

MPM による掘削土留め工の変位量と 背面土圧に関する解析的検討

石井 秀憲¹・尾崎 匠²・牛田 貴士³・阿部 慶太⁴

¹正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部
(〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8番38号)
E-mail: ishii.hidenori.43@rtri.or.jp

²正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部
(〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8番38号)

³正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部
(〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8番38号)

⁴正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部
(〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8番38号)

都市部における開削工事においては掘削土留め工の変位量が多い場合に、背面地盤やそれらの構造物等に影響を及ぼすことが考えられ、掘削土留め工の設計が重要な検討項目のひとつとなる。本検討では、土留め壁の変位量と背面土圧の関係を明らかにすることを目的として、粒子法的一种である Material Point Method(MPM)を用いて、掘削過程を模擬した遠心模型実験の再現解析を試みた。また、パラメトリックスタディを実施し、土留め壁の変形や地盤の変形係数が背面土圧に与える影響について考察を行った。その結果、MPM を用いた解析によって背面側土圧や背面地盤の変形について遠心模型実験の結果を再現することができた。パラメトリックスタディの結果、土留め壁の変位の影響によって、掘削面以浅の位置でランキンの主働土圧式より小さい背面土圧が作用することが示唆された。

Key Words: earth-retaining wall, Material Point Method, earth pressure

1. はじめに

都市部における地下構造物の建設工事は、一般に周辺に多くの近接構造物、地下埋設物が存在する状況で行われる。開削工事においては掘削土留め工の変位量が多い場合に、背面地盤やそれらの構造物等に影響を及ぼすことが考えられ、掘削土留め工の設計が重要な検討項目のひとつとなる。

一定規模以上の掘削土留め工の構造解析では一般に弾塑性法^{1,2)}が用いられており、設計に際しては側圧(土圧・水圧)や地盤反力係数等が土留め壁の応答に大きく影響する。このうち、背面側の側圧については主働土圧および水圧を作用させるのが一般的である。土圧の算定において掘削の進行に伴う土留め壁の変形を主働土圧係数として考慮しており、事前の地盤調査結果等に基づき設定した地盤の諸数値から掘削ステップに関わらず一様に算出される。

その一方で、条件によっては実際の背面土圧がそれを大きく下回る可能性を示す実験結果も報告されている。

著者らが実施した遠心模型実験³⁾では、背面地盤において計測された土圧は掘削の進行とともに減少する傾向が確認され、掘削面より上部の背面側側圧が非常に小さい値となる可能性があることが示された。

土留め壁の変位と背面土圧の関係に着目した研究として中村らの研究⁴⁾が挙げられる。中村らは有限要素法を用いた数値計算結果に基づいて、背面側に地盤ばねを有する弾塑性法の水平地盤反力係数の設定方法について示した。しかしながら、中村らの示した水平地盤反力係数の設定方法は土留め壁の変位が小さく、背面土圧が、土留め壁の変位に関係なく既知量として与える設計方法よりも大きくなるような場合を対象としている。このため、著者らが実施した遠心模型実験において観察されたような、背面土圧が主働土圧を下回るような事例については言及されていない。

また、掘削時の土留め壁・地盤の変形を解析的に検討した例として、譽田らの研究⁵⁾が挙げられる。譽田らは、掘削過程を考慮した弾塑性 FEM 解析を実施し、実際の土留め掘削時の土留め壁の変位や地盤の応力・変形挙動

との比較を行った。しかしながら、髙田らの研究は土留め壁が変位した際の、背面地盤の変形や切梁応力の変化については示されているものの、土留め壁に作用する土圧の変化については示されていない。

以上に示した通り、土留め壁の変位量と背面土圧の関係については十分に明らかになっていない。そこで、本検討では、まず、土留め壁の変位量と背面土圧の関係を明らかにすることを目的として、粒子法的一种である Material Point Method⁸⁾(以下、MPM)を用いたシミュレーション解析を実施した。つぎに、土留め壁や地盤の条件を変更したパラメトリックスタディを実施し、その違いが土留め壁の変位量と背面土圧に与える影響について考察を行った。

2. MPMを用いたシミュレーション解析

(1) MPMについて

本研究では、解析手法として MPM を用いた。本手法は地盤の大変形を考慮できる解析手法であり、盛土および斜面の崩壊解析^{7,8)}や、組積構造を有する土留め構造物の解析等に適用されている。⁹⁾

図-1 に MPM の解析フローの概念図を示す。本手法は解析対象を、質量を有した仮想の粒子群でモデル化し、粒子背面に設定した格子（以下、背面格子）で計算したひずみ増分の値を用いて各粒子で応力を計算する。この応力やひずみ、質量等の物理量を、内挿関数を通じて背面格子の格子点に集約し、内力および外力ベクトルを計算する。これらのベクトルと格子点に集約した質量から加速度ベクトルを計算し速度ベクトルを更新する。更新した速度ベクトルを用いて粒子の位置を更新するとともに、格子内のひずみを計算し次計算ステップの粒子の応力を求める。

本手法を用いることで、土留め壁が変位し、背面地盤がすべり面に沿って残留変形するひずみ領域まで計算することが可能となる。

(2) 解析条件

本検討は著者らが実施した掘削土留め工の施工過程を模擬した遠心模型実験³⁾を対象としてシミュレーション解析を行った。

図-2 (a)に対象の遠心模型実験の概要図を示す。遠心模型実験では土留め壁模型はアクリル製であり、地盤は豊浦砂($D_r=60\%$)で作成した。遠心実験装置を用いて遠心加速度を 50 G にした状態で、掘削ブレードにより掘削土を除去をし、土留め壁の掘削過程を模擬した。

遠心模型実験では実寸 0.5 m の掘削深さで全 18 段階の掘削が行われているが、再現解析では、土留め壁の変位

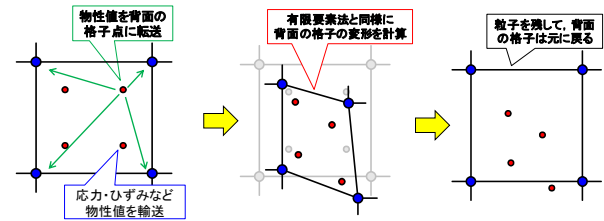
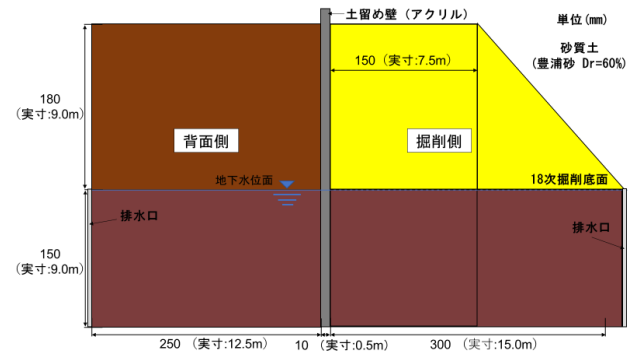
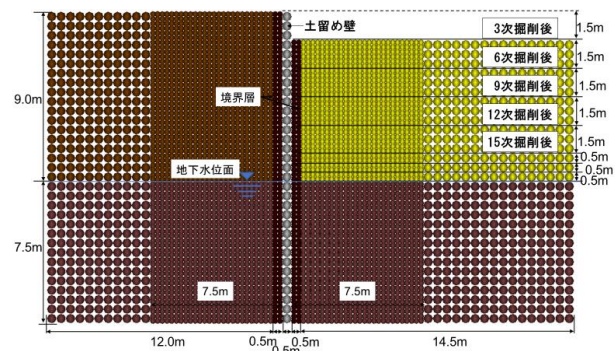


図-1 Material Point Method の解析フロー模式図⁸⁾



(a) 遠心模型実験概要図（掘削前）



(b) 解析モデル図（3次掘削後）

図-2 解析条件概要図

の進行が小さかった 15 次掘削までは簡略化を行って 3 次掘削ごとの進行とし、表-1 に示した 8 ステップで解析を進めた。各ステップは 10 秒間計算を行った。前ステップの解析結果を次ステップの初期条件として入力し、掘削段階に応じて背面側の砂質土を削除することで掘削過程を模擬した再現解析を行った。

図-2 (b)に解析モデルを示す。解析モデルは各ステップの掘削後の形状を実スケールの 50 倍に換算してモデル化した二次元モデルである。格子長 0.5 m の背面格子に対し、一格子あたり 1 個粒子を基本とし、土留め壁から 7.5 m 以内の領域では、ひずみおよび応力の分解能を高めるため一格子あたり 4 個粒子を配置した。土留め壁下端は実験上回転を許容し変位のみを拘束した条件となっており、解析ではこの条件を考慮した。

砂質土の構成則については、降伏曲面には Drucker-

表-1 解析ステップ

解析ステップ	遠心模型実験 掘削過程	掘削深度 GL-(m)
Step1	3次掘削後	1.5
Step2	6次掘削後	3.0
Step3	9次掘削後	4.5
Step4	12次掘削後	6.0
Step5	15次掘削後	7.5
Step6	16次掘削後	8.0
Step7	17次掘削後	8.5
Step8	18次掘削後	9.0

表-2 砂質土解析パラメータ

		15次掘削 まで	16次掘削 以降
変形係数(kN/m ²)		5.58×10^4	8.68×10^4
ポアソン比		0.30	0.30
粘着力(kN/m ²)		0.0	0.0
内部摩擦角 ϕ (°)		39.2	39.2
単位体積重量(kN/m ³)		15.3	15.3
ダイレイタン シー角 (°)	累積塑性せん断ひずみ $\gamma < 0.15$	11.0	11.0
	$\gamma \geq 0.15$	0.0	0.0

Prager の降伏関数に非関連流れ則を適用した弾塑性体モデル¹⁰⁾を用いた。表-2に再現解析で使用した砂質土のパラメータを示す。内部摩擦角およびダイレイタンシー角は、三軸圧縮試験（CD 条件）より求められた応力ひずみ関係に基づき表-2のパラメータでモデル化した。砂質土の変形係数は、各計算ステップにおける土留め壁頭部の変位を再現できるように調整を行い、表-2に示すような値を設定した。16次掘削以降では、15次掘削次までで使用した砂質土の変形係数より大きい変形係数を使用した。

土留め壁については、実験で使用したアクリル板と曲げ剛性が一致するようにヤング係数 $E(=6.00 \times 10^8 \text{ kN/m}^2)$ を設定し、弾性体でモデル化した。

土留め壁と砂質土の境界 0.5 m については、壁面摩擦角を表現するために、鉄道の開削トンネルの設計方法¹⁾を参考にし、内部摩擦角を背面地盤の内部摩擦角の 1/3 倍に設定した。壁面摩擦角が作用する境界層は実際は土留め壁近傍のわずかな領域であると考えられるが、本モデルでは 0.5 m 幅（実物換算）を有する粒子群体とした。MPM の特性上、一格子内に異なる物性を有する粒子が配置された場合、これらの物性（剛性、強度）を用いて目地部の一格子内で発現するひずみが計算されることにより、変形が過小評価されるためである。この幅につい

ては、細かい格子を用いることで改善できるが、その際、計算コストが非常に増大し、一般の PC で解析を行う上では実務的でないため、本検討では上述のようなモデル化を行った。

(3) 解析結果

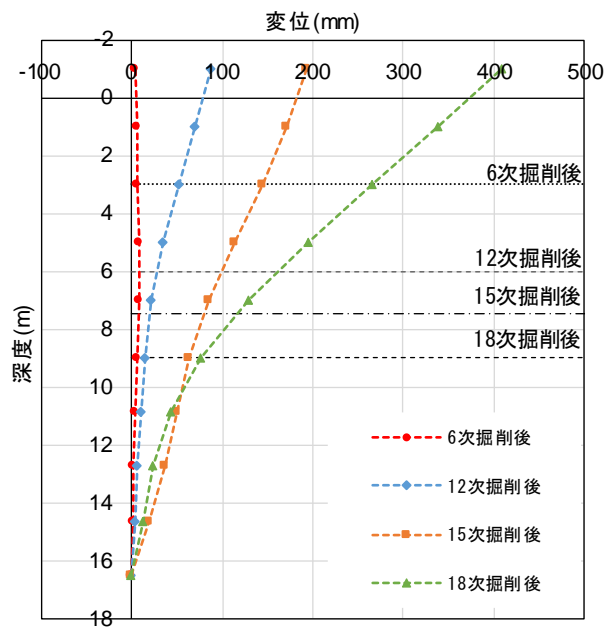
図-3 に 6 次、12 次、15 次、18 次掘削後の土留め壁変位を示す。深度 0 m の位置の変位は、実験結果と同様に、15 次掘削後から掘削の進行に伴って急激に増大した。計算値は、掘削の進行とともに深い位置から変形が始まるようになり、18 次掘削後では、土留め壁は深度 11 m 程度の位置から変形が始まり、掘削面より上部ではほぼ直線的な形状となった。実験結果と変形形状を比較すると、計算値は実験値よりも浅い位置から変位が出る結果となった。

図-4 に 6 次、12 次、15 次、18 次掘削後の背面側土圧分布を示す。背面土圧の計算値は境界付近の粒子の x 方向の直応力成分から求めた。図中にはランキンの主働土圧式による値を示している。また、Jaky の式の静止土圧係数を用いた静止土圧の値も示している。計算結果は、実験結果と同様に 6 次掘削後の段階では、掘削面以浅の位置で主働土圧式よりも大きな土圧が発生するものの、掘削の進行とともに掘削面以浅での土圧が減少し、18 次掘削後では掘削面以浅での土圧が主働土圧式を大きく下回り、 10 kN/m^2 以下の小さい値となった。一方で、掘削の進行により、掘削面以深の位置での土圧のピーク値が増大する傾向が見られた。18 次掘削後では、実験結果と同様に、掘削面以深の土圧のピーク値が静止土圧式の値よりも大きくなることを確認した。

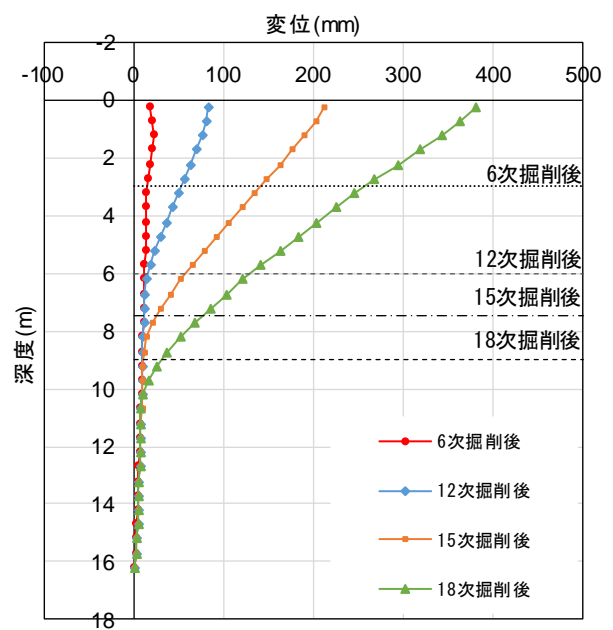
図-5 に 18 次掘削後の最大せん断ひずみの分布を示す。背面側に斜めにせん断ひずみの大きい領域が発生している様子が見られる。同図中に内部摩擦角から計算される主働崩壊時のすべり面の角度($45^\circ + \phi/2 = 64.6^\circ$)を示している。せん断ひずみの大きい領域の角度は、想定される主働崩壊時のすべり面の角度とほぼ一致し、土留めの変形が生じて想定される崩壊角と同程度の範囲で滑りが生じていると言える。掘削側では、土留め壁近傍の掘削面にひずみが集中している。

図-6 に 18 次掘削後の背面側砂質土地表面の鉛直変位の比較を示す。地表面は土留め壁近傍に向かって沈下し、実験で観測した土留め壁近傍の沈下量を再現できた。このことから、MPM によって背面地盤の挙動を再現できると考えられる。

以上の結果から、適切に地盤変形係数を設定することにより、MPM によって、土留め壁変位、土留め壁に作用する背面側土圧分布および地表面鉛直変位を再現可能であると考えられる。

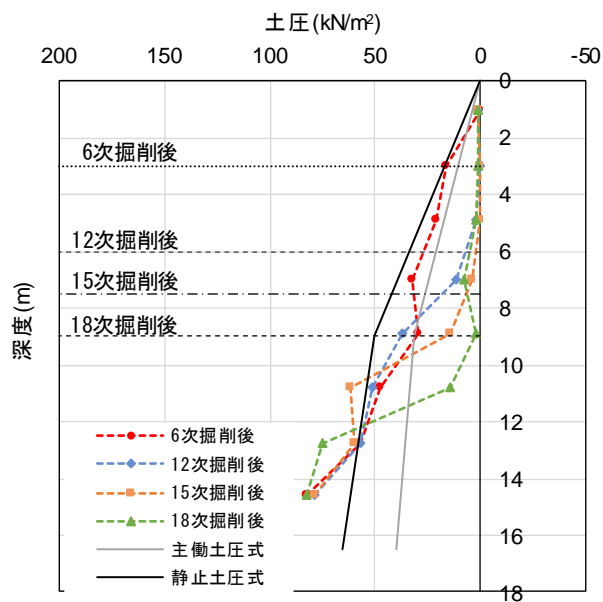


(a) 実験値

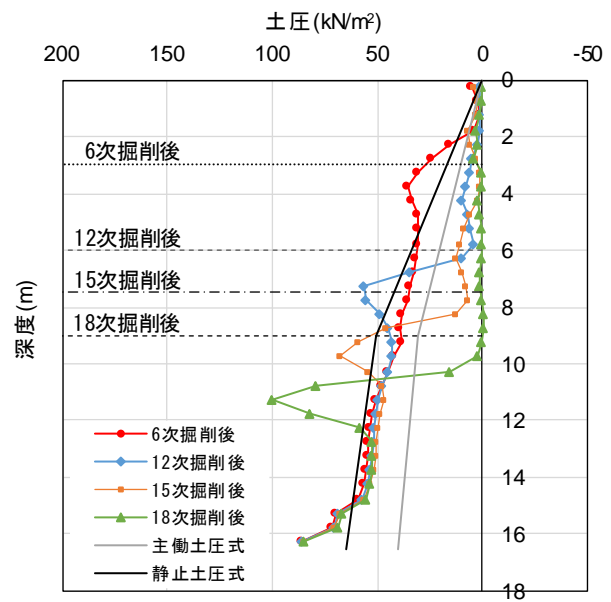


(b) 計算値

図-3 土留め壁変形図



(a) 実験値



(b) 計算値

図-4 背面側土圧分布

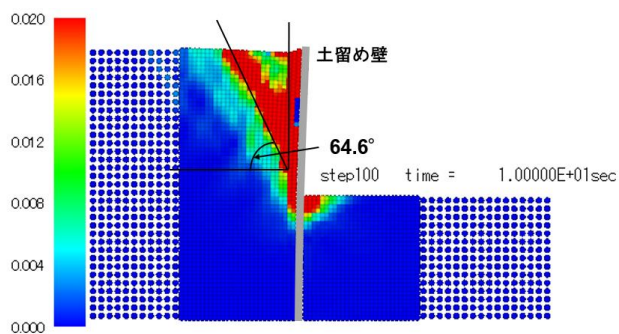


図-5 最大せん断ひずみ分布 (18次掘削後)

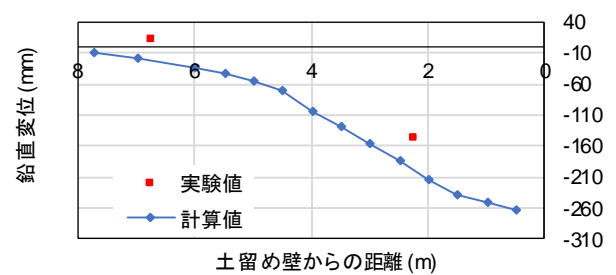


図-6 背面側地表面の鉛直変位比較

3. パラメトリックスタディ

(1) 土留め壁の変形の影響の検討

a) 解析条件

土留め壁の変形量が背面土圧の大きさに与える影響について考察を行うため、土留め壁が変形しないように、土留め壁全体の水平および鉛直方向の変位を拘束した解析を行い、前述の計算との比較を行った。

土留め壁の変位を拘束した以外の条件は再現解析と同様であり、表-2 に示したパラメータを使用して 8 ステップでの解析を行った。

b) 解析結果

図-7 に土圧分布を示す。土留め壁の変位を拘束した場合には、土留めの掘削面より上部で土圧が発生し、その値は静止土圧式よりも大きい値になった。掘削面以深では土留め壁の変位を許容した時のような急激な土圧の変化は見られず、深度の増加に伴って土圧が増加する傾向が得られた。深度方向の増分は主働土圧式の深度方向への増分と同程度の値になった。

このことから、土留め壁の変位の影響によって、掘削面以浅の位置では設計の想定より小さい背面土圧が作用することが示唆された。土留め壁の変位を考慮することで、背面土圧の低下を図れる可能性があることが考えられる。

(2) 解析ステップの影響の検討

a) 解析条件

掘削過程を考慮した複数ステップ解析と掘削過程を考慮せずに 18 次掘削後の形状で計算を行った単ステップでの解析との結果の比較を行った。

複数ステップ解析では 2 章で示した解析条件と同様に 8 ステップで解析を行い、解析ステップに応じて表-2 に示した解析パラメータを使用した。

単ステップでの解析では 18 次掘削後の形状を模擬した解析モデルで解析を行い、解析パラメータは複数ステップ解析における 18 次掘削次に使用したものと同様の値を使用した。

b) 解析結果

図-8 に土留め壁の変形、また、図-9 に背面側土圧を示す。単ステップ解析は掘削面下部での変位が大きくなるものの、深度 0m 位置での変位は複数ステップ解析と一致した。土圧分布に関しては、掘削面下部での土圧のピーク値が 10% ほど複数ステップ解析より大きくなるものの、分布形状は複数ステップ解析結果と一致した。

単ステップ解析では、土留め壁が深度 3m 程度より深い位置で鉛直下方向にたわんだのち、深度 2m 程度

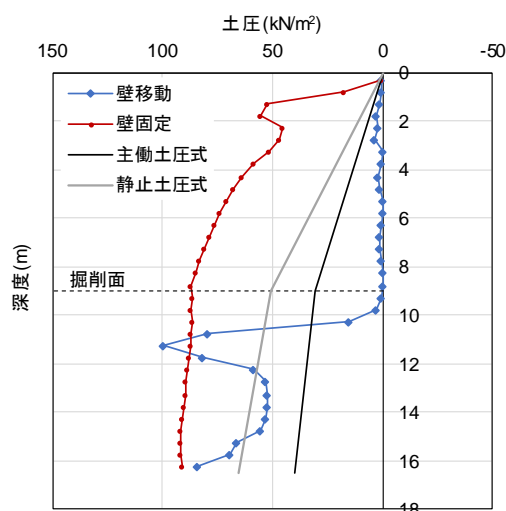


図-7 背面側の土圧分布（土留め壁移動拘束条件との比較）

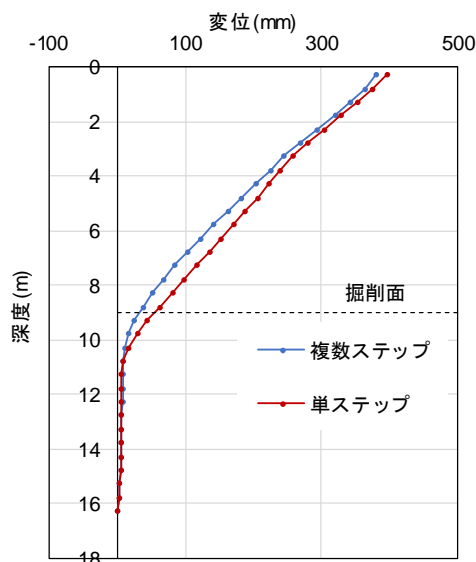


図-8 土留め壁変形（1 ステップでの解析との比較）

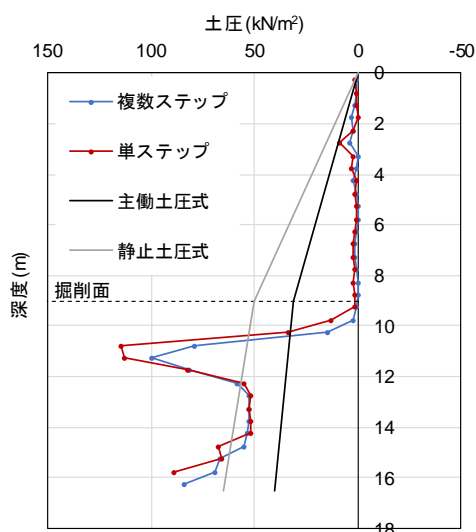


図-9 背面側の土圧分布（1 ステップでの解析との比較）

より浅い位置で直線的な形状となり、深度2mから3mの間で土圧が静止土圧式の値よりも大きくなる地点があった。これは、土留め壁の粒子密度が低いため、単ステップ解析での急激な変形に対して、ひずみや応力の伝達が十分でないことなどが要因として考えられるが、今回の検討では今後の課題とした。

単ステップ解析は、土留め変位および背面土圧が複数ステップ解析よりも大きくなる部分があるものの、全体的には変位・背面土圧ともに一致しており、今回の検討では、単ステップ解析でも適切な検討ができるものと判断した。

(3) 砂質土の変形係数の影響の検討

a) 解析条件

背面側および掘削側の両方で砂質土層の変形係数を再現解析で使った砂質土の変形係数の1.5倍から16倍まで変化させて、土留め壁の変位と背面側土圧を比較した。

前節の検討において、単ステップでの解析でも十分に土留め変位・背面土圧を検討ができることが確認できたことから、計算時間短縮のため、単ステップ解析で行い、砂質土層の変形係数を1.5倍から16倍まで変化させて解析を行った。

b) 解析結果

図-10に土留め壁の変形形状、図-11に土圧分布を示す。砂質土の変形係数が大きいほど、浅い位置から変形が始まり、土留め壁の上部の変位が小さくなった。

変形係数を16倍にしたケースでは、掘削面より深い位置での変位がほとんど生じず、深度0mでの変位は33mmとなった。掘削面上部でも変位が小さいため、深度7m付近の位置で土圧が発生するが、その値は主働土圧式の値よりも小さくなった。今回の検討の範囲では掘削面以浅の背面土圧には大きな変化が見られなかった。掘削面以深では、砂質土の変形係数が大きいほど、土圧のピーク値が小さくなった。これは、変形係数が大きい場合は掘削面付近での土留め壁の変位が小さく、背面の砂質土のひずみが小さいことが要因であると考えられる。

また、砂質土の変形係数が大きいほど、土圧のピーク値が現れる位置が浅くなった。これは、変形係数が大きいほど、変形が開始する位置が浅くなるのが要因であると考えられる。

4. まとめ

本検討では、MPMを用いて、掘削過程を模擬した遠

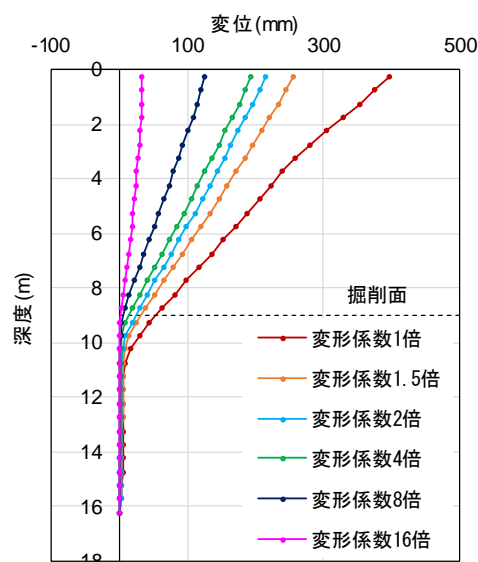


図-10 土留め壁変形（変形係数の違いによる解析結果の比較）

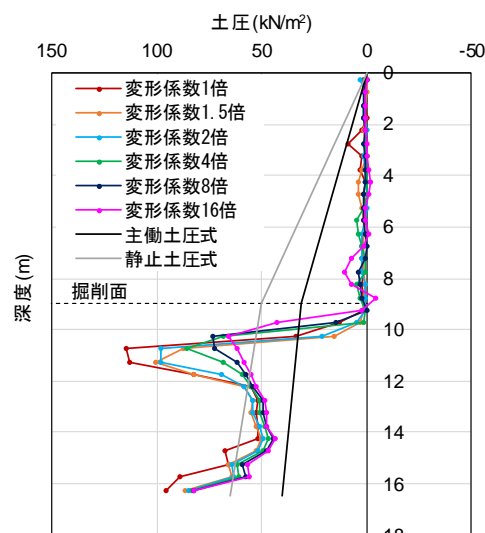


図-11 背面側の土圧分布（変形係数の違いによる解析結果の比較）

心模型実験を対象としたシミュレーション解析を実施した。また、土留め壁や地盤条件を変更したパラメトリックスタディを実施し、その違いが土留め壁の変位量と背面土圧に与える影響について考察を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) 遠心模型実験での土留め壁の変位を再現できるように砂質土の変形係数を調整したシミュレーション解析を行った結果、最終掘削段階における掘削面以浅の背面側土圧が小さくなり、遠心模型実験と同様の結果が得られた。
- 2) 地表面鉛直変位は、遠心模型実験での計測値と同程度となった。このことから、MPMによって土

留め壁変位と背面地盤の挙動を同時に再現できることが分かった。

- 3) 土留め壁の変位を拘束した条件で解析を行った結果、土留めの掘削面より上部で土圧が発生し、その値は静止土圧式よりも大きい値になった。このことから、土留め壁の変位の影響によって、掘削面以浅の位置では設計の想定より小さい背面土圧が作用することが示唆された。土留め壁の変位を考慮することで、設計の合理化を図れる可能性があることが考えられる。
- 4) 砂質土の変形係数が大きいほど、土留め壁の変位が小さくなったが、掘削面以浅の背面土圧には大きな変化が見られなかった。
- 5) 掘削面以深では、砂質土の変形係数が大きいほど背面側土圧のピーク値が小さくなり、ピーク値が現れる位置が浅くなった。砂質土の変形係数は掘削面以深での背面側土圧分布に影響を及ぼすことが示された。

今後の課題として、土留め壁と背面地盤の境界のモデル化の検討や、粘性土地盤層を対象とした検討などが考えられる。

参考文献

- 1) 土木学会：2016 年制定 トンネル標準示方書〔共通編〕・同解説／〔開削工法編〕・同解説，2016
- 2) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル，2001
- 3) 中島卓哉，牛田貴士，松丸貴樹，仲山貴司，平岡伸隆，吉川直孝，伊藤和也：実施工を模擬した遠心模型実験による掘削土留め工の変形・土圧評価，第 54 回地盤工学研究発表会，0680, 2019
- 4) 中村兵次，鈴木久尚，平島健一：粘性土地盤における掘削土留め工背面地盤の水平地盤反力係数と最小土圧の設定方法，土木学会論文集，No. 665／VI-49，pp.117-137，2000.12
- 5) 譽田 孝宏，Hossain M. Shahin，中井 照：土留め掘削に伴う地盤変形挙動の弾塑性有限要素解析の変形・土圧評価，土木学会論文集 C，Vol. 65，No.1，pp.213-225，2009
- 6) Sulsky, D., Zhou, S. J. and Schreyer, H. L.: A particle method for history-dependent materials, *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, Vol. 118, pp. 176-196, 1994.
- 7) 桐山貴俊：MPM の盛土斜面大変形解析への適用，土木学会第 32 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.1-7, 2012, 10.
- 8) Abe, K., Nakamura, S., Nakamura, H. and Shiomi, K.: Numerical study on dynamic behavior of slope models including weak layers from deformation to failure using material point method, *Soils and Foundations*, Vol. 57, pp. 155-175, 2017.
- 9) 阿部慶太，野本将太，中島進，滝沢聡，高崎秀明，山本忠：無補強・補強時の組積構造の盛土式乗降場の耐震性能に関する解析的研究，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 76，No. 4，pp. I_430-I_440，2020.
- 10) Drucker, D. C. and Prager, W.: Soil mechanics and plastic analysis for limit design, *Quarterly of Applied Mathematics*, Vol. 10, No. 2, pp. 157-165, 1952.

NUMERICAL STUDIES ON DISPLACEMENT OF EARTH-RETAINING WALL AND EARTH PRESSURE ACTING ON THE WALL BY MPM

Hidenori ISHII, Takumi OZAKI, Takashi USHIDA and Keita ABE

Simulations to clarify the relationship between the displacement of earth-retaining wall and the earth pressure acting on the backside of the wall were performed. In addition, a parametric study using MPM was conducted to investigate the effects of the stiffness of backfill on deformation of the retaining wall. As a result, the results of the centrifugal model experiment could be reproduced in terms of the earth pressure acting on the backside of a retaining wall and the deformation of the wall by the numerical analyses using MPM. As a result of the parametric study, it was suggested that the earth pressure on the backside was smaller than that assumed by a design standard because of the influence of the displacement of the retaining wall on the earth pressures.