第15回(平成28年度)技術報告会 北海道土木技術会 土質基礎研究委員会

土質基礎に関する「我が社の誇れる技術」 技術報告会



平成29年2月

主催 北海道土木技術会 土質基礎研究委員会

目 次

セッションa

- a-1 寒地土木研究所の遠心力載荷装置について 寒地土木研究所寒地地盤チーム 久慈直之、林 憲裕、江川拓也、山木正彦 国立研究開発法人土木研究所 山田 充
- a-2 リソイルコンポーザー 発生土の有効利用技術による締固め工法 株式会社不動テトラ 矢部浩史、村上恵洋、竹内秀克、今井優輝、久保陽太郎
- a-3 複合的な物理探査による調査事例 株式会社ジオテック 野本真吾、堀田 淳

セッションb

- b-1 高い浸透性能を発揮する極超微粒子セメント注入材料の紹介 日特建設㈱技術本部 竹内仁哉 日鉄住金セメント㈱ 製品開発部 金沢智彦
- b-2 砕石とセメントを混合した高強度小径パイルによる地盤改良工法(GCCP工法) 株式会社不動テトラ 久保陽太郎、村上恵洋 国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所 林 憲裕、林 宏親、橋本 聖
- b-3 最新の地盤改良技術と施工事例 小野田ケミコ株式会社 松岡大介、西尾 経、竹田敏彦、市川公彦 エポコラム協会 高倉功樹 中央大学理工学部 齋藤邦夫

寒地土木研究所の遠心力載荷装置について

|--|

- 林 憲裕
- 江川 拓也
- 山木 正彦
- 国立研究開発法人土木研究所

山田 充

1. はじめに

北海道には、泥炭地盤や火山灰質地盤といった工学的に特殊な地 盤が広く存在している。これらの土質は室内要素試験や模型実験に よりその特殊性が指摘されてきたものの、基本的には一般的な砂質 土や粘性土と同じ設計手法が適用されてきた経緯がある。その結果、 特殊土地盤に構築された構造物等に、多額の維持・補修費用を要し たり、大規模地震による甚大な被害が確認されるなど、様々な課題 が抽出されることとなった。

このような中、特殊土地盤に対するより合理的な設計法の確立、 耐震補強技術の確立などを目的に、現在の国立研究開発法人土木研 究所寒地土木研究所の前身機関である北海道開発局開発土木研究 所は、1993年に当時では北海道唯一となる遠心力載荷装置(1号機)



写真1 導入当時(1号機)の装置

を導入した。なお本装置には、所定の遠心場において実験模型に地震動を想定した加振を作用させることも 可能な加振装置を備えた。

導入以降、本装置を用いて種々の実験を行っている。例えば、泥炭地盤上に構築された盛土に対する効果 的な地盤改良技術や耐震性の評価、火山灰質地盤における基礎構造耐震実験や、火山灰質地盤の液状化によ る杭挙動の崩壊メカニズムの把握等である。

しかし、1号機導入から約20年が経過し、装置の経年劣化に伴うパフォーマンスの低下が顕在化したため、 装置を更新する必要性が生じた。ここでは、新たな装置(2号機)の仕様を紹介し、1号機の不具合・仕様 と比較する形で、更新の留意点やその目的について述べる。

2. 遠心力載荷装置(2号機)の設備及び仕様

2-1 遠心力載荷装置(2号機)の概要

遠心力載荷装置は、実物の 1/n の小型模型に重力の n 倍の遠心加速度を作用させることで、実物に相当する自重応力を発生させ、その応力分布や変形、破壊のメカニズムを実験的に再現する装置である。

当研究所の遠心力載荷装置の概略図を図1に示す。主軸、回転アーム、揺動架台、駆動部、制御安全装置、 加振装置、模型容器、カウンターウェイト等で構成される。遠心力載荷装置の主要なパーツは地下の補強さ れたコンクリートピット内にある。コンクリートピットの直径は6.5m、深さは3.0mである。表1に遠心力 載荷装置1号機及び2号機の仕様を示す。以降、遠心力載荷装置の各設備は2号機の説明である。

Naoyuki Kuji, Toshihiro hayashi, Takuya Egawa, Masahiko Yamaki

北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34,TEL:011-841-1709,FAX:011-841-7333
 Mitsuru Yamada 茨城県つくば市南原1番地6,TEL:029-879-6757,FAX:029-879-6799



図1 遠心力載荷装置(2号機)の概略図表1 新・旧遠心力載荷装置の主仕様

	新(2号機)	旧(1号機)
遠心加速度	最大100G(静的)	最大200G(静的)
	50G(動的)	50G(動的)
有効半径	2.5m	2.5m
最高回転数	190rpm	267rpm
最大搭載容量	50G-ton	60G-ton
電動機容量	90kW	132kW
摇動架台寸法	1,100 × 950mm	800 × 800mm
着座方式	油圧強制式	ねじりバネ式
加振装置	油圧サーボ式	油圧サーボ式
(既設流用)	(±30G)	(±30G)
計測システム	48ch	40ch
ロータリージョイント	7系統	6系統

2-2 ロータリージョイント

遠心力載荷装置は、装置本体の主軸を介して、揺動架台に油等を 供給するためのロータリージョイントを装備している。ロータリー ジョイントは全部で7系統あり、このうちの2系統は加振、着座用 として油用、3系統は実験用として水用、2系統は空気用である。 耐圧は油圧では21MPa、水圧と空圧は0.7MPaである。

2-3 データ収集システム

当研究所における遠心力載荷装置の最大計測数は48chであり、 無線LANを使用してデータ伝送を行う。送信機側のアンテナは回転 アーム上、受信機は地上部に設置しており、静的実験の場合はリア ルタイムでデータを伝送し、動的実験の場合は加振実験終了後ま とめて伝送する。



写真2 ロータリージョイント

2-4 モニタリングシステム

当研究所における遠心力載荷装置のモニタリングシステムは、揺動架台上に設置した7台のハイスピード カメラにより、地上の制御室で遠心力載荷中の実験模型をリアルタイムに確認できるものである。

2-5 換気装置ユニット

実験中の地下ピット内の温度上昇及び空気抵抗を 防ぐために、換気装置ユニットを設けている。当研 究所は寒冷地に位置することから、夏期の一時期を 除けば外気温がさほど上昇しないため、換気方式は 自然換気方式とした。なお、夏期は屋外とピット内 を通気させる換気、冬期は建屋内部を循環させる換 気を手動操作により、切替え可能とした。

2-6 最大遠心加速度

今回の更新において静的最大遠心加速度を200Gから100Gへ変更した。20年間の実験の実績より、当研究所では100Gまでの使用がほとんどであり、100Gを超える使用は今後も見込まれないためである。

写真3 換気装置ユニット

3. 装置更新のポイント

1号機で見られた具体的な不具合は、主要動力部の回転数の制御誤差の発生や主軸の変位(こちらは変位 感知による緊急停止が何度か発生している)である。また、近年多発する大規模地震への対応を想定し、実 験精度向上(回転アーム剛性の向上、回転制御精度の向上)、実験拡張性向上(揺動架台の大型化)の観点 から改造更新を行った。

1)回転アーム剛性の向上

1号機においては、大規模地震を想定した加振実験を行うと、設定した加振加速度以上の加速度が発生す る現象が見られた。後の調査により、これは、装置の回転アームが有する固有振動数と、加振波の振動数が 重なった結果、共振が生じたためであった。

今回の更新においては、実験で使用する加振振動数のほとんどが、50Gの遠心場(G:重力加速度)で50~100Hz(実物換算で1~2Hz)であるため、そこに固有振動数を持たないようにした。

2)回転制御精度の向上

今回の更新において次の2点について回転制御方法を変更した。一つは回転数制御から遠心加速度制御に 変更した点である。1号機では、指定した回転数まで時間と比例させて回転数を上げていく制御になってい たが、遠心加速度は a=r ω² (r:回転アーム半径、ω:角速度)で表現される通り、角速度の2乗に比例する ため、指定回転数に近づくに従い急激に大きな遠心加速度が生じてしまうという問題点があった。そこで時 間と遠心加速度を比例させて回転数を上げていく制御方式に変更した。

もう一つは、指定した遠心加速度に近づける際に、その加速度を超えないように近づけていく(オーバー シュート不可)制御方法とした点である。1号機のフィードバック制御では、指定した遠心加速度の上下を 何往復かしながら指定した遠心加速度に漸近させていたが、この制御方法では、過剰な遠心力により実験模型が破壊してしまう可能性がある。また実際の現象を考えると盛土等に過剰な重力を与えるという非現実的な状況となってしまう問題があった。そのため、指定の遠心加速度を超えることのない制御方法とした。

3) 着座方式の向上

1号機の着座(揺動架台を水平方向に固定すること)方式は、ねじりばね式であったが、経年とともに着 座が不完全になる症状が生じていた。そこで、確実性を向上させるために強制的に着座する油圧式着座方式 とした。

4) 揺動架台の大型化

1号機では加振装置と揺動架台のサイズが同一で、揺動架台に他の実験装置等を搭載することができなかった。そのため、揺動架台の大型化により、今後の実験の拡張性向上を図った。

4.まとめ

今回の遠心力載荷装置の更新において、老朽化による構造上の機能回復が図られ、回転制御方法の変更に より、より信頼性の高い実験成果が期待される。また、揺動架台の大型化により拡張性の高い装置になった。 ただし、今回更新を行わなかった加振装置は、導入より15年以上経過しており経年劣化が懸念されている。 また、2011年東北地方太平洋沖地震を経て、最大加速度が大きく、継続時間も長い大規模地震への対応の必 要性から、加振装置の性能向上を含めた更新を予定している。





写真4 更新後の装置



参考文献

- 1) 土質基礎研究室:遠心力載荷装置導入される,開発土木研究所月報,No. 491, pp75~77, 1994.4
- 2) 能登繁幸,日下部祐基:-新技術紹介-遠心力載荷装置,北海道技術士センター,コンサルタンツ北海道,No74,pp23~30,1994.10
- 3) O. Matsuo, T. Tsutsumi, K. Kondoh&S. Tamoto: The dynamic geotechnical centrifuge at PWRI, CENTRIFUGE98. VOLUME1. PP25~30, 1998

リソイルコンポーザー

発生土の有効利用技術による締固め工法

株式会社不動テトラ 村上恵洋 (※1 竹内秀克 (※1 今井優輝 (※1 矢部浩史 (※1 久保陽太郎 (※2

1. はじめに

サンドコンパクションパイル(以下 SCP)工法(図-1.1の写真参照)は、よく締まった砂杭を地盤中に造成する工 法であり、軟弱地盤の沈下・安定対策、近年では液状化対策としての適用事例が多い。

この SCP 工法に用いられる中詰め材料は、図-1.2 の粒度分布の範囲であることが望まれ、液状化対策に用いる場合 でも細粒分含有率(粒径が75μm以下の土粒子の割合)が10~15%程度のものまで一般的に使用されている。しかし 近年、図-1.2の粒度分布の範囲を満足するような良質材料(特に自然材料)を確保することが困難になってきており、 安価なリサイクル材(砕石やスラグ)を使う機会が増えているのが現状である。

一方、開削工事やトンネル工事等で発生する建設発生土だけでなく、火力発電の需要増により石炭灰の発生量増加 も予測され、これらの処理についても環境的な技術課題として社会的ニーズを増している。

このような背景から、建設発生土や廃棄物等を SCP の中詰め材として、地盤改良効果を確保しつつ利用することで、 環境問題への有効な解決策にもつながることを目的として、20年程前から建設発生土を利用した砂杭工法「リソイル (RI-SOIL) 工法」に取り組んでいる。

リソイルはリサイクルソイルを意味する造語であり、平成11年に「一般土木工法技術審査証 第1102号」を取得 してから、図-1.1の範囲を超える材料についてもいろいろ取り組んできた。

本稿では、下図の範囲を超えた材料について取り組んだ SCP 工法における最近の事例を紹介する。



図-1.1 SCP 工法(静的)施工状況



X1 Shigehiro Murakami, Hidekatsu Takeuchi, Yuki Imai, Hiroshi Yabe

東京都中央区日本橋小網町7-2 Tel:03-5644-8533 Fax:03-5644-8537.

₩2 Youtaro Kubo

北海道札幌市中央区北一条西 7-3 (北一条大和田ビル) Tel:011-233-1640 Fax: 011-233-1641.

2. 静的締固め砂杭工法における盛り上がり土の現地再利用事例

2-1. 概要

市街地における SCP 工法には静的な方法を用いており、良質な材料以外で再生材(砕石やスラグ等)の安価な材料 を中詰め材として使用する機会が多くなっている。しかしこの SCP で発生する盛り上がり土やその後に発生する掘削 土といった現地発生土は、ほとんどが中詰め材の基準を外れており、そのままでは中詰め材として使用できないもの として、場外へ搬出しているのが現状である。

しかし図-2.1の様な方法で、現地発生土を 何らか処理して中詰め材として使用するこ とができれば、発生土の現地再利用(ゼロエ ミッション)につながり、周辺環境やコスト の面で大きく寄与することが期待できる。

ここでは、東京湾岸沿いの埋立地盤におい て SCP で発生した盛り上がり土の性状を改質 し、中詰め材として実験的に打設した事例を 説明する。



2-2. 盛り上がり土の性状確認

まず盛り上がり土を中詰め材としてそのまま再利用できるかを、現地の施工で発生した盛り上がり土を採取し(図 -2.2)、粒度分布や含水比(Wn)塑性指数(Ip)を調査した。盛り上がり土は、工事開始後ある程度集積された段階 で採取し、盛上り土を偏って評価しないよう、水気の多い粘土状の箇所や水気の少ない砂状の箇所など、できるだけ 異なる性状の土を6試料分選んだ。採取した各試料の物理試験結果を表-2.1、図-2.3に示す。



採取した盛りがり土No.	1	2	3	4	5	6	中詰め基準 ^{※1}			
含水比 Wn(%)	29.2	23.0	32.3	20.3	32.6	26.5	≦ 25%			
細粒分含有率 FC(%)	18.3	14.2	24.6	20.7	23.5	20.4	≦ 15%			
塑性指数 Ip(%)	NP	NP	NP	NP	12.1	NP	≦ 20%			
平均粒径 D50 (mm)	0.196	0.286	0.285	0.175	0.170	0.386	-			

表-21 物理試驗結果

※1 一般土木工法・技術審査証明 報告書 「リソイル工法」及び粒度分布の実績値参照^{2),3)}

結果より細粒分含有率は14~25%で、含水比は20~33%であった。塑性指数は1 試料以外NP(非塑性)であったが、 細粒分含有率と含水比はほとんど中詰め材の基準値を外れ、これより盛り上がり土は中詰め材としてそのまま使用す ることは難しいという判定となった。

次に盛り上がり土の改質方法として、砕石等の混合による粒度調整や無機材による性状改質等を検討した。その結果、生石灰による改質が含水比の低下量が最も大きく(表-2.2)、容器への付着等もほとんどない状態から施工性(施工機械内での材料の通過性)も良好と考えられ、現場では生石灰の混入による盛り上がり土の改質を行った。



表-2.2 生石灰混入による変化

2-3. 現場での使用機械と配置

現場での生石灰による改質は、周 辺への粉じんの飛散が少ない自走 式土質改良機を使用した。盛り上 がり土は、バックホウである程度 撹拌して均一化を図った後に、改 良機に投入して所定量の生石灰と 混合して改質されたものを中詰め 材料として使用した。図-2.4 と図 -2.5 に機械の配置図とその状況写 真を示す。



図-2.4 盛り上がり土改質時の機械配置図



図-2.5 現場における改質状況

2-4. 現場での打設工事

(1)施工条件

現場での改良仕様は、杭径 φ 700mm、打設ピッチ□1.7mの間隔で 50~60 本打設して、その状況を確認した。地盤は

GL-6m までが砂質シルト、それ以深が細砂層となっており、そこに L=10m の砂杭を打設した。

8

通過質量百分率

(2) 生石灰の改質効果

盛り上がり土は、生石灰を 50kg/m³の比較的少ない添加量で改質して中詰め材として使用した。他の現場では貫入 時や材料の投入を通常の材料と交互に使用することで施工性を確保したこともあるが、ここでは改質した中詰め材の みで問題なく施工することが出来た。

図-2.7 に現場で改質後に採取した試料 の粒度分布を事前採取した改質前(図 -2.3)と併せて示し、表-2.3 に改質前後の 試料における含水比、細粒分含有率及び平 均粒径を示す。これより、含水比の低下だ けでなく、団粒による細粒分の低下も確認 でき、粒度分布においても材料の実績範囲 内に収まっていることが改質効果として 確認できる。

また、中詰め材の含水比(W)と細粒分 含有率(FC)による配合選定のイメージ(図 -2.8)に今回の結果(青)を他現場での結

果(緑)と併せて添付した(図表にある改質方法は案)。図より 中詰め材の基準値を超えた範囲にある改質前の材料が、生石灰の 混入により基準値内の範囲「無配合:そのまま適用」内に収まる 傾向となった。

生石灰は、含水比を低下させる過程で発熱作用があり(今回は 60~70℃の温度上昇を確認)、セメント等の土木材料よりも保管 方法や扱いに配慮が必要であるが、盛り上がり土の中詰め材料と しての改質効果には有用であることが確認できた。

シルト 細砂 知祝 中砂 100 ■:改賞前 90 ■:改質後 80 70 60 50 40 バイルの実績の範囲 バクショ 30 20 10 0 L 10.00 1.00 100.00 粒径,D(mm) 図-2.7 改質による粒度分布の変化

表-2.3 改質前後の含水比と細粒分含有率

盛り上がり土	含水比 (%)	細粒分 含有率 (%)	平均粒径 D50 (mm)	
改質前	19.7~21.2	14.2~24.6	0.170 ~ 0.386	
生石灰混入 50kg/m ³	17.4~17.8	0.1~4.3	1.400~13.610	

(3)施工性及び施工結果

盛り上がり土を改質した中詰め材料を 使用した時、1本当たりの打設時間は同条 件で打設した通常の砂材料の1.2~1.3 倍 であった。この差は、改質した材料の方が 施工機械内の通過にやや時間を費やした 点が伺えるが、実施工に適用可能な範囲で あるものと判断できる。

なお施工結果として、盛り上がり土で打 設した砂杭箇所を 0.5~1m 程度掘削して、 出来形径が概ね所定の φ700mmであること を確認し、改良効果が通常の材料と同等で あったことも、事後調査結果から確認できた。



3. 石炭灰を中詰め材とした打設事例

3-1. 概要

石炭灰を地盤改良材として用いた実績は、これまで 10 件以上あり、その中には火力発電所における既存灰捨地の 延命化対策として、石炭灰を中詰め材料に用いた振動式 SCP 工法(以下、石炭灰 CP 工法)も、数件(実験工事を含 む)実施されている。

ここでは、石炭灰 CP 工法を行った最近の工事概要について既往の報文例^{4),5)}から説明する。

3-2. 石炭灰 CP 工法

灰捨地延命化対策として、現状の石炭灰埋立地盤に体積圧縮 (密度増大)と減容化を図るための施工方法が事前に検討され、 いくつかの密度増大工法を模擬した室内実験が実施された。検討 した密度増大工法は、石炭灰 CP 工法、振動棒工法、重錘落下締 固め工法、発破衝撃工法の4種類である。

その結果、延命化には石炭灰 CP 工法が最も効果的かつ経済的 であった。これは、石炭灰 CP 工法以外については単純に現状埋 立地盤の圧縮を図るのみであるが、石炭灰 CP 工法については原 位置での体積圧縮に加えて地盤中に石炭灰を投入することによ る使用量の効果が大きかった。またこれまで発電所内において施 工した実績も有していたことから、信頼性の面でも他の工法より も有意であると評価された。

なお,石炭灰 CP 工法は,名古屋大学・不動建設(現:㈱不動 テトラ)が,中部電力㈱と共同で研究した内容を基に,平成8年 に出願し,同9年に特許権を取得している。



図-3.1 SCP 施工機改造概要

3-3. 石炭灰 CP 工法の施工機械

通常の SCP 施工機械は、石炭灰のような細粒分を多く含む材料を中詰め材として使用すると、材料の通過経路(バケットやホッパー)で材料が付着してしまい、それによる施工効率の低下や材料詰まりの発生、施工不能といった問

題が生じてしまう。それを防ぐために石炭灰 CP 工法の施工機械 では、従来の機械よりも砂入れホッパー・移動バケットの傾斜角 度を急にし、砂入れホッパー内面のステンレス鋼板貼り付けるこ とで、摩擦を低減する等の改造を施した(図-3.1)。

3-4. 工事の実施内容

石炭灰による減容化工事を効果的に行うため、本工事前に上記の施工機械を用いた試験工事が実施された。

既存灰捨地は、ブルドーザーによる片押し工法によって埋立て られており、石炭灰層の厚さは約10m、地下水位以深はN=0~4 程度であり非常に軟弱である。代表的な柱状図および石炭灰CP 工法の断面図を図-3.2に示す。

ここでの中詰め材料は発電所から排出する フライアッシュ



(FA) とクリンカアッシュ(CA) が使用さ れている。排出したばかりの材料は乾燥して おり飛散しやすいので、散水で含水比を10 ~20%程度にすることで飛散防止が施され た。図・3.3 に材料の粒度分布図を示すが、 SCP 実績の範囲を大幅に超えていることが 確認できる。この材料を用いて試験工事を行 い、施工性や打設による盛り上がり率(=地 盤の盛り上がり量/石炭灰の打設量)、改 良・施工仕様を何ケースか変えて通りか比較 検討が行われた。そして検討結果より、最も 効果的かつ経済的な減容化が期待できる仕



様として、杭間隔□1.2m、改良径 φ700mm が選定され、石炭灰 CP 工法による減容化工事が行われている。

4. おわりに

以上、従来の SCP 材料実績範囲外の中詰め材をリソイル工法として使用した最近の事例を2つ紹介したが、他にもロ ーム土を含んだ盛り上がり土や現場内で発生した掘削残土、液状化した噴砂も中詰め材として再利用している。 現地で発生した残土の使用や石炭灰等の廃棄物について、使用できる試みを取り組んでいるが、まだまだ不明な点も

多い。今後も、さらなる改善・改良を継続していくことで使用できる中詰め材料の適用拡大に努めたい。

参考文献

- 1) 地盤工学会「現場技術者のための土と基礎シリーズ16 軟弱地盤対策工法 調査・設計から施工まで-」p.121
- 2) 一般土木工法・技術審査証明 報告書「リソイル工法(建設発生土を利用した地盤改良工法)」平成11年5月 財団法人 国土開発技術研究センター、pp.21-66
- 3) 坪井英夫、原田健二、松井保:「締固め工法における中詰め材料としてのリサイクル材の適用性と評価」 土と基礎 2000 年 6 月、pp.5-8(報文-2635) 地盤工学会
- 4)藤井嵩大、鵜野雅明:「SCP を利用した石炭灰の埋立処分(碧南火力発電所における事例紹介)」 基礎工 2016 年 4 月、pp.60-63
- 5)小林重仁、加藤幸盛、富田正孝:「碧南火力発電所のおける「石炭灰 CP 工法」による石炭灰埋立工事の概要」 電力土木 2013 年 9 月、pp.35-38

株式会社 ジオテック 野本 真吾, 堀田 淳

1.はじめに

地質調査の一手法として物理探査は、広域的あるいは断面的に地下を把握するために実施され、「防災」、 「維持管理」、「環境」等様々な分野で活用されている。しかし、物理探査手法によって適用対象に制約があ り、単一の物理探査では必要な調査成果を不足無く得ることが難しい場合も多い。そこで、本報告では複合 的に物理探査を用いることで効果的・効率的に調査を実施できた調査事例を紹介する。

2. 事例1: 基礎コンクリート下の基礎杭調査

2.1 概要

事例1は、施工図面等の既存資料が無く地下の状況が不 明である港湾施設の定置式クレーンの基礎部について調査 した事例である。図-1に定置式クレーンのイメージ断面図 を示す。定置式クレーンは付替え工事が予定されていたこ とから、非破壊的な手法を用いる必要があり、その条件下 で基礎部の状況(特に基礎杭の有無と位置及び長さ)を把 握することが目的であった。



図-1 定置式クレーンのイメージ断面図

2.2 調査方法

存在自体が不明である基礎杭を効率的に調査するために、はじめに地中レーダ探査により基礎杭の有無と 位置を探査した。次に高周波衝撃弾性波法を実施して、地中レーダ探査結果と同じ位置に基礎杭が検出され ることを確認するとともに基礎杭の長さを探査した。

地中レーダ探査は地中に電磁波を放射し、電気特性(主に比誘電率)の異なる物質の境界で反射した電磁波 を捉えることにより地中を探査する手法である。基礎杭を検出するために 0.25m と極めて密な測線間隔を基 礎コンクリート上に設定し、中心周波数 500MHz のアンテナを用い、作業性が良いことが特徴であるプロフ ァイル法により測定をした。

高周波衝撃弾性波法は図-2に示すように、発生させた弾 性波が対象物の先端や亀裂等から反射して戻ってくる走時

(時間)を測定し、対象物の弾性波の伝播速度と走時から 長さ(距離)を算出する手法で、高周波数・高感度受振セ ンサーを用い、特定の周波数範囲で指向性の強い反射波を 選択できるのが特徴である。本対象物では、基礎コンクリ ート底面からの走時(△Tf)と基礎杭先端からの走時(△Tt) が検出されると予想されたため、測定する時間レンジを調 整し各探査地点で△Tfと△Ttの2種類の走時の測定とした。 地中レーダ探査で「基礎杭有り」と判断した地点:No.1~



No.3、「基礎杭無し」と判断した地点:No.4の計4箇所で測定をした。(図-4参照)

Shingo Nomoto, Jun Horita 札幌市厚別区厚別東 5 条 1 丁目 4-6 TEL: 011-809-1055 FAX: 011-809-1060

2.3 調査結果

【地中レーダ探査】

図-3 に地中レーダ探査結果の代表例を示す。レーダチャー トは、連続して得た波形を集合させ濃淡表示した図で、縦軸 は電磁波を放出し反射して戻るまでの時間(ns:ナノ秒)、横 軸は距離(m)で表される。波形図はレーダチャート上の区間 A および B の代表的な波形を示し、縦軸は時間(ns)、横軸 は振幅であり中央点線部付近では振幅:弱、左右両端部ほど 振幅:強として表される。

レーダチャートの 21~23ns 程度に注目すると、区間 A で は強い反射波が水平方向に連続する反射パターンであり、区 間 B では水平方向に連続した反射波が途切れるような反射パ ターンを示している。区間 A の反射パターンは全測線で全体 的に検出されるのに対し、区間 B の反射パターンは X 方向: 2.2m、Y 方向:2.25m の間隔で規則的に検出されたことから、 区間 A の反射パターンは基礎コンクリート底面(埋め戻し土 との境界)からの反射と判断し、区間 B の反射パターンは基 礎杭頭の可能性が高いと判断した。

また、区間 A と比べ区間 B では 21~23ns 程度の反射振幅 が小いことから、基礎杭は基礎コンクリートと比誘電率の差 が少ない物質であると考えられるため、基礎杭はコンクリー ト製であると推定される。図-4 に地中レーダ探査結果平面図 を示し、併せて高周波衝撃弾性波法の実施位置を示す。

【高周波衝擊弾性波法】

図-5 に地中レーダ探査で「基礎杭有り」と判断した地点の 測定波形を示す。縦軸は振幅、横軸は時間(ms:ミリ秒)で表 される。図中の区間Cは打撃による入力波形の減衰波形とみ なせる信号であり、図中の信号Dは、複数回の測定において 同様な位置(走時)に検出されるもので再現性が高い波形で ある。信号D以降に反射波形が検出されないことから、信号 Dが基礎杭先端からの反射と考えられる。No.1~No.3 では図 -5 と同様な反射波形が得られたことから「基礎杭有り」と判 断し、No.4 では信号Dに相当する再現性のある波形が得られ なかったため「基礎杭無し」と判断した。

表-1 に基礎杭の長さの算出例を示す。地中レーダ探査において基礎杭はコンクリート製であることが示唆されたため、 伝播速度は過去のコンクリート杭での実績値 3.5~4.0km/s を 用い、走時は基礎杭先端からの走時(∠Tt)の再現性のある データの平均値を用いた。





図-4 地中レーダ探査 結果平面図

◎:探査結果から推定される基礎杭



図-5 高周波衝撃弾性波法 測定波形例

2.4 事例1の評価

並行して実施された近傍のボーリング調査によると、周 辺の土層は地表から、基礎コンクリート、埋戻し土、砂質 土1、粘性土、砂質土2で構成される。粘性土以浅では代 表N値10以下と相対的に緩く、砂質土2(上端深度13.8m) では代表N値28であり、中でも深度16.15~21.45mで概ね N値30以上を示す。算出された基礎杭の先端深度は、支持

表-1 基礎杭の長さの算出例

調査	平均走時(ms)	伝播速度 (km/s)	杭の先端深度 (m)		
包直	(1):⊿Tt	2	=(1) × (2)/2		
No.1	8.68	3.5~4.0	15.2~17.4		

層となりうる土層の深度に相当することから、妥当性のある結果であったと評価できる。

事例1では、地中レーダ探査を実施し基礎杭の位置を把握することで、高周波衝撃弾性波法を効率よく実施することができ、存在自体が不明であった基礎コンクリート下部の基礎杭について、その位置(配置)、種類、長さを推定することができた。特に基礎杭の有無については、2種類の探査の結果は整合しており信頼性の高い結果となったと考える。

3. 事例 2: 低水護岸の変状調査

3.1 概要

事例2は、河川の低水護岸の変状原因と対策工範囲の検討のため、護岸背面の空洞化範囲と河床状況を把 握するために調査した事例である。図-6に低水護岸の変状状況写真と標準断面図を示す。変状箇所は河川湾 曲部外岸に位置し、護岸法面の陥没、法留ブロックの倒壊、根固ブロックの水没が確認されており、陥没箇 所周辺への立入りは安全性の理由から困難な状況であった。変状箇所の対岸(湾曲部内岸部)では樹林化が 進行した砂州が発達し、河道幅が縮小している状況であった。



図-6 低水護岸の変状状況写真と断面図

3.2 調査方法

空洞化調査は、調査範囲が L=480m と広域であることと、陥没箇所周辺への立入りが難しいことから、非接触で面的に熱画像が得られる赤外線サーモグラフィ探査が有効と考えた。熱画像から空洞分布を特定するために必要な閾(しきい)値温度の設定と熱画像の不感帯となる範囲をカバーするために、より高精度で空洞を検出可能な地中レーダ探査(中心周波数 500MHz)を併用した(図-6 参照)。さらに、空洞化調査の確認として複数箇所において削孔調査も実施した。

赤外線サーモグラフフィ探査は、調査対象から放出されている赤外線エネルギーを検出するもので、コン

クリート背面状況(地山や空洞)の違いによる熱 伝導の差を利用し、空洞分布を推定する手法であ る。測定は安全を確保した対岸の砂州上から地上 3mの高さより夜間・早朝の時間帯に実施した。

河床状況調査は、河川縦断方向に河床状況を把 握するために、地中レーダ探査(中心周波数 270MHz)を実施した。水没している根固ブロッ ク範囲上の水面上に測線を配置し、アンテナを搭 載したボートを別のボートでけん引することで測 定した。図-7に測定状況の写真を示す。



図-7 水上の地中レーダ探査測定状況

3.3 調査結果

赤外線サーモグラフィ探査結果(熱画像)と地中レーダ探査の結果の一部をまとめて図-8に示す。



図-8 調査結果図

【空洞化調査】

測線1及び測線3のレーダチャートでは全体に3ns程度で水平方向に連続する反射パターン(護岸ブロック背面に相当)が検出され、図中丸印ではその直下に周辺と異なる反射が検出された。これは削孔調査により空洞と確認された。

夜間・早朝の時間帯では、外気温に比べ地山の温度が高くなることから、熱伝導が相対的に大きい地山と 密着している健全部は高温になり、熱伝導が相対的に低い空洞部では低温となる。熱画像では陥没箇所とそ の周辺、護岸法面最下部、小段部で低温域が検出された。この内、小段部は植生による影響、護岸法面最下 部は流入した河川水或いは地下水による影響によるものと考えられる。陥没箇所とその周辺については地中 レーダ探査(及び削孔調査)で確認されているため空洞部と判断した。また、地中レーダ探査で検出された 空洞の端部位置の表面温度を熱画像における空洞分布境界の閾値(15.02℃以下)として設定することで、熱 画像から詳細な空洞分布を比較的簡便に得ることができた。

【河床状況調査】

図-8の測線Aは水上からの探査で、この場合は電磁波の伝わる媒質が均一な電気特性とみなせる水である ため、水の電磁波速度から算出した深度断面として表示した。図-8の測線Aでは様々な反射パターンが検出 された。凸型の反射パターンは根固(合掌)ブロックの凸部に相当し、その直下の深度1~3m間で起伏する 線状の反射パターンは河床に相当すると考えられる。また、現地状況的に深度1mの水平方向に連続する反射 パターンは倒壊した法留ブロックに相当すると考えられる。この結果から、根固ブロックの水没は洗掘によ るもので、その一部は転倒或いは流出しているものと推定された。洗掘は護岸法面の陥没箇所付近で大きく、 深度3m程度まで河床が低下していることが判明した。また、護岸法面に陥没が認められない SP0~5 につい ても洗掘による河床低下が確認された。

3.4 事例2の評価

事例2の空洞化調査では2種類の探査を併用したことで、各探査の適用範囲や精度といった短所を互いに 補完する体系の調査となり、護岸法面の空洞分布を効果的・効率的に把握することができた。河床状況調査 では護岸法面の変状区間と河床洗掘範囲の関係が明らかになるとともに、護岸法面の変状区間以外でも河床 洗掘が確認されたことから、変状原因と対策工範囲の検討についての有用な結果が得られたと考える。

4. おわりに

本報告では、異なる物理探査手法を複合的に用いた事例について紹介した。どちらの事例についても、単 一の物理探査手法のみであった場合と比べ、効率的かつ相互補完的な調査となり調査適用範囲が広がり調査 成果の信頼性も増したものと考える。本報告は物理探査手法に焦点を当て事例紹介したもので、実際には測 量調査やボーリング調査といった基本的な調査手法も用い総合的に判断したものである。調査対象や目的が 多様化していく中で、物理探査手法に限らず様々な調査手法を組み合わせて、調査目的に沿った最適な調査 方法を提案していきたいと考える。

高い浸透性能を発揮する極超微粒子セメント注入材料の紹介

日 !	持	建	設	(株)	技	術	本	部	竹内仁哉*1

日鉄住金セメント㈱ 製品開発部 金沢智彦*2

1. はじめに

注入工法とは、ミキサーで練り混ぜた注入材料を地盤間隙や岩盤の亀裂に注入充填して、止水性や強度の増加を図 る地盤改良工法であり、土質地盤を対象とした地盤注入と、岩盤中の亀裂を充填する岩盤注入に大別される。このう ち地盤注入は、薬液を注入して、地盤中の間隙水を追い出し、充填・固化して地盤を改良するものである。従来、薬 液注入は耐久性に劣る水ガラス系材料が用いられ、仮設用に使用されることが多かった。近年、耐久性能の高い薬液 注入材料が開発され、耐震補強や液状化対策に用いられているが、水ガラスを主剤とする溶液型薬液注入材料は浸透 性には優れるが、改良強度は小さい。一方、セメント系固化材を主体とする懸濁型薬液注入材料は、強度発現には優 れるが、シルト分を含む細砂地盤への浸透は困難であるとされている。反面、岩盤注入は永久的で信頼性の高い止水 を目的とする場合が多いため、普通セメントに代表される強度と耐久性能に優れたセメント系材料が用いられてきた。

しかしセメント系材料は粒子径が大きく,注入可能 な地盤が限定される。これまで市販されていた最も 粒径の小さい超微粒子セメントでも,懸濁型薬液注 入材料と同様に,シルト分が含まれる砂質地盤への 適用は難しいとされてきた¹⁾(図-1参照)。

筆者らは,上述の問題点を解決する高い浸透性能 と強度発現性を有した「極超微粒子セメント」を開 発した。以下にその地盤注入材料(グラウト)とし ての特徴や注入試験結果,施工事例を紹介する。

2. 極超微粒子セメント(USFC)注入材料の特性

2. 1. セメント粒子径

極超微粒子セメント(以下 USFC と略す)は、地盤注入 材料としての浸透性能を向上させるために、セメント粒子 を極力微細に粉砕・分級する特殊な工程を経ることによっ て製造されている。図-2 にレーザー散乱・回折法により測 定した USFC の粒度分布を示す。図中には、市販の超微粒 子セメント(以下 SFC と略す)と普通ポルトランドセメン ト(以下 OPC と略す)の粒度分布も併記した。図-2 から USFC の平均粒径 (D_{50})は1.5 μ m であり、SFC の 4 μ m に比べて約 1/3、OPC の 20 μ m に比べて約 1/13 と極め て微細なセメント粒子であることが理解できる。写真 -1に USFC と SFC の電子顕微鏡写真(5000 倍率)を 示すが、両者の粒子径の差異はより明瞭である。そし てこの粒子径の差異(大小)が、後述の通り、地盤へ の浸透に対して大きな影響を与える。

透水係数(m/s) 粒径(mm)	10 ⁰	10^{-1} 1 2.0 0.0	0^{-2} 10^{-2} 042 0	³ 10 ⁻⁴ .075	0.005	強度
土質 注入材料	礫	 租砂	沙 細砂	シルト	粘土	4
溶液型薬液注入材料						小
懸濁型薬液注入材料				>		大
普通セメントグラウト		\triangleright				大
超微粒子セメントグラウト				>		大
極超微粒子セメントグラウト				\triangleright		大

図-1 注入材料の適用可能地盤範囲^{2)に追記修正}





写真-1 セメント粒子の電子顕微鏡写真

- *1 Jinya Takeuchi 東京都中央区東日本橋 3-10-6 Te
- *2 Tomohiro Kanazawa 北海道室蘭市仲町 64

Tel 03-5645-5116 Tel 0143-44-1697 F

Fax 03-5645-5113 Fax 0143-45-3923

2. 2. 浸透性能

USFC の浸透性能を評価するために、比較対象として SFC および OPC を選定し,写真-2 に示す自然流下による浸透試験 を行った。この試験は、容器内に模擬砂層として①珪砂4号 層、②豊浦砂層、③ガラスビーズ層(JIS R6001 J-150)の3層を 設け、試験容器の上部からそれぞれの注入材料を注ぎ、各層 への浸透状況(浸透可否)を確認して、その注入材料として の浸透性能を評価するものである。各砂層のD50およびD15を 表-1に、粒度分布を図-3に示す。また浸透試験に用いた各注 入材料の粒子径(G₅₀,G₈₅)を表-2に示す。

試験の結果, USFC のみが3層を全浸透通過したのに対し, SFC は豊浦砂層と珪砂4号層を、OPC は珪砂4号層のみを浸 透通過した時点で目詰まり現象が発生し、それ以上の下層へ の浸透は不可状態となった。この結果から、注入材料に含ま れる粒子径が砂層への浸透に大きな影響があること、および 最も微細粒子である USFC の浸透性能が、最も高いことが理 解できる。



試験前

写真-2 自然流下による浸透試験³⁾



従来から, セメントグラウトを含む懸濁型注入材料が地盤に浸透するためには, 土粒子の間隙に対して, 注入材料 に含まれる粒子径が十分に小さくなければならないと言われている。一般に懸濁型注入材料の浸透限界は、次式に示 されるグラウタビリティー比(N₁, N₂)で判断することが可能である。

【浸透する条件】

粒径

 $D_{50}(\mu m)$

 $D_{15}(\mu m)$

粒径

 $G_{50}(\mu m)$

G85 (µm)

 $N_2 = D_{10} / G_{95} \ge 8$

D15, D10: 地盤における土粒子の粒径加積曲線の15%粒径, 10%粒径 G85, G95:注入材料内の懸濁粒子の粒径加積曲線の85%粒径,95%粒径

上述の浸透試験に用いた砂層および注入材料から、グラ ウタビリティー比 N₁の算出値と、浸透試験から得られた浸 透可否をまとめると表-3のようになる。表中の〇×は浸透 可否を示している。N1比と今回の試験結果が整合的である ことと同時に、理論上からも USFC の浸透性能の高さが理 解できる。

 $N_1 = D_{15} / G_{85} \ge 15$

表−3 グラウタビリティー比 N₁と浸透可否

	USFC	SFC	OPC
①珪砂4号	314 ()	92 ()	16 🔾
②豊浦砂	90 🔿	26 🔾	5 ×
③カ゛ラスヒ゛ース゛	30 🔾	9 ×	$2 \times$

2. 3. その他の材料特性⁴⁾

セメント系注入材料に求められる性能は、浸透性能以外にも、粘性が低く圧送性に優れること、材料分離が少ない こと、注入完了後は速やかに硬化することなどである。この点についても USFC は優れた性能を有しており、粘度 測定試験(B型粘度計を使用)、ブリーディング試験、凝結時間測定試験および圧縮強度試験を実施して以下の性能 を確認している。

・USFC (W/C=400%)の混合撹拌直後の粘度は約 4mPa·s,混合撹拌から6時間経過後の粘度は3 mPa·s であり、低い値を維持する。

・24 時間経過後のブリーディング率は,SFC は 83%と大きい値を示したのに対し,USFC は極めて小さい 4%であり,高い分離抵抗性を有している。

・USFC(W/C=40%)の終結時間は約20時間であり,SFC(W/C=40%)の約30時間に対して約10時間短縮された。

・USFC(W/C=40%)のホモゲル圧縮強度は材齢3日で50N/mm²であり,SFCに比べて凝結完了後は速やかに硬化が進行し、早期に強度が発現する。

3. 室内で行った注入試験⁵⁾

USFCの浸透特性と力学特性を評価するために、 室内で注入試験を行い、併せて他の注入材料との比 較を試みた。

3.1. 注入試験概要

表-4 に試験項目の一覧を示す。試験は後述する一 次元注入試験を実施してその浸透長を確認し,硬化 後,所定の長さに試験体を切断し材齢7日の一軸圧 縮試験を実施して,強度分布や改良強度を確認した。 また同様の方法で三軸圧縮試験用の供試体を採取し, せん断強さを求める室内試験を行った。

(1)試験地盤

試験地盤は,東北珪砂7号および8号を1:1の割合で 混合し,細粒分含有率 Fc=21%の粒度に調整したものを使 用した。表-5に試験地盤の物理特性を示す。なお,相対 密度 D_rは間隙率nを40%および43%に調整した時に得ら れた試験砂の測定値である。

(2) 注入材料の配合

USFCは、水セメント比W/Cを400,600,800,1200,1600%の5配合に設定して試験を行った。

(3) 一次元注入試験

図-4 に一次元注入試験図を示す。試験は、浸透試験筒

に内径 φ50×長さ L=1025mm のアクリル製パイプを用い, 試料容器内に作液した注入材料を入れ, 圧縮空気で送液し, 浸透試験筒内に構成した試験地盤を通過させることで実施している。以下に試験手順を記す。

①試験地盤は、アクリル製パイプ内に所定の間隙率となる層厚 25mm に相当する試験砂を投入し、ランマーを用い て突き固めて製作した。試験地盤の長さは、パイプの上下端にフィルター層を 25mm ずつ設けて 975mm とした。

表-4 室内注入試験の項目

封殿百日	新 / 二 1百	íн	試驗	〕地盤	比較の対色	
武 映 項 日	计加强		Fc (%)	Dr (%)	比較の対象	
一次元注入試験	浸透長さ	L (mm)	•21	・約90	・SFC注入材料	
一軸圧縮試験	一軸圧縮強さ	$q_u\!(k\!N\!/m^{\!2})$	•36	・約100	・薬液注入材料	
三軸圧縮試験	せん断強さ	$\tau (kN/m^2)$	·21	・約90	 ・未改良砂 ・薬液注入材料 	

表-5 試験地盤の物理特性

珪砂	細粒分 含有率 Fc(%)	均等 係数 Uc	土粒子 密度p _s (g/cm ³)	最大乾燥 密度p _{dmax} (g/cm ³)	最小乾燥 密度ρ _{dmin} (g/cm ³)	間隙率 n(%)	相対密度 Dr (%)
7문⊥8문	21	1.5	2.644	1 567	1 208	40	100以上
7号+8号 21 1.5		2.044	1.307	1.208	43	87	



- ②圧力を徐々に上昇させながら清水を試験地盤に通水させ、試験地盤を完全飽和させた後、圧力と流量が比例関係を 保つ限界注入圧力(0.5MPa)を調べた。またこの時の圧力とパイプ上部から排出される水量の関係から、試験地 盤の透水係数kを求めた。
- ③作液した注入材料を限界注入圧力(0.5MPa)でパイプ下端より一定圧力で注入した。設計注入量は,間隙体積に 相当する量に設定し,上部から排出される間隙水量が設計注入量に達した時点で注入を終了した。
- ④試験終了後3日程度経過してから,試験体を10cm毎に切断して供試体を作製し,材齢7日で一軸圧縮試験を実施した。試験後,触手および目視で浸透長さを確認した。

(4) 三軸圧縮試験

三軸圧縮試験は、JGS 0523(土の圧密非排水三軸圧縮試験方法、以下 CU 条件)で行った。供試体は、一次元注入 試験で製作した W/C=800%(φ5cm×h10cm)を用いた。

3. 2. 注入試験の結果

東北珪砂7号+8号(混合比1:1)の砂質地盤(Fc=21%)に対する USFC の注入試験結果一覧を表-6 に示す。なお 透水係数は,注入前の試験地盤の値である。以下に UFSC の浸透特性や強度特性,三軸圧縮強度特性および水セメ ント比がそれらに与える影響等について,同時に行った他の注入材料試験結果と比較する。

試験	細粒分	間隙率	相対密度	水セパント比	透水係数	浸	透長 L (n	um)	注入圧力	注入時間	一軸圧縮強さ	供卖
地盤	百百年 Fc (%)	n (%)	Dr (%)	W/C (%)	k (m/s)	max	min	平均	P (MPa)	T (min)	(11万/日) qu (kN/m2)	加巧
				400	1.60E-05	975	975	975		7.0	2910	注入材の流出確認
東				600	1.60E-05	975	975	975		12.0	2658	
北		40	100以上	800	1.40E-05	885	725	805		11.0	1837	
硅			1200	7.30E-06	685	590	638		11.5	1277		
119	21			1600	8.00E-06	590	465	528	0.5	19.5	998	
,号	7 21 号 + 8 号 43	43 87	400	2.80E-05	975	975	975	0.5	7.0	3443	注入材の流出確認	
+			600	2.10E-05	975	975	975		12.0	2331	注入材の流出確認	
8			800	1.60E-05	975	975	975		11.0	1617	注入材の流出確認	
号			1200	1.70E-05	975	650	813		11.5	862		
				1600	2.50E-05	530	480	505		19.5	762	

表-6 試験結果一覧表 (USFC 注入材料)

(1)浸透特性

図-5 に示すように、硬化後の USFC と従来の注入材料 (SFC 及び薬液注入材料)の浸透長を比較した。図中の 試験結果は D_r=87%(n=43%)の場合である。また図中写真 の緑色部は、USFC によって改良固化した領域を示して いる。

結果は、USFC(W/C=800%)は全長 975mm を浸透できた のに対し、SFC(W/C=800%)は約 300mm であった。また 薬液注入材料のうち、溶液型は全長 975mm 浸透できたが、 懸濁型は全く試験地盤を浸透できず、注入口付近で目詰 まり現象を起こした。すなわち USFC は、従来の懸濁型 注入材料では浸透不可能だった細粒分含有率 20%程度の 砂質地盤に対して、溶液型注入材料と同様に良好に浸透 し、設計通りの浸透長を確保できたと言える。



図-5 従来の注入材料との浸透長の比較

(2) 水セメント比が浸透特性に及ぼす影響

USFC の水セメント比 W/C が,浸透特性に及ぼす影響 を調べた。図-6 に W/C と浸透長 L の関係を示す。浸透 長 L は,1) D_r=87% (n=43%)の場合は W/C=400~800%の 範囲で全浸透である 975mm となり,2) D_r≒100% (n=40%) の場合では,W/C=400~600%の範囲で全浸透 975mm の 結果となった。一方,W/C=800%を超える貧配合は,い ずれの場合も全浸透長に達しなかった。以上の結果から, USFC は W/C=400~800%の範囲が,最適な浸透長を得られ る配合であると考えられる。

(3) 一軸圧縮強さ q_uの分布

一次元注入試験(D_r=87%)から得た USFC の一軸圧縮 強さ分布(材齢7日)を図-7に示す。図中には SFC (W/C=800%), 懸濁型, 溶液型薬液材料の結果も併記した。 横軸の供試体番号 No.1 が注入口側, No.9 が排出口側を表 している。USFC の場合, W/C=1600%を除く配合で,全 長 975mm に渡って浸透し改良強度が認められた。ただし, W/C=400%は 600%や 800%に比較して,注入口からの距 離に応じて強度低下が顕著であった。溶液型薬液材料の 平均強度 380kN/m²との比較では,quが 400%で約9倍, 600%で約6倍,800%で約4倍の高い強度特性を示した。 一方,SFC は quが No.2~No.3 で急激に低下し,No.4 以降 でほぼ0となった。懸濁型薬液材料はいずれの供試体の qu もほぼ0であった。これは浸透特性結果で述べたよう に,材料中の粒子が目詰り現象を発生させ,改良固化し なかったためである。

(4) 水セメント比が強度特性に及ぼす影響

図-8 に水セメント比 W/C と一軸圧縮強さ q_u (材齢 7 日) の関係を示す。W/C と q_u には良い相関があることが理解でき る。また $D_r \ge q_u$ についても相関が見て取れるが、今回の試験 条件が $D_r = 100\% \ge D_r = 87\%$ で大きな差異が無いため、 q_u に大 きな差異が発生しなかったものと考えられる。

(5)長期強度

D_r=87%における W/C=800%配合の長期強度は, 材齢 28 日 で 2,562kN/m², 材齢 91 日で 3,110kN/m², 材齢 180 日で 2,989kN/m²であった。材齢 91 日以降, q_uは平衡状態となり, 材齢 7 日に対して約 2 倍の強度発現であった。

(6) 三軸圧縮強度特性

D_r=87%における W/C=800%配合の三軸圧縮試験結果(CU 条件)から得られた有効応力表示のモール円と破壊包絡 線を図-9 に示す。同図には、未改良土の CD 試験結果も併記した。試験結果から、内部摩擦角 φ'は 36.9°から 37.2°



図-6 水セメント比 W/C と浸透長 L の関係





図-8 W/C と材齢7日の平均quの関係



と大きな変化は無かったが,粘着力 C'は 32.2kN/m²から 266.4 kN/m²に増大した。このことから,薬液注入工法で溶 液型材料を砂質地盤に注入した場合と同様,USFC も粘着力の増加分が強度増加に寄与したことが解る。なお今回の C'=266.4 kN/m²は,従来の溶液型注入材料の粘着力(C'=100kN/m²程度)に比べて,2倍以上の値であった。

4. 野外での USFC 注入試験⁶⁾

自然地盤において、実機を用いた実物大規模の注入試験を通じ、改良 体の3次元的形状や強度等を確認する目的で、野外注入試験を行った。

4. 1. 野外注入試験の概要

(1) 地盤条件

注入試験は、千葉県富津市内の沖積層地盤で実施した。事前に行った 地質調査結果から得られた注入対象地盤の特性を表-7に示す。

(2)注入試験の仕様

注入試験孔は4孔とし、USFCの配合(W/C)および注入速度について は、表-8の通りの設定とした。充填率は、室内試験で貧配合条件ほど 注入材料の浸透長が短縮した結果を考慮し、通常よりも高い値とした。

計画注入量Qは、計画改良体(球体)の直径をφ2.0mと仮定し、充 填率 α=125%と設定して、次式を用いて算出した。

 $Q = V \times n \times \alpha = (4/3 \times \pi \times 1^3) \times 0.36 \times 1.25 = 1,880 \text{ L/FL}$

V: 改良体の体積 (m³)

(3) 注入方法

注入に用いた試験用パイプの概要を図-10 に示す。試験用パイプは、孔径 約 100mm のボーリングで削孔した孔内に、注入区間長 L=1.0m のストレー ナー加工した φ40mm の塩ビ製パイプを挿入した。なお、地表部への注入材 料漏出防止として、布製パッカを注入区間上部に取り付けている。

USFC の注入は所定の一定速度で行い,計画注入量に達した時点で注入完 了とした。作業中の注入速度,注入圧力および積算注入量は,電磁流量計を 使用して収録した。

4. 2. 野外注入試験結果

各注入試験孔ともに地表部への材料漏出は無く,計画量 を注入した。

(1) 注入圧力の経時変化

試験中の注入圧力の経時変化を図-11 に示す。各試験孔と もに、注入時間の経過に伴い有効注入圧力が上昇し、最大 圧力を注入完了時点で記録していることが理解できる。一 般に注入圧力が、このような経時変化を示した場合、浸透 注入形態で良好に注入されたものと認識されている。 注入圧力と W/C および注入速度の関係では、1) W/C が小さ い(富配合)場合ほど注入圧力が上昇する、2) 2 孔の W/C=800%の圧力値およびその経時変化から、注入圧力は注入 速度に大きく依存していない、ということを確認した。

表-7 注入対象地盤の特性

土質分類	礫まじり中砂〜細砂
細粒分含有率	Fc = 3%
間 隙 率	n = 36%
相対密度	$D_r \doteqdot 100\%$
透水係数	$k = 4.7 \times 10^{-5} m/s$
N 値	$N = 17 \sim 27$

表-8 野外注入試験の仕様

注入	W/C	注入速度	充填率
孔番	(%)	(L/min)	(%)
1	400	15	
2	800	15	125
3	800	20	123
4	1200	15	





図-11 注入圧力の経時変化

図-10 注入方法の概要図

(2) 改良体の強度

試験孔からそれぞれ 0.25, 0.50, 0.75m 離れた位置でチェッ クボーリングを行い, 採取したコアを用いて一軸圧縮試験(材 齢 28 日)を行った。結果を図-12 に示す。特筆すべき事項とし て, 1) W/C=400%は改良体外周部付近(0.75m)でも 7,000kN/m² 以上の高強度を発現した, 2) W/C=800%以上の貧配合条件で も 3,000kN/m²以上の強度を有していた, ことが挙げられる。 理由は不明であるが, W/C=800% 20L/min の試験孔における 0.50m 部の異常高値を除けば,各試験孔における大きな強度差 は無く, 均質な改良体が造成されたものと推察できる。



図-12 一軸圧縮強さと改良体中心からの離間距離

(3) 改良体出来形

注入完了後,地盤を掘削し,改良体の出来形確認を行った。確認した改 良体の一例を**写真-3**に示す。各試験孔の改良体のいずれも球体状を呈し ており,注入材料の割裂脈は無く,浸透注入形態で改良されたものと推察 できた。

出来形径は、貧配合条件ほど改良体径が小さくなる傾向があり、頭部改 良径で比較すると、W/C=400%が φ1.9~2.0m、W/C=800%が φ1.8~1.9m、 W/C=1200%が φ1.5~1.6m であった。この結果は、室内の一次元注入試験 において得られた結果「W/C=800%以上の貧配合になると設計浸透長に達 しない」と整合しており、 USFC の配合は、W/C=400~800%の範囲で最 適な浸透長を得られることが裏付けられた。



写真-3 改良体出来形 (W/C=400% 15L/min)

5. 施工事例

USFC は高い浸透性能と強度発現性を併せ持つので、従来材料に比べて、幅広い用途で効果を発揮する。以下に、 止水及び強度増加を図った山岳トンネル注入工事例と、港湾施設内で基礎地盤の強化を図った工事例を紹介する。

5.1. 非排水構造トンネルにおける地盤の止水・強化注入工事⁷⁾

(1) エ事概要

本トンネル(延長約3,000m)の建設地周辺は、山麓の丘陵地に位置し、トンネル付近の山々から供給された地下 水が活断層によって堰き止められ、豊富な地下水を賦存していると想定されていた。そのため図-13のように、トン ネル建設計画時から周辺の水文環境への影響に配慮し、断層から起点側に向けた 740m 区間が非排水構造区間トンネ ル(ウ_オータータイトトンネル)として計画されている。また非排水構造の両端には、トンネル軸方向の地下水流を 発生させないようにバルクヘッド区間が設けられ、特に断層側のバルクヘッド区間は、大量の地下水が断層を越えて 終点側に流れ込まないように、断層を交差する範囲を包含する形で、トンネル周囲に 5m のリング状改良範囲が設け



図-13 トンネルの地質縦断図

バルクヘッド区間の地質状況は,扇状地堆積物(BT層)と 溶結凝灰岩(Tk-w層)で構成され,かつその境界面が断層 面であるという複雑な地質状況である。事前の地質調査か ら得られた透水係数や細粒分含有率の結果を**表-9**に示す。

表-9	バルクヘッ	ド区間部の地質概要

地 層 名		透水係数 (m/s)	細粒分含 有率 (%)
扇状地堆積物	BT層	1.5×10 ⁻⁷ ~5.3×10 ⁻⁵	26.4
十勝溶結凝灰岩 (風化/弱溶結部)	Tk-w	5.0×10 ⁻⁸ ~1.7×10 ⁻⁵	17.7

(2) 注入工事方法について

注入工事は写真-4 に示す通り、トンネル直上の地表部からダブルパッカ工法で施工した。図-14 に示す注入区間の うち、バルクヘッド区間(切羽部、外周部)について、恒久的な止水性とトンネル掘削時の地山安定性を確保するた めに USFC が採用された。事前に行った試験注入の結果から、注入材料配合は W/C=800%とし、注入対象の BT 層、 Tk-W 層ともに注入率 46.3%(間隙率×充填率 120%)の設定で注入工事が行われた。





写真-4 地表からの施工状況



(3) 注入効果について

バルクヘッド部ではその重要性を考慮し、トンネル縦断方向 に約 5m 間隔で現場透水試験が実施された。注入前後の試験から 得られたデータを整理すると図-15 の通りである。注入前(改良 前)の透水係数は、-6 乗オーダー(m/s)の測定結果が多く広範囲 にバラツキのある分布であったのが、注入後(改良後)は-7 乗 オーダー(m/s)に集中した分布となり、全体的に良好に改良され たものと判断された。改良後の平均透水係数は 2.9×10⁷m/s であ り、目標値としていた 1Lu 程度 (≒1.3×10⁷m/s)を概ね達成でき た。

5. 2. 港湾施設内での基礎地盤強化⁸⁾

(1) 工事概要

近年,日本の拠点となる港湾では,入港するコンテナ船が大型化している。それに伴い,その荷役作業に用いる施設(ガントリークレーン等)の大型化も進められている。その一方,大型化に伴いクレーン重量が増加することで,

既設レール基礎の曲げ耐力(地震時)が不足するケースが発生 している。本工事は、荷役作業を止めることなくその対策をと る必要性から、地盤改良によって基礎直下の地盤バネを強化し た事例である。図-16に対象となったレール基礎断面図を示す。 地盤改良の対象は、基礎砕石および基礎栗石であるが、栗石層 の間隙には砂等が詰まっており、その粒度分布は、礫分 83%、 砂分 13%、シルト分 4%であった。また基礎砕石は、礫分 71%、 砂分 24%、シルト分 4%であったことが報告されている。



(2) 工事方法について

工事方法については、以下の観点から、USFC 注入材料を用いた薬 液注入工法が最適であると判断された。

①岸壁を供用しながらの施工であり,短時間で作業エリアを開放 できること

②対象は粗石が多数混入する礫質土であるが,間隙は砂および細 粒分で詰まっていること

③改良によってレールに変状を与えないこと

④ 改良体上面に高い支持力が求められること

注入方法は、対象範囲の外側に任意方向への浸透の制御が可能な FDC グラウチング工法により 0.5m 厚さの隔壁を作った後、内部を浸 透注入によって改良する手法が採用された(写真-5 参照)。その概念 図を図-17 に示す。内部の浸透注入はダブルパッカ工法を採用し、一 次注入材料(セメントベントナイト)の注入率を 5%、二次注入材料 (USFC)の注入率を 36%の設定で注入が行われた。工事延長は 350m

あり、その計画施工数量を表-10に示す。

表-10 計画施工数量表

項目		隔壁注入工	浸透注入工	
注入工法		FDCグラウチング工法	ダブルパッカ工法	
注入孔数		736本	349本	
計画数量	一次注入 (CB)	約 27,500 L	約 94,000L	
	二次注入 (USFC)	約 181,000 L	約 659,000 L	

(3) 注入効果について

施工完了後,平板載荷試験を6ヶ所,チェックボーリング及び孔 内水平載荷試験を7ヶ所実施した。それらの結果を表-11に示す。ま た代表的なコア写真(フェノールフタレイン溶液噴霧後)を**写真-6** に示す。すべての測定値が目標値を満足し,ボーリングコアにおい ても,改良範囲が良好に固化していることを確認した。



表-11 施工後の強度確認結果



写真-5 薬液注入工(削孔工)の施工状況



図-17 施工概念図



(フェノールフタレイン溶液噴霧後)

6. おわりに

極超微粒子セメントは、これまでの注入材料には無い高い性能を有しているものの、特殊な工程を経て製造される 材料であるために、非常に高価である。従って、用途や地質条件別に最適な配合や注入方法を検討し、確立する必要 がある。今後も試験や施工事例を通じてデータの蓄積を図り、よりコストパフォーマンスに優れた注入材料を目指す 所存である。

【参考文献】

- 1)小泉悠,田中俊行,竹内仁哉,金沢智彦,西垣誠:極超微粒子セメント注入材による地盤改良工法の開発,材料, 第61巻,第1号 p52~57,2012
- 2) 西垣誠, Chegbeleh Larry Pax, 金沢智彦:高浸透セメント系注入材による地盤改良, 未来材料, Vol.8, No.9, pp46-51, 2008

3) 日特建設(株): 極超微粒子セメント, Hyper NP-1500, 製品カタログ

- 4)金沢智彦,若杉伸一,西垣誠,山本拓治,阿部義宏:極超微粒子注入材による地盤注入工法の開発(その1)-材料特性-,土木学会第65回年次学術講演会,2010
- 5)田中俊行,小泉悠,山本拓治,竹内仁哉,金沢智彦,西垣誠:極超微粒子注入材料の細砂地盤への浸透特性と力 学特性の評価,鹿島技術研究所年報,第58号,2010
- 6) 竹内仁哉,浜子正,西垣誠,田中俊行,小泉悠,金沢智彦:極超微粒子注入材による地盤注入工法の開発(その3) -現場注入特性-,土木学会第65回年次学術講演会,2010
- 7) 伊達健介,山本拓治,竹内仁哉,金沢智彦:極超微粒子セメントを利用したグラウト注入,土木技術,69巻4号, 2014
- 8) 二田義規,山本邦夫:供用中のガントリークレーン基礎直下の地盤の補強について,平成28年度近畿地方整備 局研究発表会論文集,2016

砕石とセメントを混合した高強度小径パイルによる地盤改良工法(GCCP工法)

	株式会社不動テトラ		久保陽	島太郎 ¹
		同上	村上	恵洋 ²⁾
国立研究開発法人	土木研究所	寒地土木研究所	林	憲裕 3
		同上	林	宏親 ⁴
		同上	橋本	聖5

1. はじめに

泥炭性軟弱地盤を対象に深層混合処理工法を適用する場合には、泥炭が粘性土に比べて圧縮性が高く、また強 度が小さいという理由から、盛土による不同沈下や側方流動を生じさせないため 50%以上の改良率を標準として いる。また、泥炭はセメントの水和反応を阻害する有機物を多く含んでいることから、設計基準強度を確保する ためには、一般品のセメントを多量に使用したり、コストが 2~3 倍する特殊セメントを使用しているのが現状で ある。このため、盛土の沈下・安定対策として適用される深層混合処理工法は、高価な対策工となることが多い。 筆者らは、これらの課題を解決するために、従来とは異なる施工方法によりセメントと砕石を地盤中に供給し、 対象地盤の影響を受けることなく高強度で小径の固化パイルを造成するグラベルセメントコンパクションパイル

(以下、GCCP と称す)工法を開発し実用化した。GCCP 工法は、地盤を選ばずに高強度パイルの造成が可能であることから、従来の深層混合処理工法よりも低い改良率で同等の沈下低減効果を有する¹⁾²⁾³⁾ためコスト縮減を図ることができる(図-1)。また、設計指針の改定などにより設計基準強度が大きくなる傾向にある近年においては有効な対策工であると考える。GCCP



図-1 深層混合処理工法と GCCP 工法の比較

工法の造成には、サンドコンパクションパイル(以下、SCP と称す)の施工機械を用いるため、固化パイルのほかに砂杭の造成も可能であり、液状化対策としても適用が可能である。本稿では、GCCP 工法の概要、低改良率を考慮した設計方法を示すとともに、対策目的や地盤条件に応じた適用用途について紹介する。

2. GCCP工法の概要

(1) 工法概要

GCCP 工法は、SCP の施工機械を使用して、コンパクションパイルの造成過程で砕石とセメントスラリーを混合 し、高強度の固化パイルを造成する工法である。このため、深層混合処理工法のように原地盤とセメントミルク を撹拌混合しないことから、改良対象土の土性の影響を受けずに、高強度で高品質の固化パイル(セメントと締 固め砕石を混合したパイル)を造成することが可能である。また、振動・騒音が問題となるような場合において は、低振動・低騒音の施工機械(SAVE コンポーザー施工機械)を用いることで対応可能である。

- 1) Yotaro KUBO; 札幌市中央区北1条西7丁目3番地, TEL: 011-233-1640, FAX: 011-233-1641
- 2) Shigehiro MURAKAMI;東京都中央区日本橋小網町7番1号, TEL: 03-5644-8534, FAX: 03-5644-8537
- 3) Toshihiro HAYASHI; 札幌市豊平区平岸1条3丁目1番34号, TEL: 011-841-1709, FAX: 011-841-7333
- 4) Hirochika HAYASHI; 札幌市豊平区平岸1条3丁目1番34号, TEL: 011-841-1709, FAX: 011-841-7333
- 5) Hijiri HASHIMOTO; 札幌市豊平区平岸1条3丁目1番34号, TEL: 011-841-1709, FAX: 011-841-7333

(2) 工法の特長

泥炭性軟弱地盤において深層混合処理工法を適用する場合の課題として、①コストが 高価となる(セメント添加量の増大、特殊セメントの使用)。②強度の設定に限界があ る(一般的に qu=200~500kN/m²)⁴⁾。③強度のばらつきが大きく品質管理が難しい。④ 室内配合試験に1ヶ月要するため工期が厳しくなる場合がある等が挙げられる。これら の課題を解決するために考案した GCCP 工法は、以下の特長を有する。

コスト縮減:深層混合処理工法より高強度の固化パイルが造成可能であることから、
 低改良率で同等の改良効果が得られコスト縮減を図ることができる。また、材料は砕石

と一般セメント(高炉セメントB種)を混合したもので特殊セメントよりも安価となる。

② 高強度・高品質のパイル造成:原地盤とセメントを撹拌混合することなく固化パイルを造成するため、高強度 で安定した品質のパイルを造成することが可能である(写真-1)。

③ 工期短縮:原地盤とセメントを混合しないため、砕石の規格とセメントの種類・添加量から強度の推定が可能 となり、事前の室内配合試験および現場配合試験が不要となる。

④ 幅広い適用用途: SCP の施工機械を用いるため、固化パイルのほかに砂杭の造成も可能であり、沈下、安定、 液状化対策として幅広い適用が可能である。

⑤ 高い貫入能力:従来の機械撹拌の深層混合処理工法に比べ、貫入能力が高く硬質地盤への適用が可能である。

3. 施工

(1) 施工方法

GCCP 工法の施工方法は、図-2 に示すようにケーシングパイプを所定の深度まで貫入し、砕石とセメントスラ リーの混合材料を排出しながらケーシングを引抜き、再度打戻すことで ϕ 400mm から ϕ 700mm に拡径する。この 工程を繰返して所定の深度まで GCCP を造成する。GCCP の出来上がり径は ϕ 700mm (0.385m²)を標準とするた め通常の深層混合処理パイル ϕ 1000mm (0.785m²)の約 1/2 の出来上がり面積となる。



図-2 GCCP 工法の施工方法



写真-1 採取コア

(2) 施工設備

GCCP 工法の施工設備を図-3 に示す。本図は、低振動・低騒音の施工機械(SAVE コンポーザー)を用いた場合 の機械構成である。図中の①~⑤は、SAVE コンポーザーに追加した設備を示したものである。①スラリープラン トが最も大きな追加設備であるが、②バックホウは盛上り土や施工後の残材料の処理、③高所作業車はケーシン グ内の洗浄に使用する。また、バケットに取付けられた④計量装置(ロードセル)は、セメントスラリー投入量 の決定に必要な砕石重量を計測するために用いる。セメントスラリーは、ホッパー内部に設置した吐出口より所 定量(⑤流量計により計測)投入されケーシング内で砕石と混合される。



図-3 GCCP 工法の施工設備

4. 配合仕様

GCCP 工法の標準的な配合仕様を表-1 に示す。GCCP 工法の設計基準強度は 2000kN/m² としており、セメント添加量は 150kg/m³ (高炉セメント B 種)、水セメント比は W/C=1.0 を標準配合としている。砕石は 40mm ふるいを

通過する C-40 を用いており、現状では室内配合試験を実施し、標準配合において必要強度を満足する砕石を選定している。図-4 にその砕石の粒度分布の一例を示す。

表-1	GCCP	工法の標準配合仕様	ŧ
1X I	GOOL		31

砕石	C-40
セメント種類	高炉セメントB種
水セメント比	W/C = 1.0
セメント添加量	$150 \mathrm{kg/m}^3$
設計基準強度	$2000 \mathrm{kN/m}^2$



図-4 砕石の粒度分布の一例

5. ALiCC(低改良率セメントコラム)工法の設計法の適用

GCCP 工法の設計は、ALiCC 工法の設計法の適用が可能である。ここでは、ALiCC 工法の設計方法を説明する。(1) ALiCC 工法の概要

最近では、深層混合処理工法のコスト縮減、工期短縮を目的として、低改良率による効率的かつ効果的な設計 手法を用いた ALiCC(低改良率セメントコラム)工法が開発されている。ALiCC 工法は、盛土下を全面的に改良

することによって盛土の不同沈下を抑制する工法である。本工法は、 盛土内に発生するアーチ効果(図-5)⁶を考慮することで、固化パイ ルと未改良地盤に作用する盛土荷重を合理的に評価し、従来の深層 混合処理工法よりも大きな間隔で固化パイルを配置すること(低改 良率化)を可能としている。その際に生じる沈下量は、図-6 に示す 塑性角 θ を用いて簡便に求めることができる。ここで、H_{el}は盛土高、 λは打設間隔、d はパイル径を示す。塑性角 θ は、盛土材のせん断抵 抗角 ϕ 、改良形式、補助工法の有無によって設定される(表-2)。



図-5 盛土材のアーチ効果

(2) 沈下量の照査

沈下量は、①全沈下量と②固化パイルとパ イル間の不同沈下量について照査する。 ①全沈下量は、改良域全体を複合地盤として 沈下量を算出し、計画高が確保されることを 照査する。②不同沈下量は、固化パイルの沈 下量とパイル間の沈下量をそれぞれ算出し、 許容値を満足することを確認する。また、不 同沈下が大きいと予想される場合において は、浅層改良やジオテキスタイルと組み合わ せることで不同沈下を抑制することができ る(図-7)。GCCP 工法においても、既往の試 験施工により、ジオテキスタイルを併用する ことで不同沈下の抑制効果を確認している⁵。 (3) ALiCC 工法の標準仕様

ALICC 工法の標準的な仕様を表-3 に示す。設計 基準強度は、対象地盤を考慮して強度発現が可能 な範囲で設定を行う。パイル径 d が大きく低い改 良率 a_p とした場合、打設間隔 λ が広がり不同沈下 が懸念されることから λ =0.6~1.3m としている。 改良率 a_p は 10%を下限値として設定が可能である。

ALICC 工法の設計手法は、深層混合処理工法を 対象に考案されたものであるが、本手法は低改良 率でも改良効果が期待できる GCCP 工法に適合す るものである。これより、GCCP 工法の仕様設定 においては、本設計手法を積極的に用いることで 合理的な設計が可能であると考えられる。



表-2 改良形式および補助工法と塑性角θの関係

北白亚士	補助工法				
以及形式	補助工法なし	浅層改良	シ゛オテキスタイル		
着底型	90- <i>φ</i>	75	55		
浮き型	80	85	75		

表-3 ALiCC 工法の標準的な仕様

項目	標準的な仕様	留意点
設計基準強度 (一軸圧縮強さ)	適用する深層混合処理工法の標 準的な強度を用いる。	 ・品質管理が可能な範囲で設定。 ・対象土が有機質土の場合には、一般的な土と比較して強度発現が小さいため留意が必要。
パイル径	d=0.6~1.3m	・打設間隔が概ね2.5m以上になると、
打設間隔と改良率	$\lambda = 1.0 \sim 2.5 \text{m}$ $a_p = 10\% \text{LL}$	ハイルとハイル固との不同沈下量の増 加が顕著となる。 ・パイル径が大きくなると、同じ改良 率でも打設間隔が大きくなるため不同 沈下の発生が懸念される。

6. GCCP工法の用途

GCCP 工法は、固化パイルのほかに砂杭の造成も可能であることから、対策目的や対象地盤によって様々な適用 方法が考えられる。ここでは、GCCP 工法の適用用途について紹介する。

(1) 液状化対策との併用

粘性土層と砂質土層(液状化層)の互層地盤(図-8)を対象とする場合では、深層混合処理工法は液状化対策として、全面改良もしくは格子状改良(改良率 50%程度)となりコストが高価となる。GCCP工法は、粘性土層には固化パイル(沈下抑制)、砂質土層には締固め砕石杭(液状化対策)とした複合杭(改良率 10~30%程度)を造成することで対応可能であり、コストは安価となる。

(2) 同一機械での多目的改良

盛土縦断方向において、盛土高さや 地盤条件、構造物の有無により、対策 目的や対策範囲が異なる場合(図-9)、 GCCP工法では同一機械で多目的のパ イル杭(固化パイルやサンドパイル) が造成可能である。これより、複数台 の施工機械を搬入する必要がないた め GCCP工法は経済的かつ効率的で ある。

(3) 廃棄物、障害物混入地盤での適用

木片や廃棄物、コンクリート塊等の 地中障害物が不均質に混入している 地盤(図-10)において、深層混合処 理工法を適用する場合では、木片や廃 棄物等の固化阻害の影響により、改良 杭の品質確保が困難であると考えら れる。一方で、GCCP 工法は対象地盤 の土性に影響なく、安定した品質の改 良杭の造成が可能である。コンクリー ト塊等の地中障害物においては、施工 途中に貫入障害となることが想定さ れる。このため、貫入障害による施工 リスクを低減するためには、できるだ け改良率を低く設定することが望ま れる。GCCP 工法は、深層混合処理工 法に比べてパイル径が小さく、低改良 率とすることが可能であるため、貫入 障害による施工リスクの低減が可能 である。また、低改良率であることか ら、パイル配置の自由度が高く、障害 物を避けた施工も可能である。







図-9 同一機械による多目的改良



図-10 地中障害物および廃棄物混入地盤での適用

7. おわりに

本稿では、GCCP 工法の概要を示すとともに、ALiCC (低改良率セメントコラム) 工法の設計法を用いることで、 GCCP 工法の合理的な設計が可能であることを述べた。また、GCCP 工法の特長を活かした適用用途について紹介 を行った。

GCCP 工法は、セメントと砕石を直接混合し高強度のパイルを造成することから、品質やコストが地盤の影響を 受け難く安定しているという特長を有した工法である。したがって、高強度パイルの品質確保が困難である泥炭 性軟弱地盤が広く分布する北海道地区においては、経済面、品質面において有効な対策工であると考えられる。

近年、各種設計指針の改定が行われており、『道路土工 軟弱地盤対策工指針 平成24年8月』では、想定する作用(常時、降雨、レベル1、2地震動)において、土工構造物の重要度に応じた要求性能を定めている。また、 『ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 平成25年12月』では、支持力に対する安全率F。

(常時)が2から3に見直されている。これらの指針改定により、重要度の高い土工構造物の対策工として深層 混合処理工法を適用する場合には、高改良率・高強度の対策仕様となることが多い。このように重要構造物にお いて、設計仕様(改良率、設計基準強度)が大きくなる傾向にある近年においてもGCCP工法は効果的であると 考えられ、これからの適用用途の拡大が期待される。

今後は、周辺への変位影響を考慮した締固めを行わない固化パイルの造成方法や、使用する砕石とセメントの 種類、添加量から強度の推定が可能となる配合仕様を確立させ、GCCP工法の適用拡大に努めていく所存である。

【参考文献】

- 林宏親,澤井健吾,小飼喜弘,大林淳,佐藤敏和:泥炭性軟弱地盤に対する高強度小径パイルの沈下低減効果,第39回地盤工学研究発表会,pp.1023-1024,2004.7.
- 2) 林宏親,澤井健吾,大林淳,小飼喜弘,飯田清:泥炭性軟弱地盤に対する高強度小径パイルの現場試験施工, 第40回地盤工学研究発表会, pp.1133-1134, 2005.7.
- 3) 林宏親,澤井健吾,大林淳,小飼喜弘,井戸口清孝,飯田清:泥炭性軟弱地盤に対する高強度小径パイル (GCCP)工法の改良効果,土木学会第61回年次学術講演会,pp.237-238, 2006.9.
- 4) 独立行政法人北海道開発土木研究所編:泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, p.136, 2011.3.
- 5) 林宏親,澤井健吾,大林淳,小飼喜弘:高強度小径パイル(GCCP)工法の改良効果,地盤工学会北海道支 部技術報告集 46 号, pp.49-54, 2006.2.
- 6) 国立研究開発法人土木研究所, ALiCC 工法研究会: ALiCC 工法マニュアル 低改良率セメントコラム工法, 2015.4.

最新の地盤改良技術と施工事例

大介^{*1)},西尾 小野田ケミコ株式会社 松岡 経^{*2)},

> 公彦*4) 敏彦^{*3)},市川 竹田

- 功樹*5) エポコラム協会 高倉
- 邦夫*6) 中央大学理工学部 齋藤

1. はじめに

今日の地盤改良では、設計仕様に合致し併せてコスト削減に応え得る確実な施工技術が強く求め られている。特に後者の要望に応える方法の一つが,

i) 改良体の大口径化

であり、様々な工夫によって実現されている。さらに、これ以外の改善点としては、

ii)施工方式の多機能化による工程の短縮化

iii)現場条件に捉われない施工機の多用途化

iv)高い掘削攪拌能力に基づく改良困難地盤の克服 等が考えられる。そこで本論文では、上述した視点に対応 した4つの工法に焦点を当て、その施工原理と実際の施工 事例を取りまとめて紹介する。

2. 大口径化による施工の効率化一高圧噴射ハイブリッド型 SDM-Fit エ法ー

2.1 改良概要

都市土木では,構造物近傍地盤の開削や構造物の耐震化 を図るため,高圧噴射による地盤改良工法が広く適用され る。それは高圧噴射工法が地盤を緩めることなく,既存構 造物と改良体を一体化することが大きな理由である。

ただし, 既設構造物と改良体を確実に密着し一体化させる に当たり,施工時の地盤変位を抑制することが重要である。 こうした要件を満たす工法として,機械攪拌と高圧噴射攪 拌要素の両面の特徴を併せ持つ高圧噴射攪拌併用ハイブ
 リッド型工法(以下, SDM-Fit 工法と略記する)がある。 図-1は、二軸式 SDM-Fit 工法の改良メカニズムを模式 的に表している。すなわち, 機械攪拌翼の先端部から固化 材スラリーを超高圧で噴射し,回転軸周囲を機械攪拌,外 周部を超高圧ジェットにより攪拌混合して改良体を造成 する。また回転軸にはロッドスクリュを取り付け, 高圧で 強制噴射される固化材スラリーにバランスするように地

噴射量に見合う 原土を排土する 高圧ジェット噴流 p=30~40MPa 1 SDM-Dy改良体 <u>3DM・レ。</u> 面積 A=8.92 ~12.18m² 改良径 D= φ2.4m~φ2.8m 搅拌翼径 搅拌翼通過部 搅拌翼通過剖 . (a=0.785m) (a=0.785m² $(s \leq 50 \text{kN/m})$ 改良体面積に占める 搅拌翼通過部の割合 a÷A=0.13~0.18 (概ね15%程度)

図-1 SDM-Fit 工法の改良メカニズム



写真-1 SDM-FitIV施工機と水噴射状況

*1)Daisuke MATSUOKA 北海道札幌市中央区北3条西1-1 *2)Wataru NISHIO *5)Kouki TAKAKURA *6)Kunio SAITOH

東京都千代田区神田錦町 3-21 *3)Toshihiko TAKEDAA 東京都千代田区神田錦町 3-21 *4)Kimihiko ICHIKAWA 東京都千代田区神田錦町 3-21 福岡県福岡市博多区博多駅前東 2-5-1 東京都文京区春日 1-13-27

ΓEL;011-219-6560	FAX;011-219-7887
ΓEL;03-6386-7044	FAX;03-6386-7033
TEL;03-6386-7036	FAX;03-6386-7022
ΓEL;03-6386-7035	FAX;03-6386-7022
TEL;092-412-0263	FAX;092-412-4889
TEL;03-3817-1804	FAX;03-3817-1803

盤原土を速やかに排出する機構が装備されている。

2.2 SDM-Fit 工法の改良仕様

SDM-Fit 工法は改良条件に合わせてきめ細かな仕様が設けられている。表-1は同工法の仕様一覧であり,改良対象の土の種類とN値に応じた改良径の関係ならびに改良時間が示されている。さらに改良バージョン No.がIからVに推移するほど施工性能が改善され,改良径の大径化に伴い改良断面積の増大が示されている。例えば,写真-1に示す SDM-Fit IVでは,さらに大径改良化のために,攪拌翼を ϕ 1.7m×2軸に拡大し,改良全域に固化材の均一性をさらに保つために ϕ 1.0mの下

段翼を 2 段翼として装備させた。その結果,最大改良径 φ 3.1m×2軸,改 良断面積 A=約 14m²が可能となった。 また, SDM-Fit Vにおいては,機械 攪拌部分に p=10MPa 程度の中圧吐出 を導入させて,改良体の質の向上と 改良時間の短縮化を図って施工効率 を倍増させている。

SDM-Fit 工法における地盤変 位抑制機能

既に指摘したように SDM-Fit 工法

では、回転軸にロッドスクリュを装備し、固化材注入 量に原土を速やかに排出する機構を備えている。その 効果を地盤変位について検証した結果が図-2であ る¹⁾。すなわち、地盤改良によって生じる水平変位 δ を改良深さLと改良体側面からの離隔をxとした比に 対して描いたものである。これより、改良深さL=10 mの場合、離隔距離 x=1m に発生する変位は δ 高々 1cm 程度になることが予測され、近接施工に有利な特 性が確認できる。

以上より,SDM-Fit 工法は改良体の大口径 化と共に周辺に与える影響が軽減できること から,改良環境の厳しい条件にも十分高性能 を発揮できる地盤改良工法である。

2.4 施工事例:岸壁における耐震補強

本工事は,既設岸壁背面部(陸側)の液状化 対策として SDM-FitII工法が適用された事例 である。図-3は当該工事の既設岸壁の液状 化対策の改良断面と土質柱状図を示す。対象 土質は,最大 N値 10の礫混じりシルト質砂 層とN値3程度の粘性土である。既設護岸周 囲には地中内に障害物等が確認されたため, まず先に岸壁前面側(海側)を地盤改良した。

表-1 各 SDM-Fit 工法の仕様と改良径および改良断面積

	工法仕様		SDM-Fit I	SDM-Fit ∏	SDM-Fit Ⅲ-1	SDM -Fit Ⅲ-2	SDM-Fit IV	SDM-Fit V
70,555,1	N < 20	改良径(¢)	1.9~2.1m	$2.1 \sim 2.3 m$	2.4~2.6m	1.9~2.1m	2.7~2.9m	2.0m
砂貨土	$N \ge 20$	断面積(A)	5.56~6.81m ²	6.81~8.08m ²	8.69~9.94m ²	5.56~6.81m ²	10.92~12.3m ²	6.28m ²
	$cu \leq 70$	改良径(φ)	1.6~2.3m	1.8~2.6m	2.2~2.8m	1.6~2.3m	2.4~3.1m	2.0m
Mr. La Lather J	kN/m ²	断面積(A)	3.80~8.08m ²	4.98~9.94m ²	7.48~11.24m ²	3.80~8.08m ²	8.92~13.74m ²	6.28m ²
柏住土	$c_u \leq 150$	改良径(φ)	-	-	1.5~1.9m	-	-	$2.0m(c_{u} \leq 100)$
	kN/m ²	断面積(A)	-	-	3.35~5.56m ²	-	-	6.28m ²
萨卡卡吉	$w_n \leq$	改良径(¢)	2.3m	2.5m	-	-	3.1m	2.0m
腐旭工	500%	断面積(A)	8.08m ²	9.31m ²	-	-	13.74m ²	6.28m ²
	改良時間			t≧4.0分/m		t≧2.0分/m	t≧4.0分/m	t≧2.0分/m
撹拌軸間長		1.4~2.0m			1.7~2.2m	2.0m		





図-2 地盤水平変位量の推移



護岸背面の既設タイロットや割石等の地中障害物を除去す るために,海側に護岸背面の補強対策として H 鋼材で仮受の 斜杭を施し,再び改良施工を行った。施工仕様は,打設深度 L=10.0m,改良深度 Lc=7.5m,改良本数 263 セット,設計改良 強度 qu=550kN/m²である。また SDM-Fit II 改良仕様では,Fit IIの攪拌翼径を地中障害物を考慮し, ゆ0.8m で改良径 φ 1.7m ×2軸とした。改良時間 t=4分/m で固化材混入量 aw=197 kg/m³ である。写真-2は SDM-Fit II の施工状況であり,既設護岸背 面部に直近した位置である。施工時に排土制御を正回転率 100%にて施工を行い,排出土は固化材スラリー量のほぼ 100% の原土であった。その結果,既設護岸背面部の水平変位量は, 自動計測による地中変位では最大-8.2mm,光波による測定で 最大-5.0mm であり,許容変位量 100mm を十分満足した。また 現場改良強度は quf=800~970kN/m²で設計基準強度 qu=550kN/ m²を十分に満たした。

施工機の多機能化による工程の短縮化 ダウンザホールハンマー体化型高圧噴射工法—

3.1 改良概要

捨石等が護岸前面に施されているような現場条件で,高圧 噴射攪拌工法により耐震化対策を行う場合がある。例えば,

写真-3のような状況では,施工空間の狭隘さもも ちろんであるが如何に捨石層貫通させて,その直下 に所定の改良体を造成するかが問題となる。

一般的には,予め捨石を撤去し後に行う場合が多い。 しかし,捨石撤去に伴う護岸の安定性を検討するこ とが必要になり,工程工期上の制約を解消すること ができない。

このような場合,高圧噴射攪拌装置のロッド先端 部に小口径型ダウンザホールハンマ(DH)を装着 させ,図-4に示すように特殊なロッドヘッドで捨 石などの硬質部を破砕削孔することを,一連の噴射 攪拌工程に組み込むことが可能である。

3.2 施工事例:既設護岸の耐震補強

2000年10月に発生した鳥取県西部を震源とするマ





写真-2 SDM-FitⅡによる岸壁部 地盤改良状況



写真-3 護岸部の捨石層状況



M-DH工法が適用された。SMM-DH工法は,地中障害層を打 撃破砕によって削孔したのち,固化材スラリーを超高圧噴流 で地盤を切削攪拌し,改良体を造成する工法である。

写真-4は多重管式高圧噴射方式の NJP-DyDH 工法によ る施工状況である。液状化対策用に開発された多重管式高圧 噴射方式の NJP-Dy 工法では,既設防潮堤の耐震補強を目的 に,改良径 φ 3.5m の格子状改良が計画された。対象土質は N値 10~15 程度の礫まじり砂であるが,GL-1~-4m付近に は礫や巨礫が点在している。このため,NJP-Dy 先端装置と ダウンザホールハンマを一体化した装置により,礫層を打撃 破砕し,削孔と改良を 1 工程にて行った。また地盤改良域 は,既設防潮堤の川表部の領域であり,施工域が狭隘で,か つ既設護岸にはタイロッドとその控え杭が 1.6m ピッチで設 置されている。このため,機動性の高い軽量型ボーリン グマシンで,多重管ロッドの継切り作業もマシンマスト による吊り作業が可能で,クレーン等の重機が不要となり, コスト削減等の施工の効率化が図れている。

4.機能付与による環境問題の解消—低変位型 LDis 工法— 4.1 工法概要

一般に機械式攪拌・高圧噴射式攪拌併用工法は,既存の 構造物や矢板との密着施工あるいは改良体との一体化が 確実に行えるという利点がある。しかしながら,従来の単

管式噴射攪拌方式の場合,地盤内に固化材を強制的に 高圧噴射するため,固化材の噴射吐出量に呼応した体 積増加を伴い,結果として周辺地盤に変位が発生する ³⁾。図-6は機械式攪拌・高圧噴射式攪拌併用工法で ある LDis 系工法の低変位な改良メカニズムを模式的 に示す。LDis 系工法は,攪拌翼先端部にスクリュー型 の特殊な排土盤装置と拡径型噴射モニタを一体にし た拡径型攪拌装置 (LDis ヘッド:Dh=0.6m)を装着 している。改良施工は LDis ヘッドで削孔後に p=40MPa, q=100 ℓ/分(LDis),または 150ℓ/分 (LDis-Dy)の超高圧でスラリー固化材を噴射・混合さ せながらロッドを徐々に引き上げる。その際,地盤内



写真-4 耐震補強施工状況



図-6 LDis-Dv 工法の改良原理と排土機構

の切削・混合部と地表部との間に生じた圧力勾配と攪拌翼背後のスクリュー状排土盤の押上げ効果 が相乗的に作用して,固化材供給量に見合う先行掘削土が地表に押し上げられる。この排土量が固 化材スラリー量とバランスしていれば,地盤変位は原理的に生じることはない。また,排出土は原 土の状態が保たれる。したがって,水中に排土されてもアルカリ拡散は起こらず,環境に負荷を与 えることはない。施工機本体は軽量型ボーリングマシンであり,スライドベース上に搭載され,H 鋼型レール上を走行・横行できることから機動性 が高い。また、補助クレーンを使用することなく ロッドの継切り作業を行うことができるなど施 工の効率化が図れている。大型重機では不可能な 施工場所や河川・海域内でも軽構造な仮設で施工 が可能である等の特徴がある。

4.2 施工事例:既設残置杭と築堤拡幅盛土の沈下低減

本工事は、既設築堤の拡幅盛土に伴う沈下低減 の目的であるが、既設築堤直下には砂利セメントパイ ルが残置した状態で盛土が計画された。図-7は、そ の築堤の拡幅盛土の計画断面図と地盤改良範囲であ る。既設砂利セメントパイルは、拡幅既設杭でφ 400mm 杭の頭部と下部にφ800mm 径で節状に拡幅さ れている。既設杭の配置ピッチは 1.4m 間隔の配置で 既設築堤盛土の沈下低減として施工されているが、支 持層まで根入れされていない。このため、既設砂利セ メントパイルと改良体との一体化構造が必要とされ た。また施工時には、既設杭の変位対策が必要とされ、 低変位型高圧噴射攪拌工法のLDis工法が適用された。

対象地盤の構成は、上部 5m 程度に泥炭層が堆積し ており、その下部には有機質粘土層や軟弱な粘性土が 3m 程度堆積している。上層部の泥炭層の含水比は、 Wn=450~650%であった。

改良仕様は、改良径 ϕ 1.6m とし、改良率 ap \geq 50%、 設計基準強度 qu = 200kN/m² で、改良深度は L=4.5m で ある。なお、砂利セメントパイルの位置は試掘による と圧密沈下により位置づれが見られた。

写真-5に施工状況を示す。施工時期は、河川域のために 冬期施工となった。施工機械はスライドベース上に専用 LDis マシンを搭載させることで、施工の機動性を向上させている。 現場改良強度は、 $quf=200 \sim 470 \text{kN/m}^2$ と設計基準強度 $qu=200 \text{kN/m}^2$ m²に対して満足する結果であった。改良体出来形状況を写真-6に示す。改良径は、 ϕ 1.6m で既設砂利セメントパイルと相 互に一体化した出来形が確認できる。

5. 相対攪拌メカニズムによる改良困難地盤の克服 ―エポコラムエ法―

5.1 工法概要(改良メカニズム)

機械式攪拌混合工法は、多彩な施工システムが考案され、 広く実用に供されている。その適用性は、通常地盤の一様性 を条件とし、砂質土や粘性土等による土質区分と N 値によっ

写真-5 冬季時のLDis施工状況

写真-6 LDis 改良杭と既設杭との一体化状況

図-8 エポコラム攪拌翼の構成

て示されている。しかしながら、現実の改良対象地盤は様々で、性質の大きく異なる土層が互層し ていたり、転石を含んでいたり、強固な中間層の下部に改良対象地盤が存在したり等々、変則性に 富む地盤も少なくない。また地盤改良の適用を超える強度を有する地盤ではあるが、構造物の要求 性能を満たすため地盤改良を実施する場合もある⁴⁾。

このように地盤改良の対象領域が拡大する中で,構造物の要求性能や安全性の高度化に対応可能 な改良工法としてエポコラム工法を紹介する。

まず、エポコラム工法の特徴の第一は、その攪拌翼機構にある。図-8はエポコラム工法の攪拌 翼であり、外翼3枚および芯翼・中翼各2枚から構成されている。外翼と芯翼が逆回転の方向に中 翼と掘削ヘッドが正回転の方向に回転する複合相対攪拌機構を有している。第二の特徴は、これを 実現する高トルクの駆動装置である。すなわち、低速回転化することでφ1.6~φ2.5mの大径攪拌 翼を強力に安定性高く回転させる点にある。

相対攪拌翼と大出力駆動装置の組み合わせにより,強制的な「練り込み」作用が発揮され,土中残 存物の破砕と原土の攪拌混合を連続的に繰り返し,均質な目的に合致した高品質の改良体を造成す る。エポコラム工法の主な適用性を実績に基づいて列挙すると,次のようになる。すなわち,

- N 値 40~50 の砂礫層や玉石混じり地盤の改良
- コンクリートがら、転石が混在する不均一な 地盤の改良
- 3) 残置された既設 PC 杭の破砕と同時改良
- 4) セメント改良地盤の再改良

等々, 広範ないわゆる改良困難地盤に用いられ, 目標通 りの地盤改良を実現している。他にはない改良性能と云 ってよい。

表-2は、同工法の施工目的に対応した改良地盤の出来形径である。 最大で φ 2.5m もの大口径地盤改良をしかも補助工法を必要とすること なく実施できるため、工期・工費の削減に大きく寄与することができる。

最近では施工コストの一層の縮減が求められる中で, 鋭意技術的進化 が図られている。Loto 工法は, 攪拌翼径 φ 1.8~ φ 2.5m, 改良断面積は A=2.55~4.91m²で, 従来技術に比べ 1.7~3.3 倍の大処理施工が可能で ある。また, Taf 工法では残置された基礎 PC 杭を除去することなく, 1 工程で複数本の PC 杭を改良と同時に破砕攪拌混合することができる。 さらに, 低変位施工の Pls 工法も施工時の地中内内部応力を開放するこ とで地盤変位を効果的に抑制する機能を有している ⁵⁾。

5.2 施工事例:施工途中で残置された改良体の破砕と再地盤改良適用

本工事は、樋門建設における沈下抑制と砂質土層の液状化対策を目的 として、地盤改良工が計画された。当初の施工方法は、スラリー式攪拌 工法で行われた。しかしながら、施工域内の一部では、既設の旧樋管や 張コンクリート・石積み等の地中障害物が残置されていた。このため、 攪拌翼が改良途中で貫入不能となり、高止まった状態で改良杭が残置さ れた。図-9は本工事の土質柱状図である。地盤性状は、表層 3.0m 程 度までは粘土層で、その下部の層厚 9.4m は N値 2~30 の砂層、さらに

表-2 エポコラム仕様と改良コラム径 5)

仕様区分	摘要	攪拌翼径
テポコラム下洗	標準	$\phi \ 0. \ 8m \sim \phi \ 1. \ 6m$
エホコフム上法	硬質地盤対応	$\phi \ 1.\ 5\mathrm{m}{\sim}\ \phi \ 1.\ 6\mathrm{m}$
Loto 工法	大口径	$\phi \ 1.\ 8 \mathrm{m} \sim \phi \ 2.\ 5 \mathrm{m}$
Τ-£ Τ \+	超硬質地盤対応	$\phi \; 1.\; 5 \mathrm{m} \sim \phi \; 1.\; 6 \mathrm{m}$
laī 上法	地中残存物処理	ϕ 1. 5m \sim ϕ 2. 5m
Pls 工法	低変位	$\phi \ 1. \ 5m \sim \phi \ 2. \ 5m$

図-10 残置改良杭及び地中障害物位置と エポコラム-Taf改良杭配置図

25.8mの層厚で軟弱な粘性土層で構成されている。こ の土質柱状図では表層付近に一部木片や転石等がみら れるが,地中障害物は確認されていない。このような地 盤においては,地中障害物の予測は困難である。従来施 工の方法の場合は,地中障害物や高止まったままの既設 改良杭体は,事前に撤去し,良質土で埋め戻した後に改 めて地盤改良施工を行う必要がある。

Taf 工法の適用は、補助工法を必要とせず、既設地中 障害物の除去が不要で、残置改良体を貫通・破砕し、さ らに地中障害物層をも貫通して地盤改良施工を行うこ とで、大幅なコスト縮減、工期の短縮となった。図-10 は Taf 工法の地盤改良配置図である。貫入不能となった 残置改良体および地中障害物の範囲を示す。

施工仕様は, 樋門直下部では平均改良長 Lc=24.4m, 外周の擦付部ではLc=19.9m である。改良径は ϕ 1.6m, 設計基準強度 qu=400kN/m², 固化材添加量 aw=120 kg/m³, W/C=100%の配合である。写真-7は,施工状 況の全景である。また写真-8は,地表面部から露出す る残置改良杭体の破砕状況と破砕片である。

写真-7 現場全景

表-2 残置改良杭体の強度分布推移

	上層部	下層部(上)	下層部(下)
	qu(kN/m ²)	qu(kN/m ²)	qu(kN/m ²)
А	3366	1545	2104
В	3823	1108	2224
С	3155	1548	2893
層平均	3448	1400	2407
全平均	2418		

写真-8 残置改良体破砕·攪拌状況

表-2はTaf施工前に調査した高止まった残置改良杭体の強度分布の推移である。残置改良杭体 は施工から材齢約1ヶ月が経過しており,強度分布は、上層部ではqu=3448kN/m²と砂分が多いた め高強度化していた。また下層部でもqu=1400~2407kN/m²を有し、高い強度を発現していた。

Taf 施工後の改良強度は, 平均改良強度 quf=1485kN/m² で設計基準強度を十分満足すする強度 が得られている。

6. まとめ

今日の地盤改良では施工環境に配慮しつつ、従来にも増して施工効率が高く、高品質で経済性に

も優れた施工技術が求められている。本文では、これに呼応する地盤改良の最新技術として、4工 法を挙げた。

i)SDM-Fit 工法は,機械攪拌と高圧噴射攪拌を組み合わせたハイブリッド型の地盤改良技術である。 I ~ Vの施工タイプがラインアップされ,多用途に使い分けができる。すなわち,改良対象地 盤は軟弱土から $c_u \leq 150$ kN/m²の高粘着力地盤までに及び,最大改良径 ϕ 3.1m×2軸,最大改良断面積 A=14m²の大径化を実現している。施工能力が従来工法に比べ飛躍的に向上し,工費の縮減に大きく寄与することが期待できる。

ii)ダウンザホールハンマ(DH)と超高圧噴射攪拌工法の一体化した技術は,新たな発想から 提案された施工テクノロジーである。護岸,防潮堤などは防災上重要な構造物であるが,近い将来 に発生が予測される大地震に対しその強靭化対策は喫緊の課題である。しかし,施工に際し,既設 護岸では捨石層が施工上のネックとなる。従来工法に頼る限り,補助工法を伴う2工程が必要とさ れるが,高い削孔能力と噴射攪拌技術を組み合わせた当該方法によって1工程に合理化できる。

また,狭隘な施工条件にも応じ,改良径 φ 1m 程度の単管方式,あるいは改良径 φ 3m 以上も可能 な大径改良の多重管方式の噴射工法と DH を対にした SMM-DH 工法,NJP-DyDH 工法が確立されて いる。

iii) 低変位型 LDis 系工法では、加水掘削による掘削孔の縁切り効果とスクリュー状排土板の押 し上げ効果が相乗的に作用し、排土の効率を飛躍的に高めている。その結果、供給される固化材ス ラリー量と排土量がバランスすることで地盤変位は抑制される。また、排出土は原土の状態が保た れ、水中に排土されてもアルカリ拡散は発生せず、環境に負荷を与えない環境に優しい施工技術で ある。

iv)高いトルクと相対反転攪拌翼構造を組み合せた複合相対攪拌工法は、強力な掘削・攪拌能力 を有する改良困難地盤の克服技術である。通常の工法では不可能とされる地盤を確実、安定的に改 良することができる。N値40~50の砂礫層や玉石混じり地盤、コンクリートがら、転石が混在す る不均一な地盤、残置された既設 PC 杭の地盤でも何らの補助工法を必要とすることなく、改良径 φ1.6~φ2.5mの大口径改良体を高品質に造成することが可能である。

今後,大地震の発生や異常気象による記録的な豪雨等による危険性が高まるなかにおいて,国土 強靭化が推進されている。

ここに掲げた施工技術について,さらに各工法の経済性,施工の効率化等について鋭意研究し, 先進性に富んだ技術の確立を通じ,国土建設に一層の貢献を果たす所存である。

【参考文献】

- (1) 矢野隆博・浜田和哉・加地隆之・奈良俊介・西尾経・田中信哉・今井治憲・齋藤邦夫;石狩湾新港耐震 強化対策と高速低変位深層混合処理工法の適用,第10回技術報告会,北海道土木技術会,pp.13·19, 2012.1
- 西尾経・田中信哉・松岡大介・今井治憲・齋藤邦夫:高圧噴射攪拌工法における河川堤防,護岸等の震災 復旧工事施工事例,第10回技術報告会,北海道土木技術会,pp.21-28,2012.1
- 3) 松岡大介・竹田敏彦・西尾経・齋藤邦夫:原土排土による排土抑制型高圧噴射攪拌工法, 基礎工 Vol.42, No.3, pp.62-65, 2014.3
- 4) 松岡大介・西尾経・竹田敏彦・石橋豊明・高倉功樹・齋藤邦夫:巨礫を含む礫質土の改良に適用した複合 相対 攪拌工法の概要と施工事例,第11回地盤改良シンポジウム, pp.327~330, 2014.11
- 5) 一般財団法人先端建設技術センター:先端建設技術・技術審査証明報告書エポコラム工法-Loto 工法, Taf 工法, Pls 工法-, pp.8-18, 2016.3