.ここでは、計画トンネル直下 5.5mに直交する既設の鉄道トンネルを対象とした近接交 差の影響も合わせて検討した.

# 2. PHモデルの定式化

Schanzら<sup>1</sup>は、繰り返し載荷を伴う排水三軸圧縮試験 の結果において、図-1に示す除荷,再載荷過程より得ら れる変形係数Euを弾性領域における弾性係数として採 用し、ピーク時までの主応力差-軸ひずみ関係を双曲線 関数で近似してひずみ硬化として取扱い、最終的には Mohr-Coulomb 弾塑性モデルと同様に粘着力cとせん断抵 であるHardening Soil Model (略称はHSモデル)を提案し ている.この構成則モデルは、FEM解析コードPlaxis<sup>2</sup>な どに採用されているが、ダイレタンシー挙動での体積ひ ずみの収束時においてあまり現実的ではない定式化が用 いられている. Chengら<sup>3</sup>は、HSモデルの弾塑性構成則 としての基本的な枠組みを踏襲しながらも上述したダイ レタンシー挙動の定式化を改良してPlastic Heardening Model(略称はPHモデル)として提案し、3次元有限差 分法解析コードFLAC3D%に搭載した. FLAC3Dでは支配 方程式が陽解法で定式化されているため全体剛性マトリ ックスの解法を必要としない。このため、非線形性の 強い地山材料の取り扱いが容易での、かつ、要素数数百 万規模の解析モデルを高速で演算できることにより、 PHモデルを適用する3次元トンネル掘削解析に対する実 用性が高いと思われる.

以下の式では、応力は全て有効応力とする.また、圧 縮応力と圧縮ひずみの符号は負とする.

#### (1) 弾性領域の応力-ひずみ関係

弾性領域における応力ひずみ関係は、式(1)に従う. ここで、 $\Delta p$ は平均圧力、 $\epsilon$ ,  $\epsilon$ は弾性体積ひずみ、 $s_j$ は偏 差応力テンソル、 $\epsilon_j$ は弾性偏差ひずみテンソル、Kは 体積弾性係数、Gはせん断弾性係数である.

$$\Delta p = -K\Delta \varepsilon_v^e \tag{1a}$$

$$\Delta_{S_{ij}} = 2G\Delta_{\mathcal{E}_{ij}}^{e} \tag{10}$$

式(1)におけるKとGは式(2)に示すように、三軸圧縮試 験の結果として得られた除荷-再載荷弾性係数Eucとポア ソン比より得られる.

$$K = \frac{E_{ur}}{3(1-2v)} \tag{2a}$$

$$G = \frac{E_{ur}}{2(1+v)} \tag{2b}$$

**図-1**(黄実線)で示す除荷-再載荷弾性係数*E*<sub>a</sub>は式(3)で 定義され,最小主応力 σ<sub>3</sub>,すなわち,拘束圧依存性を 有する.



図-1 図三軸圧縮試験結果を双曲線関数で近似した軸ひ ずみ-偏差応力の関係<sup>1)</sup>

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cot \phi - \sigma_3}{c \cdot \cot \phi + p^{ref}} \right)^m$$
(3)

ここで、 $E_{u}$ であり、 $\sigma_{3}$ に対する $E_{u}$ を求めるための定数 であり、 $\sigma_{3}$ が基準圧力pでと同じ値を取る場合の  $E_{u}$ の値 は $E_{u}$ であり、また、mは拘束圧依存性の程度を表すべ き乗であり、粘性土はほぼ1、砂質土は0.5~1であるこ とが多い、cは粘着力、 $\phi$ はせん断抵抗角である.

# (2) 塑性領域の応力-ひずみ関係

塑性領域における応力ひずみ関係は、三軸圧縮試験の 結果より得られるピーク強度までの軸圧載荷における軸 ひずみ $\epsilon_l$ と主応力差 $q = \sigma_i - \sigma_l$ の関係を双曲線関数(図-1赤 実線)で近似し、塑性せん断ひずみを硬化パラメータと したひずみ硬化により表現している.また、ピーク強度 以降は完全塑性となりMohr-Coulombモデルに従う極限強 度 $q_f$ (水色実線)として式(4)で規定される.

$$q_f = \left(c \cot \varphi - \sigma'_3\right) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \tag{4}$$

#### a) 主応力差-軸ひずみ関係の双曲線関数による近似

軸ひずみ  $\epsilon_1$ と極限強度qに至るまでの主応力差qの関係は、式(5)に示す双曲線関数で近似される.

$$-\varepsilon_{1} = -\varepsilon_{1}^{e} - \varepsilon_{1}^{p} \approx \frac{1}{E_{i}} \frac{q}{1 - q/q_{a}}$$
(5)

ここで、 $q_a$ は双曲線関数におけるせん断強度の漸近線であり、極限強度 $q_b$ との比 $R_b$ は式(6)で与えられる.

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \tag{6}$$

また、初期変形係数Eは式(7)で与えられる.

 $(11_{-})$ 

$$E_l = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \tag{7}$$

 $E_{50}$ は一般に三軸圧縮試験の結果として提供されるが、 PHモデルでは最小主応力 $\sigma_3$ 、すなわち、拘束圧依存性の関数として式(8)で定義される.ここで、cは粘着力、  $\phi$ はせん断抵抗角である.式(3)と同様に、 $E_{50}$ では任意の $\sigma_3$ に対する $E_{50}$ を評価するための係数であり、 $\sigma_3$ が基準圧力 $p^{rg}$ と同じ値を取る場合の $E_{50}$ の値は $E_{50}$ であり、粘性 土や砂質土においては前述の通りである.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cot\phi - \sigma_3}{c \cdot \cot\phi + p^{ref}} \right)^m$$
(8)

#### b) 降伏関数の定義

PHモデルにおける降伏関数は、式(9)のように定義される.

$$f = f' - \gamma^{p} \tag{9}$$

ここで,式(9)右辺のf'は式(10)のように定義され,式(5) に示した軸ひずみの全ひずみから弾性ひずみ成分を差し 引いた塑性ひずみ成分を表す.

$$f' = \frac{2}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}}$$
(10)

式(9)における硬化パラメータ γ<sup>P</sup>は主塑性ひずみ成分より構成され,増分形で式(11)のように示される.

$$\Delta \gamma^{p} = -\left(\Delta \varepsilon_{1}^{p} - \Delta \varepsilon_{2}^{p} - \Delta \varepsilon_{3}^{p}\right)$$

$$= -\left(2\varepsilon_{1}^{p} - \varepsilon_{v}^{p}\right) \approx -2\varepsilon_{1}^{p}$$
(11)

三軸圧縮試験における初期載荷過程では,式(9)で示した降伏関数は常にf = 0を満足し, γ<sup>p</sup>の増加により降伏面の拡大が進展する.

塑性ひずみ増分の方向と大きさは、非関連流れ則によるポテンシャル関数で規定される.詳細は、本報告では 割愛するが文献3)を参照されたい.

# (3) ダイレーションの再現における改良

Schanz(1999)ら<sup>1</sup>は,三軸圧縮試験において軸ひずみの 増加に伴い体積ひずみの増加が収束する状況を再現する ために,図-2に示すCut-off,すなわち,式(12)に従う 定式化を提案している.

$$\sin\psi_m = 0, \qquad \text{if } e \ge e_{max} \tag{12}$$

しかし、図-2に示すCut-offによる方法は一般的に得られる試験結果としては現実的ではない. そこでPHモデルでは、図-2に示すSmoothing、すなわち、式(13)従う定



図-2 PHモデルのダイレーションにおける改良

表-1 三軸圧縮試験の緒元

供試体 No.		1	2	3
圧密圧力	kN/m²	30	60	120
圧縮強さ	kN/m²	79.7	156.8	319.3
軸ひずみ	%	4.04	5.71	5.39
変形係数E <sub>50</sub>	$MN/m^2$	20.9	39.4	55.1



(a)軸ひずみ-主応力差の関係



(b)軸ひずみ-体積ひずみの関係

式化を提案している.

$$\sin\psi_m = 100 \left( 1 - \frac{e}{e_{max}} \right), \quad \text{if } e \ge 0.99 e_{max} \quad (13)$$

# 3. トンネル掘削による周辺挙動の検討

PHモデルに従う地山に立地するトンネルに対して掘削 解析を行なう場合、トンネル周辺にどのような特徴的な 挙動が得られるかを把握する.このため、立地する地山 が既往構成則モデルの代表としてMohr-Coulomb弾塑性モ デル(以下では「MCモデル」と表記)に従うと仮定し た場合と比較する.ここでは地山材料を砂質土とし、簡 単のため挙動の対象を横断面に限定して平面ひずみ条件 を仮定し、トンネルは1/2対象モデルとした.

# (1) モデルパラメータのキャリブレーション

未固結地山材料の一例としてLady(1972)<sup>7</sup>が実施した 砂質土の三軸圧縮試験の結果を表-1と図-3(ドット表示) に示す.これに対して、PHモデルパラメータをキャリブ レーションにより求めた結果を表-2に示す.また、三軸 圧縮試験の除荷、再載荷過程よりキャリブレーションで 得られた除荷時変形係数E<sub>4</sub>/\*\*も表-2に示す.

さて、モデルパラメータ(表-2)の妥当性を確認する ために三軸圧縮試験の再現シミュレーションを実施した. この結果を図-3(実線表示)に重ねて示す.これより、三 軸圧縮試験の結果がPHモデルにより比較的良好に再現さ れていることから、表-2に示すモデルパラメータが砂質 土のPHモデルに基づく力学特性を表現していると考え る.ここで実施したキャリブレーションでは試行解析が 不要であるという点でPHモデルは実用性が高いと思わ れる.

#### (2) 解析モデルと検討内容

直径12(m)の円形トンネルを掘削した場合のトンネル 周辺地山の挙動をPHモデルに従う場合とMCモデルに従 う場合で比較する.ここでは周辺地山として,地表面沈 下,リバウンド,水平変位を対象とする.土被りは, ID, 2D, 3Dの3ケース,側方境界領域は5D固定,下方 境界領域は1D固定とする.解析モデル(土被り1Dの場 合)を図-4に示す.トンネル近傍に表示した黒実線は, トンネル掘削による水平変位やリバウンドを抽出する位 置である.

PHモデルは、表-2に示したパラメータに従うとする.これに対してMCモデルは一般的な特性として、降伏前は線形弾性、変形係数は拘束圧に依存しない、除荷時の変形係数は載荷時と同一である、とする.MCモデルでは変形係数を与える必要があり、本報告では三軸圧縮試験の拘束圧30(kPa)、60(kPa)、120(kPa)に対応して得られたE<sub>30</sub>である20.9(MPa)、39.4(MPa)、55.1(MPa)の3種類を採用する.解析は、初期応力解析を実施した後、解放率40%までの全断面掘削を実施する.

表-2 PHモデルパラメータのキャリブレーション結果

弾性係数 E <sub>50</sub> ref(kN/m²)	10250	ポアソン比	0.3
除荷弾性係数 E <sub>ur</sub> ref (kN/m <sup>2</sup> )	32000	粘着力(kN/m <sup>2</sup> )	0
m	0.707	せん断抵抗角(゜)	34.7
R <sub>f</sub>	0.957	ダイレタンシー角(°)	6.4
$p^{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> )	10		





図-5 初期応力時の弾性係数の分布 (PHモデル)







(a) 土被り 1D

**(b)**土被り 2D

(c) 土被り 3D





図-8 土被りの相違による塑性領域の発生状況の相違(MCモデル/解放率40%時)

#### (3) 初期応力時弾性係数の分布

PHモデルによる初期応力時の弾性係数の分布を図-5 に示す.弾性係数は、任意の $\sigma_3$ の関数として定式化さ れた式(2)および式(3)により得られ、深度依存性のある 弾性係数の分布が実現されている様子が分かる.これに 対してMCモデルの弾性係数は、20.9(MPa)、39.4(MPa)、 55.1(MPa)の3種類を解析全領域一様に与えるため弾性係 数コンター図の掲載は割愛した.ここで、MCモデルの 弾性係数の範囲(20 MPa~55 MPa)は、図-5に示した弾 性係数の分布における地表面付近(深度3m程度)にお ける弾性係数に相当することが分かる.図-5に示したトンネル中心の深度における弾性係数をMCモデルの弾性 係数と比較すると、土被り1Dモデルでは3倍~5倍、土 被り2Dモデルでは5倍~10倍、土被り3Dモデルでは6倍 ~15倍程度であり、掘削前の初期状態においてすでに MCモデルと比較して大きな弾性係数が分布しているこ とが分かる.

#### (4) 硬化領域・破壊領域の発生と拡大

解放応力の増加に伴い発生、拡大する硬化領域を図-6

に示す.硬化領域は、塑性ひずみの増加に伴い降伏関数の拡大が進行する状況にあり、三軸圧縮試験における図-1の赤線区間に該当する.図-6より、トンネル側方から下約60°の方向は解放応力10%時から硬化領域が発生し 領域が徐々に拡大している.これに対して、トンネル側 方より上約60°の方向は応力解放10%時で発生が少ない ものの、応力解放の増加に伴い地表に向かって進展する 様子が得られている.なお、図-1の青線区間に該当する 破壊領域はみられなかった.

土被りの相違による硬化領域や破壊領域の発生,拡大 を図-7に示す.これより,トンネル側壁付近より上下に 60°の方向に発生している傾向は同じであるが,土被り が大きくなるにつれて硬化領域の発生が減少する結果が 得られている.

MCモデルによる塑性領域の発生と拡大を図-8に示す. いづれの土被りにおいても塑性領域はトンネル側壁付近 にわずかに発生しており,図-7に示した硬化領域の発生 に比べて格段に少ない.MCモデルに基づく場合,破壊領 域の発生が希少なことから,40%解放までにおける応力 状態では破壊に至らないものと判断できる.MCモデルで は、塑性領域以外は全て弾性領域、すなわち,未破壊と 解釈されるが、PHモデルにおいてはMCモデルにおける弾 性領域に該当する領域は既にひずみ硬化が発生してお り,これはその領域で地山の損傷が進行していることを 意味する.

さて、一般に、構成モデル自体には載荷、除荷、再載 荷の判定区分は存在しない.このことは、MCモデルや PHモデルでも同様である.因って、トンネル掘削解析 からは載荷領域や除荷領域を直接得ることはできない. そこで、ここでは式(14)に示す動員摩擦角 $\phi_m$ %を用い、 40%掘削解放時の動員摩擦角 $\phi_m$ が掘削初期応力時の動員 摩擦角 $\phi_m$ より低下した領域を「除荷領域」と仮定し、 これによる除荷領域を図-9に示す.これより、除荷領 域は図-7(a)に示した弾性領域とほぼ合致する結果が得 られている.

$$\sin\phi_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2c \cdot \cot\phi} \tag{14}$$

#### (5) 地表面沈下

地表面沈下の地山構成モデルによる相違,および,土 被りの相違によるを図-10に示す.図-10(a)~図-10(c) より,MCモデルはPHモデルに比較して,与える変形 係数によってトンネルセンターから水平距離 3Dまでの 沈下の傾向にかなりの相違が見られ,この相違は土被り が大きいほど顕著である.これに対して,PHモデルは トンネルセンターでの沈下は土被りにより若干の差はあ るものの,どの土被りにおいても類似の傾向が見られる. 特にMCモデルではトンネルセンターより 66(m)の位置



図-9 掘削により除荷が発生したと推定される領域

にあるモデル境界においても沈下が発生しており,あま り現実的とは言えない結果が得られている.また,土被 りの相違によるトンネルセンターでの地表面沈下量の比 較を図-10(d)に示す.これより,PH モデルは土被りの 増加に伴い沈下量は減少するが,MC モデルではその逆 の傾向が得られている.MCモデルにおけるこれらの現 象は,Hejazi ら<sup>9</sup>によっても指摘されている.

#### (6) リバウンド

トンネル底部での地山構成モデルによる相違,および, 土被りの相違によるリバウンドの比較を図-11に示す. PHモデルはどの土被りにおいてもリバウンドが小さく, トンネル中心では5(mm)程度であり土被りによる差は微 小である.これに対してMCモデルはPHモデルの4倍~20 倍のリバウンドが発生しており,その傾向は土被りが大 きいほど顕著である.

#### (7) 水平変位

トンネル側面から水平に3(m)離れた位置での水平変位 における地山構成モデルによる相違,および,土被りに よる相違を図-12 に示す.各深度における水平変位は, 構成則モデルや土被りに係らず,トンネル深度中央がト ンネル外側へはらみだす傾向が得られている.PH モデ ルは土被りに係らずトンネル深度中央においてトンネル 外側へ挙動している.これに対して MC モデルは,深度 が大きくなるにつれてトンネル外側への変位が減少して いる.このことは,PH モデルでは図-7 に示すようにト ンネル深度中央において硬化領域,すなわち,地山の損 傷が発生しているが,MC モデルでは図-8 に示すように 塑性の発生は顕著ではないことによると思われる.

#### (8) まとめ

以上の解析結果を総括すると、地表面沈下やリバウンドなどのトンネル周辺挙動は、MCモデルと比較してPH モデルによる方がリーズナブルな傾向が得られているように思われる.これは、PHモデルの特質である弾性係数の取り扱いとピーク強度前の載荷状態をひずみ硬化としている点にあると考える.









図-11 リバウンドの比較



図-12 水平変位の比較

## 4. 低土被り近接交差の3次元トンネル掘削解析

住宅密集地の直下20(m)に計画中の道路トンネル掘削 工事が地表面に与える影響を3次元掘削解析により検討 する事例において、地山をPHモデルでモデル化した場合 の地表面に与える影響を見る.ここでは、PHモデルによ る挙動傾向をより明らかにするために、Mohr-Coulomb弾 塑性モデルでモデル化した場合との結果の相違を示す. また、計画トンネルの覆工底部直下5.5(m)に供用中の鉄 道トンネルが交差して存在する.ここでは、近接交差す る既設鉄道トンネルに与える影響検討においても地山の モデル化方法の相違による解析結果の相違を示す.

#### (1) 地山の地質状況と物性値

対象地山は地表より層厚2(m)の崖錐堆積物,層厚3(m) の風化細粒砂岩,それら以深は細粒砂岩で構成されてい る.それぞれの地層はほぼ水平に分布していると仮定す る.三軸圧縮試験やN値からの推定により得られている 地山の物性値を表-3に示す.細粒砂岩の変形係数とせん 断強度は次節に示す三軸圧縮試験の結果から得られてい る.三軸圧縮試験から得られる変形係数E®はれ内水平載 荷試験から得られる変形係数とほぼ一致している<sup>10</sup>と言 われていることからも,三軸圧縮試験の変形係数E®を適 用する判断には問題ないと考える.計画中の道路トンネ ルおよび既設鉄道トンネルは細粒砂岩に立地している. 細粒砂岩は次節に示す三軸圧縮試験の結果より強い非線 形性を有することが判明してる.このため,PHモデルに よるモデル化の対象は細粒砂岩とし,崖錐堆積物と細粒 砂岩はMohr-Coulomb弾塑性モデルでモデル化した.

# (2) 細粒砂岩の三軸圧縮試験結果とHHモデルパラメー タのキャリブレーション

細粒砂岩の三軸圧縮試験の結果を表-4と図-13(ドット 表示)に示す.これに対して、PHモデルパラメータをキ ャリブレーションにより求めた結果を表-5に示す.また、 三軸圧縮試験の除荷・再載荷過程の結果よりキャリブレ ーションで得られた除荷変形係数*E*<sub>4</sub>, rfも表-5に示す.表-5に示したモデルパラメータの妥当性を確認するために 三軸圧縮試験の再現シミュレーションを実施した.この 結果を図-13(実線表示)に示す.これより、PHモデルに よる再現シミュレーションの結果が三軸圧縮試験の結果 を比較的良好に再現していることから、表-5に示すモデ ルパラメータは細粒砂岩のPHモデルにもとづく力学特 性を表現していると考える.

#### (3) 計画トンネルおよび既設トンネルの概要

計画トンネルは、内空幅約11(m)通常断面の2車線道路 トンネル(対面通行)を想定している.支保パターンは

表-3 地山の物性値

	層厚	変形係数	ポアソン比	湿潤密度	粘着力	せん断抵抗角	引張強度
地層名		E	υ	ρt	С	φ	σt
	(m)	(MPa)		(kg/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(deg)	(kN/m <sup>2</sup> )
崖錐堆積物	2.0	15.0	0.35	1700. 0	0.0	25.0	0.00
風化細粒砂岩	3.0	19.0	0.27	1900. 0	0.0	35. 0	0.05
細粒砂岩		50.0	0.22	1950.0	70. 2	32.8	40. 0

表⊿	三軸圧縮試験の緒元	(細粒砂岩)
<b>1</b> X <b>T</b>		

供試体 No.		1	2	3	
圧密圧力	kN/m²	100	200	300	
圧縮強さ	kN/m²	520	691	987	
軸ひずみ	%	3.4	7.4	8.5	
変形係数E <sub>50</sub>	$MN/m^2$	41.1	50.0	47.4	
供試体の破壊状況			(march)	$\left[ \right]$	

表-5 細粒砂岩 PH モデルパラメータのキャリブレーション 結果

弾性係数 E <sub>50</sub> ref(kN/m <sup>2</sup> )	42393.7	ポアソン比	0.22
除荷弾性係数 E <sub>ur</sub> ref (kN/m <sup>2</sup> )	150380	粘着力(kN/m <sup>2</sup> )	70.2
m	0.5	せん断抵抗角(゜)	32.8
R <sub>f</sub>	0.8229	ダイレタンシー角(°)	17.6
p <sup>ref</sup> (kN/m <sup>2</sup> )	100		











(b)計画トンネルと既設トンネルの位置関係 図-14 3次元解析事例の解析モデル (c)全断面早期閉合の状況



図-15 地山モデルの相違による地表面沈下の比較

図-16 地表面沈下の平面分布/切羽位置=終点側境界

DIII<sup>11</sup>とし地表面のみならず既設鉄道トンネルに与える 影響を最小限とする必要性から閉合距離4(m)の全断面イ ンバート早期閉合とした.補助工法としては,長尺鋼管 先受け工(12.5(m)),長尺鏡ボルト(12.5(m))を併用し ている.一方,既設鉄道トンネルは,矢板工法で施工さ れアーチ部および側壁部の覆工コンクリート(内部に鋼 製支保工)で構成される在来線単線トンネルとする.こ れらのトンネルは離隔距離5.5(m)で直交する位置関係に あることから,近接交差による影響検討が必要となる. ここでは,既設鉄道トンネルの立場から見た近接度の区 分<sup>13</sup>を新設トンネルが既設トンネルより上に位置する 「制限範囲(要対策範囲)」,既設トンネル覆工の健全 度判定区分をBと想定する.この基準に従えば,計画ト ンネルの施工が要因となって既設鉄道トンネルの覆工コ ンクリートに発生する増加応力の許容値の目安として, 引張においては1.0(N/mm<sup>2</sup>), 圧縮においては5.0(N/mm<sup>2</sup>)が 設定される.

## (4) 解析モデルと解析の流れ

以上に基づいて作成した解析モデルを図-13に示す. 図-13(a)は解析モデル全体を示す.モデル境界はそれぞれのトンネル側壁部よりトンネル直径の5倍の長さの位置に置いた.節点数は1 275 012,要素数は1 228 860であり,五面体,および,六面体のソリッド要素を使用している.図-13(b)は既設鉄道トンネルの覆工コンクリートと計画トンネルの吹付けコンクリートを抜き出したものであり,両トンネルが直交した近接交差の状況にあることが分かる.図-13(c)は計画トンネルにおけるインバート早期閉合の状況を示す.解析は,まず,地山のみの状態で自重解析を実施した.次に,既設鉄道トンネルの掘削施工を行った.ここで得られた応力分布を初期応力と考えて全節点変位をゼロクリアした後,新設トンネルを逐次掘削した.

#### (5) 地山モデルの相違による地表面沈下の比較

適用する地山力学モデルの相違による地表面沈下の相 違を図-15に示す.以降,図中の凡例において「MC」は Mohr-Coulomb弾塑性モデル,「PH」はPHモデルを意味す る.

### a) 計画トンネル縦断方向の地表面沈下

切羽位置が既設鉄道トンネルのほぼ真上に到達した時 点における,計画トンネル縦断方向に沿った地表面沈下 量を図-15(a)に示す.切羽前方10(m)より後方すべてにい てPHモデルよりMCモデルの方が大きく沈下しており, 切羽位置で約1.3倍,境界位置で約2倍となっている.と くに,切羽後方において切羽離れが大きくなるに従い PHモデルは沈下の収束がみられるが,MCモデルは収束 の傾向がみられない.

#### b) 計画トンネル横断方向の地表面沈下

切羽が終点側モデル境界付近に到達した時点における, 既設トンネルとの交差部における計画トンネル横断方向 地表面沈下量を図-15(b)に示す.MCモデル,PHモデル共 に横断方向にトンネルセンターより4D(D=11m)から沈下 が見られるが,PHよりMCの方が大きく沈下しており,ト ンネルセンターで約2倍の沈下量となっている.特にMC モデルではモデル境界において隆起が発生しており,あ まり現実的とは言えない結果が得られている.

#### c) 地表面沈下の平面分布

上述した縦断方向や横断方向の地表面沈下の様相は, 図-16に示した地表面沈下の平面分布を表したコンター にも反映されている.すなわち,横断方向においては約 3Dから沈下が卓越し始める傾向は両モデルとも同様であ



図-18 切羽進行に伴う既設鉄道トンネル覆工に発生する増加応力



図-19 増加引張応力の許容値超過領域(ソリッド要素を黄 色で着色,赤点は最大値の発生位置)

るが,縦断方向においては切羽後方の縦断方向における 沈下の収束傾向の有無が伺える.

# (6) 既設トンネルが受ける影響の地山モデルの相違に よる比較

計画トンネルの掘削により既設鉄道トンネルが受ける 影響は、既設鉄道トンネル天盤部での鉛直変位と既設ト ンネル覆工に発生する増加応力で評価する.適用する地 山力学モデルの相違によるこれらの相違を図-17,図-18 に示す.

#### a) 天盤部の鉛直変位

既設鉄道トンネルは、計画トンネルの下方に存在する ため、交差部付近では計画トンネルの掘削解放により既 設鉄道トンネルが上方に引っ張られるような変形モード の発生が予測される.既設鉄道トンネルの縦断方向に沿 った天盤部の鉛直変位を図-17に示す.ここで、横軸ゼ ロは計画トンネルとの交差位置である.これより、MC モデルの隆起は縦断方向に44(m)の範囲に及ぶ.これに 対してPHモデルの隆起は半分の11(m)の範囲である.ま た、計画トンネル直下での隆起は、MCモデルはPHモデ ルの約2.5倍である.

### b) 覆工に発生する増加応力

文献12)では近接施工の影響による覆工応力増分の許容値を設定している.本報告でもこれに習い,計画トンネルの切羽進行に伴う既設鉄道トンネルの覆工に発生する応力の増分を抽出し,適用する地山力学モデルの相違によるこれらの相違を比較する.

切羽進行に伴う増加引張応力の最大値の推移を図-18(a)に示す.MCモデルでは切羽が既設鉄道トンネルに 到達する手前5(m)付近で許容値を超え始めているが, PHモデルでは既設鉄道トンネル到達直後に許容値を超 え始めている.最終的にはMCモデル,PHモデルともに 許容値を超えているが,許容値の超過量はMCモデルは PHモデルの約1.7倍である.一方,切羽進行に伴う増加 圧縮応力の最大値の推移を図-18(b)に示す.MCモデルで は切羽が既設トンネル位置を通過中に許容値を超え始め ているが,PHモデルでは最終の切羽位置まで許容値を 超えなかった.

切羽位置が終点側境界に到達した時点において増加引 張応力が許容値を超過している領域を図-19に示す.こ こでは,許容値を超過しているソリッド要素を黄色で着 色し,赤点は増加引張応力が最大であるソリッド要素の 位置示す.MCモデルに比べてPHモデルでは許容値を超 過している領域がやや小さい状況が伺える.

## (7) まとめ

適用する力学モデルの相違により、地表面沈下に与え る影響や近接施工が既設構造物に与える影響に相違がみ



図-20 PHモデルによる初期応力時(計画トンネル掘削直前) の地山弾性係数(既設鉄道トンネル中央での切断面)



図-21 細粒砂岩で発生しているひずみ硬化領域,および, 塑性領域(切羽位置=終点側モデル境界)

られた. PH モデル, MCモデルはともに弾塑性構成則 であるが,弾性係数と塑性の取り扱いは大きく異なる.

計画トンネル施工前の初期応力状態におけるPHモデ ルによる弾性係数の分布を図-20に示す.この分布は前 章で述べたように任意の $\sigma_3$ の関数として定式化された 式(2)および式(3)により得られ,深度依存性のある弾性 係数の分布が実現されている.これに対してMCモデル の弾性係数は, 50(MPa)を解析全領域一様に与えるため 弾性係数コンター図の掲載は割愛した.ここで,MCモ デルの弾性係数は、図-20に示したPH モデルによる弾性 係数の分布における地表面付近における弾性係数に相当 し、計画トンネル下部と既設トンネル上部の交差領域で はMCモデルによる弾性係数の約3.8倍である.

一方で、計画トンネル切羽位置が終点側モデル境界付 近に到達した時点でのPHモデルで発生したひずみ硬化 領域を図-20(a)に示す.両トンネルの交差部から計画ト ンネルの終点側境界に渡り発生しているが、計画トンネ ルの交差部までや既設鉄道トンネルの側壁部、天盤部で の発生は見られない.また、破壊領域は発生していない. 同様にMCモデルで発生し弾塑領域を図-20(b)に示す. 塑性領域は計画トンネルの交差部から終点側にかけての 天盤部付近と下半部付近に限定的に発生している.

以上より、ここで示した解析例における両モデルによ る解析結果の相違は、ひずみ硬化や塑性の効果もさるこ とながら、弾性領域に与えられた弾性係数の取り扱いの 相違が支配的であると思われる.

# 7. おわりに

地山弾塑性構成則モデルであるPH(Plastic Hardening)モ デルのトンネル掘削解析への適用性を検討した.PHモ デルの基本コンセプトは、地山材料の三軸圧縮試験結果 を近似する定式化にもとづいて、これを良好に再現する パラメータを適用することで、解析モデルにおけるパラ メータの信頼性を担保するという考え方である.因って、 PHモデルはパラメータの決定において推定や判断の余 地がほぼ無いため、説明性が高いと言える.そして、パ ラメータを求めるキャリブレーションでは試行錯誤を必 要としない点で取り扱いが実用的であると言える.

本報告で実施した解析の範囲における両弾塑性モデル の比較では、概ねPHモデルによる方がリーズナブルな 解析結果が得られる傾向にあった.数値解析に弾塑性構 成則を適用しても弾性領域が卓越するような場合,解析 結果は与えた弾性係数に大きく依存される.本報告では, HSモデルやPHモデルの原著論文<sup>1),3</sup>では取り上げられて いない応力依存性,すなわち深度依存性を有する弾性係 数の適用効果を検討することができた.また,本報告で 取り扱ったような非線形性の強い地山材料に対して剛性 の逐次的な低下をひずみ硬化として表現することの有用 性を示すことができたと考える.

#### 参考文献

- Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G. "The hardening soil model: formulation and verification", in *beyond 2000 in Computational Geotechnics* -10 years of Plaxis, R.B.J. Brinkgreve, Ed. Rotterdam: Balkema, 1999.
- 2) Plaxis Material Models Manual, 2015.
- Cheng, Z. and Detournay, C. Plastic hardening model I: Implementation in FLAC3D. In P. Gomez, C. Detournay, R. Hart, M. Nelson (eds), Proc. 4<sup>th</sup> Itasca Symposium on Applied Numerical Modeling, pp 267-276, 2016.
- Itasca Consulting Group, Inc. FLAC3D Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, Ver. 5.0. Minneapolis: Itasca.
- 5) 中川光雄, 蒋 宇静, 江崎哲郎:大変形理論の岩盤挙 動および安定性評価への適用, 土木学会論文集 No.575/Ⅲ-40, pp.93-104, 1997.
- 6) 中川光雄:トンネル掘削解析における実用的なひずみ軟 化モデルの提案と適用,土木学会論文集 F1(トンネル 工学), Vol. 70, No.2, pp.67-81, 2014.
- Lade, P.V.: The stress-strain and strength characteristics of cohesionless soils. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, 1972.
- US Army Corps of Engineering, Engineering and Design Slope Stability, 2003.
- 9) Y. Hejazi, D. Dias, Ri. Kastner, Impact of constitutive models on the numerical analysis of underground constructions, Act Geotechnica, 2008.
- 10) 地盤工学会編, 地盤調査の方法と解説, p.268, 2004.
- 社団法人 日本道路協会編, 道路トンネル技術基 準(構造編)・同解説, 2003.
- 12) 財団法人 鉄道総合技術研究所編, 既設トンネル近 接施工対策マニュアル, 1995.

(2016.8.5受付)

# STUDY ABOUT APPLICATION TO A TUNNEL EXCAVATION AMALYSIS OF THE STRAIN HARDENING TYPE PH MODEL

# Mitsuo NAKAGAWA

Severe constraints is requested for surface settlement by tunnel excavation in unconsolidated ground. A triaxial compression test of such material exhibits a decrease in stiffness just after the loading, accompanied by irreversible deformation. This report considers application properties to a tunnel excavation analysis of the PH (Plastic Hardening) model which is the elasto-plastic model which stress strain relationship in a triaxial compression test can be reproduced well by treating as a strain hardening. At the same time, the influence by which the dependence of confining pressure of the elastic modulus gives to analysis results, is investigated. Results of analysis by PH model are compared with those of Mohr-Colomb elasto-plastic model in behavior of around the tunnel to get characteristic knowledge of PH model.