

粒子群最適化による 現場計測データを用いたトンネル逆解析

亀谷英樹¹・津野和宏²・落合栄司²・多田浩治³・岡村貴彦⁴

¹西松建設(株) 土木事業本部 土木設計部 設計課 (〒105-8401 東京都港区虎ノ門1-20-10)

E-mail: hideki_kameya@nishimatsu.co.jp

²正会員 首都高速道路(株) 神奈川建設局 設計G (〒221-0013 神奈川県横浜市神奈川区新子安1-2-4)

³首都高速道路(株) 神奈川建設局 生麦工事事務所 (〒221-0021 神奈川県横浜市神奈川区新子安通3-403)

⁴西松建設(株) 関東土木支社 生麦トンネル出張所 (〒230-0078 神奈川県横浜市鶴見区岸谷2-3)

トンネル建設工事における情報化施工の一つとして数値解析を用いた逆解析がある。逆解析は、地山や支保部材の挙動を、詳細かつ定量的に表現することができるため、メカニズムの把握、対策工や施工方法の検討において強力な設計ツールとなる。

筆者らの一人^{7,8)}は、粒子群最適化(Particle Swarm Optimization : PSO)による最適化手法と有限差分法を組み合わせた比較的簡易な逆解析手法を考案し、数値シミュレーションによって、非線形構成則の地山物性値や地山初期応力に関する複数のパラメータを同時に推定することを試みた。

本稿は、実際の現場計測データを用いた逆解析によって、本手法の実現場への適用性について検証するものである。

Key Words : particle swarm optimization, finite difference method, back analysis using monitoring data on site

1. はじめに

NATMによるトンネル建設工事では、現場計測データを用いた情報化施工は施工管理の基本であり、特殊地山や近接施工など現場条件が厳しくなるほど、その重要性や有用性は大きくなる。

情報化施工の一つとして、数値解析を用いた逆解析がある。逆解析は、地山や支保部材および近接構造物の挙動を、詳細かつ定量的に表現することができるため、メカニズムの把握、対策工や施工方法の検討において、強力な設計ツールとなる。

しかしながら、既往の逆解析手法は、弾性解析に限られたり、同定パラメータが少数に制限されることなど制約条件が多く、他方では、特殊な理論や専用プログラムを使用するため汎用性が低いなどの問題が存在する¹⁾²⁾³⁾。

そこで、筆者らの一人^{7,8)}は、粒子群最適化(Particle Swarm Optimization : PSO⁴⁾⁵⁾⁶⁾による最適化手法と有限差分法を組み合わせた比較的簡易な逆解析手法によって、地山の非線形特性値や地山初期応力に関する複数のパラメータを同時に推定することを試みた。参考文献7),8)では、数値シミュレーションによって、本解析手法の妥当

性や問題点について検証を行った。

本稿は、その次段階として、実際の現場計測データを用いた逆解析を実施し、実現場における適用性について検証するものである。

2. 粒子群最適化の概要

(1) 粒子群最適化の概要

粒子群最適化(Particle Swarm Optimization : PSO)は、群知能(Swarm Intelligence⁴⁾)と云われる最適化手法の一つであり、社会性生物の習性をモデルとしている。個々の個体は、ごく単純な行動原理に従っているが、それが群れを成すと高い知性を発揮するというものである。

本手法は、1995年にJames KennedyとRussell Eberhart⁹⁾によって提案され、概念が単純明快であり、比較的容易に種々の問題へ適用できる特徴を有する。ただし、計算過程においては、乱数を用いて同定パラメータを検索するため、同じ条件下で逆解析を複数回実施しても得られる解が必ずしも厳密に一致しない。このため、適用に際しては、逆解析を複数回実施して、この誤差が工学的見地から問題がないことを確認する必要がある。

【多次元解空間】

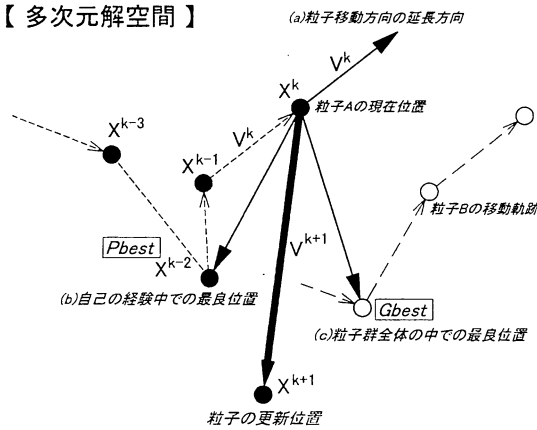


図-1 PSOにおける粒子位置の更新の概念図

(2) 粒子群最適化の基本的アルゴリズム

粒子群最適化とは、最適解が存在する多次元の解空間において、複数の粒子（Particle）が群れを成して動き回り、その移動過程で最適な位置（最適解）を発見する方法である。それぞれの粒子は、多次元空間の点として扱われ、解空間において、それまでの移動軌跡の中で最良の位置（Personal best position）を自己の最適解として保持している。また、他の全ての粒子も含め、これまでの移動軌跡の中で集団内の最良の位置（Global best position）を集団の最適解として保持している。各粒子は、これらの最適解を基にして、それぞれの粒子位置を更新して移動する。

具体的に、図-1を用いて粒子位置の更新方法を説明する。図-1は粒子の移動形態の概念図である。粒子は群れを成して移動しており、その中のある粒子は、 X^{k-2} から X^{k-1} 、 X^{k-1} から X^k に移動している。ここで、 X^k において次に移動する方向について考える。PSOでは、次に移動する方向として以下の3つを考える。

- 移動して来た方向の延長
- 今までに自分が移動してきた軌跡の中で最良位置（Personal best position）への方向
- 群れ（粒子群全体）の中で最良位置（Global best position）への方向

PSOでは、(a),(b),(c)の各ベクトルを、乱数による重み付けを行って足し合わせた方向が次に進む方向となる。上記の計算過程をPSOのフローチャートとして図-2に示す。Step3～Step8について粒子の数だけ計算し、その一連の流れを繰り返し計算することにより計測値と解析値の誤差を縮小する。なお、粒子群最適化のアルゴリズムおよび図-2の各ステップにおける処理内容の詳細に関しては、参考文献7)を参照して頂きたい。

本検討では、最適解の評価および判定基準として、評価関数を用いた。評価関数 E_f は、式(1)の様にトンネル工事の現場計測変位 T_i と後述する有限差分法による解

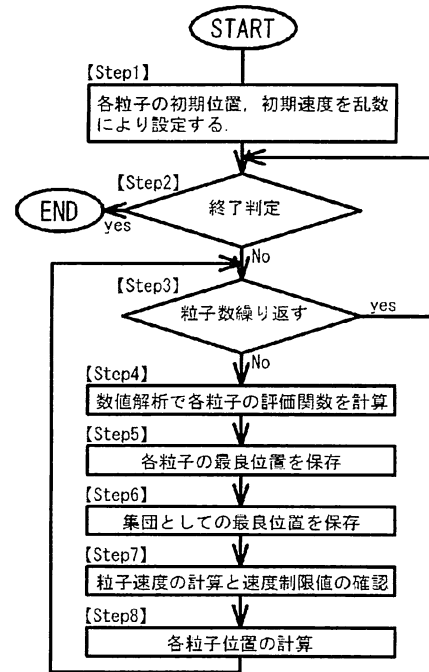


図-2 PSOのフローチャート

析変位 δ_i の誤差の二乗和として定義し、その値が最小になる同定パラメータの組み合わせを検索する。

$$E_f = \sum_{i=1}^n (T_i - \delta_i)^2 \rightarrow \min \quad (1)$$

ここに、 T_i ：計測された変位量（mm）
 δ_i ：計算された変位量（mm）
 n ：計測点の数

3. トンネル工事の概要と逆解析の基本条件

(1) トンネル工事の概要

逆解析を実施するトンネルは、現在建設中の横浜環状北線の関連街路である岸谷生麦線の双設トンネルである。両トンネルの延長は約270mで都市部山岳工法で建設されている。双設トンネルのうち、先行施工した生麦行きトンネル(以下、Ⅰ期線トンネル)は平成19年8月に、後行の国道1号行きトンネル(以下、Ⅱ期線トンネル)は平成24年8月にそれぞれ竣工している。

当該トンネルの特徴は大きく2つある。すなわち、市街地特有の諸条件より、掘削を開始する起点側坑口から約150m区間では両者の純離隔を1.8～6.7m程度しか確保できなかったことと、土被り約13.5mの地表部直上に中学校校舎、グラウンドおよび体育館が近接していることである(図-3～5参照)。中学校校舎と体育館は杭基礎構造であり、アンダーピニングによる受替杭の施工を行って、トンネル掘削時には切羽に出現する既設杭を撤去しながら施工を行った。受替え工事およびⅠ・Ⅱ期線トンネルの設計・施工については、参考文献9)～12)にて報告している。

(2) 地形地質の概要

当該トンネルの掘削地山は、標高約40mの洪積台地に位置する土砂地山であり、上総層群を基盤として、その上位を相模層群の下末吉層ロームと新規ロームが覆う地層序である。

トンネルの切羽に出現する地質は、更新世の新規ロームLm1と相模層群の凝灰質粘土Lmc、シルト質細砂Ss1および砂質シルトSc2である。このうち、切羽上方に出現するLm1、Lmcは比較的硬質であった。トンネル肩部に深に出現するSs1はN=4〜75で、比較的良く締まった砂質土であるが、強度のバラツキが大きい特徴を有していた。Sc2は下半以深に分布する硬質粘性土である。

地質調査結果¹⁴⁾や既往の資料などから設定された地山物性値を表-1に示す。

表-1 地山の物性値

	代表 N値	単位体 積重量 γ (kN/m ³)	地山 変形係数 D(MN/m ²)	ポアソン 比 ν	粘着力 c (kN/m ²)	内部 摩擦角 ϕ (deg)
B	1	14	0.8 (3.2)	0.35	8	5
Lm1	5	13	13 (52)	0.35	35	20
Lmc	3	15	10 (40)	0.35	55	15
Ss1	32	19	17 (68)	0.35	4	35
Sc2	7	15	16 (64)	0.35	140	20

※地山変形係数は孔内水平載荷試験による値であり、同欄の括弧内はその値を4倍¹⁹⁾し平板載荷試験相当に換算した値を示す。

(3) 逆解析の基本条件

本解析では、前述した最適化手法と有限差分法をベースとしたFLAC^{3D}(Itasca社)¹³⁾を組み合わせ、二次元平面ひずみ問題・微小変形問題として逆解析を行った。本検討での解析モデルを図-6に示す。本解析モデルは、解析時間の短縮のため、トンネル側方の解析領域を通常よりもやや小さくしている。

解析断面は、土被りが最大で、中学校校舎手前のNo.0+90断面とした。当該断面において、Ⅰ期線トンネルは上半先進掘削工法、Ⅱ期線トンネルは補助ベンチ付き全断面掘削・早期閉合による掘削工法で施工を行った。

地山の構成則は、トンネル周辺のLm1、Lmc、Ss1、Sc2の4層をMohr-Coulomb則の降伏条件による完全弾塑性体とし、B層を弾性体と設定した。これは、事前の予備解析の結果から、B層の表層地山には塑性領域が発生しないこと、その他の4層に関しては、完全弾塑性モデルを用いることで、実現象を比較的良く再現できたことから設定した。また、支保部材と覆工は弾性体とした。

逆解析は、Ⅰ期線トンネル掘削時とⅡ期線トンネル掘削時とに2回に分けて実施した。すなわち、Ⅰ期線では地山の非線形特性値を逆解析した(表-2のStage1〜7参照)。一方、Ⅱ期線では、Ⅰ期線で逆解析した地山物性値を固定パラメータとして、全断面掘削工法の掘削解放率を鉛直方向と水平方向についてそれぞれ独立に逆解析した(表-2のStage8〜11参照)。

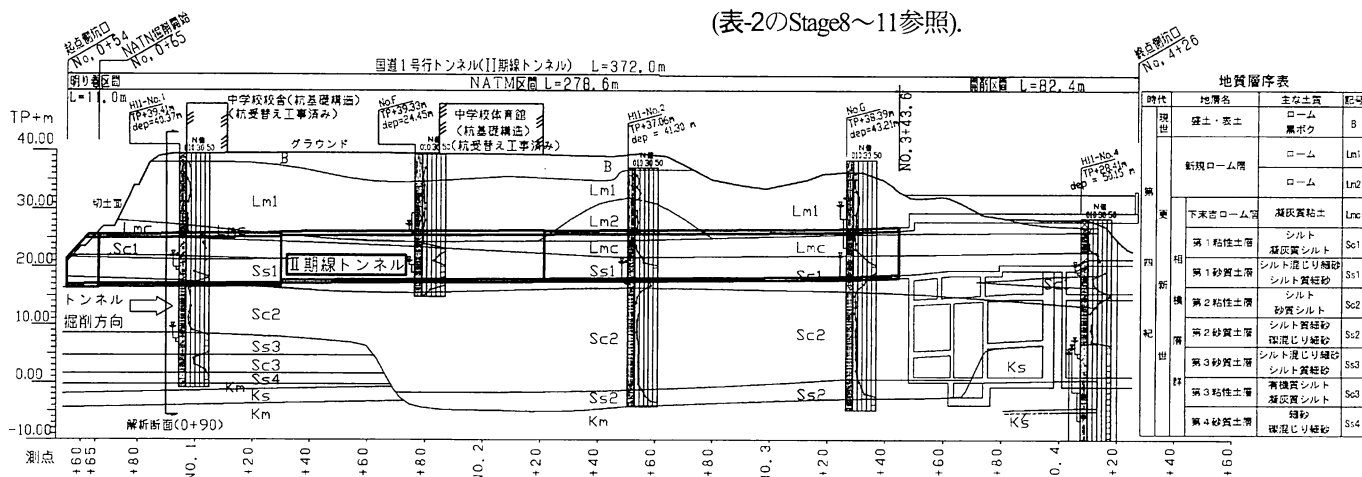


図-3 Ⅱ期線トンネル縦断面

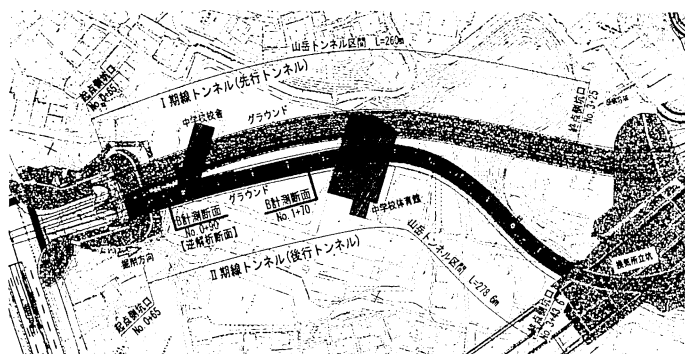


図-4 トンネル平面図

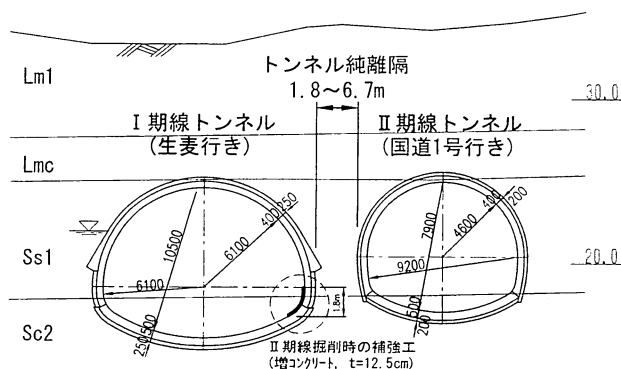


図-5 トンネル断面図

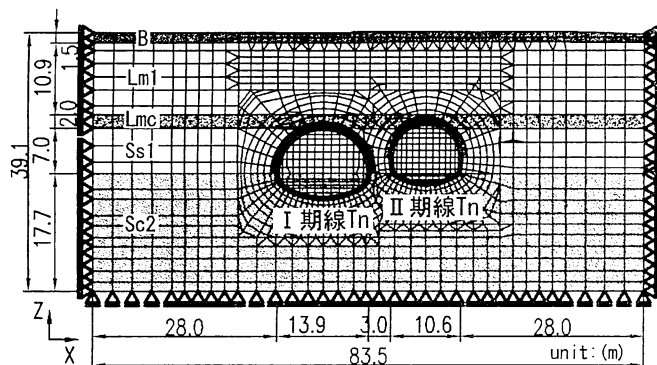


図-6 有限差分法の数値解析モデル図(No.0+90)

表-2 解析手順と掘削解放率

解析 ステップ	施工箇所	施工段階	掘削解放率(%)		
			上半	下半	インバート
Stage 1	—	初期応力解析	—	—	—
Stage 2	I期線 トンネル (上半先進 掘削工法)	上半掘削	30	—	—
Stage 3		上半支保設置	100	—	—
Stage 4		下半掘削	—	30	—
Stage 5		下半支保設置	—	100	—
Stage 6		インバート掘削	—	—	30
Stage 7		インバート打設	—	—	100
Stage 8	II期線 トンネル (全断面掘 削・早期 閉合)	I期線覆工打設 上半掘削(A-A) (先行解放)	$\alpha 8x$ $\alpha 8z$	$\beta 8x$ $\beta 8z$	
Stage 9		上半支保設置	$\alpha 9x$	$\beta 9x$	
		下半掘削(B-B)	$\alpha 9z$	$\beta 9z$	
Stage 10		下半支保設置	$\alpha 10x$	$\beta 10x$	
		インバート掘削(C-C)	$\alpha 10z$	$\beta 10z$	
Stage 11		一次インバート設置 トリ完成(D-D)	100	100	

※ II期線の施工段階の断面位置(A-A～D-D)は図-11に示す。II期線の掘削解放率 $\alpha \cdot \beta$ は鉛直方向Zと水平方向Xについて独立に同定する。

※ II期線の掘削解放率はStage11において各方向がそれぞれ100%となる様に調整する。

4. I期線トンネルの逆解析

(1) 同定パラメータと制約範囲

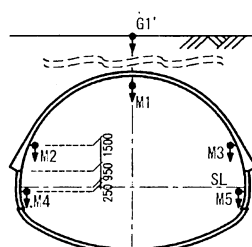
I期線トンネルの逆解析における同定パラメータは、非線形構成則の地山物性値とした。すなわち、完全弾塑性体でモデル化したLm1, Lmc, Ss1, Sc2の4層の地山については、変形係数、粘着力および内部摩擦角の3種類を同定パラメータとした。一方、弾性体でモデル化したB層の地山に関しては、変形係数のみを同定パラメータとした。なお、各土層の単位体積重量は試験結果にバラツキが少ないこと、また、ポアソン比は解に与える影響が小さいと考えられることから、それぞれ固定パラメータとした⁷⁾。

以上から、I期線トンネルにおける同定パラメータは全13個となり、これらを同時に推定することとした。

同定パラメータの制約範囲を表-3に示す。各同定パラメータの制約範囲は、地質調査から得られた試験結果を参考にして設定した。また、初期応力解析時に地山が塑性化しないように配慮した。

表-3 I期線トンネル掘削時の同定パラメータと制約範囲

	変形係数 D (MN/m ²)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (deg)
B	1～10	—	—
Lm1	30～100	10～80	10～25
Lmc	30～100	20～90	10～25
Ss1	40～100	1～10	30～40
Sc2	50～120	80～170	15～25



【変位計測結果(インバート施工後)】

天端: M1	-17.7mm
左肩部: M2	-18.9mm
右肩部: M3	-19.2mm
左下半脚部: M4	1.2mm
右下半脚部: M5	-0.2mm
地表面沈下: G1	-26.0mm

※ 正值: 隆起, 負値: 沈下

図-7 I期線トンネル掘削時の変位計測位置と計測結果

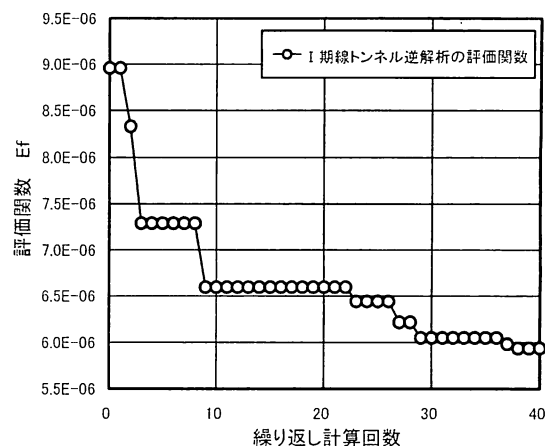


図-8 I期線トンネル逆解析の評価関数の推移

(2) 計測データとPSOパラメータ

評価関数 E_f は、図-7に示したI期線トンネルの坑内計測変位(沈下: 5点)とI期線トンネル直上の地表面沈下(1点)の全6測点について、前述した式(1)により計算した。

粒子群最適化の粒子数と繰返し計算回数は、試計算による収束傾向から、それぞれ20個と40回と設定した。

(3) 支保部材と補助工法および先行解放率

I期線トンネルの支保部材は、鋼製支保工H200@1m(SS400)と吹付けコンクリート $t=25\text{cm}$ ($\sigma_k=18\text{N/mm}^2$)である。逆解析では、吹付けの弾性係数を $E_c=4000\text{N/mm}^2$ とし、鋼製支保工との合成梁でモデル化した。また、本工事では、土砂地山での定着特性や削孔時の地山の乱れなどを考慮して、I・II期線共に、システムロックボルトの施工を省略している。先受け工法などの補助工法のモデル化は、参考文献11),12)と同様に設定した。トンネル掘削過程における掘削解放率は現場計測結果などから表-2のStage1～7のように設定した^{11),12)}。

(4) I期線トンネルの逆解析結果

粒子全体の最小評価関数と繰返し回数との関係を図-8に示す。計算開始直後の初期段階で評価関数が大幅縮小している。これは解空間の大きさに対して、粒子数が多かったことや制約範囲が比較的小さかったことが考えられる。

I期線トンネルの計測結果と逆解析結果との比較を表-4に示す。同表より、左下半脚部：M4の1測点に関してはやや乖離が見られるものの、全体としての平均誤差は1mm以下であり、逆解析結果は実現象を精度よく再現していると評価できる。

表-4 I期線トンネルの計測変位と逆解析変位との比較

計測位置	計測結果 Ti(mm)	解析結果 δi(mm)	誤差の絶対値 Ti-δi (mm)
天端：M1	-17.7	-18.1	0.4
左肩部：M2	-18.9	-18.4	0.5
右肩部：M3	-19.2	-19.8	0.6
左下半脚部：M4	1.2	-0.9	2.1
右下半脚部：M5	-0.2	-0.9	0.7
地表面沈下：G1'	-26.0	-25.6	0.4

※ 正值：隆起，負値：沈下

表-5 I期線トンネルの逆解析で得られた地山物性値

	逆解析結果			地質調査結果		
	変形係数 D (MN/m ²)	粘着力 c (kN/m ²)	内部 摩擦角 φ (deg)	変形係数 D _地 (MN/m ²)	粘着力 c (kN/m ²)	内部 摩擦角 φ (deg)
B	1.2	—	—	0.8 (3.2)	—	—
Lm1	87.2	68.9	17.1	13 (52)	35	20
Lmc	35.8	64.8	18.3	10 (40)	55	15
Ss1	90.3	2.0	30.9	17 (68)	4	35
Sc2	73.4	90.0	21.6	16 (64)	140	20

※1 地質調査結果の地山変形係数は孔内水平載荷試験による値であり、同欄の括弧内はその値を4倍¹⁹⁾して平板載荷試験相当に換算した値を示す。

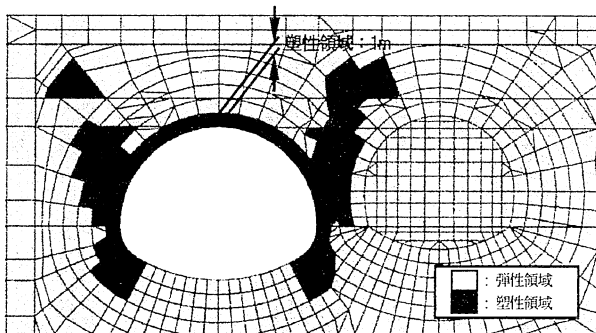


図-9 地山の塑性領域の分布(I期線トンネル掘削後,Stage7)

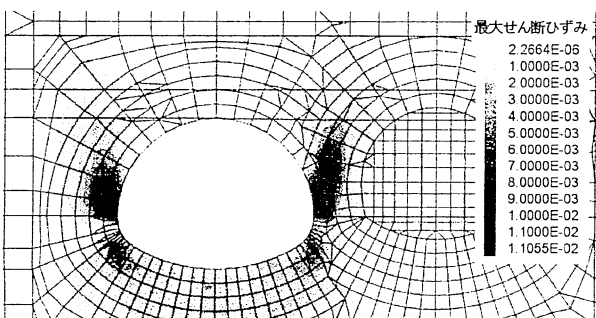


図-10 地山の最大せん断ひずみ分布(I期線トンネル掘削後,Stage7)

最小評価関数に対する同定パラメータの一覧を表-5に示す。逆解析により得られた変形係数は、平板載荷試験相当(同表の括弧内数値：孔内水平載荷試験結果の4倍¹⁹⁾)の変形係数におおむね近い値となった。また、粘着力と内部摩擦角に関しても地質調査結果におおむね近い値となった。

図-9,10に、Stage7における塑性領域と最大せん断ひずみの分布図を示す。塑性領域は、トンネル天端の深度1m範囲に分布し、さらにトンネル側壁から上方へ進展している。これは、トンネルの沈下に伴う側方地山のすべりによって発生したせん断帯と考えられる。最大せん断ひずみに関しても同様にトンネル側部の上半支保工脚部と下半支保工脚部付近に卓越領域が確認できる。

5. II期線トンネルの逆解析

(1) 掘削解放モデルと同定パラメータ

II期線トンネルは、補助ベンチ付き全断面掘削・早期閉合による掘削工法を採用した。この掘削工法は、地山の乱れを最小限に抑え、周囲への影響低減に資するものであるが、二次元解析においては、上半、下半およびインバートの各切羽位置が近接しているため、掘削解放力が重なることや支保部材や地山の剛性によってトンネル縦断方向に変形が干渉するなどの理由から、モデル化が困難になる。

筆者らは、参考文献11),12)において、MPanet¹⁵⁾の式(2)を用いて、図-11の様に、上半と下半・インバートに関して2本の掘削解放率曲線を単純に重ね合わせて掘削解

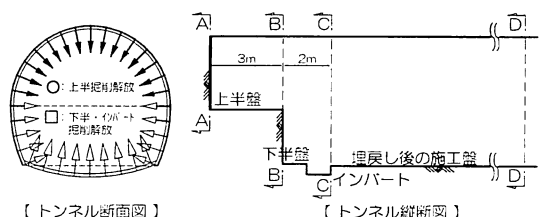
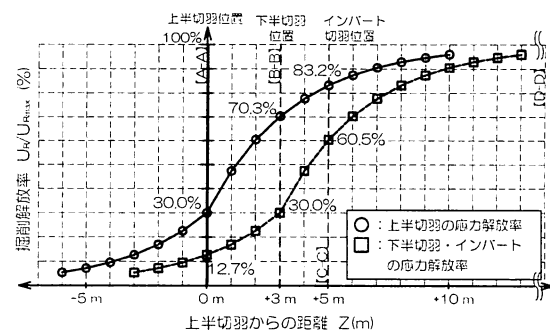


図-11 切羽位置と応力解放率との関係

$$\left. \begin{aligned} Z \geq 0 (\text{切羽後方}) : & U_R/U_{Rmax} = c_0 + c_1(1 - e^{-|Z|/0.7r}) \\ Z < 0 (\text{切羽前方}) : & U_R/U_{Rmax} = c_0 - c_1(1 - e^{-|Z|/0.7r}) \end{aligned} \right\} (2)$$

ここで、 U_R/U_{Rmax} ：壁面変位率(掘削解放率)
 Z ：切羽距離(m)， r ：トンネル半径(=5m)¹¹⁾
 c_0 ：先行変位率(=0.3)¹¹⁾， c_1 ：1- c_0

放力のモデル化を試みた。すなわち、前述の2つの問題のうちの前者に対するモデル化を試みた。このモデル化による解析結果とB計測結果との比較から、解析結果は大局的に安全側の評価であったが、変形モードなどの細部までを正確に模擬することはできていなかった^{11),12)}。この原因として、前述した問題のうちの後者、すなわち、支保部材や地山の剛性によるトンネル縦断方向への変形の干渉が考えられた。

そこで、本解析では、トンネル縦断方向への変形の干渉によって、見かけの掘削解放率が変化すると考えて、上半、下半、インバートの各掘削位置での掘削解放率を同定パラメータにすることとした。

同定パラメータは、上半と下半・インバートの2つに大別し、図-11中のA-A～C-C断面について、それぞれ水平方向(X方向)と鉛直方向(Z方向)の掘削解放率を独立して推定することとした(表-2参照)。なお、トンネル完成時のD-D断面における掘削解放率は常に100%とした。掘削解放率の制約範囲を表-6に示す。この範囲は、広範な制約範囲を仮設定した予備解析を行って、その収束傾向を参考にして設定した。

地山物性値は、I期線トンネルの逆解析結果をそのまま採用し、I期線トンネル掘削後の状態から本逆解析を実施した。

表-6 II期線トンネルの掘削解放率の制約範囲(%)

	上半 α_{*x}, α_{*z}		下半・インバート β_{*x}, β_{*z}	
	水平方向X	鉛直方向Z	水平方向X	鉛直方向Z
Stage8:A-A	0～15	5～40	0～15	5～40
Stage9:B-B	0～35	0～20	0～20	20～60
Stage10:C-C	30～90	0～20	0～25	0～30
Stage11:D-D	100	100	100	100

※Stage8～10は増分解放率を示す。Stage11はStage8～11の総和を示す。

表-7 II期線トンネル掘削時の計測変位(単位:mm)

I期線トンネル		II期線トンネル	
天端:M1	+1.2	天端:N1	-2.5
左肩部:M2	-1.0	左肩部:N2	-3.5
右肩部:M3	-2.5	右肩部:N3	-3.2
左斜測線:M1-M2	+2.2	左斜測線:N1-N2	-2.5
右斜測線:M1-M3	+1.3	右斜測線:N1-N3	-1.6
水平測線:M2-M3	-0.7	水平測線1:N2-N3	-3.0
※正值:隆起・伸長		水平測線2:N4-N5	-1.2
負値:沈下・収縮		地表面沈下:G1	-7.8
※地表面沈下G1はII期線トンネル直上の値を示す。			

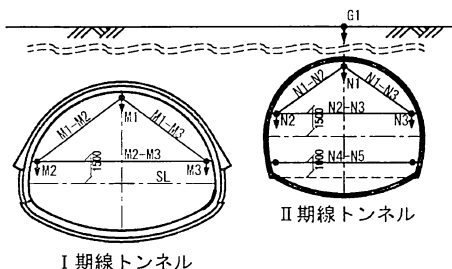


図-12 II期線トンネル掘削時の変位計測の位置

(2) 計測データとPSOパラメータ

II期線トンネル掘削時の変位計測結果と計測位置をそれぞれ表-7と図-12に示す。表-7は、II期線トンネルの掘削開始から完了までの計測値(増分値)を示すものである。逆解析の評価関数 E は、これら全14測点の計測変位と解析変位の誤差の二乗和とした。

粒子群最適化の粒子数と繰り返し計算回数は、試計算による収束傾向から、それぞれ20個と80回と設定した。

(3) 支保部材と補助工法

II期線トンネルの支保部材は、鋼製支保工H150@1m(SS400)と吹付けコンクリート $t=20\text{cm}$ ($\sigma_k=18\text{N/mm}^2$)であり、前述したI期線と同様に合成梁としてモデル化した。I期線では、II期線のトンネル掘削前に覆工($\sigma_k=30\text{N/mm}^2, t=40\text{cm}$ (一部 $t=52.5\text{cm}$))を構築したため、解析では梁要素としてモデル化した。補助工法は、参考文献11),12)と同様にモデル化を行った。

(4) II期線トンネルの逆解析結果

粒子全体の最小評価関数と繰り返し回数との関係を図-13に示す。同図より、評価関数は徐々に減少しているものの、繰り返し回数が40回を超えると減少傾向はやや緩慢となっている。

II期線トンネル掘削時の計測結果と解析結果との比較を表-8に示す(前述の計測値に対応する増分値)。同表より、両トンネルの肩部の沈下、I期線の内空変位および地表面沈下は比較的模擬できているが、両トンネルの天端沈下やII期線の内空変位は計測結果と逆解析結果が乖離する結果となった。全体としての平均誤差は約2.4mmであり、やや誤差の大きい結果となった。

最小評価関数に対する同定パラメータを表-9と図-14に示す。これらの結果から、トンネル断面閉合前のA-A～C-C断面における掘削解放率は、バラツキが大きく、一般的に知られている値(図-11参照)よりもかなり小さい解放率もあった。

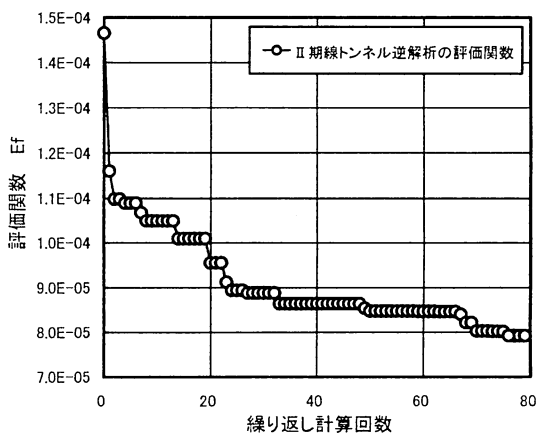


図-13 II期線トンネル逆解析の評価関数の推移

これは、上半切羽から後方5mという近接した位置でトンネル断面を閉合したため、閉合部による変形抑制効果が切羽の変形にまで影響を与え、見かけの掘削解放率を複雑化させたと考えられる。また、同じ断面位置でも、鉛直と水平方向の解放率が大きく異なる断面もあり、A-A～C-Cでは水平方向の解放率が小さい傾向にあった。これらの影響特性とその大きさは、地山性状、支保剛性、切羽と閉合位置との距離、トンネル断面形状や縦横比などの多くのパラメータに関係していると考えられる。

Stage11における塑性領域と最大せん断ひずみの分布図を図-15,16に示す。同図より、Ⅱ期線トンネルの掘削によって、両トンネル間のピラー部とⅡ期線周辺の厚さ1m範囲が新たに塑性化したものの、Ⅰ期線の様に、側壁や脚部から塑性領域が上方へ進展する傾向はⅡ期線では確認できなかった。また、図-9と図-15、図-10と図-16を比較すると、Ⅱ期線の掘削によって、塑性領域やせん断ひずみ分布が大きく拡大または増大することはなかった。これは、全断面掘削・早期閉合による掘削工法が地山の変形や沈下を効果的に抑制したためと考えられる。

以上から、全断面掘削・早期閉合の掘削解放率の傾向

表-8 Ⅱ期線トンネル逆解析における計測変位と解析変位との比較

	計測位置		計測結果 Ti (mm)	解析結果 δi (mm)	誤差の絶対値 Ti - δi (mm)
Ⅱ期	天端	N1	-2.5	-3.9	1.4
	左肩部	N2	-3.5	-3.0	0.5
	右肩部	N3	-3.2	-1.9	1.3
	左斜測線	N1-N2	-2.5	1.0	3.5
	右斜測線	N1-N3	-1.6	1.2	2.8
	水平測線1	N2-N3	-3.0	-0.2	2.8
	水平測線2	N4-N5	-1.2	-0.5	0.7
	地表面沈下	G1	-7.8	-9.8	2.0
Ⅰ期	天端	M1	1.2	-3.6	4.8
	左肩部	M2	-1.0	-3.6	2.6
	右肩部	M3	-2.5	-4.8	2.3
	左斜測線	M1-M2	2.2	1.2	1.0
	右斜測線	M1-M3	1.3	0.5	0.8
	水平測線	M2-M3	-0.7	1.7	2.4

※ 正值：隆起・伸長、負値：沈下・収縮

表-9 Ⅱ期線トンネルの逆解析で得られた掘削解放率(%)

	逆解析結果				M.Panetの重合せ ^{10,19)}	
	上半		下半・イバート		上半	下半
	α_{*x}	α_{*z}	β_{*x}	β_{*z}	XZ共通	イバート
	水平 X	鉛直 Z	水平 X	鉛直 Z		
Stage8 A-A	0.4	27.8	0.0	32.0	30.0	12.7
Stage9 B-B	3.0 (2.6)	28.0 (0.2)	0.2 (0.2)	55.6 (23.6)	70.3	30.0
Stage10 C-C	82.7 (79.7)	29.7 (1.7)	3.6 (3.4)	65.5 (9.9)	83.2	60.5
Stage11 D-D	100.0 (17.3)	100.0 (70.3)	100.0 (96.4)	100.0 (34.5)	100.0	100.0

※ 表中の値は累積の掘削解放率を示す。括弧内は増分値を示す。

や地山の変形抑制効果の傾向を確認することができた。しかしながら、Ⅱ期線トンネルの逆解析においては、計測変位の再現性がⅠ期線ほど良好ではなかった。

この原因としては、Ⅰ期線掘削後の2本目のトンネル掘削であるため現象が複雑化したこと、水平方向の変形が特に計測結果と乖離したことから側圧係数の設定に問題があったことなどが考えられる。また、当該断面の切羽周辺には中学校校舎の杭基礎が散在し、トンネル掘削時には切羽でそれらの杭を適宜撤去したため、その施工時の影響を受けたことも原因として考えられる。

6. まとめ

本稿では、粒子群最適化と有限差分法を組み合わせた最適化手法を用いて、現場計測データによるトンネル掘削問題の逆解析を行った。その結果、本逆解析手法は、

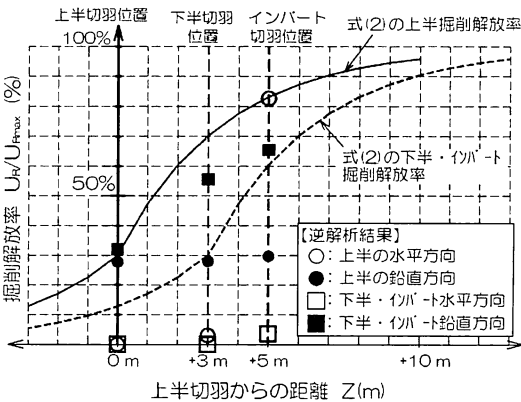


図-14 Ⅱ期線逆解析で得られた掘削解放率

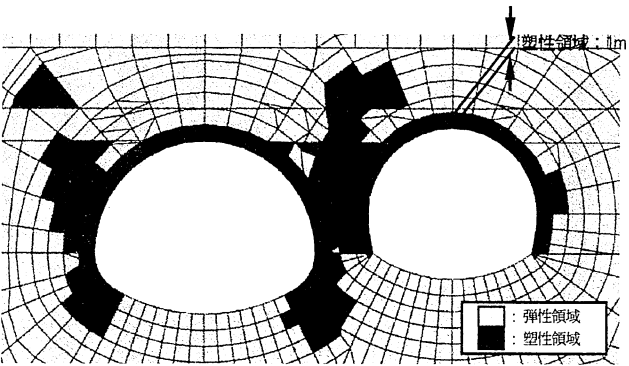


図-15 地山の塑性領域の分布(Ⅱ期線Tn掘削後, Stage 11)

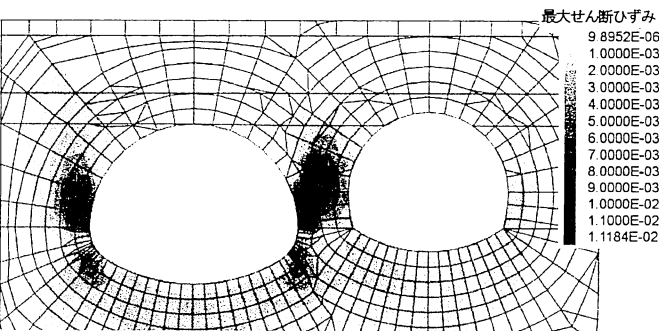


図-16 地山の最大せん断ひずみ分布(Ⅱ期線Tn掘削後, Stage 11)

非線形構成則に関する複数のパラメータを同時に推定しても、変形状や同定パラメータについて、おおむね妥当な再現性を示すことを確認した。

現場計測データには、機械的・人為的な計測誤差や地山の不均一性など不可避な不確実性が多く含まれるため、逆解析の精度や収束性は数値シミュレーションに比較して大きく低下する場合が多い。しかしながら、Ⅰ期線トンネルの逆解析においては、解析結果は計測結果をほぼ正確に再現することができたため、本解析手法の当該現場への適用性は良好であったと評価できる。

Ⅱ期線トンネルでは、全断面掘削・早期閉合の掘削解放率を逆解析した。計測変位の再現性はⅠ期線の逆解析よりも良好ではなかったが、全断面掘削・早期閉合の掘削解放率の傾向や地山の变形抑制効果の傾向を確認することができた。すなわち、トンネル断面閉合位置よりも切羽側の見かけの掘削解放率が、一般的に知られている値よりもかなり小さくなっていることが分かった。これは、トンネル断面閉合による变形抑制効果が大きいいため、切羽付近の变形も抑制されたためと考えられる。

なお、Ⅱ期線トンネルに関しては、掘削工法のモデル化や同定パラメータの選定について再考する必要があると考えられるが、評価関数の最小化が順調に図れていることから、逆解析の手法自体に問題はなかったと考えられる。

以上から、本稿で報告した逆解析手法は、数値解析のモデル化や同定パラメータの選定について適切に配慮すれば、実現場での計測データに対しても十分対応が可能であり、トンネル工事の実務において有効な設計・施工管理ツールとして活用できると考えられる。

謝辞：岸谷生麦線トンネル工事の設計・施工に際しては、「岸谷生麦線トンネルの設計施工に関する小委員会」(委員長：東京都立大学 今田 徹 名誉教授)をはじめとする関係各位に、また、最適化手法の適用に関しては、山口大学大学院の中村秀明教授に多大なるご指導とご協力を頂いた。ここに、深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 桜井春輔, 武内邦文：トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法, 土木学会論文報告集, No.337, pp.137-145, 1983.9
- 2) 武内邦夫, 志村友行, 芥川真一, 桜井春輔：逆解析適用結果に基づく岩盤安定性予測解析法の開発, 土木学会論文集, No.701/III-58, pp.253-262, 2002.3
- 3) 福田毅, 山田浩幸, 藤澤勉, 大村修一, 村上章：逆解析を用いた情報化施工の高度化に関する一考察, トンネル工学報告集, 第17巻/pp.59-65, 2007.11
- 4) Kennedy, J., Eberhart, R. and Shi, Y. : *Swarm Intelligence*, Morgan Kaufmann Publishers, 2001
- 5) Kennedy, J. and Eberhart, R. : *Particle Swarm Optimization*, *Proc. The 1995 IEEE International Conference on Neural Networks*, vol. IV, pp.1942-1948, 1995
- 6) 中村秀明, 王 桂萱, 江本久雄, 宮本文穂：Particle Swarm Optimizationによるマスコンクリートの熱伝導逆解析, 土木学会論文集, Vol.62, No.1, pp.107-118, 2006.2
- 7) 亀谷英樹：粒子群最適化を用いたトンネル掘削問題の逆解析, 土木学会論文集 F1(トンネル工学)特集号(投稿中), 2012.11
- 8) 岡井崇彦, 亀谷英樹：粒子群最適化を用いたトンネル掘削問題の逆解析, 土木学会第67回年次学術講演会, VI-027, pp.53-54, 2012.9
- 9) 寺山徹, 津野和宏, 石黒順一, 守山和郎：横浜市道岸谷生麦線トンネル建設に伴う生麦中学校校舎アンダーパニング工事の設計・施工概要, 基礎工, Vol.35-No.5, pp.60-64, 2007.5
- 10) 津野和宏：全断面早期閉合による都市部山岳工法トンネル安定対策, トンネル工学報告集, 第17巻, pp.43-49, 2007.11
- 11) 落合栄司, 浅野靖, 神崎正美, 岡村貴彦, 亀谷英樹：地上構造物と近接する双設トンネルの設計・施工, トンネル工学報告集, 第21巻, pp.71-78, 2011.11
- 12) 多田浩治, 津野和宏, 石丸潔, 亀谷英樹：構造物直下の双設トンネルを早期閉合により施工, トンネルと地下, 第43巻7号, pp.23-33, 2012.7
- 13) Cundall, P.A. and Board M. : *A Microcomputer Program for Modeling Large-Strain Plasticity Programs*, *Proc. of the 6th International Conference on Numerical Methods in Geo-mechanics*, 1988
- 14) 首都高速道路(株)神奈川建設局：岸谷生麦線トンネルの設計施工に関する小委員会報告書(案), 平成19年6月
- 15) M.Panet : *Time-dependent deformation in underground works*, *Proceedings International Congress on Rock Mechanics 4th* 790902 Vol.3, pp.279-289, 1979
- 16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, p.285, 平成24年3月

(2012.9.3 受付)

BACK ANALYSIS USING MONITORING DATA ON SITE WITH PARTICLE SWARM OPTIMIZATION

Hideki KAMEYA, Kazuhiro TSUNO, Eiji OCHIAI, Kouji TADA and Takahiko OKAMURA

For tunnel construction, back analysis is used as an evaluation technique of ground and support member behavior.

In this study, the relatively simple back analysis method, which combined Particle Swarm Optimization: PSO and the finite difference method, was adopted to presume the ground material properties of the nonlinear constitutive equation and the initial stress of the ground at the same time.

This paper reports on the validation and the issue of the method by the back analysis using monitoring data on site.