# 弾粘塑性有限要素法による中之島粘土地盤 掘削時の土留め変形解析

二三生1・肥後 陽介2・中野 道夫3・向井 寛行4・泉谷 透5・ 出 信一6·天野 健次7·長屋 淳一8 武田 1フェロー会員 京都大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂4 C1-4棟) E-mail: foka@mbox.kudpc.kyoto-u.ac.jp 2正会員 京都大学大学院助教 工学研究科社会基盤工学専攻(同上) E-mail: higo@mbox.kudpc.kyoto-u.ac.jp 3正会員 中之島高速鉄道(株) 計画部(〒540-6591大阪市中央区大手前1丁目7-31号OMMビル4階) E-mail: nakano-m@nrr.jp 4正会員 京阪電気鉄道(株) 中之島新線建設部 (〒540-0008 大阪市中央区大手前1丁目7-24号京阪天満橋ビル) E-mail: mukai-h@keihan.co.jp 5京阪電気鉄道(株) 中之島新線建設部(同上) E-mail: izumitani-t@keihan.co.jp 6正会員 大成建設(株) 四国支店土木部 (〒760-0019 高松市サンポート2-1 高松シンボルタワー19階) E-mail: s-takeda@ce.taisei.co.jp 7正会員 大成・戸田・鉄建・熊谷共同企業体 中之島新線3工区作業所 (〒530-0005 大阪市北区中之島4-3-30) E-mail: amino@ce.taisei.co.jp 8正会員 (株)地域地盤環境研究所 技術部 (〒550-0012 大阪市西区立売堀4-3-2) E-mail: nagaya@geor.or.jp

大阪市北区中之島の地下鉄中之島線の建設において,駅部の工事では厚く堆積した軟弱な沖積粘土地盤 の大規模な土留め掘削が行われた.都市部での施工であり,土留め壁と地盤の変形の厳正な管理が必要と されたが,無事掘削は完了した.本論文では,軟弱地盤大規模掘削時の土留め壁変形メカニズムを研究す るため,弾粘塑性構成式による水-土連成有限要素法を用いた事後解析を行い,計測結果との比較から土 留め壁の変形挙動を詳細に検討した.その結果,土留め壁根入れ部下端を固定点と仮定した土留め壁水平 変位計測結果は,切梁軸力計測結果と矛盾しており,根入れ部の変位を計測に考慮する必要がある事を明 らかにした.また,根入れ部の変位を考慮すれば,解析結果は土留め壁の変形モードを良く再現している.

Key Words : excavation, earth retaining wall, Holocene clay, viscoplastic model, finite element analysis

## 1. はじめに

大阪中之島に建設された地下鉄中之島線は、全長が 29kmで4つの新しい駅を持つ(図-1).中之島線建設の うち駅部の工事では、厚く堆積した中之島沖積粘土層に おいて大規模でかつ大深度の土留め掘削が行われた.掘 削対象地盤の大半は中之島沖積粘土であり、この粘土層 は軟弱で変形性が大きく10m以上の層厚を持つ.また、 工事現場は大阪市の中心部に位置し、工事現場周辺には 多くの重要構造物が存在する.今回、解析の対象とした



のは渡辺橋駅部であり、南側の土留め壁の背面には高層 オフィスビルが建っており、もう一方の北側の土留め壁 は河川の護岸構造物に近接している.このような条件で あったため、背面地盤の変形を最小に抑制する必要があ ったが、土留め壁及び周辺地盤の計測管理を厳正に行い、 掘削は無事完了した.

そこで本研究では、軟弱沖積粘土地盤における大規模 土留め掘削時の土留め壁の変形メカニズムを明らかにす るため、中之島線駅部土留め掘削工事の事後解析を行っ た.解析には、水ー土連成の有限要素法<sup>1), 2)</sup>を用いた. また、構成式には粘土の時間依存性挙動やひずみ軟化な どの不安定挙動を表現するため、内部構造変化を考慮し た弾粘塑性構成式<sup>3)</sup>を用いた.構成式の適用に当っては、 サンプリングした中之島粘土の非排水三軸圧縮試験を行 い、中之島粘土の力学特性を把握すると共に、構成式に よるシミュレーションを行い、解析に用いるパラメータ を精査した.施工中に計測された土留め壁の水平変位と 解析結果を比較し、本解析の実現象の再現性を検証した. その際、解析結果の土留め壁根入れ部の挙動に着目して、 通常根入れ部を固定点と仮定する計測結果では説明でき



図-2 掘削断面と地盤条件



図-3 地盤調査結果

ない土留め壁および地盤の変形挙動について検討を行った.また,粘土層の時間依存性挙動による土留め壁の変 形挙動について検討した.

## 2. 地盤条件と掘削施工手順

図-2に解析対象の掘削断面とその地盤条件を示す.掘 削幅は17.5m,掘削深度は23.4mであり,掘削対象地盤の 大半が沖積粘土層である.土留め壁は大深度でも高精度 で施工可能なSMW工法である,UD-HOMET工法<sup>4</sup>によっ て施工されており,長さが39.0m,ソイルセメントの直 径が90cmで,ピッチが60cmである.また,土留め壁の 芯材には傾斜計を2mピッチで設置し,土留め壁の水平 変位を自動計測した.双方の土留め壁は背面条件が異な る.左側の土留め壁から5.6mの位置には堂島川が流れて おり,護岸構造物と矢板や鋼管矢板などの基礎構造物が 川に沿って建設されている.一方,右側の土留め壁から 10mの位置に高層ビルが建っている.なお,掘削の奥行 きは175mで,解析対象の掘削断面は西端から67.5mの位 置にある.

図-3に掘削断面における地盤調査結果を示す. 地表から数mは埋土層でその下には沖積の砂礫やシルトが互層で存在している. GL-10m付近からN値が2~5の軟弱な沖積粘土層であるMa13層が約14mの厚さで堆積しており,

その下にはMal3層に比べてシルトや砂を多く含みN値が 5~8とやや高い沖積粘土Ac層が存在する. これらの沖 積粘土層の自然含水比、液性限界、塑性限界、間隙比は、 下部と上部よりも中央部の方が値が大きく概ね弓型に分 布している. GL-14mの粘土はこれらの値が弓型分布よ り小さいが、粒度組成を見ると、GL-14mの粘土はシル ト分を相対的に多く含んでいることがわかる. Mal3層 とAc層は塑性指数が22.0~51.4であり、CHに分類される 高塑性の粘土である. 圧密試験の結果からは、Mal3層 はやや過圧密であると考えられる. 一軸圧縮強度は概ね 深度が深くなるほど大きくなる傾向にあり, 鋭敏比は 1.8~6.1であった. 沖積粘土層のさらに下の層はN値が60 を超える硬い砂礫層であり、SMWの芯材の下端はこの 層まで挿入されている. 深度GL-38mからは、洪積粘土 Mal2層が存在し、この層にはSMWの遮水壁の下端が挿 入されている. ビルの下の沖積粘土層は、CJG工法によ り地盤改良が行われている.

掘削工程を図-4に示す.床付け掘削完了までの全工程 は264日間で掘削は8段階で行った.各段階の掘削後,掘 削底面から1m上部に3.75mピッチで切梁を架設した.切 梁のプレロードは切梁架設と同時に載荷し,2段,3段, 7段切梁には1000kN/本,4段,5段,6段切梁には1500kN/



図-4 掘削, 切梁架設, リリーフウェルの工程

本の荷重を与えた. なお, 1次掘削は覆工掘削に相当し, 覆工の切梁としての効果は考慮していない. リリーフウ ェルは,沖積粘土層下部のAsg層およびTg1層に設置さ れており,4次掘削までは地表面から-2mの水位を保ち, 4次掘削以降は掘削底面から-2mの水位となるように制御 した.

#### 3. 解析手法

本解析で用いた構成式は、内部構造変化を考慮した弾 粘塑性構成式<sup>3</sup>である.この構成式は Perzyna<sup>9</sup>による超 過応力型粘塑性理論に基づいた足立・岡の弾粘塑性モデ ル<sup>9</sup>に内部構造変化に起因する硬化-軟化則が導入され たモデルである.正規圧密粘土および過圧密粘土の自然 堆積状態と練返した状態の挙動を統一的に表現すること ができる.ここでは、モデルの概要を示し、詳細は参考 文献<sup>3</sup>を参照されたい.

また、本解析の解析法は有限変形理論に基づく水-土 連成有限要素法である。Biotの2相混合体理論を適用し、 支配方程式は全体相の増分形つりあい式と連続式とした。 これらの支配方程式を有効 Cauchy 応力の Jaumann 速度 を用いた Updated Lagrangian 法で定式化した。解析法につ いても詳細は参考文献<sup>1,2)</sup>を参照されたい。

#### (1) 内部構造変化を考慮した弾粘塑性構成式<sup>3)</sup>

過圧密境界面  $f_b = 0$ は、正規圧密領域 ( $f_b \ge 0$ ) と 過圧密領域 ( $f_b < 0$ )を定義する境界曲面である. そ れぞれの領域で粘塑性ポテンシャルの形を制御し、式 (1)のように表される.

$$f_b = \overline{\eta}^* + M_m^* \ln \frac{\sigma_m'}{\sigma_{mb}'} = 0 \tag{1}$$

$$\overline{\eta}^* = \left\{ \left(\eta_{ij}^* - \eta_{ij(0)}^*\right) \left(\eta_{ij}^* - \eta_{ij(0)}^*\right) \right\}^{1/2} , \quad \eta_{ij}^* = S_{ij} / \sigma'_m$$
(2)

ここで、 $\bar{\eta}^*$ は相対応力比、 $\eta^*_{ij}$ は応力比テンソル、下付 添字の<sub>(0)</sub>は圧密終了状態、すなわち変形前の初期状態、  $S_{ij}$ は偏差応力テンソル、 $\sigma'_m$ は平均有効応力、 $M^*_m$ は変 相応力比である.  $\sigma'_{mb}$  は過圧密境界面の大きさを制御し, 等方圧密条件では圧密降伏応力を意味する.  $\sigma'_{mb}$  の初期 値を $\sigma'_{mbi}$ とすると,初期平均有効応力 $\sigma'_{m0}$ との比から初 期状態での過圧密比が $OCR^* = \sigma'_{mbi} / \sigma'_{m0}$ と定義できる.

 $\sigma'_{mb}$ の発展則は粘塑性体積ひずみ $\varepsilon^{vp}_{kk}$ に依存する硬化と、粘塑性ひずみの第二不変量の蓄積量に起因した内部構造変化に依存する軟化から以下のように定義される.

$$\sigma'_{mb} = \sigma'_{ma} \exp\left(\frac{1+e}{\lambda-\kappa}\varepsilon_{kk}^{vp}\right)$$
$$= \sigma'_{maf} + (\sigma'_{mai} - \sigma'_{maf}) \exp(-\beta z) \exp\left(\frac{1+e}{\lambda-\kappa}\varepsilon_{kk}^{vp}\right) \qquad (3)$$

$$z = \int_0^t \dot{z} dt \quad , \quad \dot{z} = (D_{ij}^{\nu p} D_{ij}^{\nu p})^{1/2} \tag{4}$$

ここで、*e*は間隙比、  $\lambda$  は圧縮指数、  $\kappa$  は膨潤指数で ある. 初期状態では  $D_{ij}^{vp} = 0$  より  $\varepsilon_{kk}^{vp} = 0$  とおくと、 z = 0 なので、 $\sigma'_{ma} = \sigma'_{mai} = \sigma'_{mbi}$  となり、結果的に内部 構造に関するパラメータは、  $\beta$ 、  $\sigma'_{maf}$  の2つとなる.  $\beta$ は構造変化の速度を表すパラメータである.  $\sigma'_{maf}$  と  $\sigma'_{mai}$  は構造パラメータ $\sigma'_{ma}$  の最終値と初期値で $\sigma'_{maf}$  は 構造変化の度合いを表す.

 $\sigma'_{maf} < \sigma'_{mai}$ の時, $\sigma'_{ma}$ は初期値から減少し軟化する事 となる.この時, $\sigma'_{maf}$ は粘塑性ひずみの発生により構 造が劣化する度合いを表す.一方, $\sigma'_{maf} > \sigma'_{mai}$ の時は,  $\sigma'_{ma}$ は初期値から増加し硬化する事となり, $\sigma'_{maf}$ は構 造変化により硬化する度合いを表す.

流れ則により,粘塑性ストレッチングテンソル*D*<sup>ij</sup> は 以下のように表される.

$$D_{ij}^{vp} = C_{ijkl}\sigma'_m \exp\left[m'\left(\overline{\eta}^* + \tilde{M}^* \ln \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{mb}}\right)\right] \frac{\partial f_p}{\partial \sigma'_{kl}}$$
(5)

ここで, m'および $C_{ijkl}$ は粘塑性パラメータで,  $C_{ijkl}$ は 以下のように定義され, 偏差成分 $C_{01}$ と等方成分 $C_{02}$ に 分けられる.

$$C_{ijkl} = a\delta_{ij}\delta_{kl} + b\left(\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk}\right) \tag{6}$$

$$C_{01} = 2b$$
,  $C_{02} = 3a + 2b$  (7)

また、 $f_p$ はCam-clayタイプの粘塑性ポテンシャル関数、  $\tilde{M}^*$ はダイレイタンシー係数である。 $\tilde{M}^*$ は正規圧密領域 ( $f_b \ge 0$ )では定数で変相応力比 $M_m^*$ に等しく、過圧密領域 ( $f_b < 0$ )では現在の応力状態に依存しており、 ダイレイタンシーの発生量を制御している。

#### (2) 水一土連成有限要素法

擬似静的問題のつりあい式の弱形式は,仮想仕事の原 理から下記のように与えられる.

$$\int_{V} (\operatorname{div} \boldsymbol{T}_{0} + \Delta t \operatorname{div} \dot{\boldsymbol{S}}_{t}) \cdot \delta \boldsymbol{v} \, dV + \int_{V} \rho \boldsymbol{b} \cdot \delta \boldsymbol{v} \, dV = 0 \qquad (8)$$

ここで、 $T_0$ は初期全Cauchy応力ベクトル、 $\Delta t$ は時間増 分、 $\rho$ は湿潤密度、 $\delta v$ は仮想速度ベクトルであり、変 位境界条件を満たす.また、bは物体力ベクトルで、重 力のみが作用しているとし時間変化は0とした. $\dot{s}_t$ は公 称応力速度テンソルで以下のように定義される.

$$\dot{S}_{t} \equiv \dot{T} + T \operatorname{tr} L - T L^{\mathrm{T}}$$
<sup>(9)</sup>

ここで、Tは全Cauchy応力テンソル、Lは速度勾配テンソルであり、上付きのドットは時間微分を表す.

流体相については、試験関数<sub>*û*<sub>w</sub>を用いて流体相の運動方程式と質量保存則から得られる連続式の弱形式を以下のよう導いた.</sub>

$$\frac{k}{\gamma_w} \int_V \nabla^2 u_w \hat{u}_w dv + \int_V \operatorname{tr} \boldsymbol{D} \, \hat{u}_w \, dv = 0 \tag{10}$$

ここで、 $u_w$ は間隙水圧、kは透水係数、 $\gamma_w$ は水の単位 体積重量、Dはストレッチングテンソルである.

有限要素解析では、空間近似精度を応力と水圧につい て同等にするため、土骨格の変位には8節点アイソパラ メトリック要素、間隙水圧には4節点アイソパラメトリ ック要素を用いた.また、応力と水圧を評価する積分点 を同じにする事およびアイソパラメトリック要素の問題 である Locking を回避する事を目的とし、それぞれに2 ×2の Gauss Pointを用い、土骨格は低減積分、間隙水圧 は完全積分を行った.なお、解析では低減積分によるア ワーグラスモードなどは生じていない事を確認している.

# 4. 中之島粘土の三軸圧縮試験と構成式によるシ ミュレーション

中之島粘土の力学特性の把握と弾粘塑性構成式のパラ メータ決定のため、Mal3およびMal2の圧密非排水三軸 圧縮試験と構成式によるシミュレーションを行った. 三 軸圧縮試験は、沖積粘土層のうち深度GL-14m、GL-18m、 GL-20m、洪積粘土層のうち深度GL-39mからサンプリン グした試料で行った. 各深度の供試体について2つのひ ずみ速度(0.05%/min, 0.005%/min)で非排水三軸圧縮試 験を実施した.

非排水三軸圧縮試験結果とその構成式によるシミュ レーション結果を図-5に示す.表-1は構成式によるシミ ュレーションで用いたパラメータである.圧縮指数 $\lambda$ , 膨潤指数 $\kappa$ は圧密試験より決定した.圧密降伏応力  $\sigma'_{mbi}$ は圧密試験で得られた値を参考にシミュレーショ ンによって決定した.圧密降伏応力はひずみ速度や二次 圧密に依存する<sup>7,8,9</sup>.また,圧密試験では自然堆積状態 よりもひずみ速度が速いと考えられるため,解析には圧 密試験結果(図-1)よりも小さな圧密降伏応力を設定し た. σ'm は各三軸試験の初期平均有効応力,初期せん断 弾性係数 G。は微小ひずみ領域における軸差応力増分  $\Delta q$  と軸ひずみ増分  $\Delta \varepsilon_1$  から  $G_0 = \Delta q / 3\Delta \varepsilon_1$  として求めた. 変相応力比 M\* は最大圧縮が発生した時点の応力比で決 定したが、今回用いた粘土では変相が起こらなかったた め残留応力状態での応力比に等しい. 粘塑性パラメータ m' はひずみ速度依存性を表すパラメータで、ひずみ速 度の異なる2つの有効応力径路と二次圧密速度から決定 した<sup>8</sup>. 粘塑性パラメータ $C_{01}$ ,  $C_{02}$ は, まず $C_{01} = C_{02}$ を仮定して粘塑性パラメータ m' とその時の応力から決 定し、その後ダイレイタンシー特性を表現できるよう  $C_{02}$ を決定した.構造パラメータ $\sigma'_{mat}$ はピーク応力と残 留応力の差から決定し、構造パラメータ B はひずみ軟 化の速度からカーブフィッティングにより決定した.パ ラメータの決定法の詳細は参考文献<sup>3,9</sup>を参照されたい.

Ma13について見ると、GL-14mの試料はひずみ硬化を 示し、GL-18mとGL-20mの試料はひずみ軟化を示した. GL-14mの粘土は図-3に示したように、弓型分布と比べ て間隙比、含水比、液性限界、塑性限界が小さく、粘土 分よりシルト分を多く含んでいる事が原因で、異なる挙 動を示したものと考えられる.また、全ケースにおいて ひずみ速度依存性が見られた. Ma12でもひずみ速度依 存性が見られたがMa13と比べるとひずみ速度の影響は 小さかった.一方、ひずみ軟化挙動はMa13に比べて顕 著であった.

構成式によるシミュレーションは応力-ひずみ関係と 有効応力径路において、ひずみ速度依存性およびひずみ 硬化-軟化挙動を概ね再現する事ができている.

## 5. 土留め掘削の有限要素解析

#### (1) 解析条件

有限要素メッシュと解析の境界条件を図-6に示す.本 解析は平面ひずみ条件を仮定しているが,掘削断面の奥 行きは175mで,本解析断面は西端から67.5mの位置にあ るため,2次元解析でも良い近似解が得られると考えら れる.SMW土留め壁については,芯材にはビーム要素, ソイルセメントには弾性ソリッド要素を用いてモデル化 した(図-7).土留め壁の要素と土要素の間のインター フェイス要素には,Desaiら<sup>10</sup>によって提案された薄い要 素を用いた.インターフェイス要素の厚さは0.05 mで, Mohr-Coulombの破壊規準に従う非線形弾塑性体としてモ デル化した.初期せん断弾性係数 $G_0$ は1.0×10<sup>5</sup> kPa,体 積弾性係数Kは1.0×10<sup>7</sup> kPa,  $c = 1.0 \times 10^4$  kPa,  $\phi = 30^\circ$ である.矢板と鋼管杭はビーム要素とし,これらと土要

表-1 構成式による要素シミュレーションに用いたパラメータ

		•	,		
		Mal3-u	Mal3-m	Ma13-l	Ma12
Initial void ratio	$e_0$	1.15	1.45	1.22	1.23
Compression index	λ	0.230	0.360	0.330	0.491
Swelling index	κ	0.0343	0.0569	0.0438	0.0760
Initial elastic shear modulus	$G_0$ (kPa)	2.20×10 <sup>4</sup>	3.32×10 <sup>4</sup>	8.3×10 <sup>3</sup>	1.30×10 <sup>4</sup>
Stress ratio at maximum compression	$M_m^*$	1.31	1.38	1.37	1.25
Viscoplastic parameter	m'	15.66	20.38	12.22	27.59
Viscoplastic parameter	$C_{01}$ (1/s)	2.00×109	4.50×10 <sup>-10</sup>	6.00×10 <sup>9</sup>	2.00×10 <sup>-12</sup>
Viscoplastic parameter	C <sub>02</sub> (1/s)	8.00×10 <sup>-10</sup>	4.00×10 <sup>-10</sup>	2.00×10 <sup>-8</sup>	2.00×10 <sup>-11</sup>
Initial mean effective stress of each triaxial test	$\sigma_{\scriptscriptstyle m0}^{\prime}$ (kPa)	200	250	200	400
Consolidation yield stress	$\sigma_{\scriptscriptstyle mbi}^{\prime}$ (kPa)	165	200	230	518
Structural parameter	$\sigma'_{maf}$ (kPa)	220	150	160	300
Structural parameter	β	35	10	10	15















表2	<b>弾粘朔性体のパラメータ</b>
12 6	

		Ma13-u	Ma13-m	Ma13-l	Ac	Ma12
Initial void ratio	$e_0$	1.15	1.45	1.22	1.22	1.23
Compression index	λ	0.230	0.360	0.330	0.330	0.491
Swelling index	K	0.0343	0.0569	0.0438	0.0438	0.0760
Swelling index (Imp.)	$\kappa^{imp}$	0.0013	0.0010	0.0011	0.0011	_
Initial elastic shear modulus at $\sigma'_m$ =100kPa	$G_0$ (kPa)	$1.56 \times 10^{4}$	$2.35 \times 10^{4}$	$1.98 \times 10^{4}$	$1.98 \times 10^{4}$	$2.30 \times 10^{4}$
Initial elastic shear modulus at $\sigma'_m$ =100kPa (Imp.)	$G_0^{imp}$ (kPa)	$7.78 \times 10^{4}$	$1.17 \times 10^{5}$	$9.90 \times 10^{4}$	$9.90 \times 10^{4}$	-
Stress ratio at maximum compression	$M_m^*$	1.31	1.38	1.37	1.37	1.25
Viscoplastic parameter	m'	15.66	20.38	12.22	12.22	27.59
Viscoplastic parameter	C <sub>01</sub> (1/s)	$2.00 \times 10^{10}$	$4.50 \times 10^{11}$	$6.00 \times 10^{12}$	$6.00 \times 10^{-12}$	$2.00 \times 10^{-14}$
Viscoplastic parameter	$C_{02}$ (1/s)	$8.00 \times 10^{11}$	$4.00 \times 10^{11}$	$2.00 \times 10^{11}$	$2.00 \times 10^{11}$	$2.00 \times 10^{13}$
Viscoplastic parameter (Imp.)	$C_{01}^{imp}$ (1/s)	$2.00 \times 10^{15}$	$4.50 \times 10^{-16}$	$6.00 \times 10^{17}$	$6.00 \times 10^{17}$	_
Viscoplastic parameter (Imp.)	$C_{02}^{imp}$ (1/s)	$8.00 \times 10^{16}$	$4.00 \times 10^{16}$	$2.00 \times 10^{16}$	$2.00 \times 10^{-16}$	_
Consolidation yield stress / Initial mean effective stress	$\sigma'_{\scriptscriptstyle mbi}/\sigma'_{\scriptscriptstyle mi}$	2.423	2.387	2.510	2.510	2.663
Structural parameter / Initial value of structural paramter	$\sigma'_{\scriptscriptstyle maf}/\sigma'_{\scriptscriptstyle mai}$	1.333	0.75	0.696	0.696	0.579
Structural parameter	β	35	10	10	10	15
Wet density	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.65	1.65	1.65	1.75	1.55
Permeability coefficient	k (m/sec)	$4.87 \times 10^{-10}$	$7.11 \times 10^{10}$	$1.00 \times 10^{-9}$	$1.00 \times 10^{8}$	$5.52 \times 10^{10}$

#### 表-3 弾性体のパラメータ

		Earth retaining walls (solid)	Revetment Building	F	Asc (Imp.)	Asg	Tgl	Tsc	Tg2
Young's modulus	E (kPa)	$1.00 \times 10^{5}$	$2.10 \times 10^{6}$	$1.96 \times 10^{4}$	$2.24 \times 10^4$ (1.12 × 10 <sup>5</sup> )	$9.80 \times 10^{4}$	2.99×10 <sup>5</sup>	$6.44 \times 10^{4}$	$5.20 \times 10^{5}$
Poisson's ratio	ν	0.20	0.20	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
Wet density	ho (g/cm <sup>3</sup> )	2.00	2.00	1.70	1.75	1.90	2.00	1.80	2.00
Permeability	k  (m/sec)	$1.00 \times 10^{-10}$	$8.00 \times 10^{7}$	$1.21 \times 10^{4}$	$9.07 \times 10^{5}$	$8.15 \times 10^{4}$	$2.05 \times 10^{3}$	$9.07 \times 10^{-5}$	$2.05 \times 10^{-3}$

#### 表-4 土留め壁芯材、切梁、矢板、鋼管杭のパラメータ

		Earth retaining walls	2nd ,3rd,4th strut	5th,6th,7th strut	Sheet pile 1	Sheet pile 2	Steel pipe pile
		@0.6m	@3.75m	@3.75m			@3m
		H-700*300*13*24	H-400*400*13*12	H-500*500*25*25	Type IIIA	TypeII	$\phi$ 1000 t19
EI	(MNm <sup>2</sup> /m)	700.0	-	-	47.9	18.4	49.3
EA	(MN/m)	8242.5	1224.7	2062.5	1562.4	1285.2	4099.2
Ε	(MN/m <sup>2</sup> )	$2.10 \times 10^{5}$	$2.10 \times 10^{5}$	$2.10 \times 10^{5}$	$2.10 \times 10^{5}$	$2.10 \times 10^{5}$	$2.10 \times 10^{5}$
A	(m²/m)	$3.96 \times 10^{2}$	$5.83 \times 10^{3}$	$9.82 \times 10^{3}$	$7.44 \times 10^{-3}$	$6.12 \times 10^{3}$	$1.95 \times 10^{2}$
Ι	(m <sup>4</sup> /m)	$3.33 \times 10^{-3}$	-	-	$2.28 \times 10^{4}$	$8.74 \times 10^{5}$	$2.35 \times 10^{4}$

素の間にもインターフェイス要素を設けた.

粘土要素は弾粘塑性体、その他の土要素は線形弾性 体でモデル化した. 大阪の沖積地盤においては、粘土層 が軟弱であり砂層の変形に比べて粘土層の変形が支配的 であると考えられるため、本研究では砂層を線形弾性体 としてモデル化した.解析に用いた材料定数を表-2~ 表-4に示す.表-2は弾粘塑性体,表-3は線形弾性体, 表-4は土留め壁、切梁、矢板、鋼管杭の材料定数である. なお, 表-2のσ'\_ は各要素の初期平均有効応力で次節の 初期応力解析により与えられる.弾粘塑性体のパラメー タは、前述の通りひずみ速度の異なる非排水三軸圧縮試 験の結果から決定した.しかし、室内試験データを基に 決定したパラメータで現位置地盤の解析を行う場合、試 料サンプリング時や試料成形時に生じる試料の乱れを考 慮する必要がある. 圧密試験の結果から, 現位置におけ るひずみ速度は室内試験におけるひずみ速度に比べて 10<sup>-1</sup>~10<sup>-3</sup>程度小さい事が報告されている<sup>7,8</sup>. 一方, 粘塑 性パラメータ $C_{01}$ ,  $C_{02}$ は自然堆積速度に対応し、外力 を受ける前の状態において自然に発生している粘塑性ひ ずみ速度を表す. そこで本解析では、粘塑性パラメータ  $C_{01}$ ,  $C_{02}$  & Mal3-u  $(10^{-1})$ , Mal3-m  $(10^{-1})$ , Mal3-l  $\geq$  Ac  $(10^{-1})$ 10<sup>3</sup>, Mal2で10<sup>2</sup>低減させた. ここで, 砂分を他のMal3 と比べて多く含むMal3-lとAcでは乱れの影響が大きいと 考えられるため、低減量も相対的に大きくした.線形弾 性体のヤング率Eとポアソン比vはN値から経験式<sup>11),12)</sup> により推定した. 土留め壁の透水係数は1.0×10-10 (m/s) と仮定した.現場で実施した揚水試験から求めた透水係 数は、1.15×10<sup>-7</sup>(m/s)であったが<sup>13)</sup>、これは遮水層Mal2や 土留め壁欠損部からの間隙水の流入を含んだ揚水量から 求められているため、土留め壁自体の透水係数は小さく 設定した.また、粘土層の透水係数は段階載荷圧密試験 結果から算定し、Asg層、Tgl層の透水係数は揚水試験 結果から決定した. さらに、それ以外の土の透水係数は DanからCreagerの式により算定した. 切梁は架設位置の 水平方向に等価な弾性係数を持つバネとしてモデル化し た.

## (2) 初期応力

掘削解析の初期応力状態を得るため、土要素に自重を 作用させ発生する応力を求める初期応力解析を行った. 初期応力解析には、図-6 において、土留め壁、リリー フウェル、ビル、改良地盤を考慮しない成層地盤モデル を用いた. 飽和要素には $(\rho - \rho_f)g$ 、不飽和要素には  $\rho g$ の自重を作用させ、土骨格のみを解析した. ここで、  $\rho$ は湿潤密度、 $\rho_f$ は水の密度、gは重力加速度である. 弾粘塑性体と仮定した土層(Mal3-u, Mal3-m, Mal3-l, Ac, Mal2)は、Mohr-Coulombの弾塑性体(c = 10kPa,



図-7 土留め壁のモデル化とインターフェイス要素



 $\phi = 30^{\circ}$ )とし、ポアソン比v = 0.35、ヤング率は表-2の 初期せん断弾性係数 $G_0$ とポアソン比から求めた値を用いた.それ以外のパラメータは表-2と同じパラメータ を用いた.なお、掘削解析の初期水圧は地下水面から深 さ方向に静水圧として与えた.

図-8に初期応力解析の結果を示す.平均有効応力,水 平有効応力,鉛直有効応力の分布図を見ると,掘削構内 においては川側がやや応力が小さい.これに伴い,掘削 時に開放される応力は川側と陸側で異なると考えられる. また,土留め壁背面の平均有効応力を見ると,陸側に比 べて川側は平均有効応力が小さく,地盤の初期剛性は小 さいが、川側は矢板や鋼管杭との複合構造となっている.

陸側土留め壁背面10m位置にビルが存在するが,構造 物および構造物基礎は十分に固いため,側方の陸側土留 め壁とビル基礎の間の地盤への荷重伝搬は小さいと考え られる.荷重伝播により応力が発生していても,ビル建 設から現在まで30年間経っているため,応力緩和が起こ り地盤は成層状態(Ko状態)に近づいていると考えられ る.また,ビルの支持層であるAsg層以下の地盤は,ビ ル荷重により応力が増加し剛性の増加が考えられるが, 別途ビルおよびビルの下部地盤を剛体として行なった解 析結果<sup>14</sup>と本解析結果を比較しても,土留め壁の変形挙 動に大きな相違は見られない.以上より,本解析では, 陸側土留め壁背面10m位置のビル荷重が解析結果に与え る影響は少ないと考え,ビル荷重を考慮していない.

#### (3)掘削のシミュレーション法

解析における掘削のシミュレーションにはBrown and Booker<sup>15</sup>に基づく方法を用いる. 掘削相当外力は, 掘削 される要素において次式によって計算される.

$$\{\boldsymbol{R}_{E}\} = \int_{V_{E}} [\boldsymbol{B}]^{\mathrm{T}} \{\boldsymbol{\sigma}\} dV - \int_{V_{E}} [\boldsymbol{N}]^{\mathrm{T}} \rho\{b\} dV \qquad (11)$$

ここで、  $\{R_E\}$  は掘削底面に作用する掘削相当外力、 [N] は8節点アイソパラメトリック要素の形状関数、 [B] はひずみー変位マトリクス、  $\{\sigma\}$  は掘削される要素 の全応力ベクトル、 $\rho$  は湿潤密度、 $V_E$  は掘削される要 素の体積である。  $\{b\}$  は物体力ベクトルでここでは重力 のみが作用しているとする。

## 解析に用いた1ステップの時間増分を図-9に示す. 掘

削およびプレロードで応力状態が大きく変化する時の時 間増分を最も短くし2時間,その後は徐々に時間増分を 増加させて解析したが、1ステップの時間増分の上限は 24時間とした.掘削開始から最終掘削までは264日間で ある.切梁は3.75mピッチで架設されており、プレロー ド荷重は2段、3段、7段切梁に1000kN/本、4段、5段、6 段切梁に1500kN/本であるため、1m当りに換算した荷重 を、切梁架設には8時間を要するものとし、8時間(2時 間×4ステップ)で漸増載荷した.

#### (4) 解析結果および計測結果との比較

計測および解析で得られた土留め壁水平変位の深度分 布図を図-10に、時刻歴を図-11に示す.計測では土留め 壁芯材の根入れ部の水平変位は測定されておらず、根入 れ部下端を固定点と仮定している.この点については、 後に詳細に検討を行う.各深度の水平変位は傾斜計で計 測された傾斜角と計測器間の土留め壁のスパンにより算 出している.



図-9 解析に用いた時間増分



図-10 土留め壁水平変位の深度分布図













図-13 5次掘削完了時の間隙水圧分布図(単位:kPa)





2次掘削完了後,川側の土留め壁は20mm程度掘削構内 方向へ変位しているが,陸側の土留め壁の変位はそれに 比べて小さい.2段切梁の架設後,プレロード荷重によ り土留め壁は背面方向へ押し戻されている.これらの挙 動については,解析結果は計測結果と良く一致している.

図-11に示した土留め壁の水平変位時刻歴を見ると, 計測結果において川側土留め壁,陸側土留め壁ともに掘 削を行っていない時に掘削側へ変位している.これは, 粘土層のクリープ現象と間隙水の移動に起因した変形で あると考えられ,弾粘塑性モデルを用いた解析結果はこ の時間依存性変形挙動を表現できている事がかわる.

3次掘削以降,計測結果と解析結果の双方で土留め壁 頭部に近いGL-0.5mの位置において背面側への変形が見 られる.これは,掘削深度位置では土留め壁が掘削側へ 変位するため,切梁架設位置を支点として土留め頭部は 背面側へ変位しているものと考えられる.

また,3次掘削からは,解析結果の方が計測結果より も大きな水平変位量となっている.最終掘削時を見ると, 解析の最大水平変位は川側で39.0mm,陸側で34.7mmと なったが,一方,計測の最大水平変位は川側で34.7mm, 陸側で22.6mmであり,解析は計測よりも大きい水平変 位を見積もっている.しかし,土留め壁の変形のモード に注目すると,図-12に示すように,最終掘削終了時点 において解析で得られた変形モードは計測結果とよく似 たモードとなっている.

ここで、計測における土留め壁の下端と上端の挙動に 注目すると、下端は仮定により芯材の根入れ位置の水平 変位が0であるが、上端は背面方向に大きく変位してい る事がわかる.これに対して解析では、上端における3 次掘削以降の変位は小さいが、下端が掘削構内方向に変 位し、その変位量は掘削深度が深くなるほど大きくなっ ている.図-11のGL-34.5mにおける掘削側への変位は、 掘削の進行とともに発生しており、変位量は川側土留め 壁が10.8mm、陸側の土留め壁が10.0mmであった.

図-13および図-14に5次掘削終了時の間隙水圧と平均 有効応力の分布図を示す. 土留め壁根入れ部において掘 削構内の間隙水圧は減少しており,掘削構内の平均有効 応力は増加している事がわかる. つまり,掘削による応 力開放とリリーフウェルによる間隙水圧の減少で,掘削 構内側の土圧が減少するため,根入れ部も含めて土留め 壁は掘削構内側へ変位し,その変位によって掘削構内の 有効応力が増加する事で,土留め壁の背面側と掘削構内 側の土圧がバランスしているものと考えられる.

図-12は解析で得られた芯材根入れ部よりも下部の地盤の水平変位を示している.これを見ると、Ma12層において掘削側へ10mm以上変位している.また、芯材根入れ層であるTg1層においても掘削側への変位が発生し



図-15 最終掘削完了時における初期状態からの変位ベクトル 分布図(単位:mm)



ている. さらに、遮水層に相当するMal2層は土留め壁 のソイルセメント壁の根入れ部であり、図-15に示す初 期状態から最終掘削段階までに発生した変位のベクトル 図を見ると、Mal2層ではヒービングの変形モードが見 られる. このように、Mal2層におけるヒービングに伴 って上部の礫層(Tg1層)が変位する事も、土留め壁根 入れ部が掘削側へ変位している要因と考えられる.

次に、計測結果から両土留め壁の間隔と切梁軸力について考える.図-16に示す切梁軸力の経時変化図を見ると、3段切梁の軸力は、5次掘削以降、緩やかな減少傾向にあるものの、大きな変化は見られない.一方、図-10、図-11の3段切梁架設位置GL-8.5mの水平変位計測結果に着目すると、陸側土留め壁は5次掘削から、川側土留め壁は4次掘削から背面側へ変位しており、両土留め壁の間隔が広がって3段切梁には引張りの変位が発生している事になる.ここで、水平変位計測結果から求まる両土

留め壁の間隔と切梁の剛性から切梁の軸力変化を計算し, 実際の切梁軸力計測結果と比較した(図-17).切梁軸 力の計算法は付録に示す.図-17に示すように,土留め 壁の間隔が広がる事で切梁軸力が減少し,土留め壁水平 変位計測結果からの切梁軸力計算値は計測結果の切梁軸 力を大きく下回った.このことから,実際は切梁軸力の 変化量に相当する分だけ土留め壁の間隔は変位している のであり,見かけ上土留め壁の間隔が広がっているのは 根入れ部が掘削構内方向に変位しているためと考えられ る.つまり,根入れ部下端を固定点と仮定すると,土留 め壁の水平変位計測結果は切梁軸力計測結果と矛盾する.

そこで、図-17において土留め壁間隔の変位から計算 した切梁軸力と切梁軸力の計測結果との乖離が大きくな



図-17 両土留め壁の間隔から計算した各掘削段階での切 梁軸力と計測結果の比較(圧縮正)

る5次掘削以降について、土留め壁根入れ部下端の変位 を仮定して、水平変位計測結果の補正を試みた、補正方 法は付録に示す.図-18に補正後の両土留め壁の間隔か ら計算した切梁軸力と切梁軸力の計測結果の比較、図-19に補正後の水平変位計測結果と解析結果の比較を示す。 両土留め壁の間隔から計算した切梁軸力は、補正前の 図-17と比べて計測結果に近い値を示している事がわか る.なお、補正後の水平変位計測結果における最終掘削 時の根入れ部下端の変位量は、川側が15.5mm、陸側が 4.0mmとなった.また、図-18には図-10の解析結果を再 掲しているが、概ね補正後の計測結果を表現していると 言える.



図-18 土留め壁水平変位計測結果補正後における両土留め壁の間隔から計算した各掘削段階での切梁軸力と計測結果の比較(圧縮正)



図-19 土留め壁水平変位の深度分布図

以上のように,解析結果と計測結果の双方から,土留 め壁芯材が硬質な礫層に根入れされていても,根入れ部 は変位していると推定できる.根入れ部下端の絶対変位 量は,本研究の解析および計測結果のみでは定量的に評 価する事が困難であるが,地盤を含む土留め壁の変形挙 動の評価においては,無視できない変位量であると考え られる.

根入れ部下端の変位を0と仮定した場合,計測結果は 地盤の水平変位量を過小評価していることとなるため、 地盤に与えた乱れの評価や逆解析による地盤定数の見直 しなどを行う場合に、地盤の変形・強度特性を過大評価 することとなる. したがって、計測においては、土留め 壁根入れ部は掘削構内方向に変位している事に注意し、 絶対水平変位量を計測し工事管理を行う必要がある.具 体的には、地表からの測量などにより土留め壁頭部の絶 対変位を計測する方法が考えられる. SMW工法や都市 部での覆工掘削で十留め壁頭部を計測する事が難しい場 合は、水平変位計測器の固定点を土留め壁の下端よりも さらに深く固い層にとる事が有効である<sup>10</sup>.特に、大阪 平野など軟弱な沖積粘土層が厚く堆積した地盤における 大規模掘削時には、根入れ部の変位が大きく発生すると 考えられ、計測管理において留意が必要である.また、 大規模掘削においては、本研究のような解析を事前に実 施し、根入れ部の変位の予測をする事も重要である.

## 6. 結論

大阪市北区中之島の地下鉄である中之島線の駅部工事 として行われた,厚く堆積した沖積粘土地盤における大 規模開削工事の事後解析を行った.本研究で得られた主 な結論を以下に記す.

- 中之島粘土の非排水三軸圧縮試験を実施し、弾粘塑 性構成式による要素シミュレーションから解析のパ ラメータを決定した.弾粘塑性構成式は、中之島粘 土のひずみ速度依存性挙動、ひずみ硬化-軟化挙動 を良く表している.
- 弾粘塑性構成式を用いた有限変形水-土連成有限要素法による中之島沖積粘土地盤における大規模開削工事の事後解析を行った.解析結果は、根入れ部の挙動を除けば、土留め壁の水平変位計測で得られた土留め壁の変形モードをよく再現している.
- 3. 掘削を行っていない間に土留め壁の水平変位が発生 したが、これは粘土層のクリープ変形と間隙水の移 動によるものであり、弾粘塑性モデルによる解析結 果はこの時間依存性変形挙動を良く表現している.
- 4. 本解析の結果から, 掘削による応力解放とリリーフ

ウェルによる水圧変化による掘削構内側地盤の土圧 低下および遮水層であるMal2層のヒービングに伴っ て、土留め壁の根入れ部が掘削構内側に変位してい ると考えられる.

- 5. 土留め壁根入れ部下端を固定点と仮定した水平変位 計測結果は、切梁軸力計測結果と矛盾していたが、 土留め壁根入れ部の変位を仮定して補正した土留め 壁の水平変位計測結果は、切梁軸力計測結果と整合 する.
- 6. 大規模掘削工事において、土留め壁の水平変位量を 精度良く評価するには、根入れ部の変位に注意し、 土留め壁の絶対水平変位量を計測し工事管理を行う 必要がある.また、事前詳細解析によって変位モー ドを予測する事も有効である.

本論文では、土留め壁の変形挙動に着目したが、今後 は地盤内の挙動についても検討を行う予定である.

謝辞:本論文作成に当たり,中之島新線技術委員会(足 立紀尚委員長)において委員および関係者の皆様より貴 重なご討論を頂きました.構成式のシミュレーションで は京都大学大学院の木元小百合准教授にご助言を,粘土 の三軸試験には,京阪電気鉄道(株)の渡部泰介氏(元 京都大学大学院)のご協力を頂きました.これらの方々 に末筆ながら謝意を表します.

## 付録

#### (1) 土留め壁水平変位を用いた切梁軸力の計算方法

土留め壁水平変位計測結果から切梁軸力を計算する方 法を示す.まず,切梁のバネ定数 K (kN/m/本)は,次式 により算定した.

$$K = \alpha \frac{EA}{al} \tag{A1}$$

ここに, E (kN/m<sup>2</sup>)は切梁のヤング率, A (m<sup>2</sup>)は切梁の有 効断面積, a (m)は切梁の水平間隔, l (m)は切梁の初期長 さである. E, Aについては**表**-4に示す値を用い, lは 16.2 (m), aは1とし切梁1本当りのばね定数とした. また, aは切梁接合部のゆるみ,腹起しの変形,架構全体の水 平移動等による切梁剛性の低減を考慮するための低減係 数であり,例えば土木学会<sup>16</sup>によると,低減係数 a を実 情に応じて,  $0.5 \le a \le 1.0$ ,の範囲で設定する.本論文で は,切梁架設直後はプレロードにより十分接合しており 切梁のゆるみは発生していないが,その後は架構全体の 動きなどによる低減を考慮し,低減係数 a を0.5とした. 次に,切梁軸力 f は次式で計算した.

$$f = f_{preload} + K\Delta x \tag{A2}$$

ここで、 $f_{preload}$ はプレロード荷重、Kは切梁のバネ定数、  $\Delta x$ は土留め壁間隔の変位量であり、プレロード直後を 0とし、その後の両土留め壁の水平変位量の和で計算される.

図-17 に示すとおり、本論文では低減係数αを0.5とし切梁の剛性を小さめに見積もったが、土留め壁間隔の変位量から計算した切梁軸力は、切梁軸力計測結果を大きく下回る結果となった。

#### (2) 土留め壁水平変位計測結果の補正方法

切梁軸力計測結果から土留め壁水平変位計測結果を 補正する方法を示す.

- 切梁架設後の次段階掘削と次段階切梁プレロード 以降,軸力が大きく変化していない切梁を水平変 位計測の固定点に選ぶ.切梁軸力の変化が小さい 事から,切梁設置位置の土留め壁の変位も小さい と推測され,本工事の場合,図-16の切梁軸力経時 変化から,5次掘削以降の切梁軸力の変化が小さい 3段切梁を固定点とした.
- 2) 切梁軸力の変化量 Δf を切梁のバネ定数 K で除して、 切梁の変位量 δ を求める.表-A1は5次掘削以降の3 段切梁の軸力変化量と切梁のバネ定数から計算した3段切梁の変位量である.低減係数 α を0.5とし、 切梁の剛性を小さく見積もっても、3段切梁の変位 は1mm以内と小さい.
- 3) 3段切梁架設位置GL-8.5mの土留め壁が,切梁変位 量分水平移動した位置を固定点とし,傾斜計の計 測結果から水平変位を計算する.図-A1に5次掘削 完了時の補正結果を模式的に示す.4段切梁プレロ ード完了時から5次掘削完了時までの切梁の変位量 が0.36mmなので,各土留め壁がその等分量の 0.18mm変位した位置を固定点とし,水平変位を計 算している.ここで,切梁変位量を等分して各土 留め壁の変位量としているが,切梁の変位量は 1mm以内と小さいため,配分を変えても補正結果 に与える影響は少ない.
- 4) 最終掘削段階まで、3)の補正を繰返す.

#### 参考文献

- Oka, F., Yashima, A. and Kohara, I. : A finite element analysis of clay foundation based on finite elasto-viscoplasticity, *Proc. 4th Int. Symposium* on *Numerical Models in Geomechanics*, Swansea, Pande, G.N. and Pietruszczak, S. eds., Vol. 2, Balkema, pp.915-922, 1992.
- 2) Higo, Y., Oka, F., Kodaka, T. and Kimoto, S. : Three-dimensional strain localization of water-saturated clay and numerical simulation using an elasto-viscoplastic model, *Philosophical Magazine*, Structure and Properties of Condensed Matter, Vol. 86, Nos.21-22, pp. 3205-3240, 2006.
- 3) Kimoto, S. and Oka, F. : An elasto-viscoplastic model for clay considering destructuralization and consolidation analysis of unstable behavior, *Soils and Foundations*, Vol. 45, No. 2, pp. 29-42, 2005.

表-A1 3段切梁の軸力変化と軸力変化から計算した切梁変位量 (軸力は圧縮が正,変位は両土留め壁の間隔が狭まる 方向が正)

Process	Increment of axial force $\Delta f$ (kN)	Displacement of the strut $\delta$ (mm)
4th strut preload $\sim$ 5th excavation	43	0.36
5th excavation $\sim$ 5th strut preload	-79	-0.65
5th strut preload ~ 6th excavation	-56	-0.46
6th excavation ~ 6th strut preload	-36	-0.30
6th strut preload ~ 7th excavation	25	0.21
7th excavation $\sim$ 7th strut preload	-23	-0.19
7th strut preload ~ Final excavation	9	0.07

![](_page_12_Figure_15.jpeg)

図-A1 土留め壁水平変位計測結果の補正(4段切梁プレロード後~5次掘削完了時)

- 4) 金子研一,荒井政男,鈴木庫雄,藤谷俊実,柴原克巳,林清 史,伊藤俊夫,遠藤賢一:新型 SMW 工法(UD-HOMET)の 開発,土木建設技術シンポジウム 2005 論文集,土木学会建 設技術研究委員会, pp293-300,2005.
- Perzyna, P. : The constitutive equations for work-hardening and rate sensitive plastic materials, *Proc. Vibrational Problems*, Warsaw, Vol. 4, No. 3, pp. 281-290, 1963.
- Adachi, T. and Oka, F. : Constitutive equations for normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity, *Soils and Foundations*, Vol. 4, pp.57-70, 1982.
- Leroueil, S., Samson, L. and Bozozuk, M. : Laboratory and field determination of preconsolidation pressures at Gloucester, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, No. 3, pp.477-490. 1983.
- 8) 岡二三生:地盤の弾粘塑性構成式,森北出版,2000.

- 9) 肥後陽介,岡二三生,長屋淳一,渡部泰介:自然堆積粘土の ひずみ速度依存性と二次圧密係数の関係,第 61 回年次学術 講演会,土木学会,滋賀, pp.519-520 (CD-ROM), 2006.
- 10) Desai, C.S., Zaman, M.M., Lightner, J.G. and Siriwardane, H.J. : Thinlayer element for interfaces and joints, *International Journal for Numerical* and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 8, pp.1943, 1984.
- 宇都一馬:基礎地盤の調査,構造物の基礎,(社)土木学 会関東支部編, pp. 33-66, 1967.
- 12) (財)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解 説ー開削トンネル,丸善,2001.
- 13) 北岡晃,谷口智之,長屋淳一,肥後陽介,天野健次,南和 伸:開削工事における土留壁の遮水性能評価について(そ の2) -揚水試験-,第41回地盤工学研究発表会,鹿児島, pp.1675-1676 (CD-ROM),2006.
- 14) 肥後陽介,岡二三生,中野道夫,向井寛行,武田信一,天 野健次,長屋淳一:土留め掘削における中之島沖積粘土地 盤の弾粘塑性有限要素解析,第42回地盤工学研究発表会, 名古屋, pp.851-852 (CD-ROM), 2007.
- 15) Brown, P.T. and Booker, J.R. : Finite element analysis of excavation, *Computers and Geotechnics*, Vol. 1, pp.207-220, 1985.
- 16) 土木学会:トンネル標準示方書,開削工法・同解説,2006.
- 17) 太田拡,伊藤博幸,柳川知道, 譽田孝宏,橋本正:現場計 測結果に基づいた山留め設計法に関する一考察,第42回地 盤工学研究発表会,名古屋, pp.1451-1452 (CD-ROM), 2007.

(2008.5.7 受付)

# DEFORMATION ANALYSIS OF EARTH-RETAINING WALL DURING EXCAVATION OF NAKANOSHIMA SOFT CLAY DEPOSIT BY AN ELASTO-VISCOPLASTIC FINITE ELEMENT METHOD

# Fusao OKA, Yosuke HIGO, Michio NAKANO, Hiroyuki MUKAI, Toru IZUMITANI, Shinichi TAKEDA, Kenji AMANO and Junichi NAGAYA

As part of the construction of a new subway line in Osaka, Japan, called the Nakanoshima Line, a large and deep excavation has been successfully carried out by the open-cut excavation method with two earth retaining walls through the thick Holocene Nakanoshima clay deposit. In the present study, a case history of the excavation is numerically back analyzed via a viscoplastic finite element method. A comparison between the simulation results and the measurements shows that the simulation method can efficiently reproduce the deformation of earth retaining walls. In particular, the modified measured deformation of the earth-retaining wall by the measured axial force of the struts is consistent with the simulated results.