

# 鉄道営業線近接での開削工事における土留め背面地盤の挙動

## —東海道線支線北2地区T新設他工事—

### The Evaluation of the Behavior on the Rear Side of Retaining Walls of Earth at Excavation Works Close to Railways in Service Earth Retaining Walls

丸山達彦\*1 米澤伸祐\*2

#### 概 要

西日本旅客鉄道株式会社の東海道線支線地下化・新駅設置事業は、大阪駅北地区の西端地上を南北に走行している東海道線支線を大阪駅側に移設・地下化することにより、鉄道と道路との交差部分の解消を図る工事である。本工事では、柱列式土留め壁を用いた開削工法により地下構造物を構築する。過去の大阪平野での開削トンネル工事において、軟弱粘土地盤を開削掘削中に土留め壁の水平変位が設計値を上回る報告がなされており、本工事でも同様の事象が懸念された。本報では、軟弱粘土地盤において営業線から離れた先行工区での土留め壁、背面地盤の変形挙動の解析と実測値を対比し、営業線近接の後行工区における土留め計画の妥当性を検証した結果を報告する。

key words : 開削、土留、鉄道、軟弱地盤

#### 1. はじめに

西日本旅客鉄道株式会社の東海道線支線地下化事業<sup>1)</sup>は、大阪駅の北側に位置する「うめきた」の2期区域のまちづくりの基盤となるもので、うめきた地区を南北に走行している現在線を地下化するものである(写真-1)。

本工事では、柱列式土留め壁を用いた開削工法により地下構造物を構築する。過去の大阪平野での開削トンネル工事において、軟弱粘土地盤を開削掘削中に土留め壁の水平変位が設計値を上回る報告がなされており、本工事でも同様の事象が懸念された。

本報では、軟弱粘土地盤において営業線から34.5m離れた先行工区での土留め壁、背面地盤の変形挙動の解析と実測値を対比し、営業線から5m離れた後行工区における土留め計画の妥当性を検証した結果を報告する。

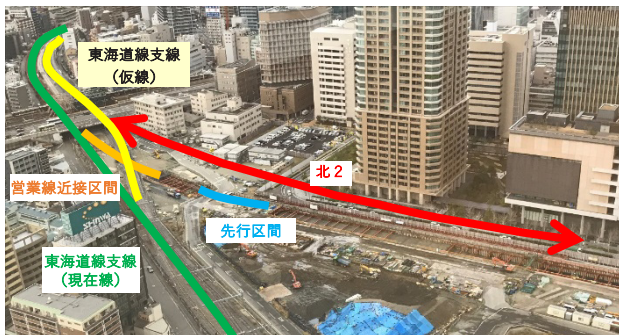


写真-1 施工位置周辺環境

#### 2. 地盤概要

営業線から34.5m離れた先行工区の掘削断面(以下、検討断面と称す)の土質縦断図(南北方向)を図-1に示す。土留め掘削対象区域の地盤高はOP±0m前後であり、上部から盛土、沖積砂質土層、沖積粘性土層(Ma13)、沖積砂質土層と沖積粘性土層の互層がGL-20m程度まで堆積している。さらに下部は、第1洪積砂礫層、洪積粘性土層が分布する地層構成である。

主たる掘削対象土層である沖積粘性土層(Ma13)は、N値=0~3程度、粘着力 $c=39\sim 107\text{kN/m}^2$ の軟弱な地盤であり、10m以上分厚く堆積していることが特徴的である。

#### 3. 現場計測の概要

現場計測断面図を図-2に示す。検討断面の掘削幅は約12.3m、最終掘削深度は約12.6mであり、土留め壁芯材長は21.5m、モルタル杭長は25.5m、切梁架設は5段である。

現場計測項目は、土留め壁水平変位(多段式傾斜計:地表面より鉛直方向2mピッチに配置)や切梁軸力(油圧ジャッキ圧力計)に加え、掘削に伴う営業線への影響を確認するために背面地盤の水平変位と鉛直変位、地表面の鉛直変位、掘削底面以深の鉛直変位、地下水位とし、自動計測した。

\*1 Tatsuhiko MARUYAMA

大阪支社土木統轄部土木部 作業所長

\*2 Shinsuke YONEZAWA

大阪支社土木統轄部土木部

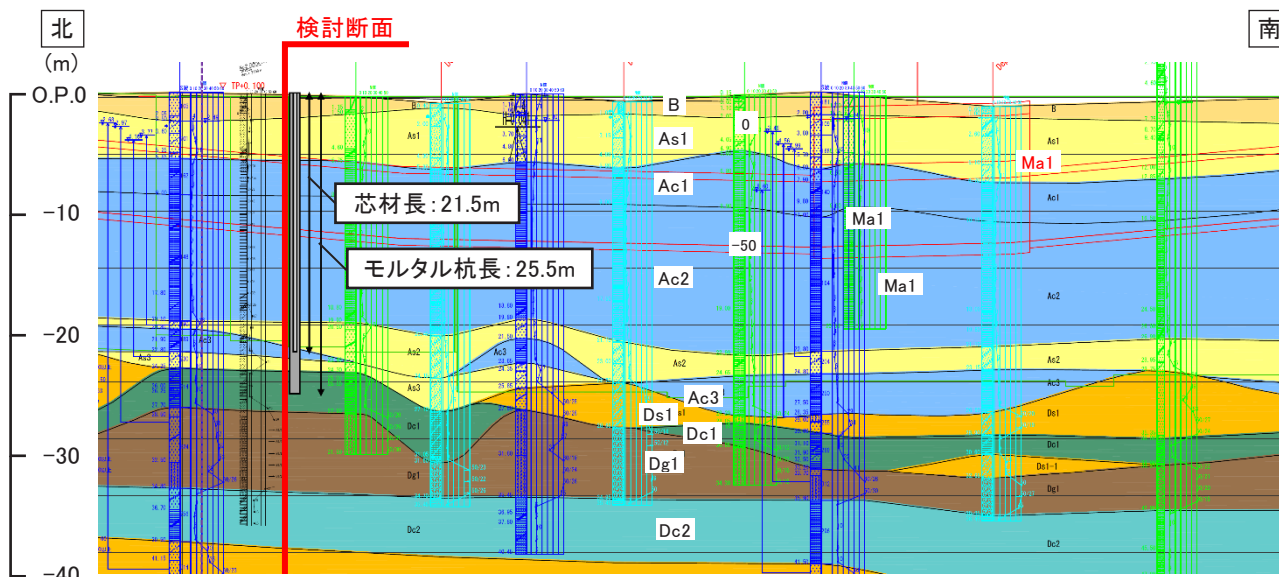


図-1 検討断面付近の土質縦断面図（南北方向）

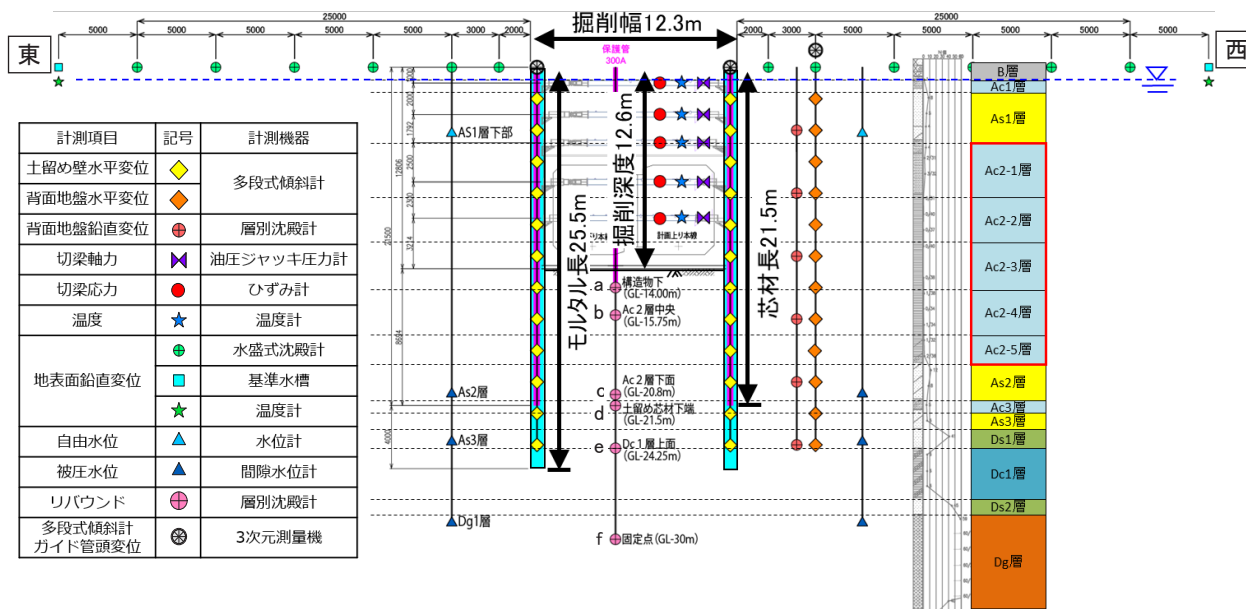


図-2 現場計測断面図<sup>2)</sup>

#### 4. 弾塑性 FEM 解析

##### 4.1 解析モデル

FEM解析は、弾塑性構成モデル (Subloading tij model)<sup>3)4)</sup>を用いた弾塑性FEM解析 (解析コード: FEMtij-2D)とした。有限要素メッシュ図を図-3に示す。地盤は平面ひずみ要素で、土留め壁と切梁は梁要素により設定した。土留め壁は芯材下端以深のモルタル杭部もモデル化した。土留め壁と切梁の構造諸元を表-1に示す。なお、土留め壁と地盤の間には弾塑性ジョイント要素 (壁面摩擦角  $\delta=15^\circ$  を仮定)<sup>5)</sup>で摩擦特性をモデル化した。

解析領域は、土留め掘削に伴う影響が無視できる領域まで広げることを念頭に、水平方向については土留め掘削領域を中心に左右50mをモデル化した。これは、土留め

壁下端深度から45° ラインの範囲を影響範囲 (左右21.5m間)として考え、さらに左右にそれぞれ23.5mモデル化した。また、深度方向については、最終掘削深度 (GL-12.6m) および土留め壁下端深度 (GL-21.5m)以上を基本とし、Dg層 (GL-34.9m)までモデル化した。これにより、最終掘削底面から下方境界までの距離が22.3mとなり、およそ掘削深度の1.8倍を確保している。

水理境界は、側方を排水条件 (静水圧条件)に、底面を非排水条件に、土留め壁を非排水条件に、地下水位を排水条件に設定し、土〜水連成解析を実施した。なお、土留め背面の地下水位は、B層の下端位置に設定し、掘削中も維持させた。掘削側の地下水位については、各掘削段階の掘削底面を仮定した。

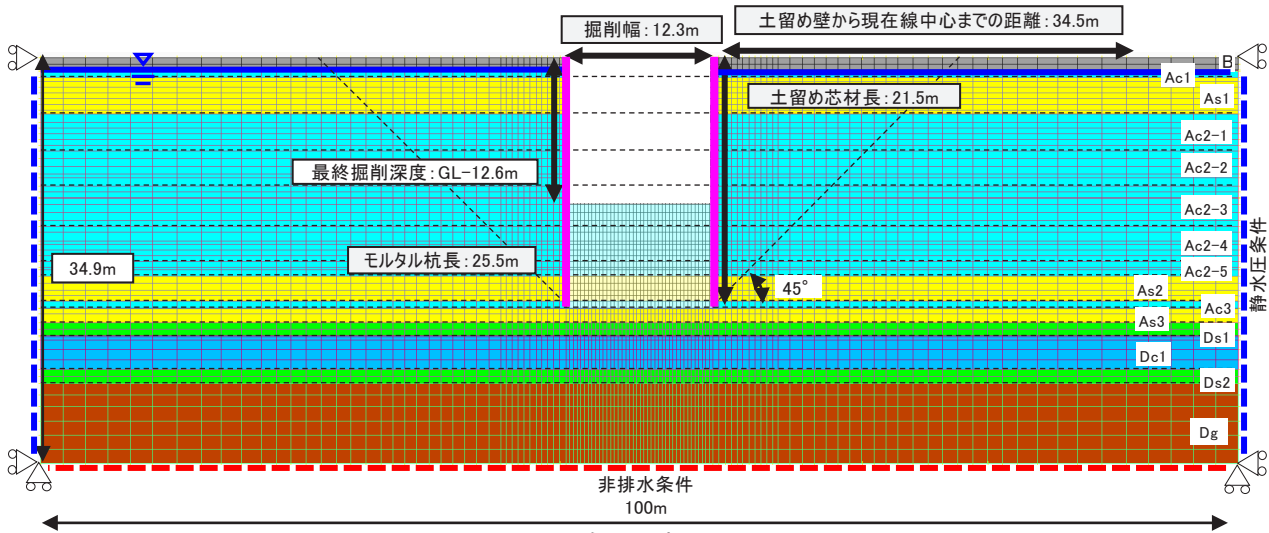


図-3 有限要素メッシュ図

表-1 土留め壁と切梁の構造諸元

	変形係数 $E$ [kN/m <sup>2</sup> ]	断面二次 モーメント $I$ [m <sup>4</sup> /m]	断面積 $A$ [m <sup>2</sup> /m]
土留め芯材	$2.0 \times 10^8$	$1.9 \times 10^{-3}$	0.0312
モルタル杭	$1.0 \times 10^5$	$3.0 \times 10^{-2}$	0.668
切梁	$2.0 \times 10^8$	—	0.02072

#### 4.2 土質パラメータ

FEM解析に用いた土質パラメータを表-2に示す。本現場における特徴的な分厚い軟弱粘土層の土質パラメータは、現場付近で実施した地盤調査結果と代表土層 (Ac2-3層) から採取した乱れの少ない試料により、定ひずみ速度圧密試験結果および三軸圧縮試験結果 (CU条件) に基づいて設定した。

代表土層 (Ac2-3層) 以外の粘土層のパラメータは、粒度分布が類似していることを踏まえ、Ac2-3層と同じと仮定した。砂層は、試験結果がないため豊浦砂のパラメータ<sup>5)</sup>を仮定した。

透水係数は、砂層は現場付近で実施した現場透水試験結果を、粘土層は定ひずみ速度圧密試験結果を用いた。

初期地盤における間隙比は、砂層と砂礫層はN値から、粘土層は土粒子密度と乾燥密度から推定し、地盤内の拘束応力の変化に着目して再現した。

#### 4.3 解析ステップ

解析に用いた掘削工程を図-4に示す。掘削、切梁架設という順で実施時間を反映した逐次掘削を再現した。

### 5. 計測結果と解析結果の比較

#### 5.1 土留め背面地盤の変形挙動

土留め壁背面地盤の変形挙動に関する計測値とFEM解析値の比較図を図-5に示す。計測値は、土留め壁の水平変位が1次掘削で土留め壁頭部で最大変位を示す片持ち梁的な挙動を示し、掘削の進行に伴い最大変位位置は下方に推移した。

6次掘削時には、掘削底面付近で最大変位43.7mmとなる弓型の変形形状を示した。それに伴い、土留め壁から5m離れたの水平変位も土留め壁と同様の変位傾向を示し、6次掘削時には最大変位16.1mmとなる弓型の変形形状を示した。

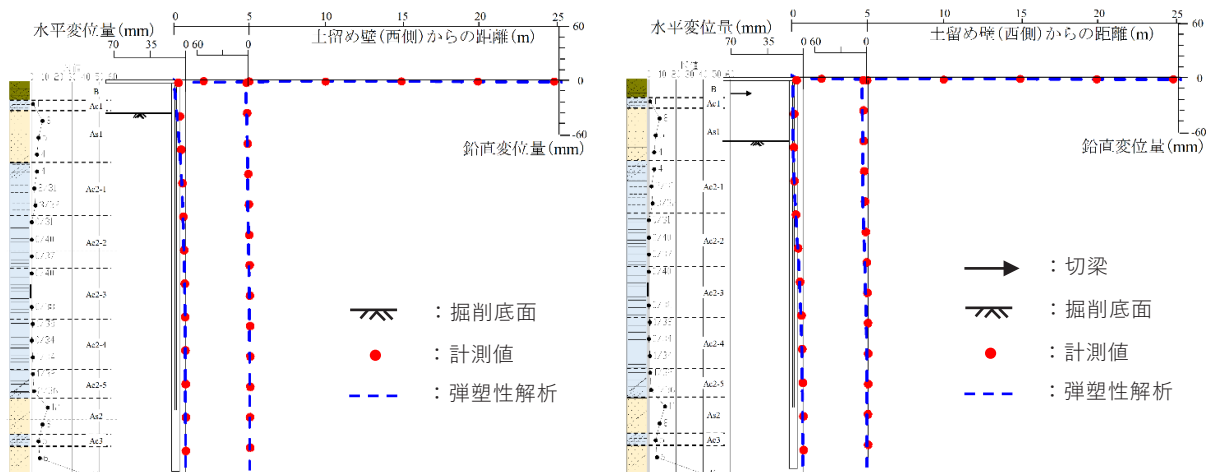
一方、地表面の鉛直変位は、土留め壁の水平変位が掘削

表-2 FEM解析に用いた土質パラメータ一覧

土層名	基本情報					圧密特性			せん断特性		過圧密特性	自然堆積構造特性		初期間隙比 $e_0$
	層厚 [m]	単位体積重量 $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	平均 N値	変形係数 $E$ [kN/m <sup>2</sup> ]	透水係数 $k$ [cm/sec]	圧縮 指数 $\lambda$	膨潤 指数 $\kappa$	大気圧下 の間隙比 $N$	極限状態の 主応力比 $Rcs$	降伏曲面形 状パラメータ $\beta$	密度と拘束 圧のパラメータ $\alpha$	ボンディング 効果を表す パラメータ		
												$b$	$\omega 0$	
B	1.10	18.0	15	1140	$3.7 \times 10^{-3}$	0.0700	0.0045	1.10	3.2	2.0	17	0.0	0.0	0.691
Ac1	0.60	15.0	1	7710	$4.5 \times 10^{-7}$	0.2600	0.0100	1.58	3.2	2.0	200	10.0	0.8	1.035
As1	3.10	17.0	6	4010	$6.2 \times 10^{-3}$	0.0700	0.0045	1.10	3.2	2.0	17	0.0	0.0	0.691
Ac2-1	3.20	17.8	3	10675	$4.5 \times 10^{-7}$	0.2600	0.0100	1.58	3.2	2.0	200	10.0	0.8	1.035
Ac2-2	3.00	16.5	0	6120	$3.7 \times 10^{-8}$									1.408
Ac2-3	4.00	15.7	0	4240	$3.7 \times 10^{-8}$									1.400
Ac2-4	2.00	16.1	1	5110	$3.7 \times 10^{-8}$									1.377
Ac2-5	1.80	16.7	1	11580	$4.5 \times 10^{-7}$									1.353
As2	2.10	18.0	10	18900	$3.7 \times 10^{-3}$	0.0700	0.0045	1.10	3.2	2.0	17	0.0	0.0	0.470
Ac3	0.70	18.1	5	17500	$3.7 \times 10^{-8}$	0.2600	0.0100	1.58	3.2	2.0	200	10.0	0.8	0.976
As3	1.20	17.0	6	18600	$2.3 \times 10^{-6}$	0.0700	0.0045	1.10	3.2	2.0	17	0.0	0.0	0.800
Ds1	1.10	19.0	41	27600	$3.1 \times 10^{-3}$	0.0700	0.0045	1.10	3.2	2.0	17	0.0	0.0	0.355
Dc1	2.90	15.0	6	18700	$6.9 \times 10^{-7}$	0.2600	0.0100	1.58	3.2	2.0	200	10.0	0.8	0.973
Ds2	1.20	19.0	45	31680	$7.4 \times 10^{-4}$	0.0700	0.0045	1.10	3.2	2.0	17	0.0	0.0	0.481
Dg	6.90	20.0	100	42240	$4.5 \times 10^{-1}$	0.0700	0.0045	1.10	3.2	2.0	17	0.0	0.0	0.302

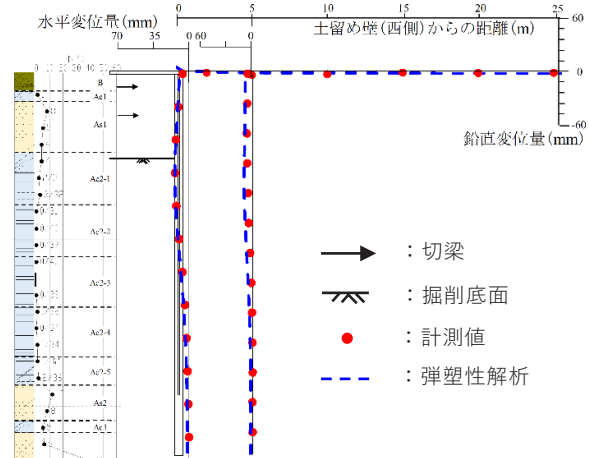


図-4 解析に用いた掘削工程

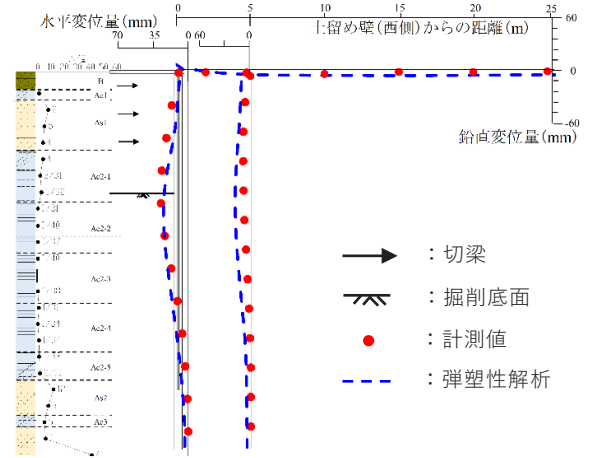


(a) 1次掘削

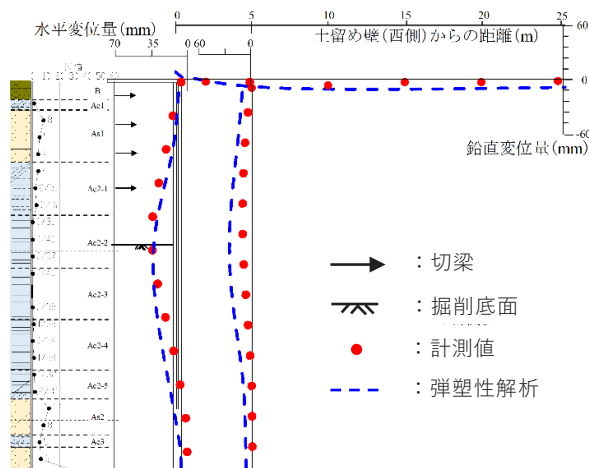
(b) 2次掘削



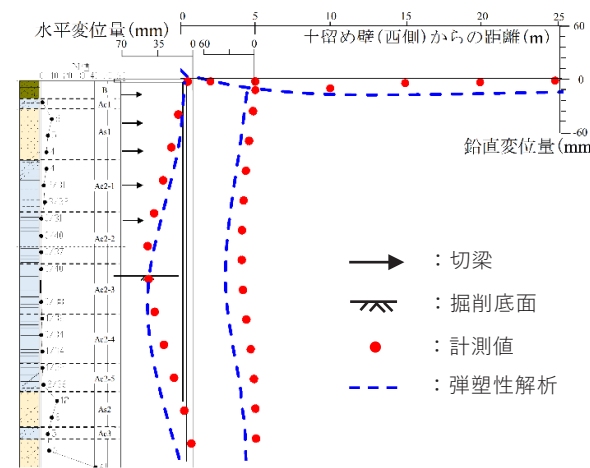
(c) 3次掘削



(d) 4次掘削



(e) 5次掘削



(f) 6次掘削

図-5 土留め壁背面地盤の変形挙動に関する計測値とFEM解析値の比較

側に変位したことで沈下傾向を示した。しかし、沈下挙動は土留め壁の局所的な範囲であり、土留め壁から5m離れた位置で最大変位10.7mmを示し、土留め壁から25m離れた位置でほぼ収束した。なお、掘削期間中の土留め背面の地下水水位変動はほとんどなかった。

弾塑性FEM解析では、土留め壁の水平変位において1次掘削～3次掘削までは計測値の変位形状や変位量を適切に表現できた。一方、4次掘削からは、計測値と同じ弓型の変形形状を示し、6次掘削時には最大変位43.7mmと計測値と同じ変位量を示した。しかし、最大変位を示した位置が計測値では掘削底面の2.5m上方に対し、弾塑性FEM解析は掘削底面の0.7m下方にあり、計測値と異なる傾向を示した。これは、砂層(As2層、As3層)のパラメータが豊浦砂のパラメータを仮定しており、実地盤より弱く評価していたことにより、掘削底面以深で計測値より解析値の方が過大に変位したことが原因として考えられる。

土留め壁の水平変位が掘削底面以深で解析値の方が計測値より大きくなった影響は、土留め背面の地盤挙動にもおよんでおり、土留め壁から5m離れた水平変位では、変位形状は計測値を定性的に精度よく表現できたものの、変位量が特に掘削底面以深で大きく、最大変位34.5mmと計測値の2.1倍であった。また、地表面鉛直変位では、土留め壁から5m離れたまでは計測値を適切に表現できたが、土留め壁から離れるにしたがって、計測値とのかい離が見られ、土留め壁から12m離れた位置で最大変位17.0mmを示した。これらの変形挙動は、土留め壁の水平変位で掘削底面以深の挙動を適切に表現できていないことが要因として考えられる。

### 5.2 掘削底面以深のリバウンド量の比較

掘削底面以深の鉛直変位に関する計測値とFEM解析値の比較図を図-6に示す。(a)～(f)点で各深度の掘削進行に伴う鉛直変位量を示しており、縦軸は鉛直変位量、横軸は掘削深度である。(a)点が最も浅く、最終掘削深度から1.4m下方で沖積粘土層内(Ac2層)にある。また、(f)点が最も深く、最終掘削深度から17.4m下方で第1洪積砂礫層内にある。なお、(f)点における計測値は固定点と仮定しているため、変位量はゼロとなっている。

計測値は、GL-15.75m以浅で掘削の進行に伴い隆起傾向を示し、最大隆起量は26.3mmであった。GL-20.80m以深ではほぼ横ばい傾向にあった。GL-15.75m以浅が分厚い沖積粘土層(Ac2層)内にあり、GL-20.80m以深は沖積砂層や洪積層内にあることから、分厚い沖積粘土層のみが隆起挙動を示した。

弾塑性FEM解析では、GL-24.25m以浅で掘削の進行に伴う隆起挙動を示した。1次掘削～3次掘削までは計測値と良い対応関係にあったが、4次掘削から計測値より隆起量が過大となり、最大隆起量94.4mmとなった。これは、4次掘削から分厚い沖積粘土層(Ac2層)を掘削していること

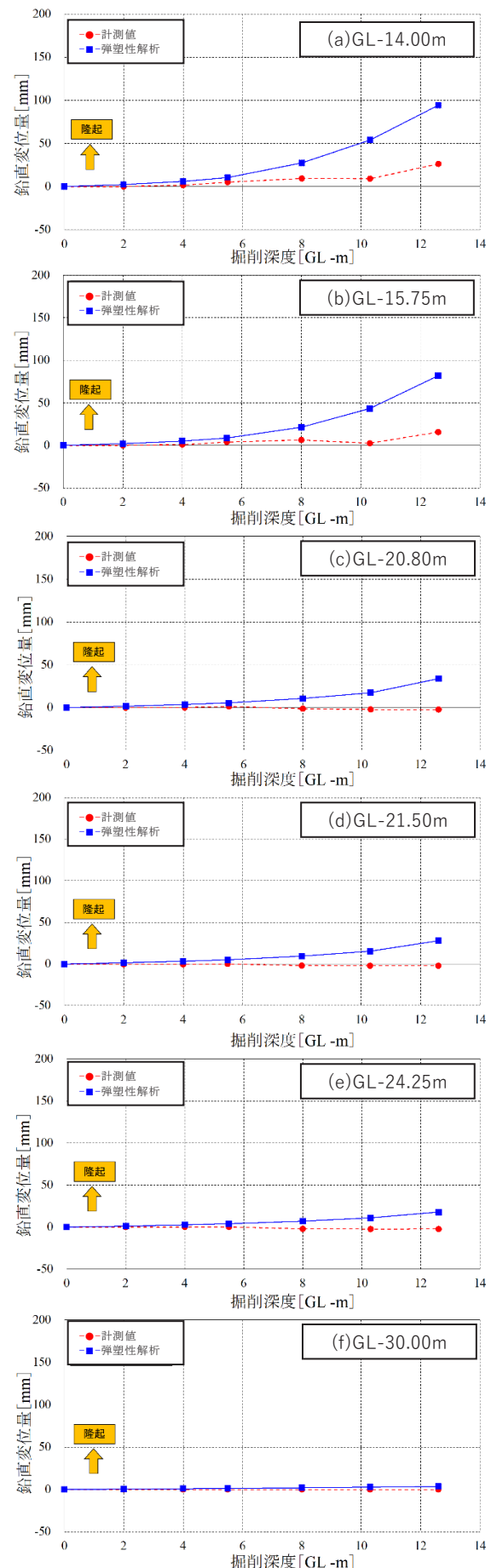


図-6 掘削底面以深の鉛直変位に関する計測値とFEM解析値の比較

から、分厚い沖積粘土層の過圧密比や除荷時の体積変化に関する膨潤指数( $\alpha$ )が実地盤より弱く評価していた可能性が考えられる。

### 5.3 切梁軸力の比較

切梁軸力に関する計測値とFEM解析値の比較図を図-7に示す。計測値は、切梁設置直後の掘削で軸力が発生し、その後の掘削ではほとんど変化がなかった。

弾塑性FEM解析では、切梁設置直後の掘削で軸力が発生し、その後の掘削ではほとんど変化がない、または減少傾向を示しており、計測値と傾向が類似したが、発生軸力が2段切梁～5段切梁で過大となった。これは、実施工では切梁が土留め壁の変位に対して抵抗するまでに馴染みの期間があり、この間はほとんど軸力が発生しないのに対し、解析では土留め壁が変位した分、ただちに軸力が発生するという違いが要因として考えられる。

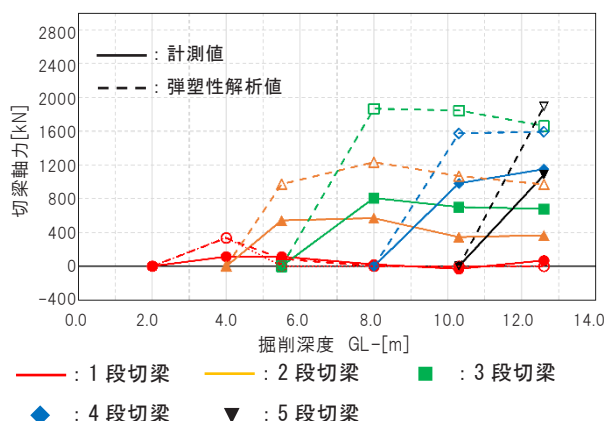


図-7 切梁軸力に関する計測値とFEM解析値の比較

### 4. おわりに

軟弱地盤が分厚く堆積した開削現場において、土留め背面地盤の変形挙動を弾塑性FEM解析により検討した。その結果、弾塑性FEM解析は、計測値を定性的ではあるが土留め背面挙動を適切に表現できた。得られた知見を以下に示す。

- ① 土留め壁の水平変位分布は、掘削底面以深で弾塑性FEM解析値の方が計測値より大きい結果となった。これは、砂層(As2層、As3層)の土質パラメータを実地盤より軟らかく評価していたためと考えられる。
- ② このため、地表面の鉛直変位など土留め背面地盤の計測値も解析値を超えることがなかった。
- ③ 計測値は、解析値に比べ安全側になることが把握できた。

本結果を営業線近接の後行工区において適用した結果、弾塑性FEM解析を基に土留め計画することにより、線路の沈下を予測し、適切な管理をすることができた。

### 【謝辞】

鉄道営業線近接工事における施工、計測、弾塑性FEM解析にかかわりご指導、ご協力をいただいた西日本旅客鉄道(株)、(株)地域地盤環境研究所をはじめとする関係者各位に謝意を表します。

### 【参考文献】

- 1) JR東海道線支線地下化・新駅設置事業パンフレット
- 2) 吉田晋、丸山達彦、山内雅基、譽田孝弘：軟弱粘土地盤での開削工事における土留め壁変形挙動に関する一考察、第53回地盤工学研究発表会、pp1555-1556、2018.
- 3) Nakai, T., H. M. Shahin, Kikumoto, M., Kyokawa, H., F. Zhang, and M. M. Farias: A simple and unified three-dimensional model to describe various characteristics of soils, *Soil and Foundations*, pp. 1149-1168, 2011.
- 4) Nakai, T.: *Constitutive Modeling of Geomaterials: Principles and Applications*, CRC Press, Boca Raton/London/New York. 2012.
- 5) Nakai, T.: Finite element computations for active and passive earth pressure problems of retaining wall, *Soil and Foundations*, pp. 98-112, 1985.