

軟弱粘性土地盤の開削工事に伴う 地盤挙動の弾塑性FEM解析

稲垣 祐輔¹・山内 雅基²・譽田 孝宏³・吉田 晋⁴・土江 徹志⁵

¹正会員 (株) 地域 地盤 環境 研究所 地盤解析部
(〒540-0008 大阪府大阪市中央区大手前2丁目1-2 国民會館・住友生命ビル4F)
E-mail: inagaki@geor.co.jp

²正会員 (株) 地域 地盤 環境 研究所 地盤解析部
(〒540-0008 大阪府大阪市中央区大手前2丁目1-2 国民會館・住友生命ビル4F)
E-mail: m.yamauchi@geor.co.jp

³正会員 (株) 地域 地盤 環境 研究所 地盤解析部
(〒540-0008 大阪府大阪市中央区大手前2丁目1-2 国民會館・住友生命ビル4F)
E-mail: konda@geor.co.jp

⁴正会員 西日本旅客鉄道(株) 大阪工事事務所 うめきた工事事務所
(〒532-0011 大阪府大阪市淀川区西中島5丁目4-20 中央ビル7F)
E-mail: susumu-yoshida@westjr.co.jp

⁵正会員 錢高組・西松建設特定建設工事共同企業体 (〒530-0011 大阪府大阪市北区大深町2丁目)
E-mail: tsuchie_tetsushi@zenitaka.co.jp

土留め設計は、土留め壁を梁に、地盤をばねに仮定したフレーム解析(土留め弾塑性解析)によって通常設計する。一方、土留め背面地盤の挙動は、経験則に基づいた沈下予測手法を用いる場合や重要構造物との近接施工時には有限要素解析を実施する機会が多い。しかし、軟弱粘土が分厚く堆積した開削現場では、線形弾性有限要素解析では適切に表現することが難しく、問題になる場合が度々ある。本稿では、軟弱地盤の特性に着目し、Subloading t_{ij} modelを用いた2次元弾塑性有限要素解析を実施し、計測値と解析値の比較から、想定が困難であった軟弱な土留め背面地盤の挙動について分析した結果を報告する。

Key Words : *Elasto-plastic FE Analysis, Soft ground, Braced Excavation, Backside ground behavior*

1. はじめに

JR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。この結果、新駅設置により関西国際空港や和歌山方面からのアクセス向上が期待できる。

本工事では、開削工法により地下構造物を構築するが、営業線が最小離隔3.4[m](土留め壁から営業線中央までの距離)と超近接していることから、土留め掘削による営業線への影響が懸念され、営業線の挙動を適切に予測する必要がある。そのため、超近接施工の前に営業線との離隔が少し離れた先行掘削において、トライアル計測と有限要素解析(以下、FEM解析)を実施し、開削工事に

伴う土留め背面の地盤挙動を事前に把握することにより、営業線への影響を検証した。本工事のような重要構造物と近接した土留め掘削時において、有限要素解析を実施する機会があるが、軟弱粘土が分厚く堆積した開削現場では、線形弾性FEM解析では地盤変形挙動を適切に表現することが困難な場合が多い。

本稿では、軟弱粘土地盤の特性に着目した弾塑性FEM解析を実施し、計測値と解析値の比較から弾性FEM解析では想定が困難であった土留め背面地盤の挙動を検討したので結果を報告する。また、地盤構成モデルの差異による変形挙動の差異についても考察する。

2. 本工事の特徴

(1) 工事概要¹⁾

JR東海道線支線地下化事業は、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ことにより、大阪駅近くという立地の有効活用など多くの効果が期待される事業である。また、東海道支線は、京都駅や新大阪駅と関西国際空港を結ぶ特急「はるか」などが経路として使用しており、空港アクセスに重要な役割を担っている。

(2) 地盤概要

当該現場付近を含む大阪平野東西方向の土質縦断面図²⁾および検計断面付近の土質縦断面図(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±0[m]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-20[m]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。

計測機器設置位置を含む開削部横断面図³⁾を図-2に示す。検計断面においても上記と同様の地層構成をしており、主たる掘削対象土層である沖積粘性土層(Ma13)は、

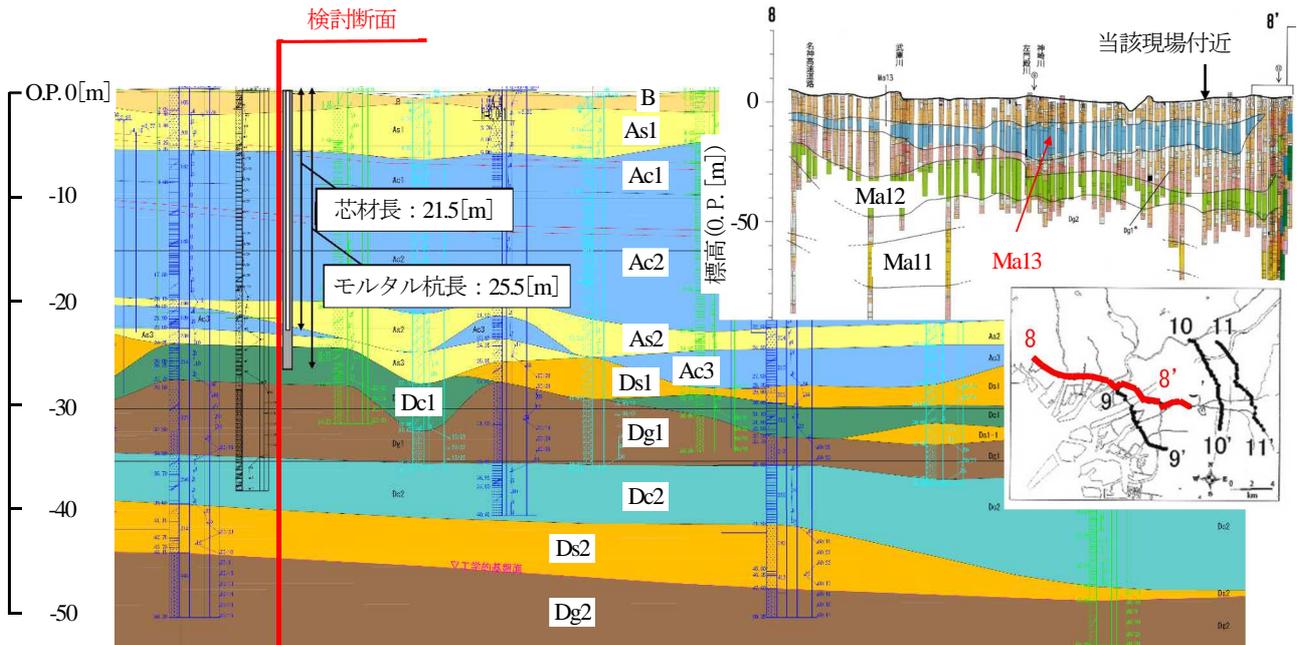


図-1 当該現場付近を含む大阪平野東西方向の土質縦断面図²⁾および検計断面付近の土質縦断面図(南北方向)

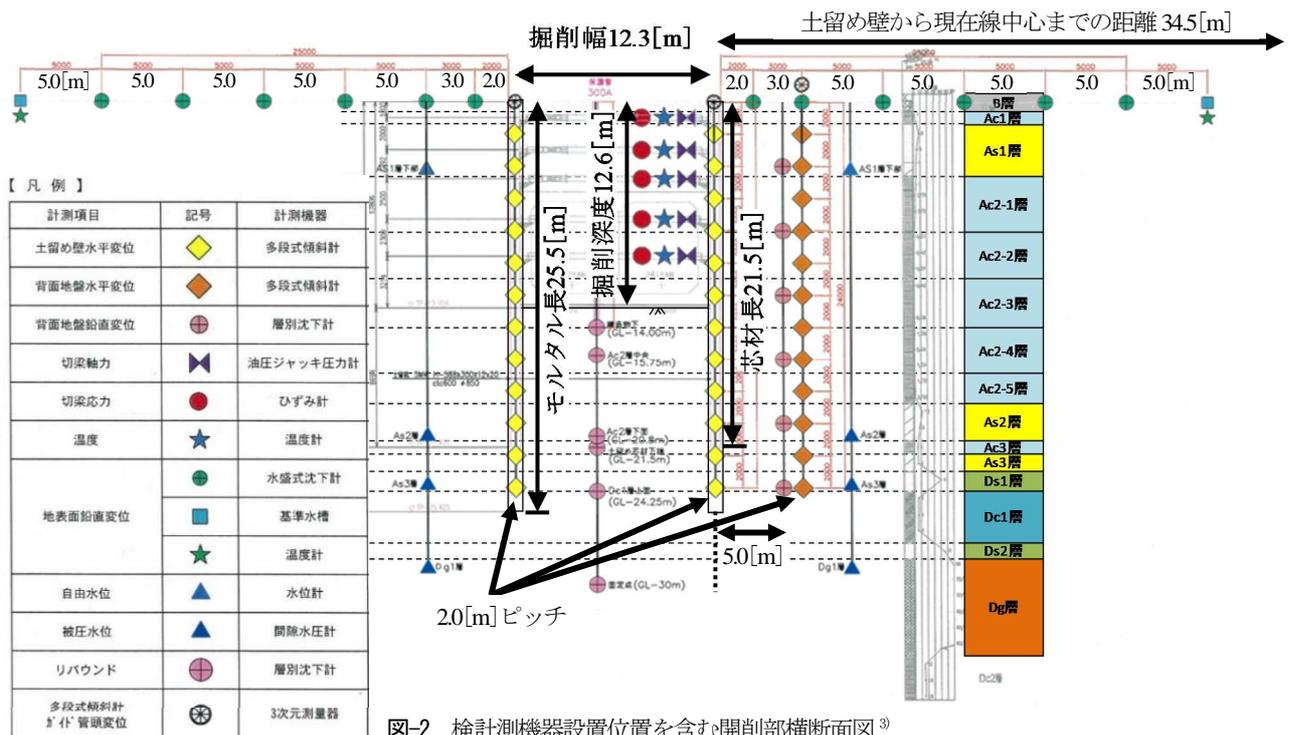


図-2 検計測機器設置位置を含む開削部横断面図³⁾

N値0～3程度、粘着力39～107[kN/m²]の軟弱な地盤であり、10[m]以上分厚く堆積していることが特徴的である。

(3) 検討断面概要

検討断面は、最近接断面における施工に先立ち、先行掘削領域に設定した。検討断面の掘削幅は約12.3[m]、最終掘削深度は約12.6[m]であり、土留め壁芯材長は21.5[m]、モルタル杭長は25.5[m]である。また、土留め壁位置から現在線中心位置までの距離は34.5[m]である。

検討断面における計測項目は、土留め壁水平変位、背面地盤水平変位、背面地盤鉛直変位、地表面鉛直変位、切梁軸力、掘削底面以深鉛直変位、地下水位であり、自動計測を実施した。

3. 解析条件

(1) 境界条件

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⁴⁾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が念頭に、水平方向については土留め掘削領域を中心に左右50[m]をモデル化した。これは、土

表-1 土留め壁と切梁の構造諸元

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

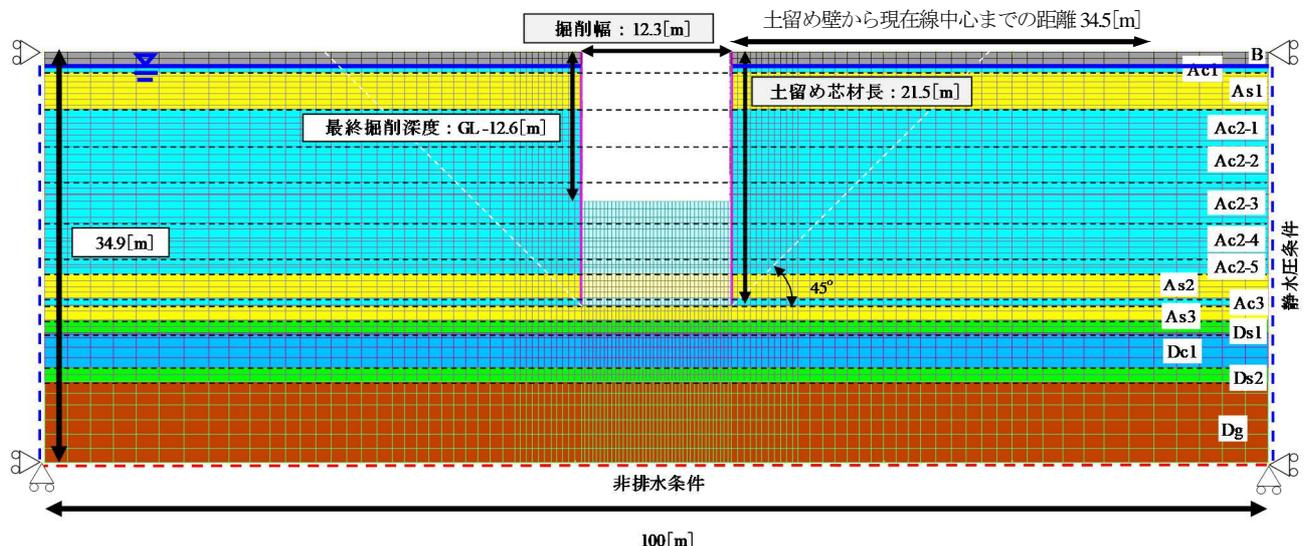


図-3 有限要素メッシュ図

留め壁下端深度から45°]ラインの範囲を影響範囲(左右21.5[m]間)として考え、さらに左右にそれぞれ23.5[m]モデル化した。また、深度方向については、最終掘削深度(GL-12.6[m])および土留め壁下端深度(GL-21.5[m])以上を基本とし、Dg層(GL-34.9[m])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22.3[m]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。

(2) 地盤構成モデル

FEM解析については、弾塑性構成モデル(Subloading t_f model)⁵⁾⁶⁾を用いた弾塑性FEM解析(解析コード:FEMtij-2D)と、地盤モデルを弾性体に変更した弾性FEM解析を実施した。 t_f モデルの特徴は、以下に示す通りである。

- ①中間主応力の変形・強度特性に及ぼす影響
- ②正負のダイレイタンス特性
- ③密度や拘束応力が変形・強度特性に及ぼす影響
- ④塑性ひずみ増分方向の応力経路依存性
- ⑤自然堆積粘土に見られるボンディングの影響
- ⑥粘土も砂も統一された少ない土質パラメータ群で表現できる

(3) 土質パラメータ

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

表-2 FEM解析に用いた土質パラメータ一覧表

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_{in}
	層厚 [m]	単位体積重量 γ [kN/m ³]	平均N値	変形係数 E [kN/m ²]	透水係数 k [cm/sec]	圧縮指数 λ	膨潤指数 κ	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 β	密度と拘束圧 のパラメータ α	ボンディング効果を表すパラ メータ		
												b	$\alpha 0$	
B	1.10	23.0	15	1140	3.7×10^{-3}	0.1350	0.0135	3.00	3.2	2.0	500	0.0	0.0	0.691
Ac1	0.60	15.0	1	7710	4.5×10^{-7}	0.2600	0.0100	1.58	3.2	2.0	200	10.0	0.8	1.035
As1	3.10	19.2	6	4010	6.2×10^{-3}	0.1350	0.0135	1.60	3.2	2.0	30	0.0	0.0	0.691
Ac2-1	3.20	17.8	3	10675	4.5×10^{-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	3.7×10^{-8}									1.408
Ac2-3	4.00	15.7	0	4240	3.7×10^{-8}									1.400
Ac2-4	2.00	16.1	1	5110	3.7×10^{-8}									1.377
Ac2-5	1.80	16.7	1	11580	4.5×10^{-7}									1.353
As2	2.10	20.5	10	18900	3.7×10^{-3}	0.0920	0.0092	0.85	3.2	2.0	17	0.0	0.0	0.470
Ac3	0.70	18.1	5	17500	3.7×10^{-8}	0.2600	0.0100	1.58	3.2	2.0	200	10.0	0.8	0.976
As3	1.20	18.7	6	18600	2.3×10^{-6}	0.1550	0.0155	0.97	3.2	2.0	17	0.0	0.0	0.800
Ds1	1.10	21.5	41	27600	3.1×10^{-3}	0.0690	0.0069	2.50	3.2	2.0	290	0.0	0.0	0.355
Dc1	2.90	15.0	6	18700	6.9×10^{-7}	0.2600	0.0100	1.58	3.2	2.0	200	10.0	0.8	0.973
Ds2	1.20	20.5	45	31680	7.4×10^{-4}	0.0940	0.0094	3.50	3.2	2.0	500	0.0	0.0	0.481
Dg	6.90	22.1	100	42240	4.5×10^{-1}	0.0590	0.0059	3.50	3.2	2.0	500	0.0	0.0	0.302

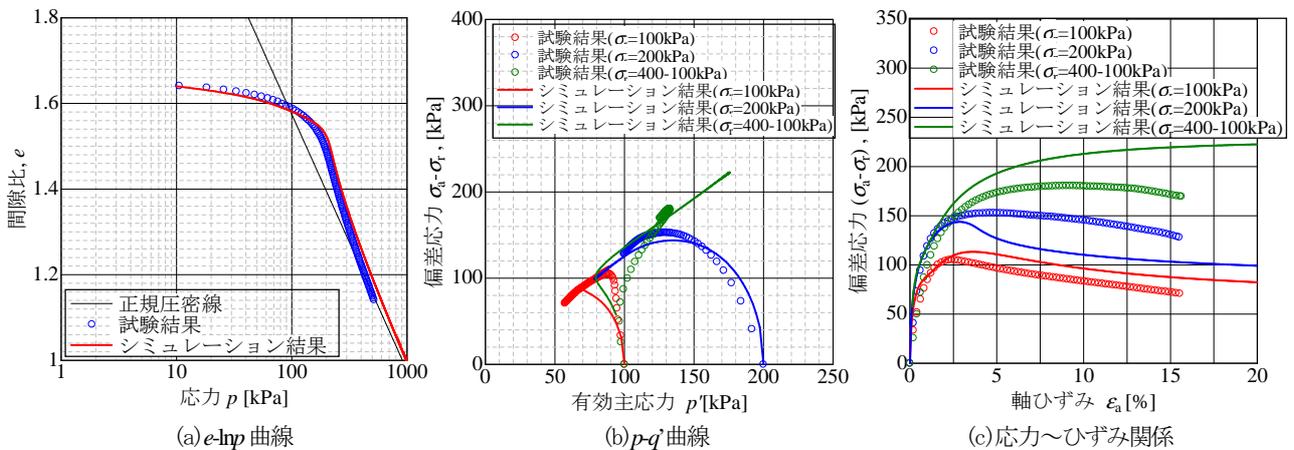


図-4 要素シミュレーション結果



図-5 解析に用いた施工工程

件)に基づいて設定した。各土質試験に関する要素シミュレーション結果を図-4に示す。三軸圧縮試験では、拘束圧を100[kPa]と200[kPa]の正規状態と一度400[kPa]まで圧密した後、100[kPa]まで除荷した過圧密状態の3通り設定した。同一パラメータで拘束圧の違いのみでフィッティングを試みたが、すべてを適切に合わせることは困難であった。そこで、検計断面の代表土層(Ac2-3層)の拘束条件に最も近い100[kPa](赤丸)の拘束条件が合うようにパラメータを調整した。

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⁵⁾を仮定した。

弾性解析に用いた変形係数は、図-4に示す要素シミュレーション結果から E_{50} を推定した。

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) 施工条件

解析に用いた掘削工程を図-5に示す。掘削，切梁架設という順で実施工時間を反映した逐次掘削を再現した。

4. 計測結果と解析結果の比較

(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-6に示す。計測値は，土留め壁の水平

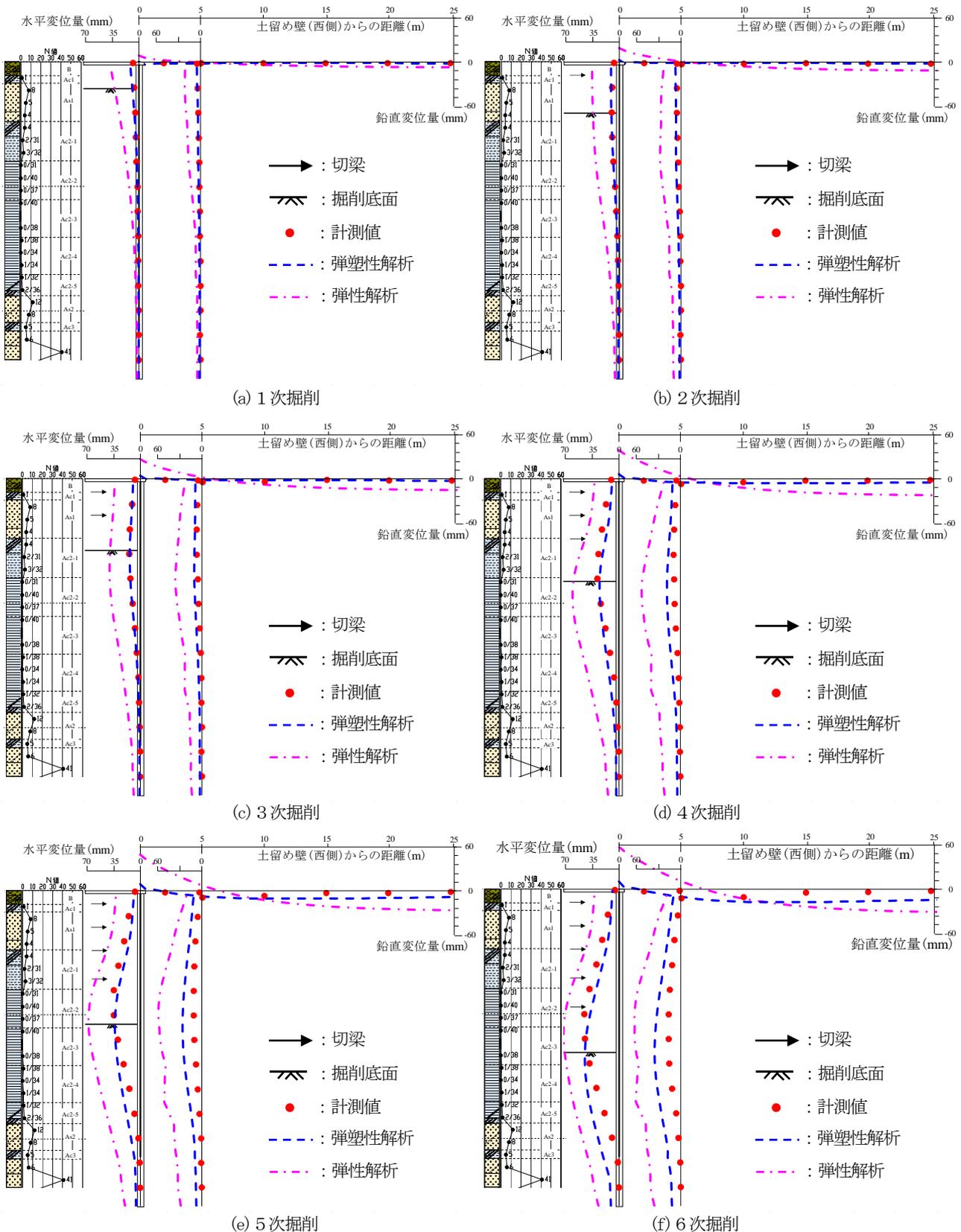


図-6 土留め壁背面地盤の変形挙動に関する計測値と FEM 解析値の比較図

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43.7[mm]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5[m]離れ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16.1[mm]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5[m]離れの位置で最大変位10.7[mm]を示し、土留め壁から25[m]離れの位置ではほぼ収束した。なお、掘削期間中の土留め背面の地下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43.7[mm]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2.5[m]上方に対し、弾塑性FEM解析は掘削底面の0.7[m]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5[m]離れの水平変位では、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34.5[mm]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5[m]離れ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12[m]離れの位置で最大変位17.0[mm]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。

一方、弾性FEM解析では、土留め壁の水平変位および土留め壁から5[m]離れの水平変位において、変位形状は計測値や弾塑性解析結果と類似しているものの、変位量が過大であった。また、地表面鉛直変位は、土留め壁近くで最大変位が発生するなど、計測値や弾塑性解析結果と明らかに異なる結果となった。

以上のことから、弾塑性FEM解析は、弾性FEM解析で再現が困難な計測値を定性的ではあるがより適切に表現できていると考えられる。

(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-7に示す。(a)～(e)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1.4[m]下方で沖積粘土層内(Ac2層)にある。また、(e)点が最も深く、最終掘削深度から17.4[m]下方で第1洪積砂礫層内にある。なお、(e)点における計測値は固定点と仮定しているため、変直変位量はゼロとなっている。

計測値は、GL-15.75[m]以浅で掘削の進行に伴い隆起傾向を示し、最大隆起量は26.3[mm]であった。GL-20.80[m]以深ではほぼ横ばい傾向にあった。GL-15.75[m]以浅が分厚い沖積粘土層(Ac2層)内にあり、GL-20.80[m]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-24.25[m]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94.4[mm]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(k)が実地盤より弱く評価していた可能性が考えられる。

一方、弾性FEM解析では、すべての深度において、掘削の進行に伴う過大な隆起挙動を示した。また、1次掘削時から計測値や弾塑性FEM解析と異なる傾向を示し、最大隆起量174.4[mm]と過大であった。したがって、FEM解析結果は、リバウンド挙動を定性的に示すことができているが、定量的には課題を残す結果になった。

(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-8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。

弾性FEM解析では、掘削に伴う切梁軸力の変動傾向は計測値や弾塑性FEM解析と類似していたものの、発生軸力は過大となった。これは、上記の要因と、土留め壁水平変位量が計測値より過大であったことが要因として考えられる。

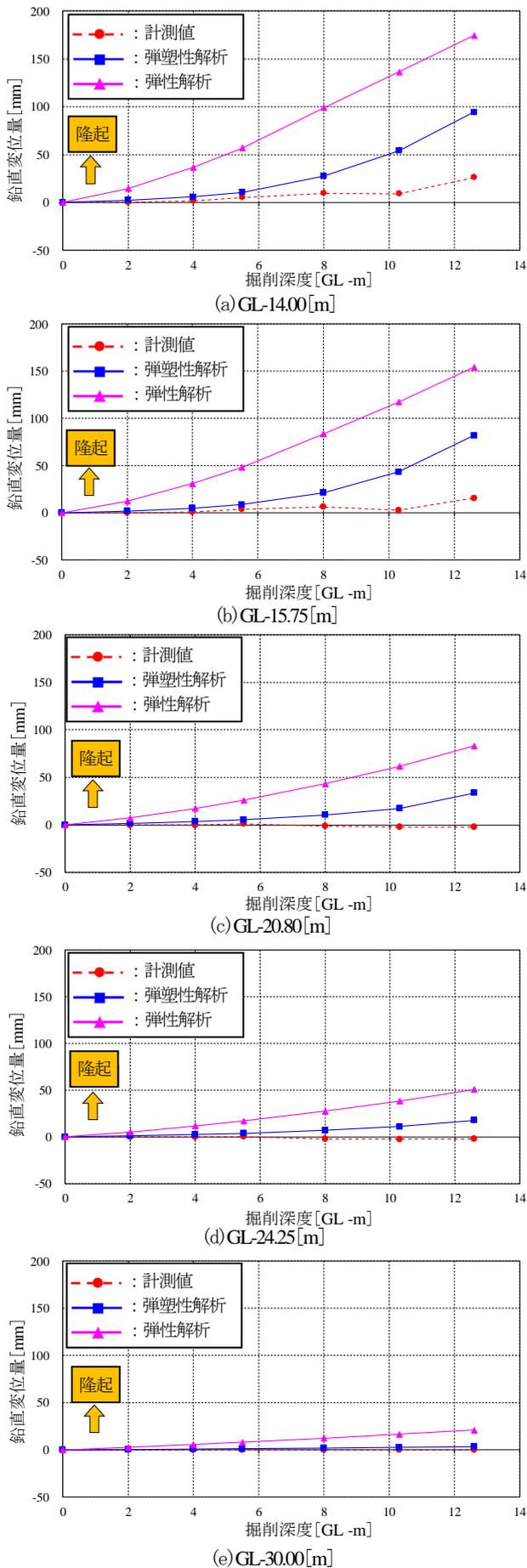


図-7 掘削底面以深の鉛直変位に関する計測値と FEM 解析値の比較図

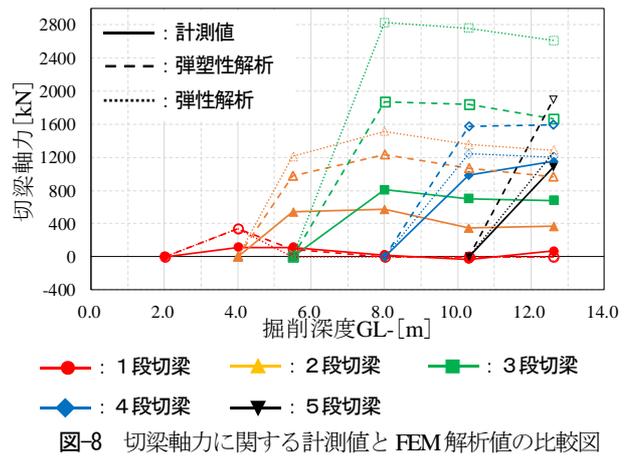


図-8 切梁軸力に関する計測値と FEM 解析値の比較図

5. 土留め背面地表面の挙動に関する分析

図-6に示す土留め背面地盤の変形挙動のうち地表面鉛直変位について、最大鉛直変位で除して無次元化した分布図を図-9に示す。縦軸は鉛直変位を最大鉛直変位で除しており(1.0の位置で最大変位を示す)、横軸は土留め壁からの距離(左端：土留め壁)である。同図より、計測値では土留め壁から5[m]離れた位置で最大変位を示しているのに対し、弾塑性FEM解析では土留め壁から12[m]離れた位置で最大変位を示し、計測値と異なる傾向を示した。これは、前述したように土留め壁の水平変位が掘削底面以深で弾塑性FEM解析が計測値より過大であったことに起因していると考えられる。そこで、土留め壁の水平変位と土留め背面地盤の変形挙動の関係確認を目的とした、土留め壁の水平変位を強制変位により計測値を入力した場合について、土留め背面地盤の変形挙動を検討した。

土留め壁の水平変位を強制変位で与えた場合の最終掘削時の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-10に、地表面鉛直変位を無次元化した分布図を図-11に示す。弾塑性FEM解析は、地表面鉛直変位量が計測値と比べて過大となったが、定性的には計測値を表現できた。つまり、土留め壁の水平変位において、掘削底面以深の変位挙動を表現できれば土留め背面の変形挙動を表現できることを示唆している。一方、弾性FEM解析は、壁付近で隆起し、壁から離れるにつれて沈下傾向を示し、計測値や弾塑性解析結果とは明らかに異なる傾向となり、土留め壁の水平変位の挙動に関わらず、計測値のような局所的な変形挙動を適切に表現できないことが判明した。

最終掘削時における合成変位(水平方向+鉛直方向)の分布図を図-12に、偏差主ひずみ($\epsilon_1 - \epsilon_3$)の分布図を図-13に示す。これらの図より、弾塑性FEM解析では、土留め掘削に伴う変形(ひずみ)が土留め壁下端より浅部におい

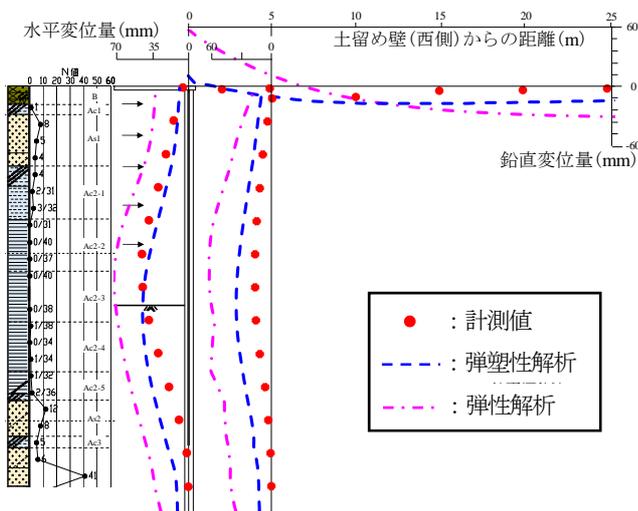


図-6(再掲) 土留め壁背面地盤の変形挙動に関する計測値と FEM 解析値の比較図

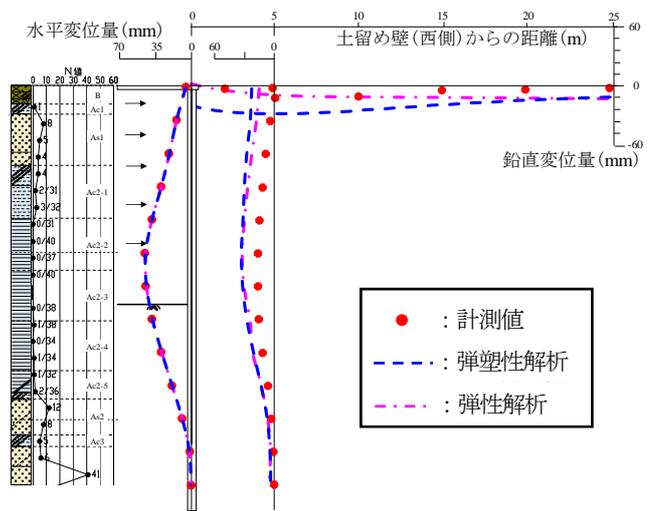


図-10 土留め壁背面地盤の変形挙動に関する計測値と FEM 解析値の比較図(土留め壁水平変位を強制変位で与えた場合)

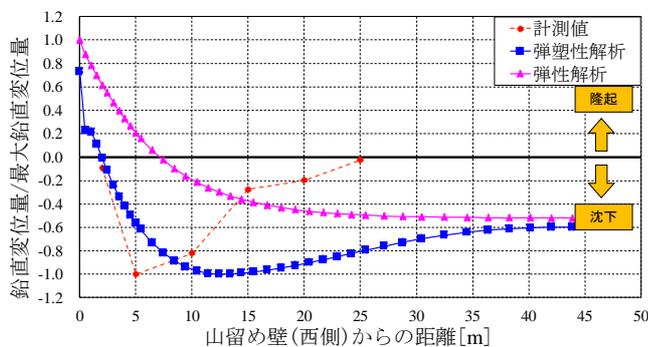


図-9 無次元化した地表面鉛直変位分布図

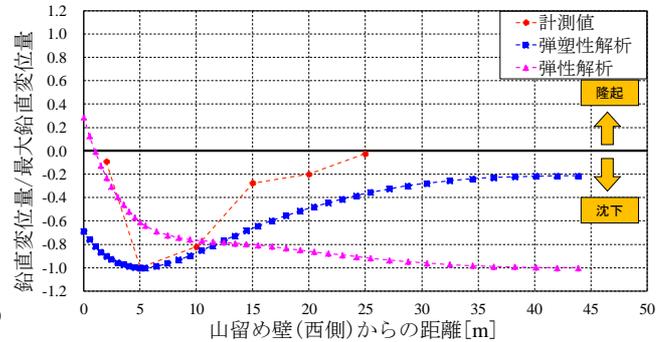


図-11 無次元化した地表面鉛直変位分布図(土留め壁水平変位を強制変位で与えた場合)

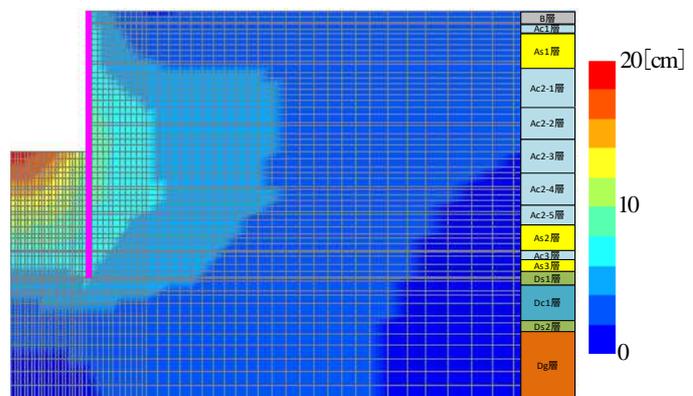
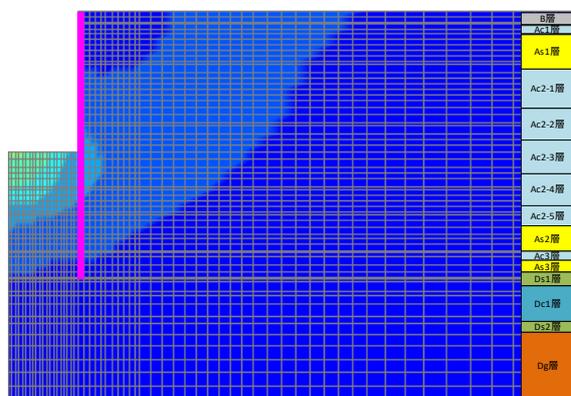


図-12 合成変位(水平方向+鉛直方向)コンター図(左:弾塑性解析, 右:弾性解析)

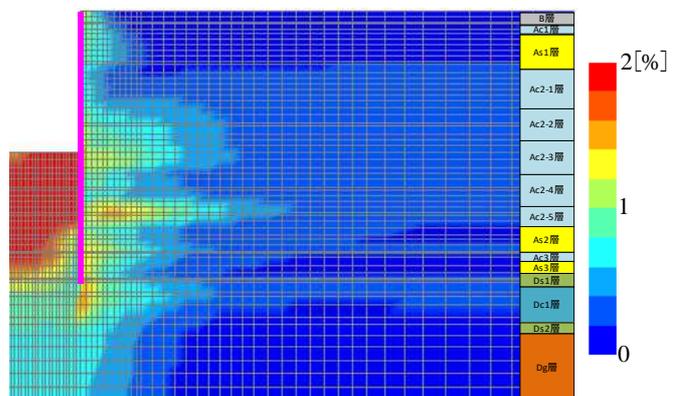
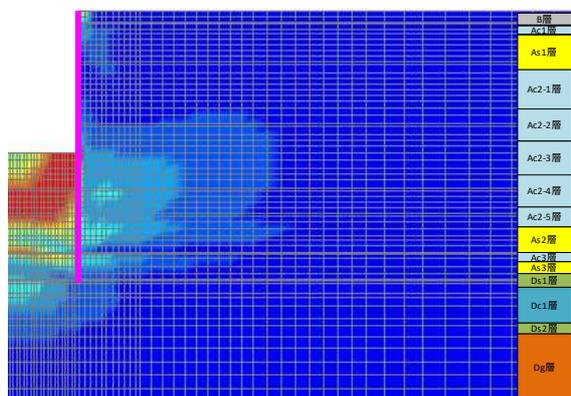


図-13 偏差主ひずみ($\epsilon_1 - \epsilon_3$)コンター図(左:弾塑性解析, 右:弾性解析)

て、斜め上方向に発達している。一方、弾性FEM解析では、掘削底面を中心にモデル全体に変形およびひずみが発達している。特に、掘削底面の下位では土留め壁下端から下方境界にまで連続してひずみが発達しており、弾塑性FEM解析では見られない挙動を示した。つまり、弾塑性FEM解析は局所的な変形を示すが、弾性FEM解析は下方境界の設定位置に依存して結果が異なることを示しており、全体的な変形を示すことから、これらの変形挙動の違いが、地表面鉛直変位の変形挙動に表れていると考えられる。

6. おわりに

軟弱粘土が分厚く堆積した開削現場において、線形弾性FEM解析では想定が困難な土留め背面地盤の変形挙動を軟弱粘土地盤の特徴に着目した弾塑性FEM解析により検討した。

得られた知見を以下に示す。

- ① 弾塑性FEM解析は、弾性FEM解析では表現することが困難な計測値を定性的ではあるが適切に表現できた。
- ② 土留め壁の水平変位分布について、掘削底面以深で弾塑性FEM解析値の方が大きい結果となった。これは、砂層(As2層, As3層)の土質パラメータが実地盤より軟らかく評価していたためと考えられる。
- ③ ②に示す要因から、地表面の鉛直変位など土留め背面の地盤挙動も、計測値を適切に表現することが困

難であった。

- ④ 土留め壁の水平変位分布を強制変位で与え、掘削底面以深の変位挙動を抑えることにより、弾塑性FEM解析は定量的には過大となったものの、定性的には計測値を適切に表現できた。一方、弾性FEM解析は地表面鉛直変位において、計測値や弾塑性FEM解析結果と明らかに異なり、局所的な変形挙動を表現できない場合があることを示唆した。

謝辞：本稿の検討では、名古屋工業大学 中井照夫名誉教授、Islamic University of Technology Dr.Hossain Md.Shahin教授によりご指導頂いた。ここに付記して謝意を表す。

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) KG-NET・関西圏地盤研究会：新関西地盤一大阪平野から大阪湾一，口絵 11，2007.
- 3) 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.
- 4) Nakai, T. : Finite element computations for active and passive earth pressure problems of retaining wall, *Soil and Foundations*, pp.98-112, 1985.
- 5) Nakai, T. (2012) : *Constitutive Modeling of Geomaterials: Principles and Applications*, CRC Press, Boca Raton/London/New York.
- 6) 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.

(2018.8.10 受付)

ELASTO-PLASTIC FINITE ELEMENT ANALYSIS OF GROUND BEHAVIOR DUE TO BRACED EXCAVATION IN SOFT CLAY

Yusuke INAGAKI, Masaki YAMAUCHI, Takahiro KONDA,
Susumu YOSHIDA and Tetsushi TSUCHIE

Retaining wall is usually designed by Frame Analysis (elasto-plastic analysis of retaining wall) assuming walls as a beam, and the ground as a spring. On the other hand, settlement of the backfill ground is usually predicted by empirical formula except some cases where important structure exists nearby the construction site, in these cases the settlement is often predicted by Finite Element Analysis. However, linear Elastic Finite Element Analysis cannot express the deformation behavior of the backfill ground if the ground consists of thick soft clay layer. This paper focuses on the characteristics of soft ground and deformation behavior of the backfill ground is investigated employing elasto-plastic Finite Element Analysis with sub-loading t_{ij} model. A comparison has been made between the computed results and observed results obtained from the field.