

# 土被りの浅い未固結地山トンネルの 地表面沈下抑止方法に関する評価

奥田 庸<sup>1</sup>・阿部敏夫<sup>2</sup>・進士正人<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 日本鉄道建設公団 新幹線部新幹線第二課長 (〒100-0014 東京都千代田区永田町2-14-2)

<sup>2</sup>正会員 日本鉄道建設公団 計画部積算課係長 (〒100-0014 東京都千代田区永田町2-14-2)

<sup>3</sup>正会員 Ph. D 応用地質株式会社 技術本部岩盤技術部課長 (〒330-8632 埼玉県大宮市土呂町2-61-5)

都市域においてトンネルを掘削する場合、重要構造物と交差したり近接することは通例であり、地表面沈下の問題は避けて通れない重要課題である。特に、土被りが浅い未固結地山の場合、地質による影響を強く受けた特異な非線形的な変位挙動を示す場合が多い。このような状況から、地表面沈下に対する対応が困難で、対症的な対策を迫られる場合も散見されるが、本質的には沈下のメカニズムを把握することが重要な課題である。本論文では、洪積砂層と盛土層の2つの異なった地山において採用された抑止対策（掘削工法によるものとしてCD工法とその改良工法であるCRD工法の2例、補助工法によるもの1例）を例として逆解析を実施し、地表面沈下のメカニズムおよび各抑止工法に対する効果を明らかにした。さらに、適用した逆解析法が十分実用に供し得ることを検証した。

*Key Words* : shallow tunnel, ground surface settlement, preventive method, back-analysis, settlement mechanics, evaluation

## 1. はじめに

近年、NATMは、経済性および断面の変化等に対する自由度の高さから山岳だけでなく、都市域の未固結な地山等に対しても積極的に活用されるようになってきた。

しかし、都市域では重要な構造物と交差したり近接することは通例であり、厳しい制約条件が課せられることが散見される。特に、土被りの浅い場合には、隣接する構造物に与える社会的な影響が大きいことから、崩壊に対する安全性は言うまでもなく、地表面沈下に対しても極力抑止することが望まれ、重要な技術課題となっている。

NATMの適用範囲を未固結地山にまで押し広げる原動力は、モデル実験および現場計測等による現象面の把握と次々に開発される逆解析法等の数値解析法に裏付けられた研究に負うところが多い。

トンネル上部の安定を取り扱ったモデル実験では、アルミ棒積層体を用いた落とし戸による村山らの先駆的な研究<sup>1)</sup>がある。これを発展させ、アルミ棒積層体によりトンネルを作ることによって、形状の欠点を補った実験で、足立ら<sup>2)</sup>は直径を変化させる等変

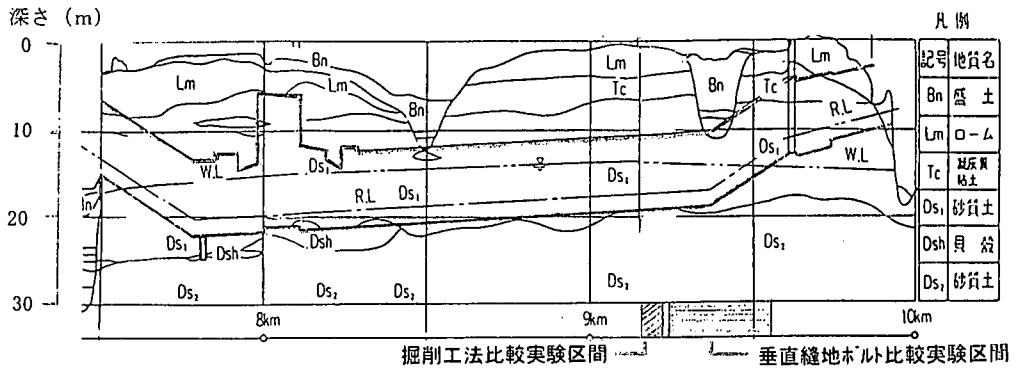
位問題として、桜井ら<sup>3)</sup>は内圧を変化させる等圧問題として、土被りの違いによる変形挙動をシミュレートしている。更に、砂を用いた3次元状態における切羽周辺の挙動を求めたものに、上野ら<sup>4)</sup>、久武<sup>5)</sup>の研究がある。

また、解析的な研究としては、不連続体を連続体モデルとして取り扱った桜井ら<sup>6) 7)</sup>の研究、ジョイント要素を用いた足立ら<sup>2)</sup>の研究、不連続体モデルとして取扱ったBackward DDAを利用した清水ら<sup>8)</sup>の研究、マイクロメカニクスに基づく連続体モデルの吉田ら<sup>9)</sup>の研究があるが、地山を忠実にモデル化することの困難性など解決を図るべき課題もまだまだ多い。

本論文は、地表面沈下の抑止効果について、掘削工法の異なる2つの現場実験結果から、逆解析を利用して土被りの浅い未固結地山における地表面沈下のメカニズムを考察するとともに、CD工法、CRD工法並びに補助工法として位置付けられる垂直縫地ボルトの抑止効果の評価を試みた。

## 2. 実験に供した地山の概要

実験に供した東葉高速線・習志野台トンネルは、急速に都市化が進む首都圏近郊の基幹交通線として、



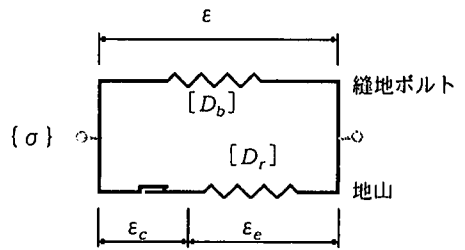
図一 地質縦断面図

千葉県船橋市内に建設された都市域における未固結滞水地山の鉄道新線トンネルである。

都市域特有の周辺環境として、トンネル近傍には重要構造物が直上にまで迫る場合が多く、計画当初から地表面沈下の抑止が重要な課題として検討された。このため、本格的な施工に先立ち新たな掘削工法としてCRD工法の開発が試みられ、既存のCD工法との比較実験<sup>10)</sup>から、適用性を検証したうえ実施工へと移行した。

トンネル掘削断面部分の主たる地質は、第四紀洪積世の成田砂層である。この区間の掘削は、新たに開発したCRD工法を適用することによって、ほぼ目標を満たす地表面沈下量で掘削を進めることができた。しかし、開析谷部分の宅地造成区間では、地表面沈下量は急激に増加し目標を大きく上回る結果となった。このため、補助工法として垂直縫地ボルトを採用し、地表面沈下を制御することとした。この結果、最終的にはほぼ目標を満たす地表面沈下量で掘削を終了した。

実験に供したトンネルの地質を図一に示す。掘削工法の相異による比較実験を行った区間の地質は、土被り厚さがほぼ10mで、地表から関東ローム(Lm)と凝灰質粘土層(Tc)がそれぞれ3m程度堆積し、以深は成田砂層(Ds1)へと続いており、いずれも第四紀洪積世に堆積した未固結な地山である。これに対して、垂直縫地ボルトにより沈下制御を行った区間の地質は、土被り厚さが5m~10mと変化し、地表から覆う造成盛土(Bn)の下部には沖積粘土層(Ac)および沖積砂層(As)が薄く挟在している。これらはいずれもルーズな地質で、部分的にはトンネル掘削断面の天端付近まで堆積しており、トンネル掘削に適した地質構成とは言い難いものとなっている。



図二 垂直縫地ボルトモデル図

### 3. 評価方法

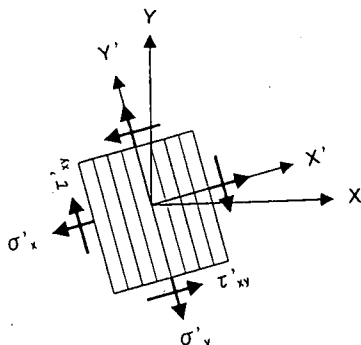
実験結果の評価は、地山の塑性挙動をせん断ひずみ量に依存するせん断剛性の低下および非弾性の体積ひずみに起因すると位置付けて、逆解析によりせん断ひずみ分布を求め、地山状態を評価しようとするものである。

また、ここでは補助工法として垂直縫地ボルトを採用しているため、ボルトを考慮した地山の構成式は次のように表せるものと仮定する。

掘削に伴う応力の再配分過程で起きる地山自体あるいは支保材料等の影響による非弾性の体積変化に対して、垂直縫地ボルトが抵抗体として作用するものとする、図二に示すモデルが考えられる。

このモデル図で、地山とボルトは領域を共有しているので全体の応力 $\{\sigma\}$ は、地山の応力 $\{\sigma_r\}$ とボルトの応力 $\{\sigma_b\}$ の和として次のように表される。

$$\begin{aligned} \{\sigma\} &= \{\sigma_r\} + \{\sigma_b\} \\ &= [D_r] \{ \varepsilon_c \} + [D_b] \{ \varepsilon \} \end{aligned} \quad (1)$$



図一三 局所座標系

ここで、 $[D_r]$  および  $[D_b]$  は、それぞれ地山とボルトを支配する応力ひずみマトリックスである。

一方、地山に生ずるひずみ  $\{\varepsilon\}$  は、弾性ひずみ  $\{\varepsilon_e\}$  と掘削による非弾性の体積ひずみ  $\{\varepsilon_c\} = \{\varepsilon_v, \varepsilon_v, 0\}$  の和として次のように表される。

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_e\} + \{\varepsilon_c\} \quad (2)$$

さらに、地山とボルトの合成したマトリックスを  $[D_t] = [D_r] + [D_b]$  とすると、次式を得る。

$$\{\sigma\} = [D_t] \{\varepsilon\} - [D_r] \{\varepsilon_c\} \quad (3)$$

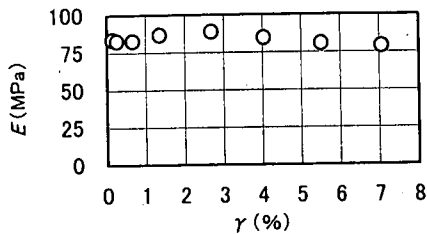
ここで、 $[D_t]$  および  $[D_b]$  は、局所座標系 ( $X'$ ,  $Y'$ ) における直交異方性の性質を利用して、次のように表される。

$$[D] = [T][D'] [T]^T \quad (4)$$

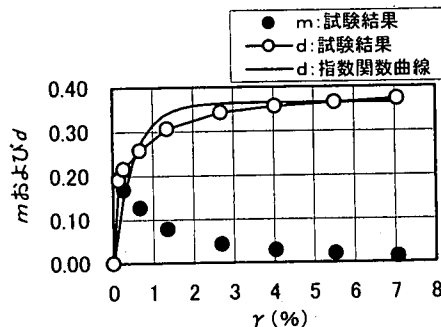
なお、 $[T]$  は座標変換マトリックスであり、 $[D']$  は局所座標系における応力-ひずみマトリックスで、次式で与えられる。

$$[D'] = \frac{E_2}{(1+\nu_1)(1-\nu_1-2n\nu_2^2)} \begin{bmatrix} n(1-n\nu_2^2) & n\nu_2(1+\nu_1) & 0 \\ n\nu_2(1+\nu_1) & (1-\nu_1^2) & 0 \\ 0 & 0 & m(1+\nu_1)(1-\nu_1-2n\nu_2^2) \end{bmatrix} \quad (5)$$

上式において、 $n$  は  $n = E_1/E_2$  と表され、添字の 1 は  $X'$  方向、2 は  $Y'$  方向のものを表している。なお、垂直ボルトがない場合は、局所座標系は、図一三に示すとおり  $m$  が低下する滑り方向と一致させる。また、垂直ボルトがある場合は  $Y'$  軸が垂直縫地ボルトの方向と一致するように設定する。従って、 $n$  は垂直縫地ボルト



最大せん断ひずみ  $\gamma$  と弾性係数  $E$



最大せん断ひずみ  $\gamma$  と  $m$  および異方性損傷パラメータ  $d$

図一四 三軸圧縮試験結果

トによる地山の改良効果の逆数を表す。また、 $m$  は

$$m = \frac{1}{2(1+\nu)} - d \text{ と表される}^{11)}。$$

桜井らは、応力が増加するに従い顕著になる非弾性の地山挙動は  $m$  の低下によるものであり、この時弾性係数  $E$  は変化しないと考え、実験によりこれを検証している。ここで、 $d$  はゆるみによる損傷 (damage) の程度を表し、異方性損傷パラメータ (Anisotropic Damage Parameter) と名付けられた<sup>11)</sup>。

筆者らは、この考え方に従い砂を用いた三軸圧縮試験による確認実験を試みた。図一四は最大せん断ひずみ  $\gamma$  に対する弾性係数  $E$  の関係並びに  $\gamma$  と  $m$  および  $d$  の関係をそれぞれ示したものである。図から明らかなように、弾性係数  $E$  は  $\gamma$  の影響を受けずほぼ一定値を示す。これに対して、 $m$  は極めて小さいせん断ひずみレベルから損傷が始まり、急激に低下し収束する様子が確認できる。

このため、これらの実験結果から異方性損傷パラメータ  $d$  は最大せん断ひずみの方向に対して、次式のように近似できるものとした。

$$d = (m_e - m_r) [1 - \text{Exp}\{-100\alpha(\gamma - \gamma_1)\}] \quad (6)$$

ここに、 $\gamma$ ,  $\gamma_1$  はそれぞれ最大せん断ひずみおよび損傷の始まるせん断ひずみである。また、 $m_e, m_r$  は、それぞれ弾性体の場合の  $m$  および残留する  $m$  の値を

表す。さらに、 $\alpha$ は地山に固有の値と考えられ損傷のしやすさを表す係数である。なお、図中の指数関数曲線は、 $m_e = 0.385, m_r = 0.02, \gamma_r = 0$ の場合の例を示す。

一方、有限要素法による全解析領域の節点におけるつり合い式は、一般に、次式で表される。

$$\{F\} = [K]\{u\} \quad (7)$$

ここで、それぞれ  $\{F\}$  は外力ベクトル、 $[K]$  は剛性マトリックス、 $\{u\}$  は変位ベクトルを表す。

さらに、式(7)の両辺を弾性係数  $E$  で除し、 $[K^*] = [K]/E$ 、 $\{P^*\} = \{P\}/E$  とし式(3)を考慮すると次式を得る<sup>6)</sup>。

$$\{P^*\} + \{P_c^*\} = [K^*]\{u\} \quad (8)$$

$$\text{ここに、} [K^*] = \int_v [B]^T [D_i] [B] dv$$

$$\{P^*\} = \int_{ve} [B]^T \{\sigma^*\} dv - \int_{ve} [N] \begin{Bmatrix} 0 \\ -\gamma_w/E \end{Bmatrix} dv$$

$$\{P_c^*\} = \int_{vc} [B]^T [D_i] \{\epsilon_c\} dv$$

さらに、 $[D_i^*] = [D_i]/E$ 、 $[D_r^*] = [D_r]/E$ 、 $[B]$  は変位ひずみマトリックス、 $[N]$  は形状関数、 $v$  は解析領域、 $ve$  は掘削領域、 $vc$  は非弾性の体積ひずみが生じる領域、 $\gamma_w$  は地山の単位体積重量である。また、 $\{\sigma^*\}$  は  $\{\sigma_{ox}/E, \sigma_{oy}/E, \tau_{oxy}/E\}^T$  と表し、初期応力パラメータと呼ぶ。

ここで  $\sigma_{oy} = \gamma_w H$  と仮定し ( $H$  は地表面からトンネル中央までの深さ)、地山の特性に併せ必要とする非弾性の体積ひずみ設定ゾーンを区分し、この領域設定数を  $n$  とすると、未知パラメータ  $\{x\}$  は次のようになる。

$$\{x\} = \{\sigma_{ox}/E, \gamma_w H/E, \tau_{oxy}/E, \epsilon_c^1, \dots, \epsilon_c^n\} \quad (9)$$

なお、未知パラメータ  $\{x\}$  は、各々の成分を1として計算された変位ベクトルから計測に係る部分を取り出し、最小二乗法により決定される<sup>6)</sup>。

また、異方性損傷パラメータは、 $[K^*]$  に含まれるため、その値の決定には繰返し計算が必要になる。

さらに、ここで言う解析精度を表す誤差の二乗和  $\Pi$  は次式による。

$$\Pi = 1/n_m \sum_{i=1}^n (u_m^i - u_c^i)^2 \quad (10)$$

ここに、 $i$  は計測番号、 $n_m$  は計測数、 $u_m, u_c$  は、それぞれ計測および解析変位を表す。

#### 4. 掘削工法を利用した抑止方法と逆解析による評価

##### (1) 地表面沈下の抑止方法と計測結果

CRD (Cross Diaphragm) 工法は、地表面沈下の抑止を目的に開発された掘削工法である。同工法は現地への適用に先立ち、未固結地山の沈下抑止工法として多くの実績を持つ CD (Center Diaphragm) 工法と比較実験を行い、適用性を検証している。実験は直接の比較が行えるよう支保剛性、地質等の施工環境をほぼ同等のものとして実施した。

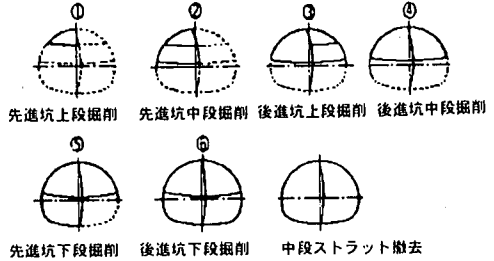
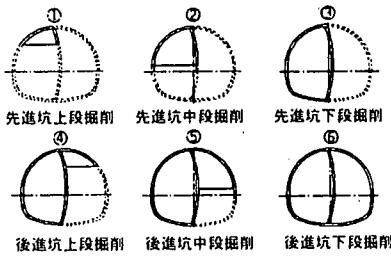
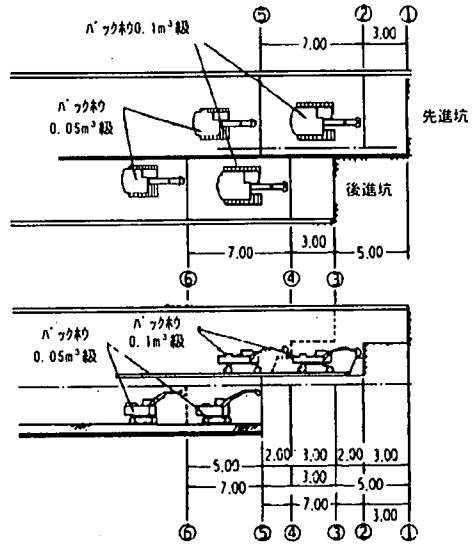
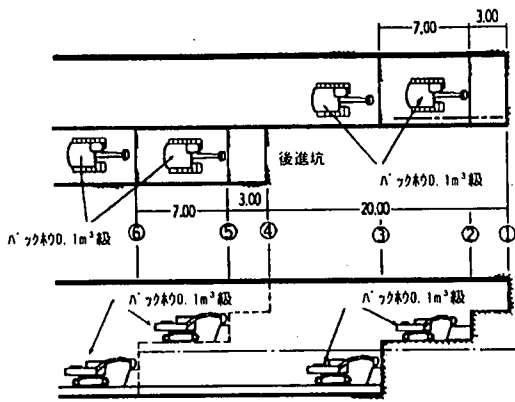
掘削順序は図-5に示すが、全断面を6分割する点では、両工法に違いはない。両工法の主な違いは、導坑の閉合の考え方にある。CD工法は、断面を6分割し、中壁を利用して左右の導坑を閉合するのに対して、CRD工法は6分割された各導坑で仮閉合を繰り返しながら掘削する方式としている。また、導坑の掘削順序にも違いがあり、CRD工法は掘削の途中段階で上半部分を閉合することにより耐側圧性を改善し、縦長形とならないように配慮している。このような掘削順序を採ることによって、図-5に示すように、先進坑と後進坑切羽の間隔を短縮することが可能となるため全体の閉合時期にも差が生じ、CD工法の全体の閉合は、先端の導坑から30m程度であるのに対して、CRD工法のそれは、半分程度の15mとなっている。

トンネルセンターの地表面沈下の測定結果を図-6に示す。地山条件がほぼ同等であったにもかかわらず、両工法には、明らかな差が生じている。CD工法とCRD工法が相互に干渉した区間と考えられる9k195m~200mの結果を除き、平均値で見ると、CD工法の場合の地表面沈下量が75mmに対してCRD工法の場合は25mmと大幅に沈下量が低減され十分な効果を発揮していることが分る。

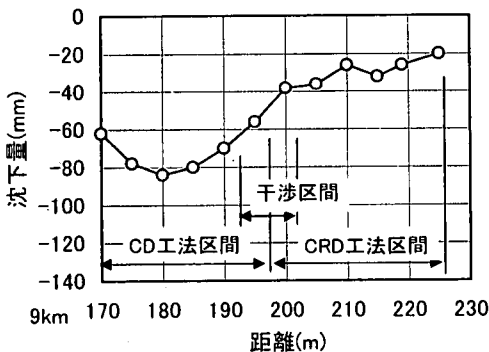
##### (2) 逆解析による評価

計測は、全線にわたりレベル測量により測定した地表面沈下測定その他、CD工法およびCRD工法区間について各1断面、地山変位計による鉛直方向の相対変位測定および傾斜計による水平方向の相対変位測定を実施している。このため、両工法の逆解析による比較検討は、両工法の変位計測位置として選定した9k190m (CD工法) および9k210m (CRD工法) で実施している。

解析では、地山のポアソン比を  $\nu = 0.3$ 、残留する  $m$  は図-4に示す実験結果から  $m_r = 0.02$  とし、鉛直成分の初期応力  $\sigma_y$  は、地山の単位体積重量  $\gamma_w = 1.9 \text{ tf/m}^3$  (18.6kN/m<sup>3</sup>) と地表面からトンネル中央ま



図一五 施工順序図



図一六 地表面沈下量 (洪積砂層区間)

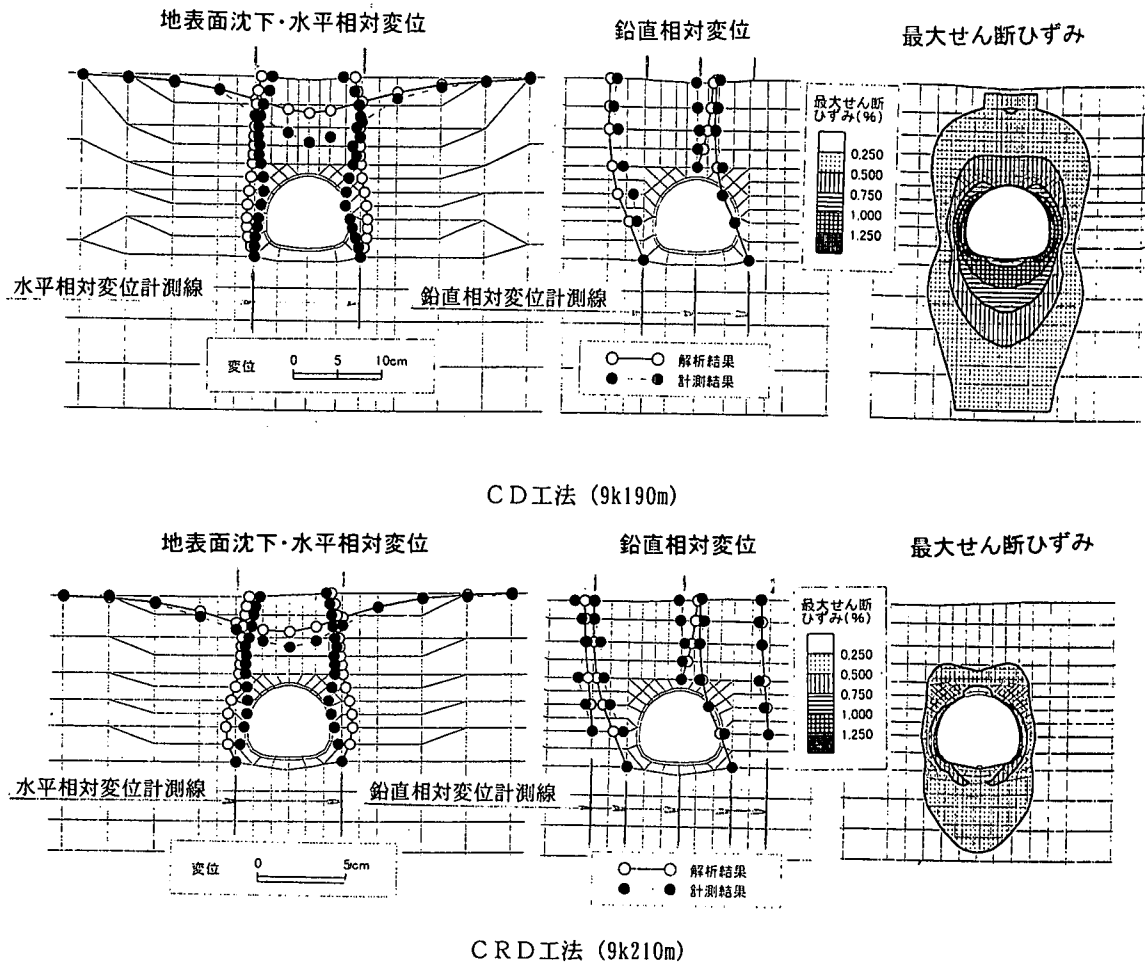
での深さ  $H$  の関係から  $\sigma_v = \gamma_w H$  と仮定している。  
 また、支保効果は地山の剛性に含めた方がよいとの考え<sup>12)</sup> から特に支保構造物としてモデル化せず地

表一 逆解析法と誤差の二乗和 (cm<sup>2</sup>)

	弾性逆解析	異方性損傷パラメータ $d$ を考慮した逆解析	$d$ に加え地山の非弾性の体積変化を考慮した逆解析
CD工法	1.493543 (1)	0.266641 (0.1785)	0.143465 (0.0961)
CRD工法	0.263524 (1)	0.129092 (0.4899)	0.047270 (0.1794)

( ) 弾性解析値を1とした比率

山の等価変形係数として取り扱う。このため、逆解析は、掘削ステップを考慮せず最終段階の計測値を用いて実施している。また、異方性損傷パラメータの設定領域は、ワシントン地下鉄における最大せん断ひずみの実測結果<sup>13)</sup> および桜井ら<sup>3)</sup>、足立ら<sup>2)</sup> の室内実験に見るようにトンネル側壁近傍から地上に向かい発達する塑性領域を包含する範囲を設定域とした。



図一七 弾性逆解析による掘削工法の比較図

通常、本論文で扱うような解析を行う場合、ゆりみ等による非線形的な挙動が加わるため弾性解析で評価できるものは少ないが、土被りの浅い地山の変位挙動を把握検討するため、弾性逆解析、異方性損傷パラメータを考慮した逆解析の他、さらに異方性損傷パラメータに加え地山の非弾性の体積変化を考慮した解析へと進め、それぞれの解析値と計測値の違いから沈下のメカニズムを考察する。

#### a) 弾性逆解析

図一七に地山を線形弾性体とみなしたCDおよびCRDの逆解析の結果をそれぞれ示す。両工法とも計算値と計測値は一致しているとは言い難く、次の点で相違が見られる。まず、地表面沈下の結果では、計測変位がトンネル中央部において急激に進行するのに対して、解析変位はこれに追従できていない。また、水平相対変位も、トンネル上部は比較的計測値と

一致するものの側壁部では計測値がトンネル内側に変位しているのに対して、計算値は逆に地山側に変位し変位方向が逆転していることが分る。これは、筆者らが現場実験から考察<sup>10)</sup>したように、未固結地山におけるトンネル周辺地山のせん断ひずみは、トンネル肩部から斜め上方に向かい発達するためと考えられる。

さらに、鉛直相対変位を見ると後進坑側の変位は比較的良好な一致を示すものの、先進坑側の肩部における違いが著しい。また、トンネル中央部では、解析結果に見られるような天端と地表面間が広がる、いわゆる「伸び」はなく、天端と地表面の変位がほぼ等しい「とも下がり」をしていることも確かめられる。このように、未固結地山であることに加え、土被りが極めて浅いという条件下では避けられない現象が表れ、弾性解析では追従できないことを示している。

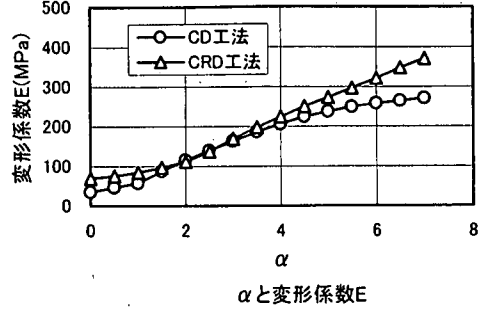
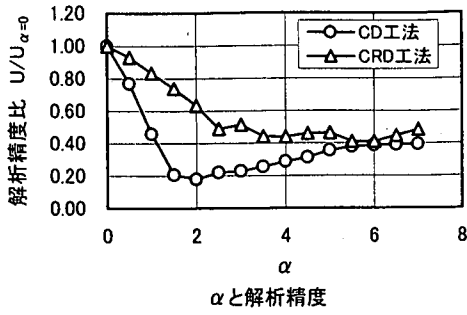


図-8  $\alpha$ と解析精度比および変形係数

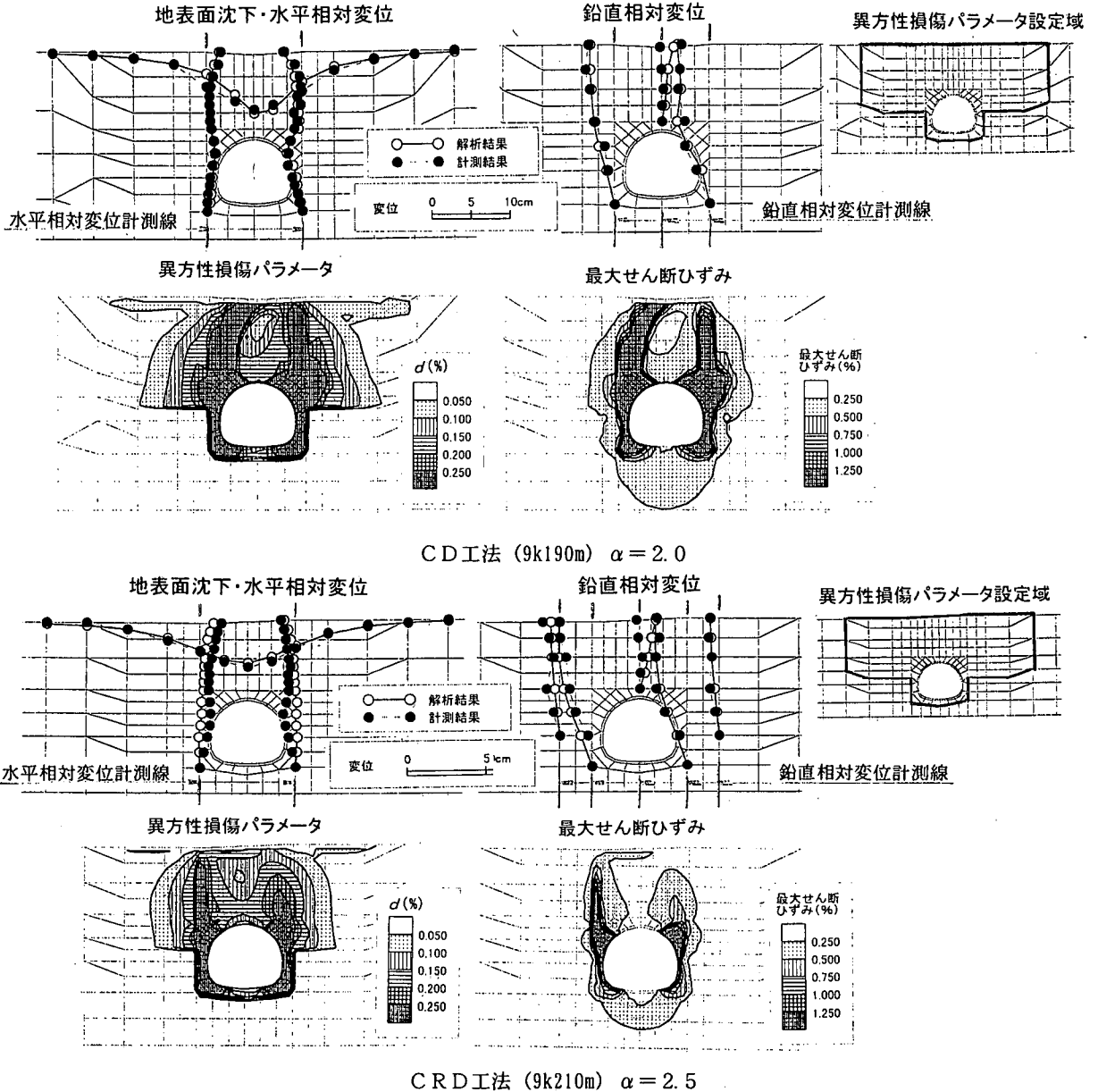
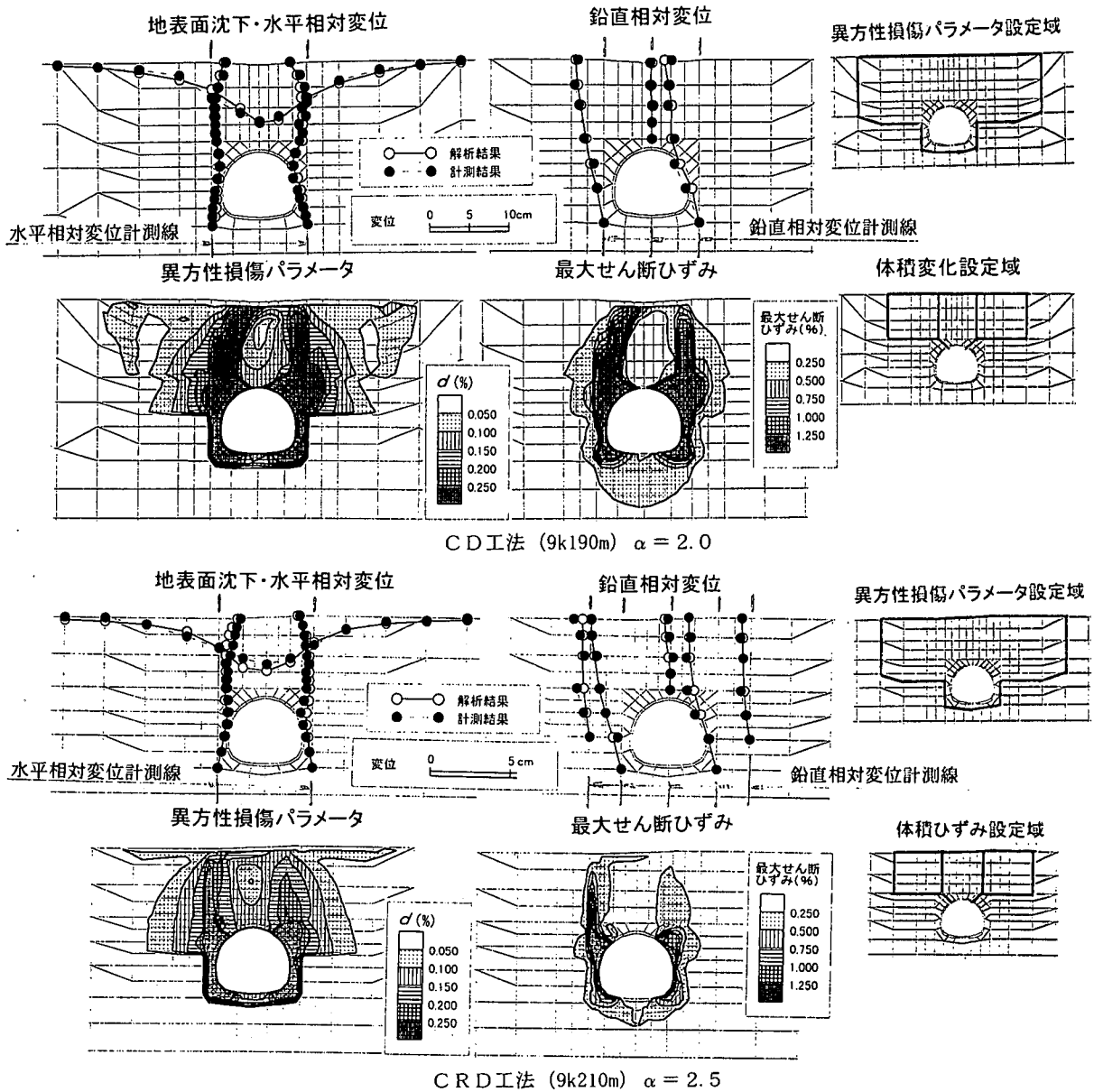


図-9 異方性損傷パラメータを考慮した逆解析結果



図一10 異方性損傷パラメータに加え地山の非弾性の体積変化を併せ考慮した逆解析結果

#### b) 異方性損傷パラメータを考慮した逆解析

ここでは、弾性解析では表せない非線形性をせん断ひずみ量によるせん断剛性の低下に起因すると考え、妥当性を検証する。

図一8は、せん断剛性の低下を表す異方性損傷パラメータを決定するために $\alpha$ を変化させた時の解析精度比 ( $\alpha=0$ とした時の誤差の二乗を1とした比) および $\alpha$ と変形係数の関係を示したものである。これらの解析精度の関係から明らかなように、CD

工法、CRD工法の両者が、ほぼ同様の地質で掘削されていることを考慮すると、 $\alpha$ は2程度であることが分る。

このため、比較解析には、ほぼ最適値に達したと考えられるCD工法については $\alpha=2.0$ 、CRD工法は $\alpha=2.5$ を用いて計算を進めた。

最適解による測定値と計測値の違いを図一9に示す。弾性解析では合わなかったトンネルセンター付近の地表面沈下および側壁部の水平相対変位もほぼ



計測値に追従し、全体的に整合性の良い結果が得られている。解析精度を表一に示しているが、異方性損傷パラメータを考慮することによってCD、CRD工法とも解析精度に著しい改善が見られ、異方性損傷パラメータを考慮することによって表現される地山の損傷程度が地表面沈下に大きく影響を与えていることが分る。

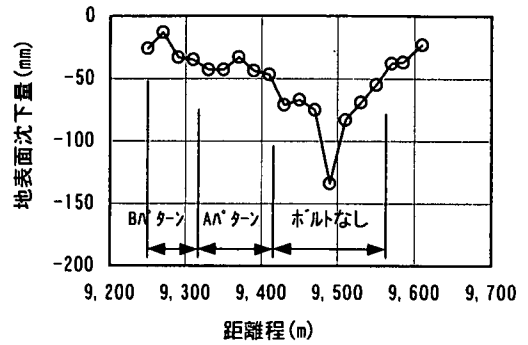
### c) 地山の非弾性の体積変化を併せ考慮した逆解析

異方性損傷パラメータを考慮することにより、解析精度は大幅に改善されることが分った。しかし、解析結果を詳細に検討すると、特に、トンネル直上の鉛直相対変位は、追従性が悪く「とも下がり」現象を表現出来ていないことが確認される。このため、ここでは、異方性損傷パラメータを用いたせん断成分により非弾性の地山挙動を表す方法では、うまく表現できないこの現象を地山の非弾性の体積変化によるものと考え、解析の妥当性を検証する。

図一10は、異方性損傷パラメータに加え地山の非弾性の体積変化を考慮した解析結果を示す。異方性損傷パラメータを考慮した逆解析では合わなかった地山の「とも下がり」およびCRD工法の水平相対変位の追従性も改善され、計算精度も表一に示すように、さらに向上している。

### d) まとめ

一連の解析結果を概観すると図一7に示す弾性解析ではせん断帯がトンネル周辺に分布するのに対して、図一9に示す異方性損傷パラメータを考慮した解析では、トンネルの両肩付近から地表に向かってせん断帯が発達する傾向を示す。これらの挙動は、桜井らの研究<sup>3)</sup>および現場実験から直接、せん断帯を求めたHansmireら<sup>13)</sup>の結果とも一致し、土被りの浅い未固結地山のトンネルが示す挙動の大きな特徴と考えられる。しかし、CD工法とCRD工法の両工法が示すせん断帯のひずみレベルは、相当、異なっている。すなわち、CD工法では大きな最大せん断ひずみの発生している領域(せん断帯)がトンネル側壁部および左右の肩部付近から地上に向かって伸びている。しかも、周辺からせん断帯に至るひずみは、ひずみレベルのコンタが重なるほどの急激な増加を示し、地山内に不連続的な塑性やゆるみ領域が形成されていることを覗かせる。これに対して、CRD工法の場合、地表にまで達するひずみレベルは0.5%以下と小さく、CD工法と同様の1.25%以上のせん断帯は、左側の肩部では地表に向う半ばで、右側は坑壁近傍にとどまっており、塑性やゆるみの発生は確認されるもののその程度には大きな差があることが分る。この差が地表面沈下量の差として現れているものと考えられる。また、洪積砂層の地表面沈下は、



図一11 地表面沈下量(盛土層区間)

非弾性の地山挙動の影響を強く受け沈下が進行することが分った。その沈下メカニズムは、地山の体積変化に起因する影響は小さく、トンネル肩部から地表に向かうせん断帯の発達、即ち、不連続面の発生が主な要因となり、トンネルセンター近傍の急激な沈下増加を招いているものと考えられる。CRD工法は、掘削各段階での仮閉合を重視することにより、結果的に肩部から発生するせん断帯の発達を最小限に押さえることができ、優れた沈下抑止工法として多くの実績を持つCD工法に比べて、さらに沈下を抑止することが可能な工法であることが検証できた。

このように、沈下のメカニズムを知ることは効果的な沈下の抑止方法を検討する上で最も重要であると考えられる。

しかし、全てのケースにおいてこのような掘削工法による沈下制御が可能とは限らない。地質構造および土被り等の施工環境によっては、沈下メカニズムが異なることが想定される。このため、さらに多くの事例を検討し効果的な抑止方法を確立することが望まれる。

## 5. 垂直縫地ボルトを利用した地表面沈下の抑止方法と逆解析による評価

### (1) 抑止方法と計測結果

CRD工法によって掘削された成田砂層区間の地表面沈下量は、20~30mm程度の安定した値で推移した。しかし、ルーズな盛土層区間に入ると、図一11に示すように地表面沈下量は飛躍的に増加し最大130mmを上回る値が計測されるまでになった。このため、地表面沈下の抑止により有効であるCRD工法の採用によっても、もはや掘削工法による対応だけでは必要な限界値以内に地表面沈下量を抑止

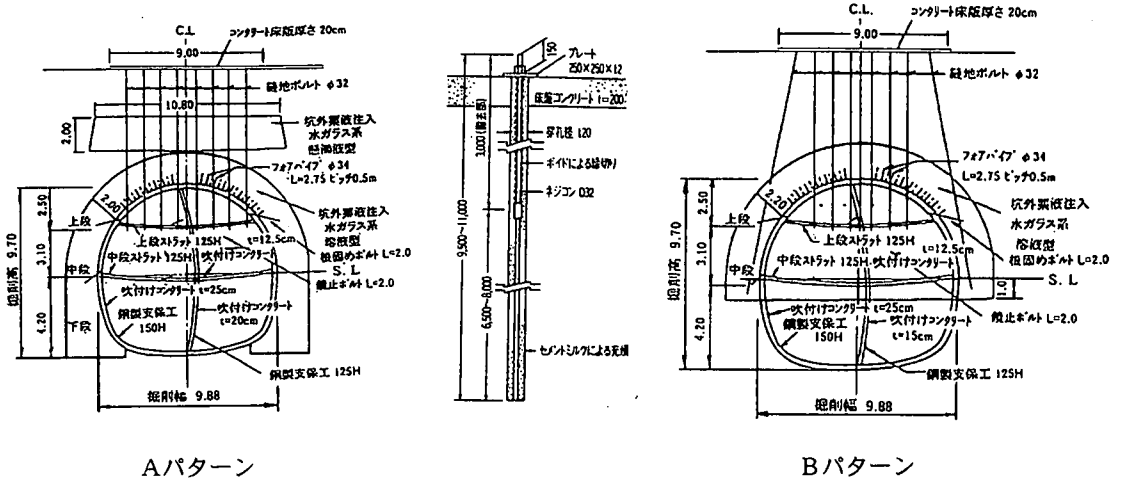


図-1 3 垂直縫地ボルト配置

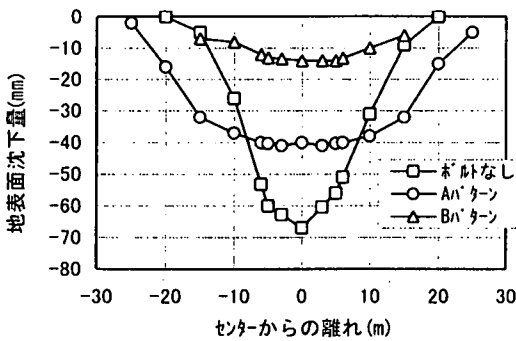


図-1 2 トンネル横断方向の地表面沈下

することが不可能であるものと判断し、補助工法として垂直縫地ボルトを採用することとした。

垂直縫地ボルトは、図-1 2に示す「ボルトなし区間」の横断方向の地表面沈下量の分布から、センター直上付近の急激な沈下の拡大を防ぐことを目的として、図-1 3に示すAパターンを設定した。このパターンの採用により、「ボルトなし区間」で計測された平均的な沈下量79mmが、42mm程度にまで改善されている<sup>14)</sup>。しかし、横断的には、図-1 2に示すように、ボルトの設置範囲外で沈下が進行する傾向を示したため、最外方のボルトを斜めボルトに変更したBパターンを新たに設定した。これにより、横断方向の外方への沈下の拡散は解消され、沈下量が平均で24mm程度にまで改善されている。

## (2) 逆解析による評価

計測は、全線にわたるレベル測量による地表面沈下の他、Aパターン(9k354m80)で、地山変位計による鉛直方向の相対変位測定および傾斜計による水平相対変位測定を実施している。このため、逆解析は同地点の計測結果を用い実施している。

逆解析では、地山のポアソン比を $\nu = 0.3$ 、残留する $m$ は $m_r = 0.02$ とし、鉛直成分の初期応力 $\sigma_v$ は、地表面からトンネル中央までの深さ $H$ の関係から $\sigma_v = \gamma_{w1} H_1 + \gamma_{w2} H_2$ と仮定している。ここに、盛土層の単位体積重量 $\gamma_{w1} = 1.45 \text{ tf/m}^3$  (14.2kN/m<sup>3</sup>)、砂層 $\gamma_{w2} = 1.9 \text{ tf/m}^3$  (18.6kN/m<sup>3</sup>)であり、 $H_1$ は盛土層の層厚、 $H_2 = H - H_1$ を表す。また、前章と同様、支保効果は、地山の剛性に含めた方がよいとの考え<sup>12)</sup>から特に支保構造物としてモデル化せず地山の等価変形係数として取り扱う。このため、掘削ステップは考慮せず最終段階の計測値を用い逆解析を行っている。なお、盛土層と洪積砂層の変形係数比 $E_s/E$ は、土質試験結果から0.5とした。また、異方性損傷パラメータの設定領域は前章と同様とし、非弾性の体積ひずみの設定域は地質条件から盛土層に限定した。

### a) 弾性逆解析

弾性体としての逆解析結果を図-1 4に示す。

解析結果と計測値を比較すると、水平方向については比較的良い一致を示しているが、鉛直方向は違いも大きく整合性に欠ける。

垂直縫地ボルトを施工した区間のトンネル直上部の鉛直相対変位は、計測ではトンネル天端と地表面間ではほぼ同一変位の「とも下がり」を示すのに対し

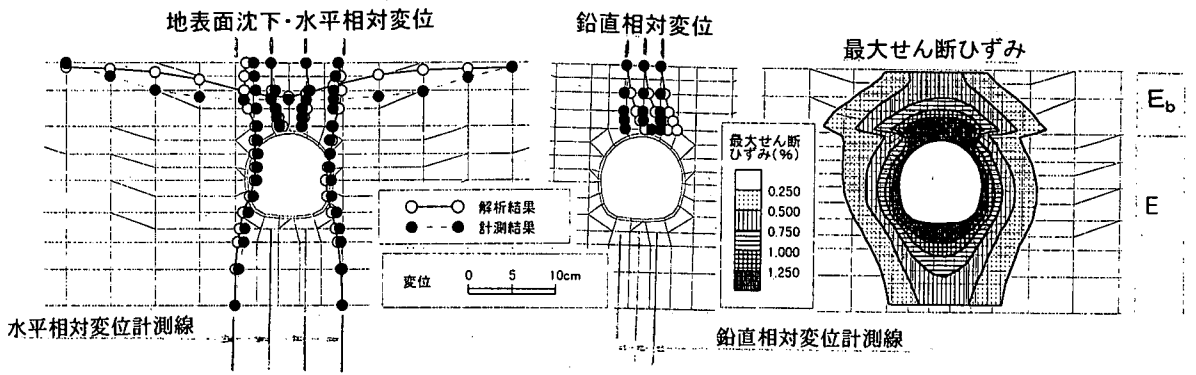


図-14 弾性逆解析結果 [A<sup>ハ</sup>タン]

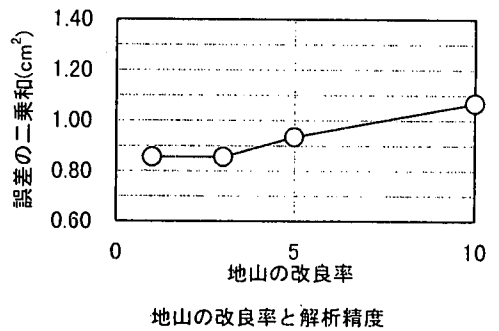
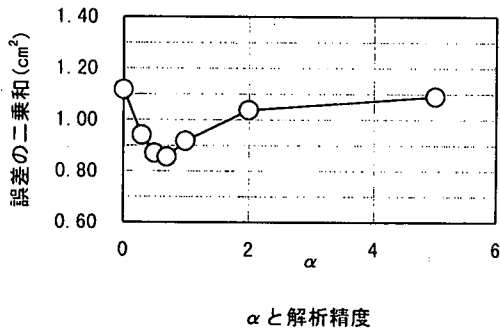


図-15 αおよび垂直縫地ボルトによる地山の改良率と解析精度 [A<sup>ハ</sup>タン]

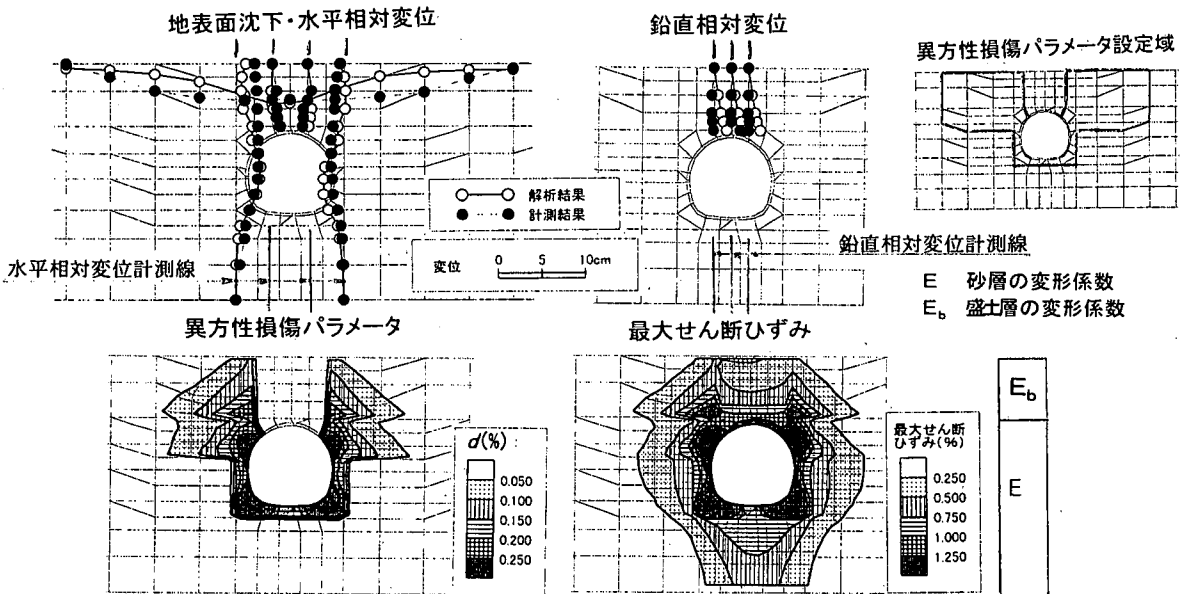
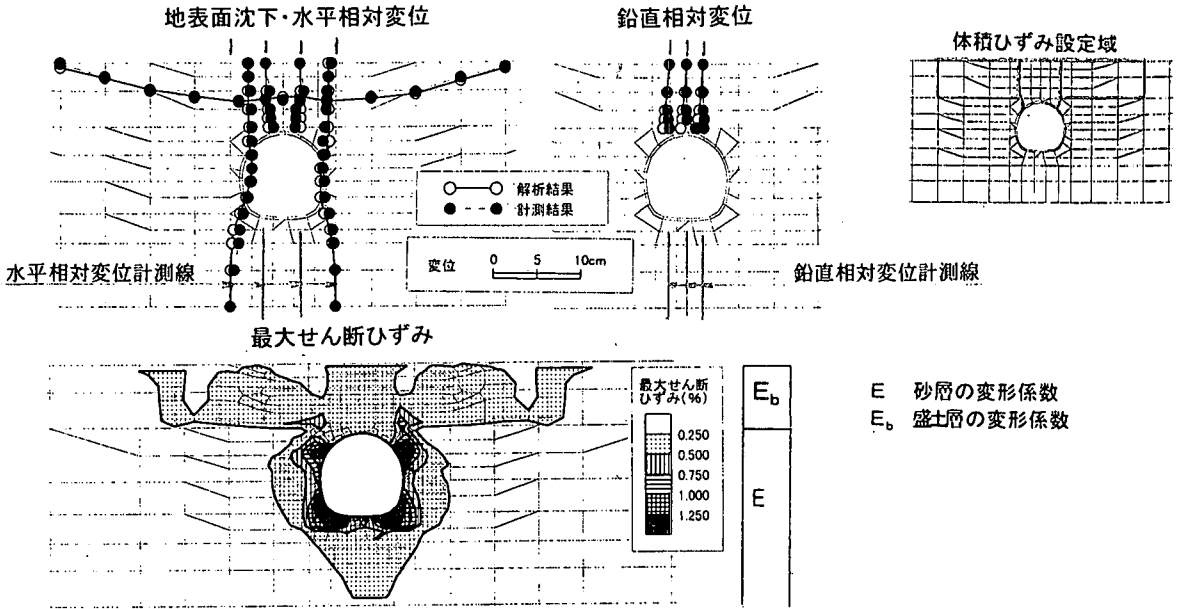
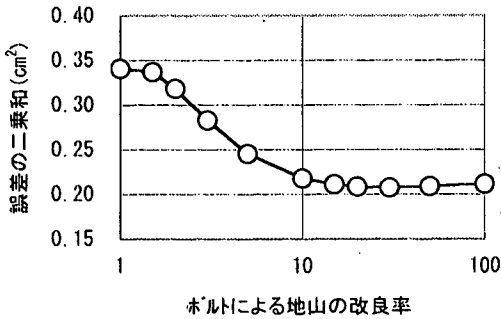


図-16 異方性損傷パラメータを考慮した逆解析結果—A<sup>ハ</sup>タン ( $\alpha = 0.7$ ,  $E_{by}/E_b = 1$ )



図一17 異方性損傷パラメータに加え地山の非弾性の体積変化を併せ考慮した逆解析結果  
Aパターン ( $\alpha = 0.7$ ,  $E_{by}/E_b = 3.0$ )



図一18 垂直縫地ボルトによる地山の改良率と解析精度

て、計算では天端と地表面間が広がる、いわゆる「伸び」となり結果に相違が見られる。これは垂直縫地ボルトを施工していない洪積砂層区間においても図一7に示すとおり、同様の傾向となっている。また、地表面沈下量の分布は、解析値がいわゆる「正規分布型」の曲線を示すのに対して測定結果は「なべ底型」の横断方向の分布を示す。一方、洪積砂層区間での結果は計算値より更に中央部分の沈下が大きくなり、沈下分布も大きな相違を示している。

これらの違いは、盛土層の地質的な特徴と垂直縫

地ボルトによる効果を表現しているものと容易に推定される。

#### b) 異方性損傷パラメータを考慮した逆解析

「垂直縫地ボルトによる地山の改良率」の最適な組合せを繰返し計算によって求めた結果を図一15に示す。解析結果から $\alpha = 0.7$ 、地山の改良率 $E_{by}/E_b = 1$ であることが分る。

しかし、前述した洪積砂層の解析および後述する非弾性の体積変化を考慮した解析に比べて、さほど解析精度の改善が見られない。さらに、砂層区間の $\alpha$ は2程度であるのに対して、盛土層区間の $\alpha$ は0.7とせん断ひずみによる影響が小さく図一16に示す最適解も相変わらず「なべ底型」の地表面沈下分布に解析値が追従できていないことから、地質の相違に起因するものと考えられる。

ここで、垂直縫地ボルトによる改良率 $E_{by}/E_b$ とは、ボルトを打設した盛土層の鉛直方向の変形係数 $E_{by}$ の盛土の変形係数 $E_b$ に対する比率である。

#### c) 地山の非弾性の体積変化を併せ考慮した逆解析

図一18に垂直縫地ボルトによる地山の改良効果の検討結果を示す。

垂直縫地ボルトは $\phi 120$ mmのモルタル充填孔にD32の鋼材を、縦、横ともに1.0m間隔で建て込んでいるのでD32の鋼材(断面積 $7.942\text{ cm}^2$ 、弾性係数 $2.05 \times 10^5 \text{ MN/m}^2$ )と径120mmのモルタ

ル杭〔断面積( $\pi \times 6^2 - 7.942$ )  $\text{cm}^2$ , 弾性係数  $1.96 \times 10^4 \text{MN/m}^2$ ] を考慮すると, 盛土層の弾性係数  $E = 9.8 \text{MN/m}^2$  に対し, 改良体の鉛直方向の変形係数は  $E = 379 \text{MN/m}^2$  と約 40 倍程度の改良率があるものと計算され, 概ね解析の最適値と一致する。

図-17 に最適値の解析結果を示すが, 解析値と測定値は非常に良い一致を示している。解析精度を表す誤差の二乗和も, 弾性解析では  $1.117 \text{cm}^2$ , 異方性損傷パラメータを考慮した解析では  $0.856 \text{cm}^2$  となっていたものが, 異方性損傷パラメータに加え地山の非弾性の体積変化も併せ考慮した解析によって  $0.208 \text{cm}^2$  と大幅に改善されている。特に, 整合性に劣るトンネル横断方向外方に広がる地表面沈下についても解析値は測定値に良く一致している。

このように, 盛土層に対して地山の非弾性の体積変化を考慮することにより始めて, 計測結果と解析値は良い一致を示すようになり, 盛土層区間の沈下の主な要因は盛土材料自体の体積変化であることが分る。

#### d) まとめ

洪積砂層の沈下量の多くは, 肩部から発達するせん断帯に起因するが, これを抑止する CRD 工法を採用することにより, 地表面沈下量は 25 mm 程度に抑え掘削することが出来た。しかし, 盛土層の場合, 同様の工法を採用したにも関わらず, 平均で 79 mm と大きな沈下量となり, 沈下のメカニズムが盛土材料自体の体積変化に起因する場合には, 単に, 地山を緩ませない掘削工法の採用のみでは有効に機能しないものと考えられ, 地山自体の物性を直接補強する補助工法が必要となる。

このような点で垂直縫地ボルトは, 一連の解析結果から地山の塑性やゆるみを防ぐとともに, 非弾性の体積変化(収縮)の発生を防止することによって地表面沈下の抑止に対して有効に機能することが分る。これにより, 垂直縫地ボルトを施工しない区間で, 平均 79 mm (最大 130 mm) であった沈下量が 42 mm 程度にまで改善されている。

しかし, 最大せん断ひずみの分布が, トンネル横断方向外方に広がっていることから, A パターンの場合は, 垂直縫地ボルトの設置範囲が不足していたものと考えられる。これは B パターンの採用によって改善され, 地表面沈下量は 24 mm 程度にまで低減されている。この B パターンは, 最外方のボルトを斜めボルトとし, 掘削による切断を必要としない方法を採用することによって, トンネル上方の応力の流れをスムーズに側壁下方に伝達するグラウンドアーチの形成

を促し, 沈下を抑止する効果を有するものと考えられる。

## 6. おわりに

地表面沈下の抑止方法を用いた現場実験結果から土被りの浅い未固結な地山の地表面沈下について述べてきた。現場実験結果および逆解析により得られた主な結論は以下のとおりである。

(1) 本論文で提案した地山モデルは, 現場計測結果をよく表現することが出来る。従って, 土被りの浅い未固結地山を表現するモデル並びに補助工法として垂直縫地ボルトを施工した際の地山挙動を表現するモデルとして最適であることが分る。

(2) 洪積砂層の地表面沈下は, トンネル肩部から地表に向かって発生するせん断帯の発達に起因することが分った。このため, CRD 工法のようにせん断帯の発達を制御する掘削工法を採用することにより, 効果的に地表面沈下量を抑止できることを明らかにした。

(3) 人工盛土層の地表面沈下は, 掘削による応力再配分過程で発生する盛土層自身の体積変化(収縮)に起因することが分った。このため, たとえ地山を緩ませない掘削工法を採用したにしても十分な抑止効果は得られず, 地山自体の物性を直接補強する必要があることを明らかにした。さらに, この地表面沈下の抑止には垂直縫地ボルトが有効であることを検証した。

(4) 補助工法としての垂直縫地ボルトは, せん断帯の発達および地山の非弾性の体積変化(収縮)に対して, 沈下の増大を抑える機能を有することが分った。

謝辞: 本論文を取りまとめるにあたり, 終始懇切なご指導を賜りました, 神戸大学桜井春輔教授に謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 村山朔郎, 松岡 元: 砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第187号, pp95-108, 1974.
- 2) 足立紀尚, 田村 武, 八島 厚, 上野 洋: 砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究, 土木学会論文集, 第358号/III-3, pp129-136, 1985.
- 3) 桜井春輔, 川嶋幾夫, 川端康祝, 皿海章雄: 土被りの浅いトンネルの力学挙動に関するモデル実験, 土木学会論文報告集, 第487号/III-26, pp271-274, 1994.
- 4) 上野 洋, 足立紀尚, 八島 厚, 湯浅泰則: 砂質トンネル掘削に伴う切羽前方の地山挙動について, 第21回土質工学会研究発表会講演集, Vol. 2, 1986.

- 5) 久武勝保：トンネル切羽の安定・崩壊挙動に関する基礎的研究，土木学会論文集，No. 517/Ⅲ-31, pp. 105-115, 1995.
- 6) 桜井春輔，川嶋幾夫，皿海章雄，芥川真一：地盤の非弾性挙動の解析，土木学会論文集，No. 505/Ⅲ-29, pp. 133-140, 1994.
- 7) 桜井春輔，芥川真一，徳留 修：ノルム最小化法に基づく非弾性ひずみの逆解析，土木学会論文集，No. 517/Ⅲ-31, pp. 197-202, 1995.
- 8) 清水則一，垣原 裕，寺戸秀和，中川浩二：不連続性岩盤の変形挙動予測のための計測変位を用いた一逆解析法，土木学会論文集，No. 547/Ⅲ-36, pp. 11-22, 1996.
- 9) 吉田秀典，堀井秀之：マイクロメカニズムに基づく岩盤の連続体理論と大規模空洞掘削の解析，土木学会論文集，No. 535/Ⅲ-34, pp. 23-41, 1996.
- 10) 藤井 浩，奥田 庸，登坂敏雄，阿部敏夫：洪積層における地表面沈下量を抑止した山岳トンネル工法の開発・適用に関する実験的検証，土木学会論文集，No. 462, VI-18, pp. 63-72, 1993.
- 11) Sakurai, S. Hiraoka, A. and Hori, K. : Strain-Induced Damage of Rocks, International Conference on Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Vienna, 1998.
- 12) 桜井春輔，藤井 浩，進士正人：土被りの浅いトンネルの変形挙動の逆解析，建設工学研究所報告第36号，pp. 1-15, 1994.
- 13) Hansmire, W. H. and Cording, E. J. : Soil tunnel test section, Case history summary, J. Geotech. Engng. ASCE, Vol. 111, No. 11, pp. 1301-1320, 1985.
- 14) 奥田 庸，阿部敏夫：垂直縫地ボルトを利用した地表面沈下の抑止に関する実験結果の評価と考察，土木学会論文集，No. 588/VI-38, pp. 61-74, 1998.

(1998. 10. 7 受付)

## EVALUATION OF THE PREVENTIVE METHOD FOR GROUND SURFACE SETTLEMENT BY EXCAVATION OF SHALLOW TUNNEL IN UNCONSOLIDATED GROUND

Mitsugi OKUDA, Toshio ABE and Masato SINJI

Since the important structures are often located across or near by tunnels under construction in urban areas, the ground surface settlement is quite important and unavoidable. Especially when a shallow tunnel is excavated in unconsolidated ground, the ground displacement shows often the characteristic non-linear movement influenced by the soil mechanics. The authors conducted two kinds of excavation methods in the diluvial sand layer and vertical anchor bolts works to support the excavation in the bank. In the paper the authors analyze the mechanics of ground surface settlement by applying the back-analysis method, and conduct the technical evaluation for effectiveness of each preventive method and works.