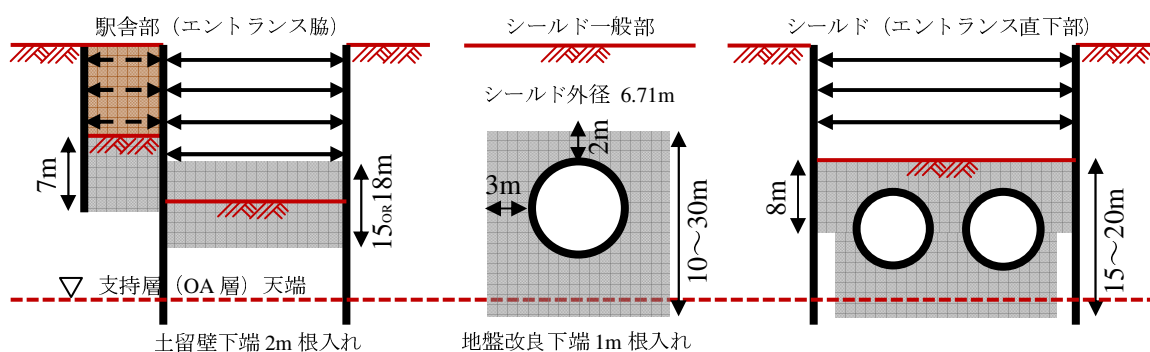
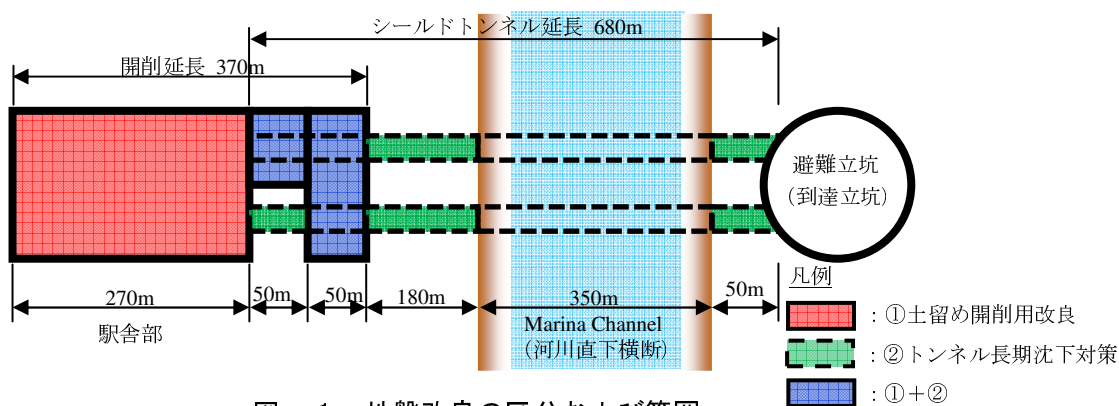


近接土留めへの影響を考慮した機械攪拌工法地盤改良の施工および考察

西松建設(株) 地下鉄マリナベイ出張所 正会員 ○吉田 吉孝, 村川 徳尚, 藤田 俊弥
西松建設(株) 土木事業本部 土木設計部 正会員 土屋 光弘, 高橋 寛行
西松建設(株) 国際事業本部 技術部 正会員 草野 孝三
西松建設(株) 技術研究所 正会員 佐藤 靖彦

1. はじめに

本工事は、シンガポールの Marina South と呼ばれる 1980 年代に埋め立てられた海岸線に近接するエリアにおける地下鉄新線工事である。土質概要は、10-15m 厚の埋立土直下に 20-45m 厚の沖積粘土層が堆積しており、非常に軟弱な Marine Clay 層（海成粘土層，N 値 0-4）には依然、過剰間隙水圧が残留している。そのため、①土留め掘削時の土留め壁変位抑制を目的とした先行地中梁および底盤改良，②シールドトンネルの将来沈下防止目的で広範囲かつ大深度の地盤改良が計画されていた（全改良対象土量は約 290,000m³）。図-1 に地盤改良の区分および範囲を、図-2 に地盤改良工概説断面図を示す。



本論文では、まず、地盤改良工法として採用した機械攪拌式深層混合処理の影響低減工法として実施した排土式工法および緩衝孔の効果について、計測された地表面隆起量および地中変位量を基に考察を行い、今回の現場で確立した施工手順を述べる。次に、掘削中の土留め背面で施工する地盤改良が土留めへ与える影響について述べる。前述の影響低減工法の効果を確認するため、計測された地中変位量に対し土留め弾塑性解析ソフトにより逆解析を行い、地盤改良による付加側圧を評価した。この付加側圧は最大で 170kPa 程度発生するものと考えられ、地盤改良による影響は、土留め最大変位増分が約 20mm、最下段切梁反力増分が約 4,000kN

キーワード 深層混合処理工，排土式工法，緩衝孔，影響検討，付加側圧，計測施工

連絡先 〒105-6310 東京都港区虎ノ門 1-23-1 虎ノ門ヒルズ森タワー10 階 西松建設(株)国際事業本部 TEL03-3502-7693

と想定された．これら事前解析結果を基に計測施工（土留壁変形量と切梁軸力を対象）を行った．実測値と解析結果の比較から土留め壁へ作用した実側圧を推定し，追加で実施した対策工の効果および今回採用した解析手法の妥当性について述べる．

2. 地盤改良工概要

表－１に改良体品質要求事項，表－２に固化材の配合をそれぞれ示す．

平均改良厚が約 15m，固化材注入率が約 30%であり，この注入量が地表面隆起に 100%寄与した場合，隆起量は計算上 2.6m となる．本工事の近接エリアにて同工法を適用した別工事実績によれば，排土量が注入量の約 70%であったことから，本工事における地表面隆起量は約 1.8m と想定された．近接する構造物への影響が懸念されることから，排土式工法（写真－１参照）を採用し，固化材吐出前に原地盤を予め排土することにより，周辺への影響度合いを低減させることとした．

3. 周辺地盤への影響¹⁾

シールド発進立坑から Marina Channel と呼ばれる河川までの施工範囲空撮を写真－２に示す．写真中に示す数字は当範囲における施工手順と各エリアでの評価項目に該当する．施工の流れに対応する形でエリア①では地表面隆起量と排土率の相関関係を把握し，エリア②においては土留壁孔内傾斜計の計測により緩衝孔設置方法を確認した．エリア③では地中傾斜計の計測を行い，エリア④において施工パラメータの最終確認を行った．

(1) 地表面隆起量と排土率の関係（エリア①）

写真－２のエリア①で，地表面隆起量の計測と排土率の測定を行い，両者の相関関係について調べた．図－３に地表面隆起量と排土率の関係を表す．なお，排土率とは，排土量をセメント吐出量で除した値を百分率で表しており，排土率が高いほど原地盤を多く排土していることを示す．なお，ロッド貫入速度を遅くすれば，排土量を増やすことが可能である．

排土量は，10tonダンプトラック1台による積み込み量 7m³（ほぐし率1.35）に搬出台数を乗じた数値とした．隆起量は，最大で約250mm，最小で約50mmであった．

排土率の大小が隆起量に与える影響を評価するにあたり，A～Dの4つのエリアに分類し（図－３参照），その結果を表－３に示す．特にエリアCにおいては，沈下計脇における排土率が80%以上であったが，排土率の低いエリアBの改良を先行したため，エリアBの影響を受けた．最大隆起量は255mmであるが，エリアBの影響を除外した隆起量は50mm程度である．以上の評価結果を踏まえ，以降の施工においては，排土率の施工管理目標値を80%以上（ロッド貫入速度0.4m/分）とした．

(2) 緩衝孔設置方法の確立（エリア②）

次に，土留壁（RC 連壁）に囲われた範囲（写真－２エリア②）において，排土式工法併用にて施工を行っ

表－１ 改良体品質要求事項

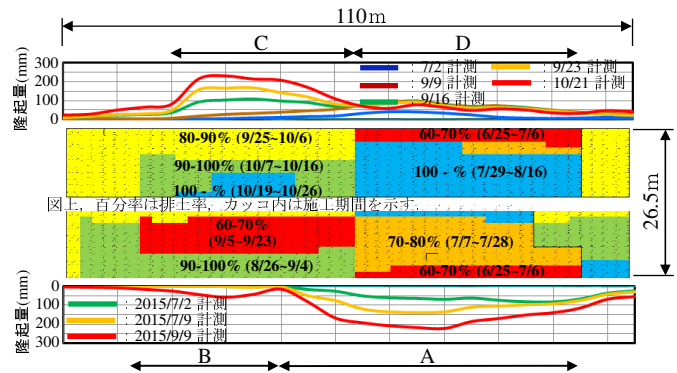
改良目的	せん断強度 (kPa)		変形係数 E ₅₀ (MPa)	
	最小値	平均値	最小値	平均値
土留め変形抑制	450	---	225	---
シールド沈下対策	450	1,000	190	300

表－２ 固化材配合表（改良対象土量 1m³あたり）

改良目的	水 ℓ	セメント kg	セメント 種類	注入率 %
土留め変形抑制	200	200	高炉	26.8
シールド沈下対策	240	240	高炉	32.1



写真－１ 排土式工法 写真－２ 施工範囲空撮



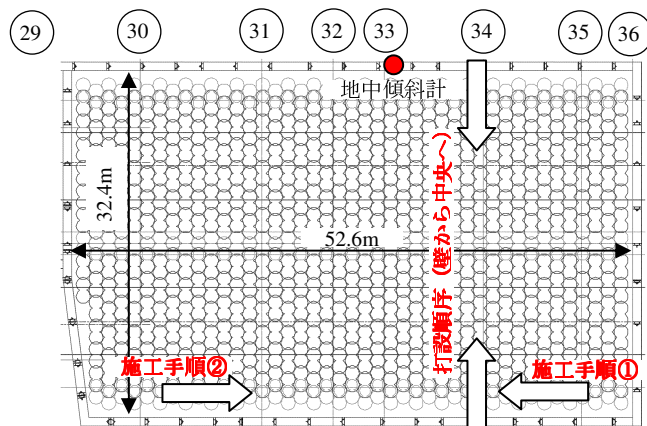
図－３ 地表面隆起量と排土率の関係（エリア①）

表－３ 地表面隆起量と排土率の関係

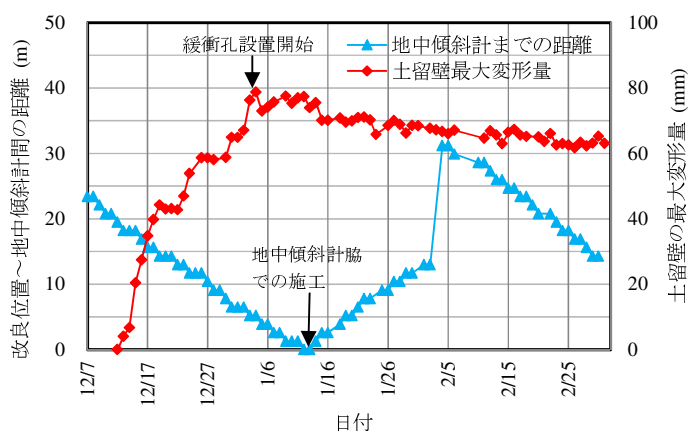
エリア	施工手順	直近 排土率(%)	隆起量 (mm)
A	1	60-80	221
B	2	90-100	56
C	3	80-90	255
D	4	60-100	102

た。図－4に当該範囲の改良杭配置および土留壁内地中傾斜計位置を示す。施工手順はGL36側から開始し、GL31まで完了した後、GL29側から再開することとした。また、土留壁への影響を抑えるため、土留壁際から中央部へ打設する手順を取った。

排土率は80%以上であったが、土留壁が背面へ押し出される傾向が顕著になったため（図－5参照）、追加対策を検討し、固化材注入中の改良杭脇に緩衝孔を設ける（空掘り）方法を採用した。図－6に緩衝孔設置に関する施工手順を示す。固化材吐出により発生する側圧を緩衝孔（下端深度15m）へ逃がすことを目的にしている。この緩衝孔による影響低減効果は大きく、土留壁変形量の増加は収束した。



図－4 改良杭配置（エリア②）



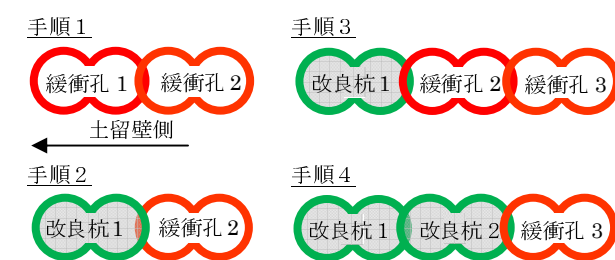
図－5 改良位置と土留壁変形量の関係

（3）近接施工手順の確立（エリア③）

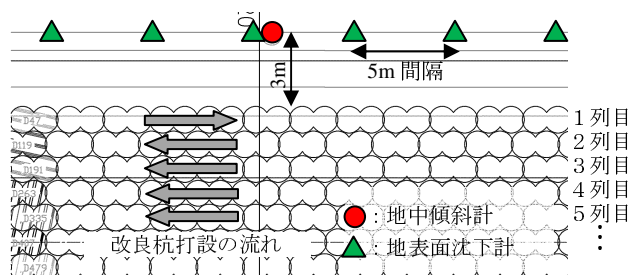
掘削中である発進立坑背面（写真－2のエリア④）で改良工を実施するに際し、改良杭の向き、改良杭養生期間等の施工パラメータを決定しておく必要があり、写真－2のエリア③において、改良杭の向きに関する影響度合いを確認した。

図－7にエリア③の改良杭配置および計測器配置図を示す。地表面沈下計は改良範囲延長に沿って5m間隔で改良範囲外縁から3m離れた位置に設置した。地中傾斜計は改良範囲外縁から3m離れた位置に設置した。

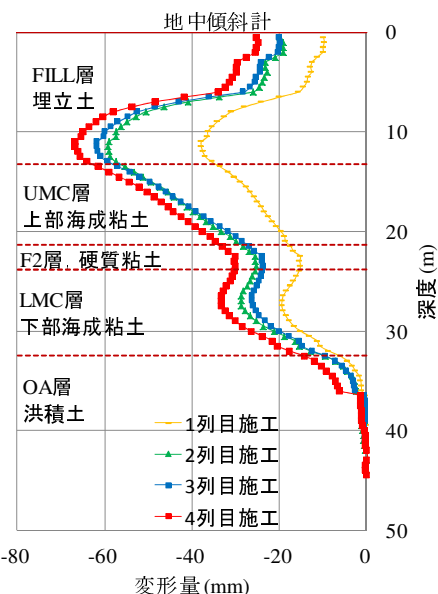
図－8に孔内傾斜計の読みを、図－9に上部および下部海成粘土層（UMC層およびLMC層）内における最大変位量の経時変化を示す。土留壁から1列目、2列目施工までは地中変位量の増加が顕著に認められ、3列目施工による地中変位量はほぼ収まったが、4列目施工による変位増加が見られた。これは、改良杭若齢時における養生期間の差であると考えられ、養生期間が短い場合、先行施工杭の発現強度が低く、後行施工杭による側圧の影響を受けやすい。3列目施工時、2列目改良体の養生期間が4日であったのに対し、4列目施工時は、3列目改良体の養生期間が2日であった。以上より、次列の施工を行う際、前列改良体の養生期間を最低4日とした。なお、エリア③の地表面隆起量は30mm程度であり、緩衝孔を設



図－6 緩衝孔を伴う改良の施工手順



図－7 改良杭と計測配置図（エリア③）



図－8 地中傾斜計の読み（エリア③）

けないエリア①と比較して半分程度であった。

今回採用した排土式工法および緩衝孔設置により、無対策時と比較し地表面隆起量を約1/60に抑えられることを確認した。また、施工後に実施した改良体強度確認試験結果から、固化材の流出が懸念された緩衝孔設置箇所において、表－1に示す品質を満足していることを確認した。

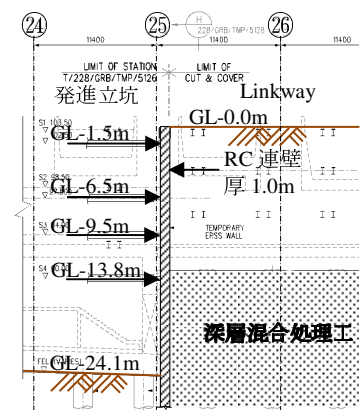
4. 掘削中土留めへの影響検討²⁾

前章にて報告したエリア①からエリア③における計測結果を踏まえ、エリア④の地盤改良による掘削中発進立坑への影響に対し、事前に実施した影響検討内容を報告する。

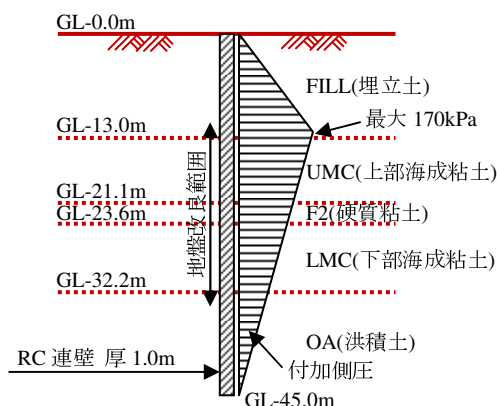
発進立坑の平面形状を図－10、断面図を図－11に示す。最終掘削深度は約24m、先行地中梁を含めた地盤改良厚は18m、切梁支保工は4段である。立坑背面における地盤改良の施工時期について、当初は最終掘削前に実施する予定であったが、計画の変更を余儀なくされ、立坑掘削を先行し、最終掘削中に地盤改良を実施する必要性が生じた。そのため、当初の土留め設計時に考慮していない地盤改良により発生する偏圧に伴う土留壁の過大変形が懸念された。

(1) 地盤改良により発生する付加側圧

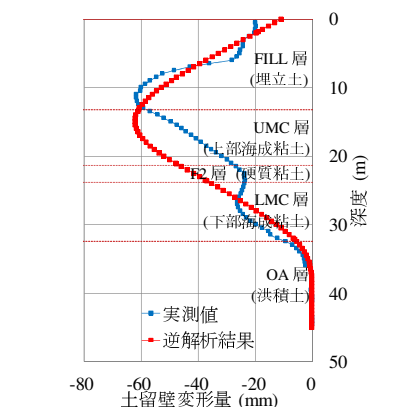
地盤改良は機械攪拌工法であり、また、周囲への影響低減工法として排土式工法および緩衝孔設置を併用した。発進立坑背面の施工開始に先立ち、これら影響低減工法の効果を評価するため、当工区の近接構造物が無いエリアに設置した地中傾斜計により地中変位量を計測した(図－8参照)。計測された地中変位量に対し逆解析を行うことで、地盤改良による付加側圧を評価する方法を採用した。逆解析は、弾塑性解析を採用し、解析ソフトは汎用性の高い土留め弾塑性解析ソフトを用いた。地盤改良による付加側圧は、様々な側圧分布形状が提案されており³⁾、今回は解析上の土留壁変形形状が地中傾斜計による実測値に最も近くなった図－12に示す側圧分布形状とし、付加側圧の最大値は改良体天端に設定した。逆解析結果(図－13参照)より、前述の影響低減工法併用時において、付加側圧は最大で170kPa程度発生するものと考えられた。なお、この付加側圧による偏土圧を考慮するため、土留め弾塑性解析では左右非対称モデルを使用した。



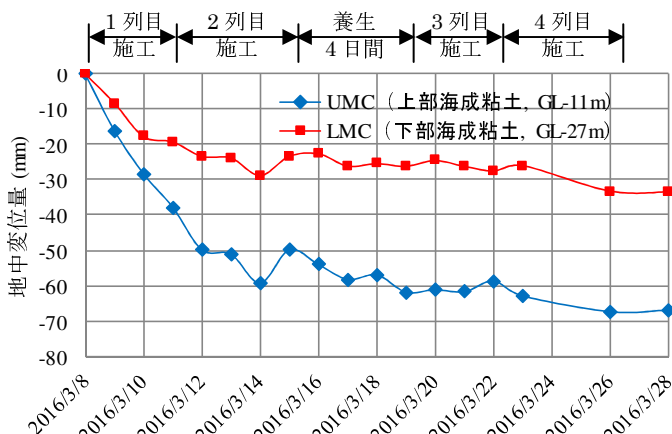
図－11 発進立坑 A-A 断面



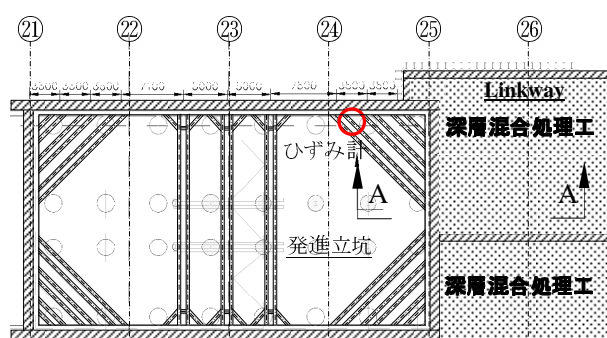
図－12 採用した付加側圧形状



図－13 実測値と逆解析結果



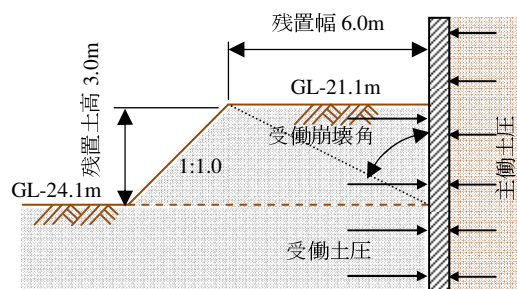
図－9 地中変位量の経時変化 (エリア③)



図－10 発進立坑平面図 (エリア④)

（２） 地盤改良による土留めへの影響

土留め弾塑性解析は、立坑掘削工程への影響を最小限とする最終床付から 3m 上まで掘削後に地盤改良を開始するケースにて検討を行った。図－１４に地盤改良開始時の発進立坑内の掘削断面形状を示す。残置する先行地中梁の形状について、受働抵抗が効果的に期待できるよう天端における残置幅を 6m に設定した。事前解析結果を表－４および図－１５に示す。



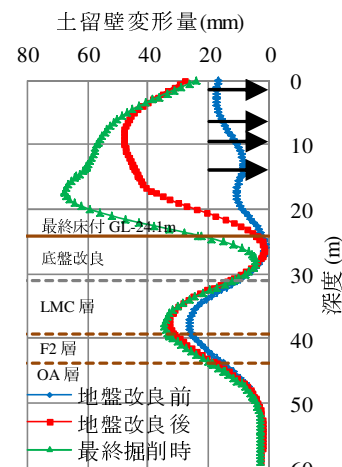
図－１４ 発進立坑内の掘削断面形状
(地盤改良開始時)

（３） 最終掘削による土留めへの影響

地盤改良による付加側圧および土留壁に作用する主働側圧は、土留壁背面における地盤改良の硬化により減少すると考えられる。しかし、地盤改良時において発進立坑前面に残置する先行地中梁に圧縮応力が蓄積することや、最終掘削時においても相応の配慮が必要とされたことから、最終掘削時の解析では付加側圧の低減を考慮しないこととした。事前解析結果を表－４および図－１５に示す。なお、切梁軸力を含め、地盤改良前、地盤改良後および最終掘削時の結果も部材の耐力内に収まっていることを確認している。

表－４ 事前解析結果まとめ

	土留壁最大変形量 mm	４段目切梁反力 kN
地盤改良前	26	5,642
地盤改良後	48	9,478
最終掘削時	68	12,968



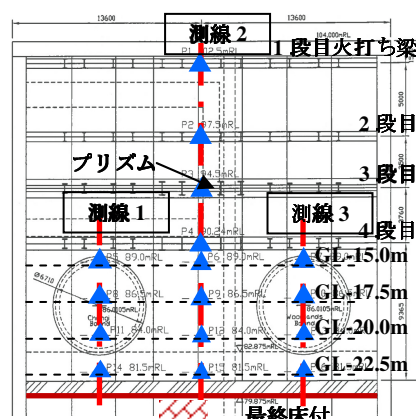
図－１５ 事前解析結果

（４） 施工管理基準値

事前解析結果に基づき施工管理基準値を設定するが、３章で報告した地中変位計測より、改良杭各列による土留めへの影響度合いが異なることが明確となったため（図－９参照）、地盤改良時には杭列毎に管理基準値の設定を行った。最終掘削時の管理基準値と合わせ表－５に示す。表中に示す値は、地盤改良開始後からの累計値である。

１次管理値を超過した場合、計測頻度の増加で対応することとし、２次管理値を超過した場合、地盤改良中は１日あたり打設杭本数の制限と前列改良杭養生期間の延長（４日以上）で対応する。また、最終掘削時は掘削範囲を小分割するとともに、局所的にスラブの先行打設を行う補助対策を計画した。

切梁軸力はひずみ計による自動計測、土留壁変形量は当該位置に地中傾斜計を設置していなかったため、プリズム測量（図－１６参照）により確認することとした。計測頻度について、ひずみ計は１５分間隔、プリズム測量は１日２回（施工前後）とした。なお、土留壁変形のプリズム測量を補完するため、別途、下げ振りにより現場で土留め壁の挙動を目視確認できる計画とした。



図－１６ プリズム計測位置

表－５ 施工管理基準値

	地盤改良時						最終掘削時	
	変位増分 (mm)			４段目切梁軸力増分 (kN)			変位増分 (mm)	４段目切梁軸力増分 (kN)
	１列目	２列目	３列以降	１列目	２列目	３列以降		
１次管理値	7	11	15	1,350	2,250	2,700	30	5,200
２次管理値	10	16	20	1,900	3,200	3,800	40	7,300

5. 計測施工⁴⁾

掘削中である立坑背面での機械攪拌工法地盤改良による土留壁の変位抑制を主眼に置き、残置土の高さを事前解析条件の 3.0m から実施工では 5.5m に変更した。施工状況を写真－3 および写真－4 に示す。



写真－3 施工状況（地上部）



写真－4 施工状況（発進立坑内）

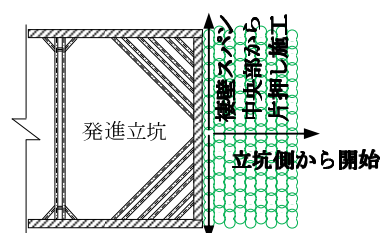
（1）追加の対策工

機械攪拌式深層混合処理工による周囲への影響を低減するには、①セメントスラリー吐出に伴う地中内体積膨張による地中変位の低減、②セメントスラリー硬化に伴う液圧の減少および③地中残留圧の蓄積抑制が必要となる。これらに対し、排土式工法および緩衝孔設置の対策以外に、実施工では以下の追加対策を講じることとした。①地中変位の低減：緩衝孔の下端深度を立坑最終床付付近となる GL-25m に設定（エリア②より更に 10m 深く）、②液圧の減少：改良体若齢時における養生期間を 4 日以上に設定、③残留圧の蓄積抑制：改良杭打設手順として立坑近傍杭列から開始するとともに、棲壁中央から外側へ片押し施工とする（図－17 参照）。

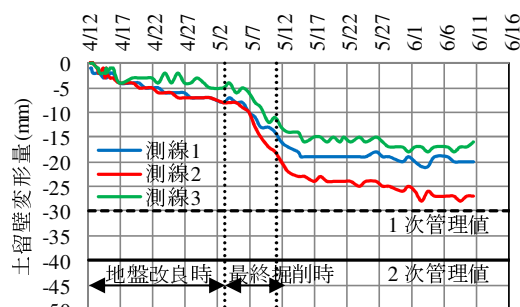
（2）計測結果

計測結果について、GL-17.5m における土留壁変形量の経時変化を図－18 に、火打ち梁軸力の経時変化を図－19 に示す。地盤改良時、土留壁変形量および火打ち梁軸力共に、1 次管理値内であり、かつ、改良杭 4 列目以降（4 月 26 日から 5 月 2 日）は増加傾向が収束した。この計測結果に基づき、当初計画通り、改良杭 5 列目施工完了後（5 月 2 日以降）から立坑の最終掘削を開始した。

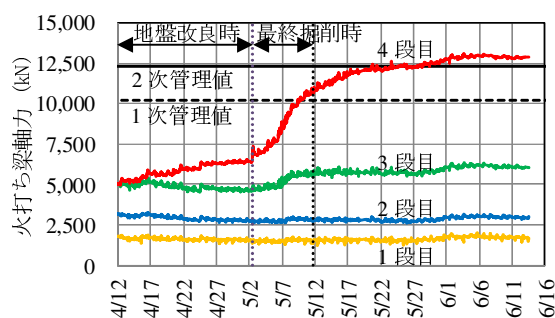
図－20 に各深度における土留壁変形量の経時変化を示す。掘削の進行に伴いプリズム計を設置するため、プリズム計設置前における土留壁変形量は未知であるが、図－20 からプリズム設置直後の変形増分勾配と一つ上のプリズムの変形増分勾配が同程度であることが分かる。これより、プリズム設置直前の段階で一つ上のプリズムと同程度の変位量であると考えられ、地盤改良開始からの土留壁最大変位量は 35mm（GL-20.0m 位置）となる。図－23 に土留壁変形量について事前解析結果と実測値の比較を示す。



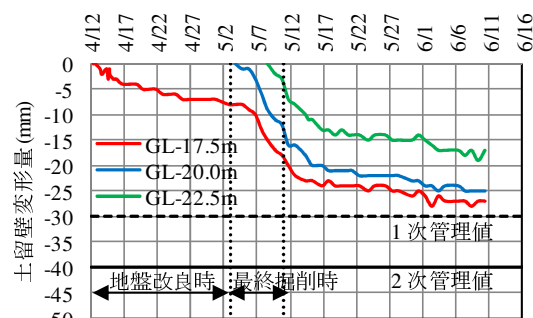
図－17 改良杭打設手順



図－18 土留壁変形量経時変化



図－19 火打ち梁軸力経時変化



図－20 深度別土留壁変形量経時変化

6. 解析の考察

事前解析結果と実測値のかい離の原因として、(1) 残置土高さの違い、(2) 付加側圧の影響、(3) 解析モデルの三点が考えられる。

(1) 残置土高さの影響について

最終掘削時の実測値が事前解析結果とかい離した理由として、実施工の残置土高さが2.5m高い点が挙げられる(図-21参照)。残置土高さの影響を把握するため、事前解析時に用いた残置土高さ3.0mと実施工の残置土高さ5.5mの比較解析を行った結果、土留壁変形量に与える影響は最大で約10mmの増分(図-22参照)、4段目火打ち梁軸力に与える影響は約2,000kNの増分であり、残置土の高さが土留壁変形量に与える影響は大きくないことが確認された。

(2) 付加側圧の影響について

図-23に示す事前解析結果は、地盤改良による付加側圧を170kPaと仮定したケースで、土留壁変形量の実測値は事前解析結果の5～7割程度であることから、実際に土留壁へ作用した付加側圧が小さいためと考えられる。付加側圧を事前解析の半分となる85kPaとした場合(残置土高さ5.5m)の比較解析結果を図-24および表

6に示す。付加側圧を85kPaとした解析結果は、地盤改良開始以降、実測値と解析値に近い値を示している。

(3) 解析モデルの影響について

棲壁背面の地盤改良による付加側圧が偏土圧として作用すると想定し、事前解析は左右非対称の側圧を考慮する解析モデルとしたため、4段目火打ち梁以浅において棲壁の土留壁が押し出される解析結果となっていた。しかし、図-24に示すように、1～4段目腹起しに設置したプリズム計測結果からは土留壁が大きく押し出されていないことが確認される。これは、地盤改良により発生した付加側圧により反対側の土留壁が背面側へ押し戻されようとするが、土留壁背面側に壁面摩擦力が作用し、4段目火打ち梁以浅において立坑土留め全体で抵抗したためと考える(図-25参照)。より合理的に評価を行う場合、3次元FEM解析の実施が望ましい。

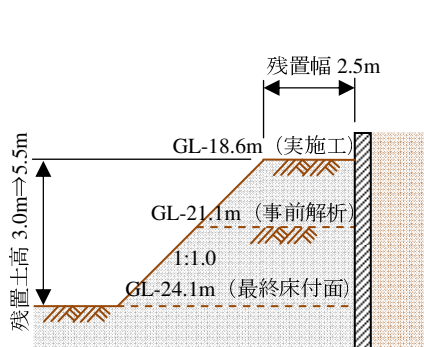


図-21 残置土高さの違い
(地盤改良開始時)

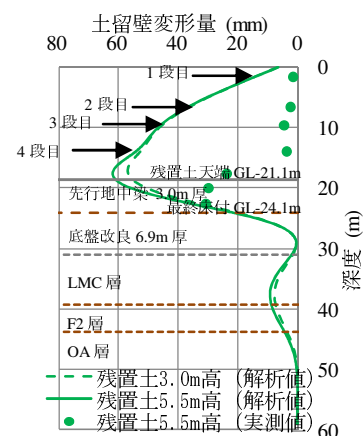


図-22 解析と実測の比較
(残置土高さ 5.5m)

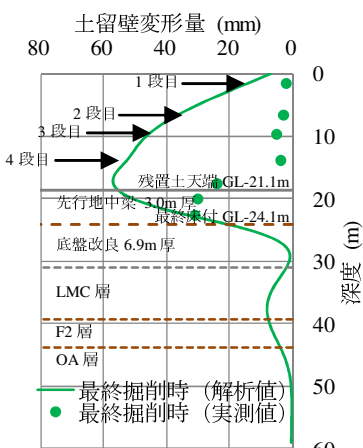


図-23 解析と実測の比較
(付加側圧 170kPa)

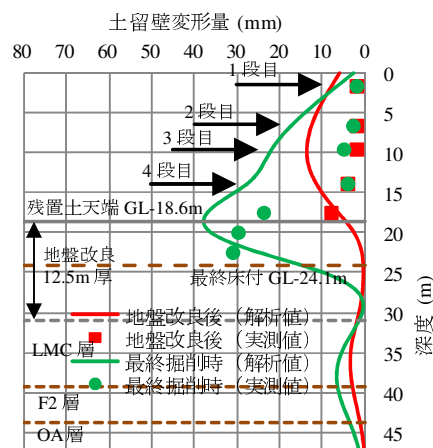


図-24 解析と実測の比較
(付加側圧 85kPa)

表-6 軸力実測値と解析値
(付加側圧 85kPa)

着目点	地盤改良後(kN)		最終掘削時(kN)	
	実績値	解析値	実測値	解析値
4段目	1,377.4	1,405.8	7,013.7	6,278.1

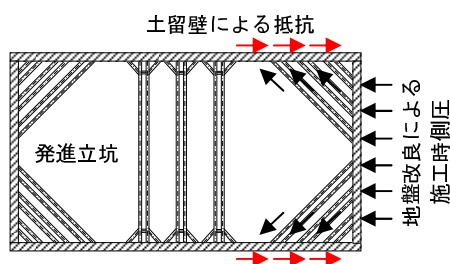


図-25 立坑土留め全体での抵抗

7. おわりに

今回採用した排土式工法および緩衝孔設置による効果を表－7にまとめる．無対策による施工は実施していないが，無対策時の水平変位量は，セメントスラリー吐出量以外に液圧や軟弱粘土の圧密状態にもよると考えるが，参考までにセメントスラリー吐出量の30%分(吐出量から隆起量に寄与する70%を差し引いた)が水平変位量に寄与すると仮定し算定した．排土式工法および緩衝孔設置を実施した場合，無対策時と比較して隆起量で1/60程度に抑えられる．また，排土式工法単独と比較して倍程度の影響低減効果が期待できる．なお，施工後に実施した改良体強度確認試験結果から，緩衝孔設置箇所においても表－1に示す所定の品質が確保されていることを確認した．参考までに図－26に改良体の強度特性を示す．

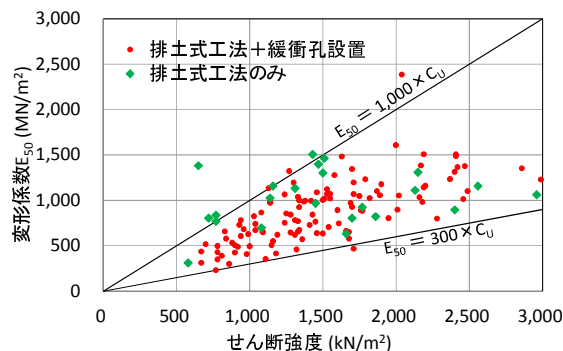
3次元挙動をする立坑土留めにおいて2次元解析を基に影響評価を行ったが，地盤改良による影響を付加側圧として解析に考慮する手法は，簡便かつ実務的であり，付加側圧の数値を変更することで予測精度の向上が図れる．今回のように時間の制約等で2次元解析を行う場合，切梁軸力は左右対称モデル，土留壁変形量は左右非対称モデルの解析結果から施工管理基準値を設定すれば，より安全側の管理が行えるものとする．

参考文献

- 1) 吉田ら：近接土留めへの影響を考慮した機械攪拌工法地盤改良の施工（その1），土木学会第72回年次学術講演会，III-485，pp.969-970，2017.
- 2) 高橋ら：近接土留めへの影響を考慮した機械攪拌工法地盤改良の施工（その2），土木学会第72回年次学術講演会，III-486，pp.971-972，2017.
- 3) 平出ら：深層混合処理の施工に伴う周辺地盤変位のメカニズムと変位予測についての考察，応用地質年報 No.18，pp.19-38，1997.
- 4) 草野ら：近接土留めへの影響を考慮した機械攪拌工法地盤改良の施工（その3），土木学会第72回年次学術講演会，III-487，pp.973-974，2017.

表－7 対策工による影響低減効果

ケース No.	1	2	3
対策工			
排土式	×	○	○
緩衝孔	×	×	○
隆起量 (mm)	1,800	60	30
水平変位 (mm)	1,400	140	60



図－26 改良体強度特性
(セメント添加量 240kg/m³)