第５回（平成18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「コスト縮減」技術報告会

報　告　集

平成19年１月

主催　北海道土木技術会
土質基礎研究委員会

目　　次

a．セッション１

a-1　火山防災地域における無人化施工の事例---------- 1
松山正幸，八木一善，岡本恭也（(株) 地崎工業）

a-2　連結鋼管矢板工法の橋脚井筒基礎への適用---------- 9
菅野友紀，田村博邦（(株) 竹中土木）
西山嘉一（(株) データ・トゥ）
稲積真哉，木村亮（京都大学）

a-3　コスト縮減を目的としたGCCP工法の開発 ---------- 19
林宏親（(独) 寒地土木研究所）
橋本則之，小飼喜弘，井戸口清孝，飯田清（(株) 不動テトラ）

b．セッション２

b-1　すき取り物によるのり面緑化工法 ---------- 27
佐藤厚子，西本聡，泉澤大樹（(独) 寒地土木研究所）
西村克弘（北海道開発局帯広開発建設部）

b-2　地盤改良で発生する汚泥の利用事例---------- 35
斉藤力，渡邊將人（丸彦渡辺建設（株））

b-3　原位置せん断摩擦試験（SBIFT）の紹介　－地質調査からのコスト縮減－ --------- 43
斉藤和夫，作田一之（基礎地盤コンサルタンツ（株））

c．セッション３

c-1　岩盤路床の凍上性判定法合理化によるコスト縮減 ---------- 49
坂本多朗，伊東佳彦，日下部祐基（(独) 寒地土木研究所）

c-2　環境を配慮した凍土造成の可能性とコスト評価 ---------- 57
吉田聡志，伊豆田久雄（(株) 精研）
小野丘（北海学園大学）

火山防災地域における無人化施工の事例

地崎工業　土木部　松山正幸
地崎工業　土木部　八木一善
地崎工業　土木部　岡本恭也

1.はじめに

図-1 に北海道の活火山を示す。北海道には第四紀火山が多く、近年もやや活発な活動を断続的に繰り返すものがある。例えば、2000 年には有珠山が噴火し、甚大な被害がもたらされた。

噴火後の火山周辺域は、火砕流、泥流、火山ガス、地盤変動などの危険が生じるために、有珠山噴火の際も立入禁止区域が設定され、その区域内の復旧作業では無人化施工が効果を挙げた。

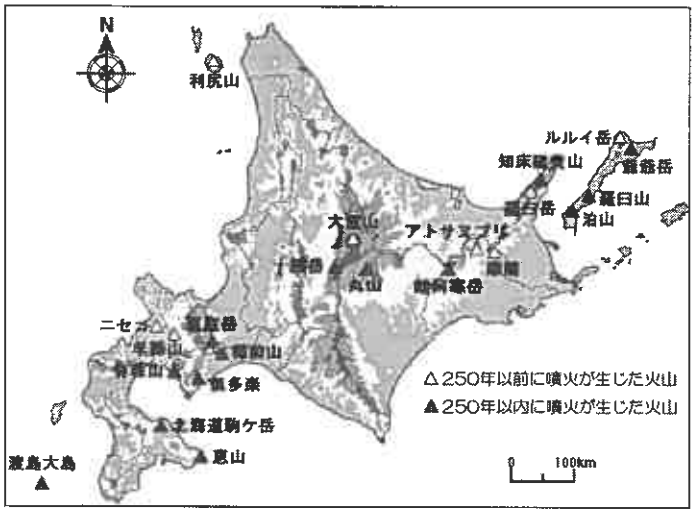


図-1 北海道の活火山

この無人化施工は、特殊な設備や機械を必要とするために、有人施工よりもコストが高くなる。一方、火山噴火後に危険箇所へ立ち入る場合は、その安全対策にコストと時間を要するという問題がある。また被害と復旧コストを最小限とするために、迅速かつ効果的な対策と復旧が求められる。

このことから、各機関で砂防工事などにおける無人化施工と有人施工との比較、有効な無人化施工の方法の模索が行われている。そこで、本報告では樽前山と駒ケ岳の山麓で実施した無人化施工の事例を述べる。

2.樽前砂防工事の無人化施工

工事名：樽前山火山砂防工事の内
　　錦多峰川 2 号遊砂地右岸建設工事
発注者：北海道開発局 室蘭開発建設部
工　期：2002. 3～2003. 1
場　所：苫小牧市字錦岡
施　工：地崎工業・草野作工・北土建設

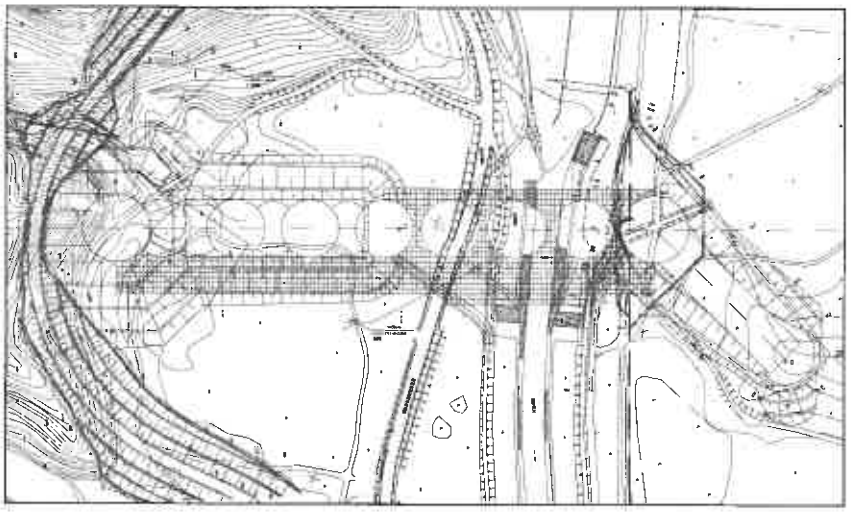


図-2 樽前砂防工事 全体平面図

樽前砂防工事では、樽前山火山砂防事業の一環として、火山泥流と土石流が高速道路、国道、JR 線、人家に与える被害の防止を目的として、錦多峰川（にしたっぷかわ）に遊砂地を設けている。

図-2 に工事箇所の全体平面図を示す。錦多峰川は小規模な河川であり、工事は河口から約 5km 上流の地

Masayuki Matsuyama, Kazuyoshi Yagi and Kyouya Okamoto
住所：〒060-0051 札幌市中央区南 1 条東 2 丁目 6 番地　大通りバスセンタービル 2 号館
TEL：011-350-8114　FAX：011-350-8124

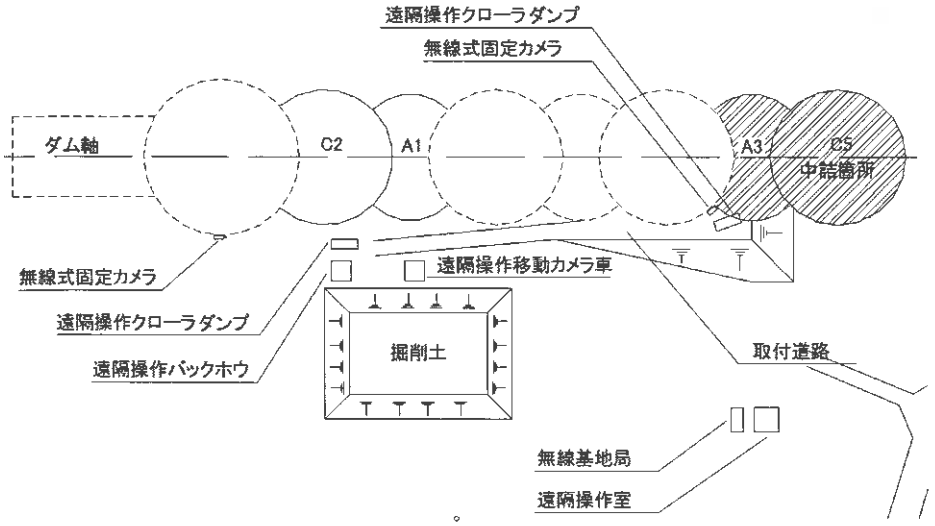


図-3 無人化施工 配置図（樽前砂防）

表-1 主要機械・設備（樽前砂防）

名　称	数量
遠隔操作バックホウ (0.7m³)	1台
遠隔操作クローラダンプ (11t積み 全旋回型)	2台
移動カメラ車 (遠隔操作　屈伸ブーム型)	1台
無線式固定監視カメラ	2台
遠隔操作室	1式
無線基地局 (全景高所カメラ・無線機)	1式

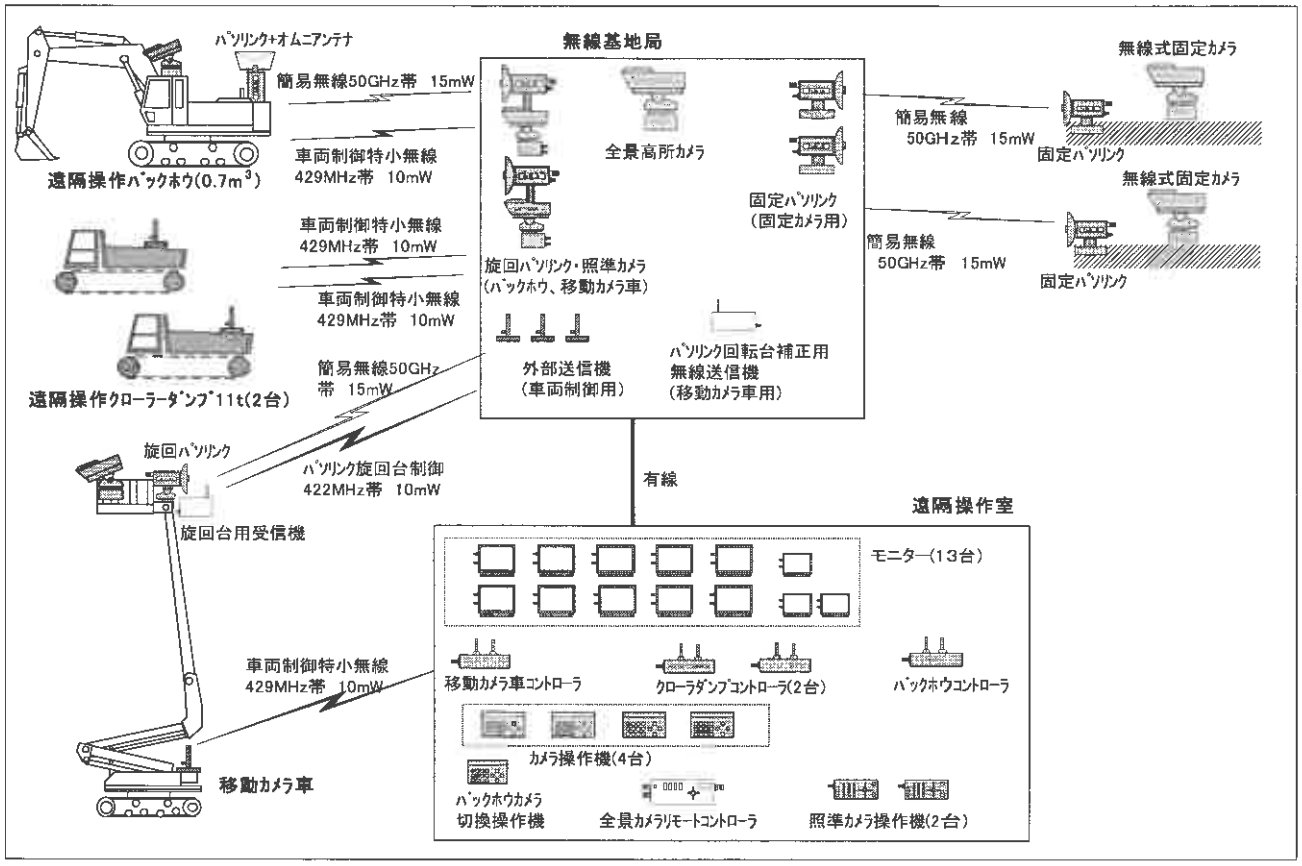


図-4 無人化施工 システム系統図（樽前砂防）

点で計画された。また、遊砂地には堤頂長 570.5m、堤高 14.5m、鋼製のセル構造の砂防ダムを構築している。

無人化施工は、火山噴火時の迅速な対応と復旧、遠隔操作等の習得と熟練を目的とし、火山灰質粘性土を用いた鋼製セル内の中詰土の施工（積込・運搬）で試験的に実施した。

無人化施工の主要な設備・機械の配置とその構成を**図-3** と**表-1** に、システムの系統図を**図-4** に示す。積込みに用いる遠隔操作バックホウ（**写真-1**）と土砂運搬用の遠隔操作クローラダンプ（**写真-2**）は、移動カメラ車（**写真-3**）と固定型カメラ（**写真-4**）によって状態観測を行い、**写真-5** の遠隔操作室からリモートコントロールを行った。また、建設機械・監視カメラの操作情報と映像情報の送受信は無線が主体となるために、遠隔操作室の近傍には無線基地局を設けている。

写真-1 遠隔操作バックホウ（0.7m^3：積込作業用）

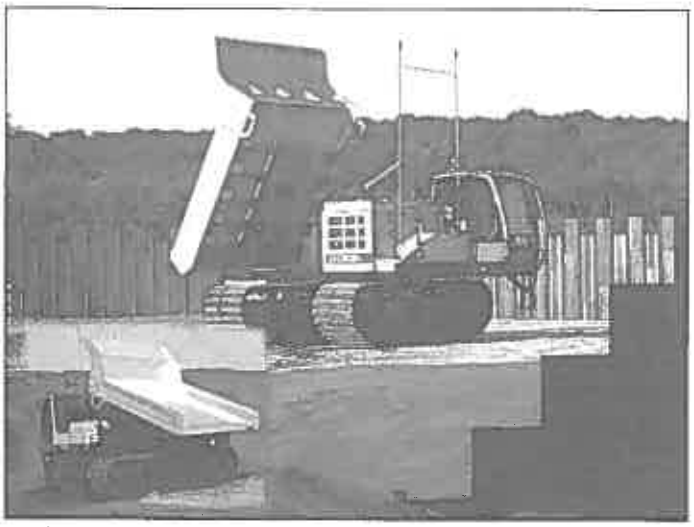


写真-2 遠隔操作クローラダンプ（11t 積み 全旋回型）

写真-3 移動カメラ車
（左写真：アーム収納時　右写真：アーム伸張時）

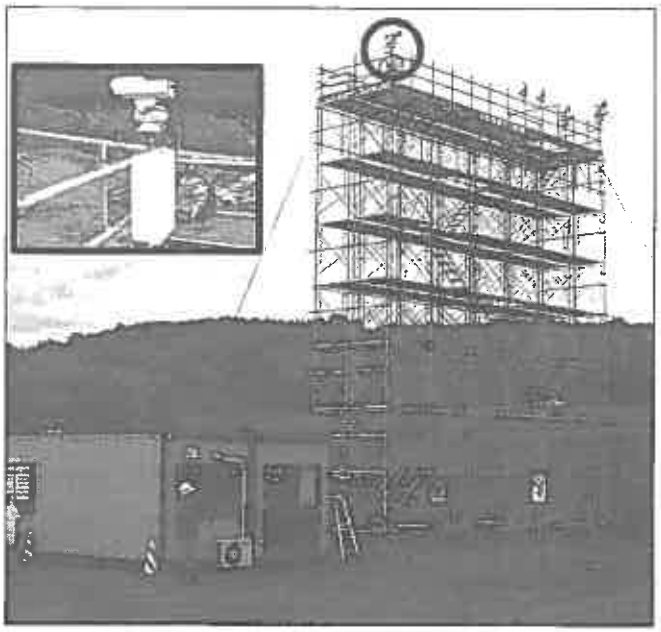


写真-4 無線基地局（上部：固定カメラ）

写真-5 遠隔操作室

無人化施工では、遠隔操作する建設機械とその映像を捉えるカメラとの連携、それらの無線操作の熟練が重要となる。そこで樽前砂防工事の無線技術者には、雲仙普賢岳と有珠山噴火の際に無人化施工に携わった者を配置した。

移動カメラ車は、主としてバックホウによる積込みを捕らえるものとし、クローラダンプの作業方向に対して直角の位置に配置している。また無線基地局の上部に設置した固定カメラは、移動を続けるクローラダンプの走行を捕らえるようにした。積込み・排土を行う箇所には、セルに固定カメラを設置し、さらにバックホウの運転席の上部には車載カメラを付けている。

これらの複数のカメラで撮影される映像は、遠隔操作室で集中的にモニタリングされる。この複雑な映像情報に基づいて、コントローラによる建設機械の繊細な操作が行われる。

3. 駒ヶ岳砂防工事における無人化施工

工事名：駒ヶ岳火山砂防 無人化試験工事
発注者：北海道渡島支庁 函館土木現業所
　　八雲出張所
工　期：2005. 9～2006. 2
場　所：北海道茅部郡森町四軒町
施　工：星組渡辺・地崎工業

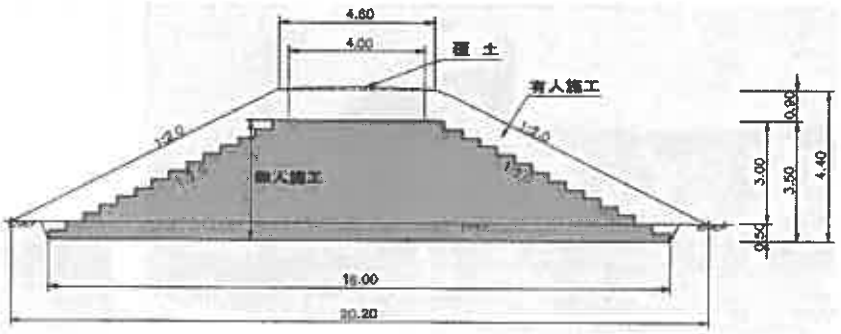


図-5 駒ケ岳砂防工事　応急ブロック提袖部　導流提（L＝80m）

駒ヶ岳砂防工事では、発生土を利用したソイルセメントを用いて、応急ブロック堤袖部の導流堤を構築した。その断面図と無人化施工の範囲（2830m^3）を**図-5** に示す。

発生土は、駒ヶ岳火砕流堆積物（軽石混り火山灰）である。粒子内の気泡が少なく、重鉱物を含有するために、所定の締固め密度が得られやすい。なお、この火山灰質土は噴火後の土砂移動現象に対する緊急応急対策工、恒久施設の構築に用いる材料としての有効利用が検討されている。

土工のうち、ソイルセメントの運搬、敷均しおよび転圧を無人化施工で行った。その主要な設備と機械の一覧、それらの現地配置の状況をそれぞれ**表-2** と**図-6** に示す。施工箇所は無人と有人作業のエリアに区分し、無人化施工の区域は単管バリケードによって立入禁止とした。

固定カメラ（**図-6** の右上）からの全景、遠隔操作室内の状況、使用した固定式と移動式カメラを**図-7** に示している。樽前山の場合と同様に、複数のカメラから送られた映像は基地局で集中的にモニターした。その映像情報に基づいて、無線により各種機械のリモート操作を行った。

無人化施工の状況を**写真-6～写真-9** に示す。ソイルセメントの作製と**写真-6** の遠隔操作クローラダンプへの積込みは有人作業である。**写真-7** のように、移動カメラ車や固定カメラでクローラダンプによる運搬を監視し、盛土箇所で荷降ろしの操作を行った。さらに、遠隔操作ブルドーザによって敷均しの作業を行った後に、同じ機械で所定の高さ、密度に締固めた。品質を得るための締固め回数等は事前の試験施工によって定めており、締固め後に品質の確認試験も行っている。

表-2 主要機械・設備（駒ヶ岳砂防）

名　称	数量
遠隔操作ブルドーザ（21t 級　GPS 搭載型）	1 台
遠隔操作クローラダンプ（11t 積み 全旋回型）	2 台
移動カメラ車（遠隔操作　屈伸ブーム型）	2 台
無線式固定監視カメラ	1 台
有線式固定監視カメラ	1 台
無線基地局（全景高所カメラ・有線）	1 式

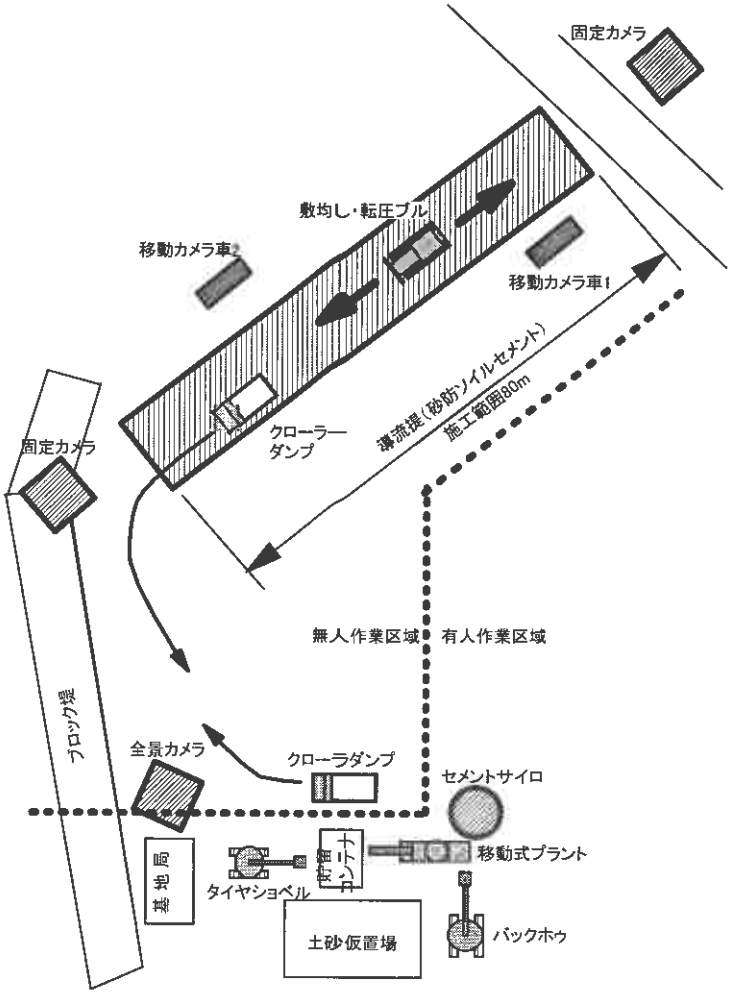


図-6 無人化施工 配置図（駒ヶ岳砂防）

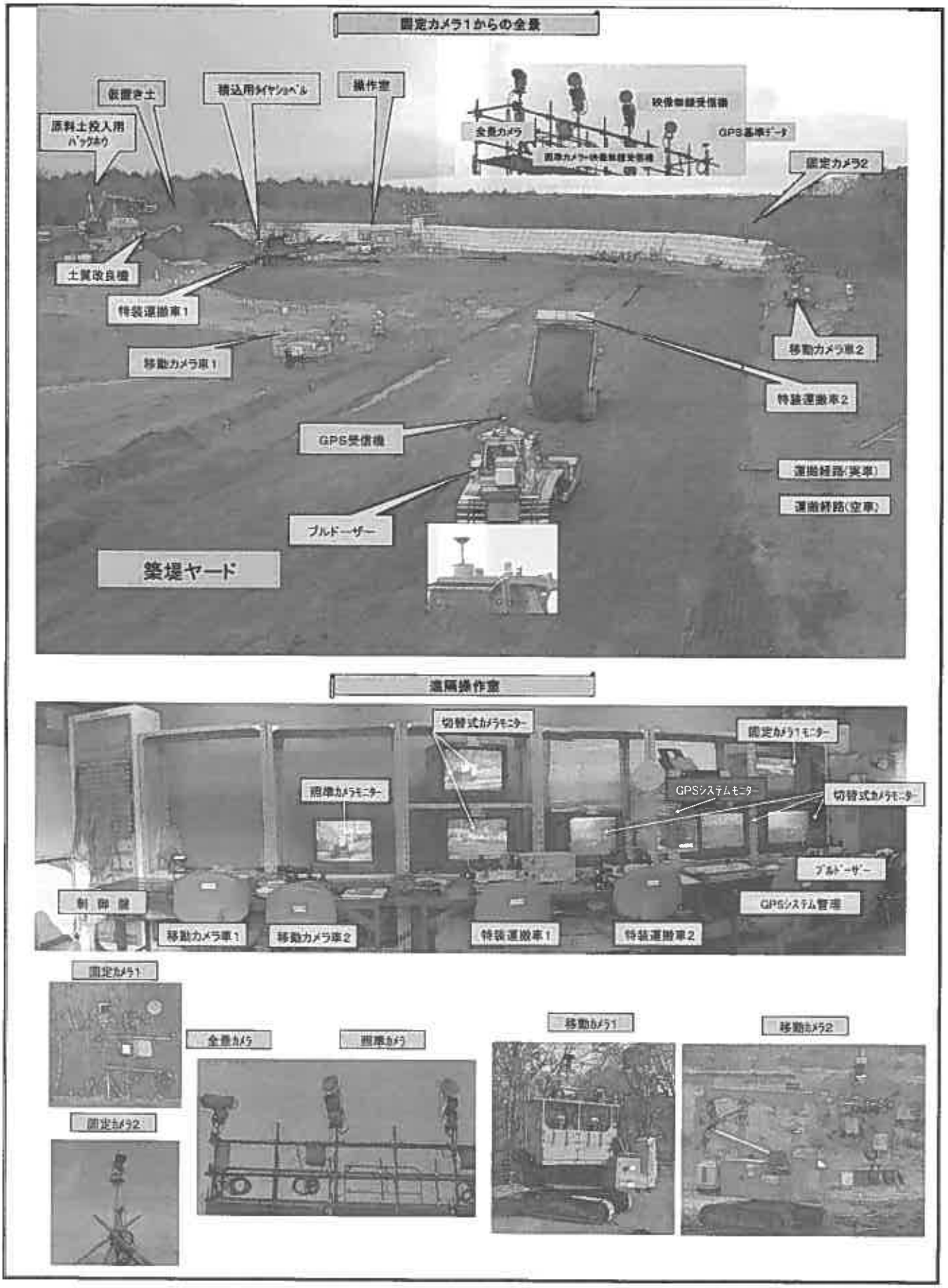


図-7　固定カメラからの全景、遠隔操作室内の状況、使用した固定式と移動式のカメラ

写真-6　遠隔操作クローラダンプへの積込み

写真-7　移動カメラ車による運搬状況の監視

写真-8　遠隔操作による荷降ろし

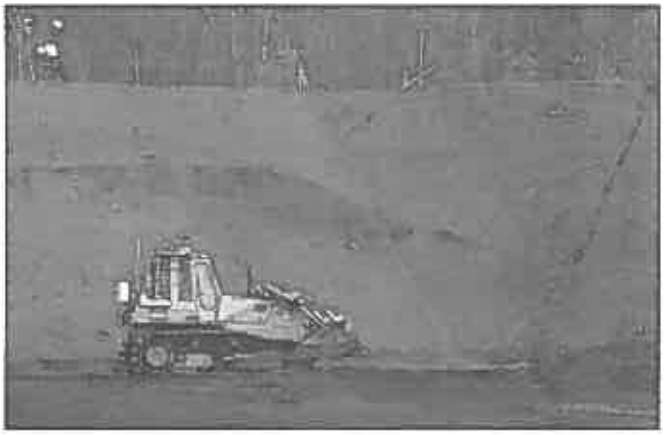


写真-9　遠隔操作ブルドーザによる敷均し・転圧

遠隔操作ブルドーザによる盛土の管理は、築堤ヤードを25cmメッシュに分割して、ブルドーザに取り付けたGPSによる座標データーによって行った。そのPCにおける管理画面の例を**図-8**に示す。

事前に行った試験施工の結果に基づいて、10回転圧で所定の締固め度90%が得られるものとし、GPSシステムとソフトによって**図-8**のように転圧回数を管理した。

また敷均しでは、25cmメッシュごとにブロックを定め、その敷均し厚を250mmとしている。その管理値は-100mm～+50mmを基本とした。

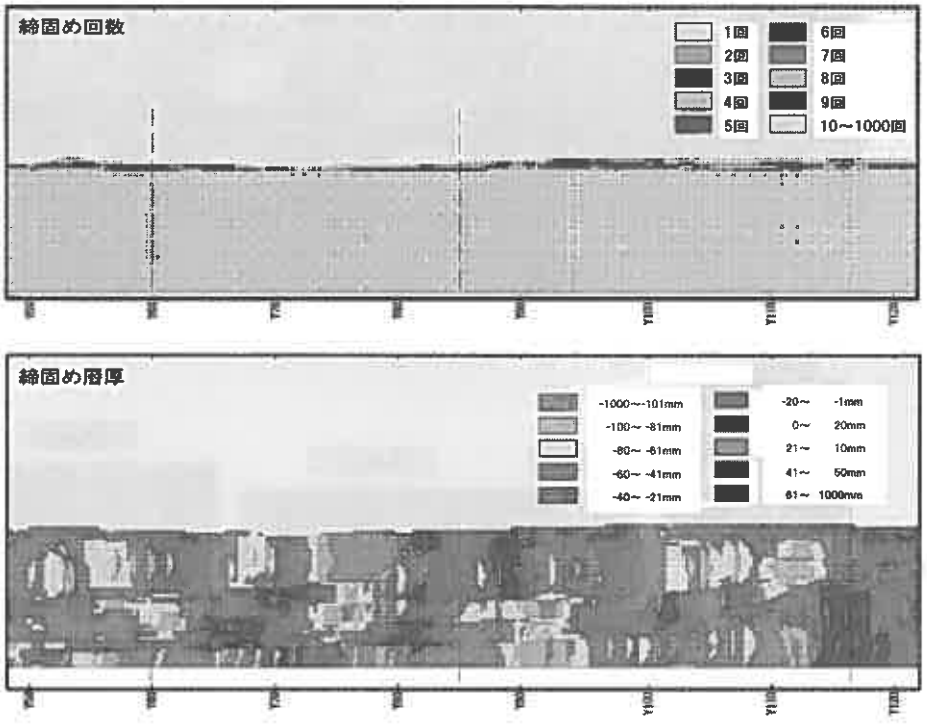


図-8 締固め回数と締固め層厚の表示（管理画面の例）

4．おわりに

無人化施工の工事は、火山の噴火などの緊急時に備えて、無人化機械施工の積算および施工管理基準の作成等も目的としている。実際に施工を行って、特に注意を要した点は以下の通りである。

・無線の申請許可に時間を要すること
・GPS はミリ単位での測定が可能であるが、ブルドーザの傾き、前進、後退などにより±2～3cm の誤差が生じること
・GPS はブルドーザの進行方向を前側にとるため、キャタピラー長を前後均等に設定する必要があること
・法肩部は転圧による沈下が大きく出来形が大きくなりやすい、また盛りこぼしも多くなること

今後、このような無人化施工のコスト縮減、施工能率の向上が大きな課題であり、火山周辺に堆積する火山灰質土の有効利用も考慮していく必要がある。前述のように、経験を必要とする施工方法であることから、災害時には迅速に対応できるよう努力していきたい。

謝　辞

樽前砂防工事では北海道開発局 室蘭開発建設部 苫小牧治水総合事務所（現 苫小牧河川事務所）の方々に、駒ヶ岳砂防工事では北海道渡島支庁 函館土木現業所 八雲出張所の方々にご指導を頂きました。また、本報告の作成にあたっては、星組渡辺土建 株式会社の皆様にご支援頂きました。末筆ながら、記して深甚なる感謝の意を表します。

連結鋼管矢板工法の橋脚井筒基礎への適用

株式会社　竹中土木　　○菅野友紀，田村博邦
株式会社　データ・トゥ　西山嘉一
京都大学　　稲積真哉，木村　亮

1．まえがき

鋼管矢板は橋脚基礎，護岸，土留め等に広く用いられている建設部材である。従来型の鋼管矢板は１本の鋼管の両側に継手を設けた部材であったが，これまでとは違った新しい発想で「連結鋼管矢板」を開発した。連結鋼管矢板は施工前に予め工場において2本の鋼管をH鋼で溶接して両側に継手を設けた部材である[1),2)]。連結鋼管矢板の模式図を図1に，工場製作時の全景を写真1に示す。

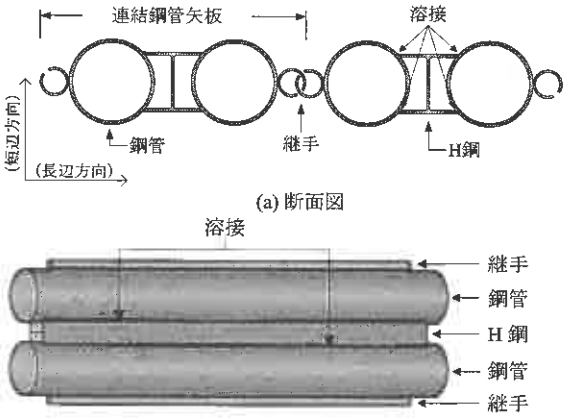


図１　連結鋼管矢板の模式図

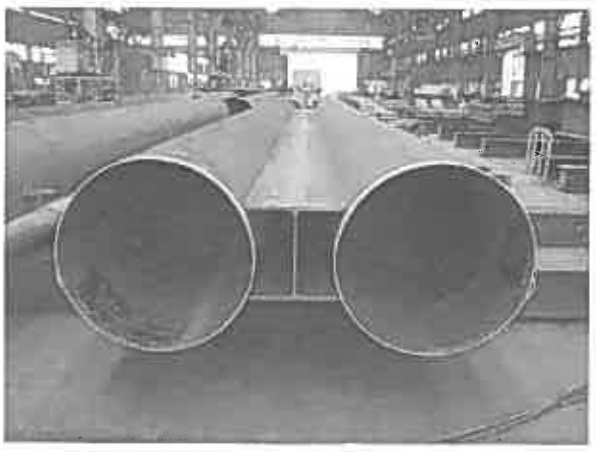


写真１　連結鋼管矢板の全景

従来型の鋼管矢板は各鋼管を繋ぐ継手として，図2に示すように，P-P，P-TおよびL-T継手等で代表される継手形式を有している。継手を介して施工される鋼管矢板式の構造物が所要の力学的・水理学的安定性を確保するためには，高い精度で的確な鋼管矢板の打設管理[3)]が必要となり，鋼管矢板の打設では鋼管矢板の位置，傾斜，回転および継手間隔などに留意し，必要な施工精度を確保しなければならない。特に，継手箇所の抵抗は施工時間に大きく影響するため，継手嵌合の管理は入念に行う必要がある。一般的に，単体の鋼管杭を打設する場合にはスパイラル管を打設するために，鋼管が回転する傾向にある。しかしながら，鋼管矢板の場合には継手が存在するために鋼管矢板の回転を許さず，結果的に鋼管矢板継手箇所において回転による押引きやせり合い等が生じる可能性があり，深度方向に対して健全な状態の継手形状を維持することが困難な場合が生じる。さらに，最悪の場合には設計した打設深度まで鋼管矢板を打設できないこともある。そのため，打設に伴う継手嵌合の健全性を確保するには，回転や傾斜を起こしにくい鋼管矢板の打設手法の開発が必要であると考えた。

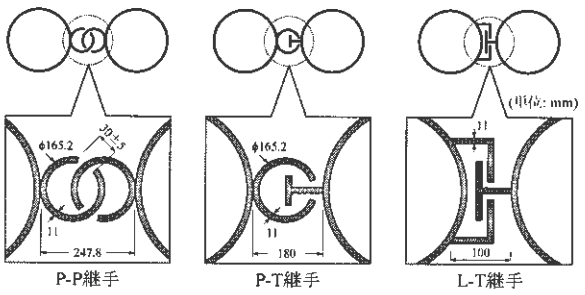


図２　鋼管矢板における継手形式

このような問題を克服するため，連結鋼管矢板は

Tomonori Sugano , Hirokuni Tamura　東京都江東区新砂 1-1-1　Tel:03-6810-6215　Fax:03-6660-6303
Yoshikazu Nishiyama　東京都港区芝大門 1-6-9　Tel:03-3437-5448　Fax:03-3437-5449
Shinya Inazumi , Makoto Kimura　京都市西京区京都大学桂 C1-2　Tel:075-383-3262　Fax:075-383-3264

継手形状ならびに1本1本の鋼管を継手で嵌合するという概念を根本的に覆し，全く新しい発想で開発された建設材料である[1),2)]。連結鋼管矢板の特徴として，剛性（水平・鉛直支持力）の増加，施工期間の短縮ならびに継手適用箇所の減少（止水処理や充填モルタル材の縮減）などが期待できる。

本論文では，連結鋼管矢板の基本的な特徴を紹介し，2005年8月に橋脚井筒基礎工として国内外を通して初めて適用された事例を紹介し，橋脚井筒基礎としての連結鋼管矢板の現場適用において得られた知見を併せて報告するものである。

2. 連結鋼管矢板工法の特徴

連結鋼管矢板は，“施工前に予め2本の鋼管をH鋼で溶接することにより，施工性および経済性の優れた鋼管矢板部材”として定義できる[1),2)]。P-P，P-TおよびL-T継手等で代表される継手形式を有する従来型の鋼管矢板と比較し，2本の鋼管を予め連結する連結鋼管矢板に期待できる効果は以下のとおりである。

2.1 工期の短縮

2本の鋼管およびH鋼を同時打設できる連結鋼管矢板は，打設施工に要する工期をおおむね半減することが可能である。開発当初の試算では，連結鋼管矢板の橋梁基礎工への適用は20～40%の工期短縮に寄与することを確認している[4)]。

2.2 経済性の向上

橋梁基礎工として連結鋼管矢板を用いた場合には，下記に示すように基礎径を縮小することができ，さらに継手箇所が減少することにより，従来型の鋼管矢板を用いた場合に比べてコストダウンを図ることが可能である。

鋼管矢板式構造物では継手の「せん断ずれ」により，連続した壁部材としての面内荷重に対する剛性の低下が生じる。また，「弾性床上の有限長ばり」による鋼管矢板式構造物の設計では，合成効率(μ)を用いて継手のせん断ずれを表現しており，一般的に0.75が用いられている[5),6)]。しかしながら，連結鋼管矢板は鋼管をH鋼で一体化した構造であり，継手箇所が従来工法に比べ半減するため，その剛性低下率の減少が期待できる。また，形状が非対称であり長辺方向の断面剛性は同径の鋼管と比べ大幅な増加が見込まれる。

既に橋梁基礎への利用を想定した模擬的な遠心模型実験[7)]から，P-P継手を有する従来型鋼管矢板と比べ1.3倍の水平抵抗力を発揮できることを確認している。さらに，P-P，P-TおよびL-T継手を持つ従来型鋼管矢板式構造物の合成効率(μ)として0.75が用いられる場合，連結鋼管矢板は合成効率(μ)を0.85として設定することで，従来型鋼管矢板と等価な断面性能を得ることができる[8)]。

2.3 打設精度の向上

鋼管矢板式構造物は継手の嵌合により，その遮水性を保証するものであり，完全な嵌合のための高い打設精度と継手内の念入りなグラウチングが要求される。また，通常の鋼管矢板は単独鋼管（スパイラル鋼管）を使用しているため，打設中に生じる杭の回転や傾斜のために継手同士のせり合いが生じ，継手の破損や打設性能の低下が生じる危険性がある[3)]。

この点に着目して連結鋼管矢板の現場施工実験[9)]を実施した。打設にはダブルヘッドアタッチメ

ントを装着したバイブロハンマを使用した。結果は既成鋼管杭の施工管理基準である鉛直精度1/100に対して，本実験では，長辺方向で1/1000，短辺方向で1/300という高い鉛直精度を確認した。また，その形状的な特徴から部材は回転せず，回転により発生する諸問題も解決することができる。

2.4 止水性の向上による環境負荷低減

連結鋼管矢板では，鋼管と溶接されたH鋼の部分は完全止水となる。そのため，遮水性が問題となるのは両端の継手箇所である。ここで，P-P，P-TおよびL-T継手を使用する場合，継手数は半分になるため漏水のリスクも半減する。さらに，より高度な遮水性能が要求される廃棄物埋立護岸等への対応のため，図3に示す“2つの異なる規格サイズのH鋼を嵌合する”ことで構成するH-H継手も開発・提案している[10]。

H-H継手を施した連結鋼管矢板に対して実施した室内透水試験[10]では，海水および淡水環境において遮水工構造基準を2オーダー程度下回る高い遮水性を発揮できる結果を得ている。したがって，連結鋼管矢板の両端部に位置する継手箇所の改良は，連結鋼管矢板の特性をより一層発揮できるものと考えられる。

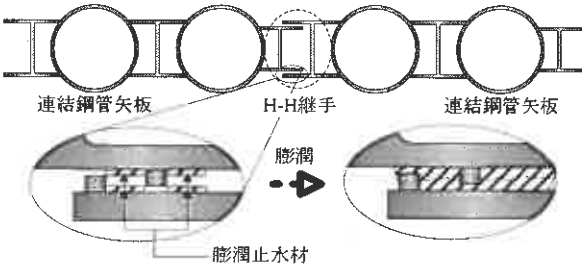


図3 H-H継手を施した連結鋼管矢板

3. 橋脚井筒基礎への連結鋼管矢板の現場適用事例

2005年8月，歩道橋基礎工事において，連結鋼管矢板を橋脚井筒基礎としての国内外で初めて実構造物に適用した。そこで，本工事に関する計画・設計と施工に関する課題及びその解決法，本現場適用から得られた今後の検討課題について述べる。

図4 橋脚井筒基礎の施工位置

3.1 計画・設計

3.1.1 計画概要

本現場は横浜市に位置する横浜駅北口から国道1号線および新田間川上を横断し，新規商業施設へのアク

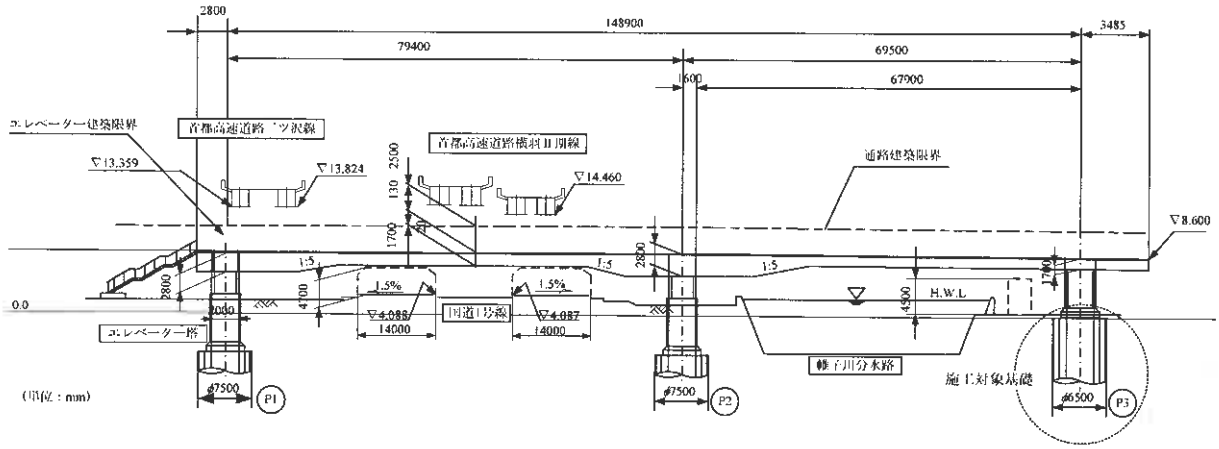


図5 橋脚井筒基礎の計画

セスを目的として計画された2径間歩道橋のうち，同施設の建設工事に先行して一部の橋脚基礎を先行施工するものである。連結鋼管矢板を適用した橋脚井筒基礎の施工位置を図 4 に示す。

本工事は図 5 に示すように 2 径間の長大スパンの歩道橋が計画されているうち，橋脚 1 基を先行して施工するものである。当初，歩道橋上部反力に基づき設計した橋脚基礎井筒径は隣接する建築物の地下構造物と接しており，橋脚施工に許された敷地面積を上回っていた。したがって，許容された敷地内に橋脚基礎を設置するためには，基礎井筒径の縮小が不可避な課題であった。そこで，必要となる橋脚井筒の性能を保持した上で，基礎を敷地内に収める方法について各種検討を実施した。方法としては，基礎形式を連続地中壁などに変更する方法等が考えられたが，経済性，工期および施工性等を詳細に検討した結果，必要井筒径を縮小でき，且つ技術的な検証が十分実施されていた連結鋼管矢板の採用となった。

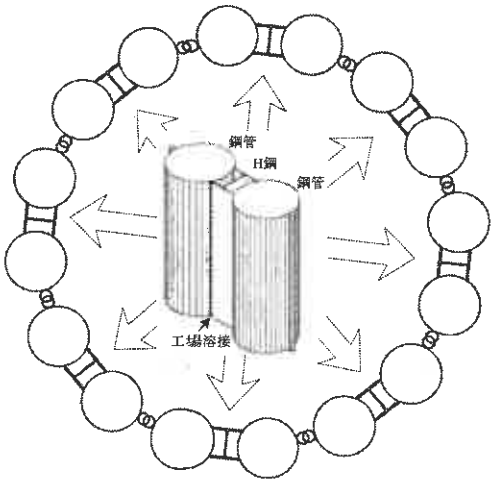
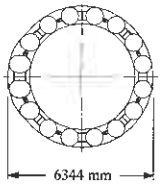
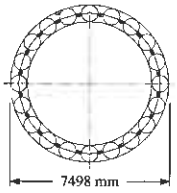


図 6　連結鋼管矢板を用いた井筒基礎

表 1　橋脚井筒基礎における工事費および工程の比較

		連結鋼管矢板		従来型鋼管矢板	
仕様	断　面	 6344 mm		 7498 mm	
	鋼管径	800 mm		800 mm	
	肉厚	9 mm		9 mm	
	井筒基礎径	6344 mm		7498 mm	
	鋼管矢板長	44.5 m		44.5 m	
	ユニット数（本数）	8ユニット		20本	
	断面2次モーメント	159×10^6 cm^4		170×10^6 cm^4	
直接工事費	矢板材料	2φ800＋H-400	100 %	φ800	100 %
	鋼管矢板打設工	8ユニット	102 %	20本	100 %
	導杭・導枠工	φ6340 用	96 %	φ7500用	100 %
	継手止水	8箇所	40 %	20箇所	100 %
	鋼管矢板コン詰め	16本	80 %	20本	100 %
	矢板切断工	8ユニット	100 %	20本	100 %
	合　計		90 %		100 %
工程	重機組立・解体工	2日	100 %	2日	100 %
	導杭・導枠撤去工	2日	100 %	2日	100 %
	鋼管矢板打設工	9日	75 %	12日	100 %
	継手止水工	7日	54 %	13日	100 %
	コンクリート充填工	3日	100 %	3日	100 %
	矢板切断工	3日	100 %	3日	100 %
	合　計	27日	75 %	36日	100 %

3.1.2　設計

連結鋼管矢板工法は，事前に溶接した 2 本の鋼管を 1 ユニットとした連結鋼管矢板を使用した工法で，本工事では円形の井筒を形成して構造物基礎に供するものである（図 6 参照）。連結鋼管矢板における 2 本の鋼管の連結部は既製 H 鋼を使用しており，これらの材料を工場にて溶接加工して製作するものである。先に示したように，連結鋼管矢板間の嵌合継手は大きさの異なる 2 つの既製 H 鋼を用いた H-H 継手（図 3 参照）を開発・検証中であるが，本継手を円形井筒基礎に用いる場合には若干の工夫が必要である。そこで，本工事においては従来と同様の形式の継手を使用することとし，嵌合継手として P-P 継手を採用した。連結鋼管矢板の断面性能は 2 本の鋼管断面に加えて溶接部の H 鋼断面も合算して評価することができるため，通常の鋼管矢板と比較して曲げ剛性が増加する。したがって，井筒形式基礎へ連結鋼管矢板を適用した場合，連結鋼管矢板の断面性能を大いに発揮することが可能となる。

鋼管矢板井筒基礎の設計は，「弾性床上の有限長ばりによる解析」，「継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒ばりによる解析」および「立体骨組解析」の設計モデルのいずれかを用いて設計することができる[5),6)]。連結鋼管矢板工法を適用した井筒基礎の設計においてもこれらの方法を適用する

ものとし，当該設計においては一般的に使用されることの多い「弾性床上の有限長ばりによる解析」で設計を実施した。

「弾性床上の有限長ばりによる解析」による連結鋼管矢板の設計においては，前述したように合成効率(μ) = 0.85 を用いて井筒基礎の断面 2 次モーメントを表現することができるが，当該設計においては安全側を考慮し，合成効率(μ)として一般的に用いられる 0.75 を採用している。

設計の結果，表 1 に示すように当初計画では鋼管径 800 mm ならびに肉厚 9 mm の従来型の鋼管矢板を 20 本円形に施工して直径 7500 mm の井筒基礎を築造することになっていたが，鋼管径 800 mm ならびに肉厚 9 mm の鋼管を 2 本用いた連結鋼管矢板（H-400 連結）を 8 ユニット用いることによって直径 6340 mm まで縮小することが可能となり，井筒の直径を縮小して基礎を敷地内に収めるという課題を克服することができた。また，連結鋼管矢板および当初案である従来型の鋼管矢板を用いた井筒基礎の断面 2 次モーメントは，それぞれ 159×10^6 および 170×10^6 cm^4 である。これより，連結鋼管矢板の適用により井筒基礎径は当初案と比較して 15%程度縮小したにも係わらず，ほぼ同等の断面 2 次モーメントを有していることがわかる。これは，連結鋼管矢板を適用した井筒基礎の断面 2 次モーメントの算出において，溶接した H 鋼箇所も合算できるためである。

3.1.3 経済性と工期の評価

表 1 は，本現場における当初案である従来型鋼管矢板を適用した井筒基礎と連結鋼管矢板を適用した井筒基礎による直接工事費および所要工程の比較を示している。

経済性について，まず材料に関しては連結鋼管矢板は連結用の H 鋼の材料費及び溶接費が追加されるものの，井筒規模縮小効果により鋼管矢板自体の材料費を 80%に低減できるため，総合的な材料コストは従来型鋼管矢板とほぼ同等にすることができる。さらに，連結鋼管矢板を適用した井筒基礎は，継手箇所数が従来型鋼管矢板の 20 箇所に対して 8 箇所と半数以下になることから，継手止水のコストを 60%も削減できることがわかる。また，井筒基礎の規模を縮小することができるため，規模縮小に付随した掘削工，埋戻し工，頂版工，支保工等の諸工事費を 40%程度削減可能となった。総合的に検討してみると，従来型鋼管矢板を適用した井筒基礎と比較して，連結鋼管矢板を適用することで 90%まで直接工事費を低減することができた。将来的には連結鋼管矢板材料の製作方法ならびに施工方法の合理化により，さらに経済性の追求が可能なものと考える。

工期について，連結鋼管矢板は 2 本の鋼管および H 鋼を同時に打設できるため，打設に要する日数を 12 日から 9 日へと 3 日間短縮することができた。さらに，継手箇所の減少により，継手止水に要する日数を 13 日から 7 日へと 6 日間短縮できた。全体として，従来型の鋼管矢板を使用した場合に 36 日間必要であった工期を，連結鋼管矢板工法の適用により 27 日間で施工でき，工期を 9 日間（25%）短縮することができた。なお，本工事は連結鋼管矢板を用いた国内外を通じて初の本格的な施工であったため，継手溶接等の施工に時間を要しているが，実績の増加とともに作業手順が体系化することで，さらに数%程度の工期短縮が可能なものと考えられる。

3.2 施工

3.2.1 矢板製作

連結鋼管矢板工法は，2 本の鋼管を H 鋼にて事前溶接して基礎に使用する工法である。鋼管と H 鋼の溶接加工は工場で実施するため，高精度の品質管理が実施できる。本現場では揚重機械の性能や施工ヤードの条件等を考慮し，全長約 45 m の井筒基礎に対して，約 11 m に 4 分割した連結鋼管

矢板を工場で製作し，これらの材料を施工場所に搬入して，現場で4分割したものを溶接（現場外周溶接）し，継杭施工する方法を採用した（図7参照）。

連結鋼管矢板の製作は，千葉県内にある鉄鋼製品の加工工場にて実施した。製鉄会社より納入したP-P継手が片側のみ溶接された鋼管とH鋼を工場内に搬入し，そこでフレア溶接による組立作業を実施した。製作は，長さ，幅ならびに真円度等，製品の形状および寸法の許容差を規定し，これらを満足する連結鋼管矢板を製作した。使用した材料は以下の通りである。

・鋼管矢板（JIS A 5330 SKY400）（本体鋼管 ϕ800×9 mm；P-P継手 ϕ165.2×11 mm）

・H鋼（JIS G 3101 SS400）（H-400×400×13×21 mm）

3.2.2 打設施工の状況

本現場における地盤柱状を図7に示す。地表部の盛土の下部には地表面下約40 mまでは沖積粘性土の軟弱土層であった。その下部に約4.5 mの砂質土層（N値20以上）が存在し，支持層（土丹層と呼ばれる泥岩）には0.8 m以上貫入する必要があった。また，当該地は住宅地域ではないが横浜駅近傍の都心部であるため，振動および騒音にも配慮する必要があった。そこで，図7に示すとおり，連結鋼管矢板の下杭下端2 mの箇所では連結H鋼による事前溶接を実施せず，矢板貫入時の先端抵抗を低減する方策を採用した。

写真2は施工の状況を，また表2は連結鋼管矢板1ユニット（全長約45 m）の打設に要した平均サイクルタイムを示している。表2より，連結鋼

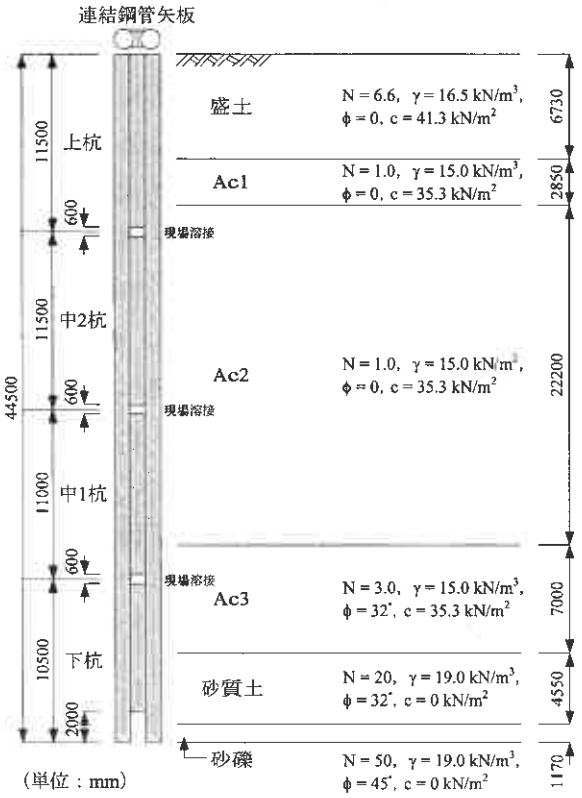


図7 連結鋼管矢板の加工と土質性状

写真2 連結鋼管矢板の打設状況

表2 作業工程における平均サイクルタイム

杭位置	準備時間（分）					打設時間（分）	溶接時間（分）	計
	打設準備（下杭は治具取付・切断込み）		荷卸～切断準備	建込～仮付	準備時間計			
	通常作業	押え枠付替						
下　杭	25	10	0	0	35	24	0	59
中1杭	11	—	9	11	30	12	52.5	95
中2杭	5	—	7	8	21	19	32.5	72
上　杭	9	—	4	6	18	88	45.8	152
計	50	10	20	25	105	143	130.8	378

管矢板の歩掛を従来型鋼管矢板と比較したところ，準備時間については下杭の段階で作業が不慣れであったこともあり多くの時間を費やしたが，作業の進行とともに短縮されて，最終的には従来型鋼管矢板を2本打設した場合とほとんど時間差がなくなった。総合的には，従来型鋼管矢板2本を打設するよりも，連結鋼管矢板1ユニットを打設する方が短い時間で施工できることが確認できた。今後は，連結鋼管矢板施工における作業員の熟練度を高め，作業方法や作業手順を工夫することで，更なる工期短縮および経済性の向上を図っていくことが可能になり得ると考える。

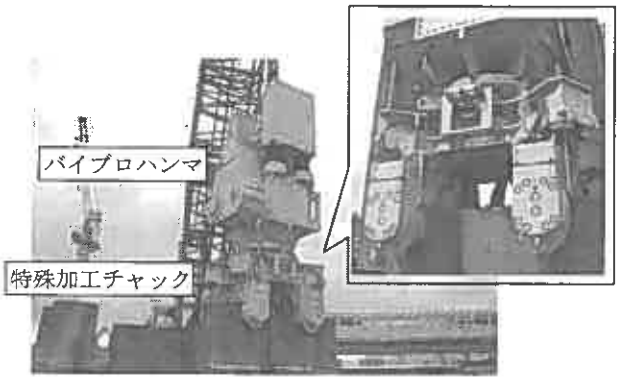


写真3　連結鋼管矢板専用の特殊加工チャック

連結鋼管矢板の打設工法には，事前シミュレーションによって必要な打設能力が確保できること，および振動・騒音レベルを条例基準値以下にできることを確認した上で，バイブロハンマによる振動打撃工法を採用した。打設に使用するバイブロハンマには，必要貫入能力を考慮して従来型鋼管矢板に必要なものより1ランク上となる容量180 kWのものを採用し，先端に連結鋼管矢板専用の特殊加工チャック（写真3参照）を装着して施工した。使用した特殊加工チャックは，連結鋼管矢板打設のために新たに開発したもので[11]，連結鋼管矢板を4点で掴む構造となっている。H鋼で連結した2本の鋼管矢板を4点で把持して打設することは，鋼管矢板の回転やねじれを防止することに大きな効果を発揮し，後述する高い鉛直打設精度をもたらしたものと考える。

4分割した連結鋼管矢板の重量は最大で約6 tであったが，バイブロハンマ重量，特殊加工チャックおよび擁重作業半径を考慮して，揚重機械には200 t級クローラクレーンを使用した。

上下杭の現場継手箇所は半自動溶接機を使用した現場外周溶接により高精度で接合することができた。また，最終の打止めにあたっては，油圧ハンマーによる打撃施工を実施し，支持層に確実に貫入させた。

以上，実現場における打設施工の状況を顧みると，連結鋼管矢板の施工に必要な打設機械や揚重機械に対して施工ヤード及び周辺環境条件の制約がない限り，従来型鋼管矢板を2本施工する場合に比べて，サイクルタイムを短縮させることが可能であること，および従来型鋼管矢板と同様な施工が実工事でも可能であることが確認できた。今回は陸上での施工であったが，河川内で渇水期に施工する場合ように，工程的な制約がある条件下では，2本同時打設による工期短縮メリットはさらに大きな効果を発揮できるものと考える。

3.2.3　施工精度の確認

本現場における連結鋼管矢板の打設では，鋼管矢板長が約45 mと長尺であったため，鋼管矢板の打設精度管理が重要であった。特に，井筒基礎は護岸のような形式とは異なり，最終的に全体を閉合させる必要がある。したがって，個々の鋼管矢板の打設精度が低ければ，嵌合継手間でせり合いが発生し，井筒の閉合が困難もしくは不可能となる場合がある。さらに，本現場は鉛直方向に4本の継杭施工であるため，現場溶接継手での接合精度も打設精度に大きく影響する。

そこで，井筒基礎の閉合精度を高める打設方法として，本現場打設では図8のとおり1ユニットの隔たりを設けた状態で連結鋼管矢板を建て込んだ後，各ユニット間に連結鋼管矢板を挿入して打設する方法（千鳥打ち）を採用した。つまり，連結鋼管矢板は図8において①～⑧の番号順に打設

した。

打設手順は次のとおりである。

1) 導枠の設置
2) 鋼管（下杭）の吊上げ
3) 鋼管（下杭）の建込み
4) 1ユニットの離隔を設けて鋼管（下杭）の打設
5) ユニット間の鋼管（下杭）の打設
6) 鋼管（中1杭）の吊上げ
7) 現場溶接（下杭と中1杭の間）
8) 4)と同様に鋼管（中1杭）の打設

以下，3)～8)の作業を繰り返すことによって，中2杭から上杭までの打込みを完了させる。

この際，最初の連結鋼管矢板の建込み時には，別途製作したダミーの定規を挿入しておくことで閉合精度を確保した。これらの施工方法と前述したバイブロハンマの連結鋼管専用特殊チャックを使用したことにより，従来型鋼管矢板に比べて格段に施工性が向上し，以下に示す打設精度に好影響を与えた。

連結鋼管矢板の打設における鉛直打設精度については，連結鋼管矢板の建込み時，継手溶接接合時および打設時に直角2方向から測定・管理するとともに，打設途中および完了時に挿入式傾斜計で連結鋼管矢板の傾斜を2カ所測定した（図8参照）。図9は傾斜計-Aによる連結鋼管矢板の下杭打設時ならびに上杭打設完了時における深度方向に対する変位量を，さらに，表3には傾斜計-Aならびに傾斜計-Bを用いて計測した変位量より求めた本現場における連結鋼管矢板の鉛直傾斜精度を示している。これらより，下杭打設完了時点（打設深度10 m）での相対変位量が法線方向14 mmおよび接線方向4 mmであり，傾斜計-Aおよび傾斜計-Bの測定結果を総合的に捉えると1/2130～1/450の傾斜精度である。さらに，上杭打設完了時点（打設深度44.5 m）では1/230～1/200の傾斜精度である。なお，連結鋼管矢板の長辺方向（接線方向）の打設精度が顕著に優れている。また，鋼管杭単体における傾斜の管理基準値が一般的に1/100[12]であることから，連結鋼管矢板を使用した本工事では，2倍以上の良好な鉛直打設精度を確保できたといえる。

以上に示したように，連結鋼管矢板で発揮できる高い鉛直打設精度は，連結鋼管矢板の持つ形状

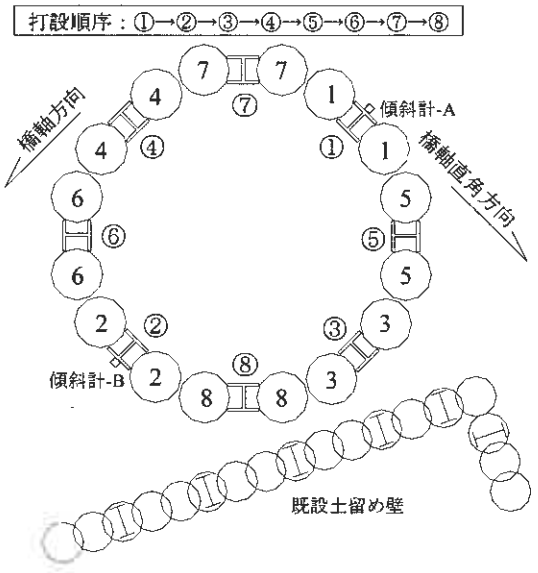


図8 連結鋼管矢板の打設順序

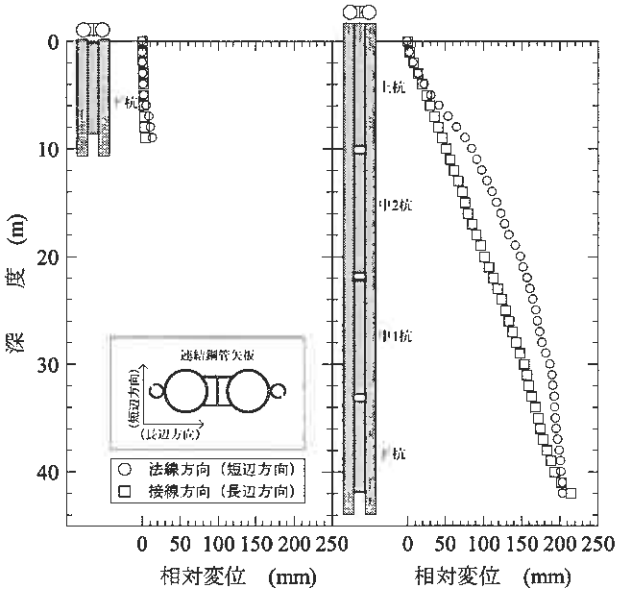


図9 連結鋼管矢板打設時の変位量の計測結果（傾斜計-A）

表3 連結鋼管矢板の鉛直打設精度

傾斜計	打設深度 (m)	鉛直精度	
		法線方向	接線方向
傾斜計-A	10	約 1/650	約 1/2130
	44.5	約 1/210	約 1/200
傾斜計-B	10	約 1/450	約 1/1250
	44.5	約 1/230	約 1/200

的な特徴に起因するところが大きい。従来型鋼管矢板は円形の鋼管を打設するため，打設中に部材が回転する方向に力が作用しやすいという特徴があったが，短辺（法線）および長辺（接線）方向に形状が異なる連結鋼管矢板は打設中に部材が回転せず，また高剛性との相乗効果で自ら打設中の方向制御が可能である。すなわち，2 本の鋼管を同時に打設できる高剛性の連結鋼管矢板は，打設時における継手のせり合い等を抑制でき，連結鋼管矢板間の継手は健全な状態で嵌合されることになる。また，今回のように比較的深い深度での施工でこのような精度を確保できたことは，通常程度（深度 30 m 程度）の施工では従来工法に比べてかなり高い精度の施工が期待でき，この高い鉛直打設精度は本工法の大きな特徴であるといえる。

表 4　連結鋼管矢板の打設に伴う騒音・振動の計測最大値

打設地点からの距離 (m)	7	15	30	50	75
騒　音 * (db)					
初期値	66	65	69	65	69
下　杭	(88)	(86)	76	76	74
中 1 杭	83	82	(87)	79	75
中 2 杭	(87)	83	79	77	79
上　杭	(88)	(85)	82	82	72
振　動 ** (db)					
初期値	38	39	38	39	30
下　杭	(75)	68	53	56	42
中 1 杭	(80)	72	71	62	44
中 2 杭	(78)	72	66	72	48
上　杭	(77)	(76)	73	77	52

* 特定建設作業における騒音規制値（騒音規制法第 14 条）：85db
** 特定建設作業における振動規制値（振動規制法第 14 条）：75db
注）計測値の括弧書きは規制値を上回ったことを示す

3.2.4　環境への影響

本現場における連結鋼管矢板の打設では連結鋼管矢板の打設が周辺環境へ及ぼす影響を検討するため，バイブロハンマ打設に伴う騒音および振動レベルを「振動および騒音レベル測定方法」（JIS Z 8735-1981 および JIS Z 8731-1999）に基づき測定した。

表 4 は各地点において計測された連結鋼管矢板の打設に伴う騒音・振動レベルの最大値を示している。各測定地点はいずれも本現場内（建設現場と現場外との境界地内）に位置しており，建築工事等の他作業の影響を受けている計測値もあった。しかしながら，ここに示した数値は連結鋼管矢板打設による影響をほぼ表しているものと判断している。これによると，本現場におけるバイブロハンマを用いた連結鋼管矢板の打設では，施工位置より 15 m 以内において「特定建設作業における騒音・振動基準値（騒音 85 db および振動 75db)」を若干上回る騒音および振動レベルが計測された。しかしながら，バイブロハンマによる打設では施工時の騒音・振動は避けることが一般的に困難であるにも係わらず，本現場では施工箇所から 15 m 以上の領域では騒音・振動レベルとも基準値以下の値を示している。これは，連結鋼管矢板の打設でバイブロハンマの連結鋼管専用特殊チャックを使用したことと，これに加えて打設時における継手のせり合い等による継手抵抗が抑制された結果であると考えられる。すなわち，連結鋼管矢板の適用は従来型鋼管矢板の施工と比較して低騒音・低振動の打設施工であったものといえる。

また，近接する既設護岸への影響の計測も同時に実施したが，ほとんど影響なく施工を完了することができた。

4. まとめ

連結鋼管矢板の開発から橋脚井筒基礎への適用事例について述べてきた。その成果をまとめると以下の通りである。

(1) 橋脚井筒基礎として連結鋼管矢板を適用することで井筒径を縮小することができることにより，用地制約上の課題を克服し，25%の工期短縮および 10%のコスト縮減を図ることができた。

(2) 施工機械の揚重能力および貫入能力を十分に検討し機械配置を計画することにより，鋼管矢板2本分を1度に打設できる連結鋼管矢板のメリットを活かして工期短縮を図ることができた。

(3) 2本の鋼管をH鋼で連結する連結鋼管矢板の適用により，従来工法の課題であった鋼管の打設中に生じる鋼管の回転や傾斜を大きく低減することができた。そのため，本現場のような軟弱な粘土層に対して全長約45 mの連結鋼管矢板を打設するという困難な条件にも係わらず，打設基準値と比較して2倍以上の高い鉛直精度を確保することができた。

現在，連結鋼管矢板工法における設計，施工法の多様化，ならびに適用対象構造物の拡大を図ることを目的として，更なる開発検討を行っている。その一例としては，鋼管矢板式井筒基礎の力学特性に対する評価手法の高度化を目的に，3次元骨組構造解析手法を開発している[13]。本解析手法は，現在一般的に用いられている「弾性床上の有限長ばりによる解析」[5),6)]および「仮想井筒ばりによる解析」[5),6)]では考慮することが困難な，深度方向における継手条件（継手の有無，剛性，強度等）の変化や3次元的な地盤反力などを適切に考慮することが可能であり，鋼管矢板式構造物や鋼管矢板で補強された構造物の安定設計を柔軟な設計条件に基づいて，より詳細に実施できるものである。

最後に，連結鋼管矢板の現場適用に多大な協力をいただいた横浜市関係各位と，連結鋼管矢板の製作，現場施工ならびに計測に携わられた連結鋼管工法研究会と関連会社各位においては，構造物を築造するとともに貴重な意見と情報を提供いただいたことをここに感謝します。

参　考　文　献

1) 西山嘉一，木村　亮，「鋼管とH鋼をつなげた連結鋼管矢板の開発と適用」，未来材料，Vol.5, No.6，エヌ・ティー・エス，pp.34～40，(2005).
2) 木村　亮，「連結鋼管矢板の有効性と適用性」，橋梁と基礎，Vol.38, pp.107～108，建設図書，(2004).
3) 冨澤幸一，「長尺鋼管杭および長尺鋼管矢板の現場管理試験に基づく鉛直支持機構の検証」，第48回地盤工学シンポジウム平成15年度論文集，pp.141～148，(2003).
4) 木村　亮，磯部公一，J.K.A. Too，西山嘉一，川端規之，「連結鋼管矢板の継手特性」，第37回地盤工学研究発表会講演論文集，pp.1407～1408，(2002).
5) 鋼管杭協会，「鋼管矢板基礎－その設計と施工－」，鋼管杭協会，(1999).
6) 社団法人日本道路協会，「道路橋示方書・同解説」，日本道路協会，(2002).
7) 木村　亮，磯部公一，J.K.A. Too，西山嘉一，「連結鋼管矢板を用いた鋼管矢板基礎の水平抵抗特性」，第38回地盤工学研究発表会講演論文集，pp.1611～1612，(2003).
8) 三津田祐基，稲積真哉，木村　亮，呉　　潔，羽柴　茂，萩原敏行，「連結鋼管矢板基礎に対する合成効率の評価」，第40回地盤工学研究発表会講演論文集，pp.1433～1434，(2005).
9) 木村　亮，稲積真哉，J.K.A. Too，西山嘉一，「連結鋼管矢板の施工試験」，第39回地盤工学研究発表会講演論文集，pp.1427～1428，(2004).
10) 稲積真哉，木村　亮，三津田祐基，山村和弘，西山嘉一，嘉門雅史，「廃棄物埋立護岸におけるH-H継手を施した連結鋼管矢板の開発と適用性評価」，土木学会論文集C，Vol.62，No.2，pp.390～403，(2006).
11) 鈴木勇吉，西山嘉一，庭本清敏，木村　亮，「バイブロハンマ施工における連結鋼管矢板の把持装置」，第61回土木学会年次学術講演会講演論文集，(2006).
12) 社団法人公共建築協会，「建築工事監理指針」，公共建築協会，(2001).
13) 三津田祐基，稲積真哉，木村　亮，菅野友紀，西山嘉一，本田敬明，「連結鋼管矢板基礎に対する立体骨組構造解析手法の開発」，第41回地盤工学研究発表会講演論文集，(2006).

コスト縮減を目的としたＧＣＣＰ工法の開発

独立行政法人 土木研究所 寒地土木研究所　林　　宏親
株式会社不動テトラ　橋本　則之
同上　　小飼　喜弘
同上　　井戸口清孝
同上　　○飯田　　清

１．はじめに

泥炭性軟弱地盤の沈下対策として適用される深層混合処理工法においては、泥炭性地盤が粘性土地盤に比べて高い強度発現が期待できないという理由から、比較的高い盛土に対しては 50%以上の改良率を標準としている。さらに設計強度を確保するために、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。そのため、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、新しい施工方法によりセメントと砕石を地盤中に供給し、高強度で小径のパイルを造成する工法であるグラベルセメントコンパクションパイル工法（以下、GCCP工法と称す）を考案した。本工法の沈下低減効果を確認するために、GCCPを通常の深層混合パイルと同じ間隔で同じ本数打設した場合には、GCCPのパイル径が小径であるために深層混合パイルと比較して改良率が 1/2 程度であるにもかかわらず、同等以上の沈下低減効果を有することが確認されている[1)]。ここでは、GCCP工法の工法概要，試験施工による効果の確認，コスト縮減効果等について紹介を行う。

２．ＧＣＣＰ工法開発の背景

深層混合処理工法を軟弱地盤対策（特に泥炭性軟弱地盤）に適用する場合の課題としては、①他工法と比べて施工費が高いためにコストが増大する（特に泥炭性軟弱地盤では、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することが多い）。②強度の設定に限界がある（一般的には$qu=200kN/m^2$～$500kN/m^2$）[2)]。③強度のばらつきが大きいために品質管理が難しい。④室内配合試験に 1 ヶ月を要するため工期が厳しくなる場合が多い等が挙げられる。

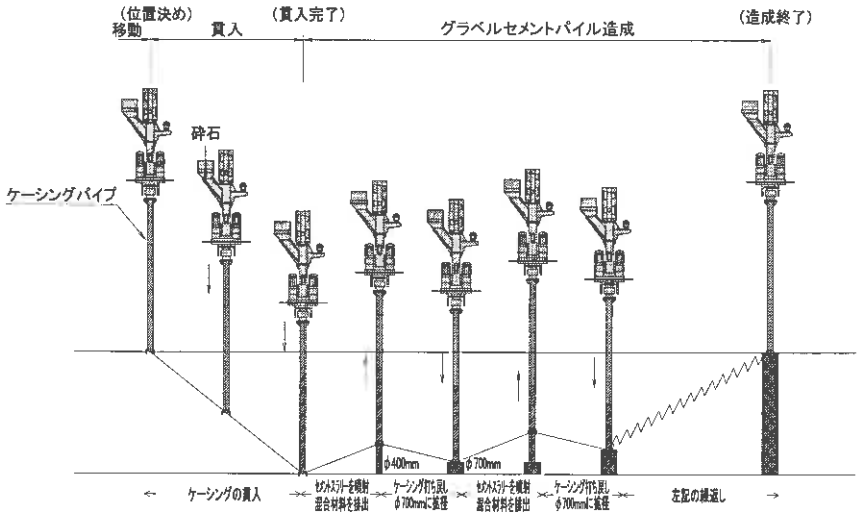
筆者らは、深層混合処理工法におけるこれらの課題を解決するために、コスト縮減，品質の向上，工期短縮，環境負荷の軽減を主目的とした地盤改良技術として GCCP 工法を開発・実用化した。GCCP 工法開発のねらいとしては、具体的に①深層混合処理工法とは異なり原地盤と攪拌混合することなく固化パイル（セメントと締固め砕石を混合したパイル）を造成するため高強度で安定した品質のパイルを造成することができる。②一般品のセメントを使用し、かつ室内配合試験が不要となるため深層混合処理工法に比べて 2～4 割程度のコスト低減を図ることができると考えられる。③1 ヶ月を要する室内配合試験が不要となるため 2～3 割程度の工期短縮を図ることができると考えられる。④砕石の代替材としてリサイクル骨材を使用することも可能なため環境負荷を軽減することができる等である。

Hirochika HAYASHI；札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1 番 34 号，TEL011-841-1709，FAX011-841-7333
Noriyuki HASHIMOTO；東京都中央区日本橋小網町 6 番 1 号，TEL03-5644-8536，FAX03-5644-8537
Yoshihiro KOGAI；札幌市北区北 7 条西 2 丁目 8 番地，TEL011-746-7280，FAX011-746-7281
Kiyotaka IDOGUCHI；札幌市北区北 7 条西 2 丁目 8 番地，TEL011-746-7280，FAX011-746-7281
Kiyoshi IIDA；札幌市北区北 7 条西 2 丁目 8 番地，TEL011-746-7280，FAX011-746-7281

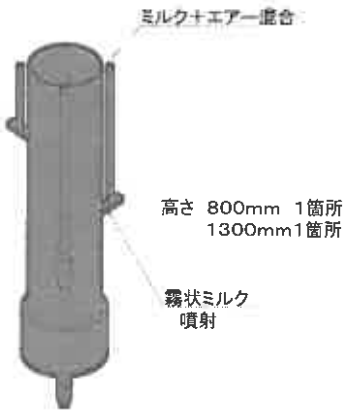
３．ＧＣＣＰ工法の概要

GCCP工法は、サンドコンパクションパイル工法の施工機械（図－1）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ミルクを混合し、固化パイルを造成するものである。したがって、GCCP工法は、深層混合処理工法とは異なり原地盤と攪拌混合することなく固化パイル（セメントと締固め砕石を混合したパイル）を造成する工法である。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を混合しながら（図－3）ケーシングを引抜き、再度ケーシングパイプを打戻してφ400mmからφ700mmに拡径する。この工程を繰返して所定の高さまでGCCPを造成する。GCCPの出来上がり径はφ700mm（0.385m^2）を標準とするため通常の深層混合処理パイルφ1000mm（0.785m^2）の約 1/2 の出来上がり面積となる。

図－1 施工機械姿図



図－2 GCCP の施工方法



図－3 セメントスラリー吐出方法

ケーシングパイプを引抜いて砕石を地中に排出する際にケーシングパイプ先端に取り付けた噴射口から霧状のエアーとスラリーを砕石に噴射することで砕石の粒子間にセメントスラリーを良く回り込ませる。ケーシングパイプを打戻して、地盤中で良く締まったセメント混合砕石パイルを造成する。

４．試験施工による効果の確認

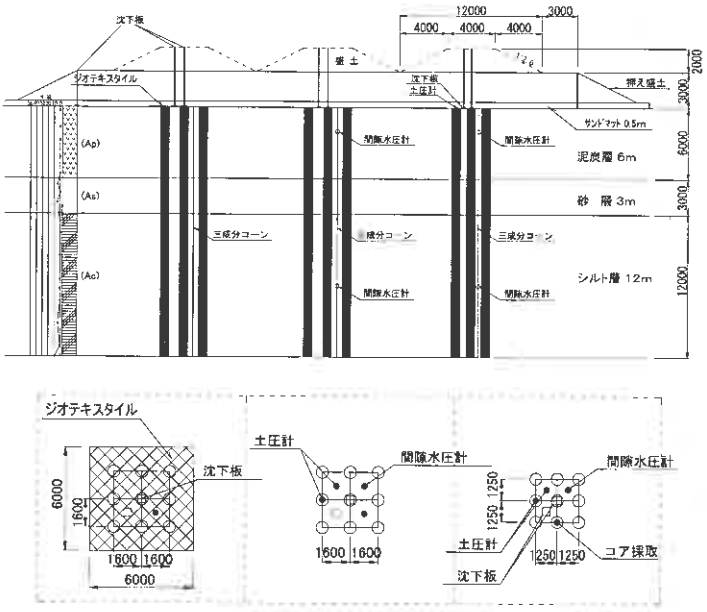
GCCP の試験施工は、国土交通省北海道開発局管内において 2 件実施している（図－4）。うち 1 件については、本施工杭としてボックスカルバートの沈下対策として適用されている。ここでは、この 2 件の GCCP 工事において得られた沈下低減効果，強度特性等について考察を行う。

A工事では、道央圏連絡道路においてGCCPの試験施工を行っており、主に沈下低減効果について確認を行っている[3) 4) 5)]。B工事では、深川留萌自動車道においてボックスカルバートの沈下対策としてGCCPが適用されており、主にGCCPの強度特性について確認を行っている[4)]。なお、B工事の動態観測結果については、現在盛土工および動態観測を実施中であるため本論文では割愛している。

図－4 GCCP 施工位置図

4－1．A工事における知見

A 工事の地盤は、層厚 6m 程度の泥炭層に続き、層厚約 3mの砂層、層厚約 12mのシルト層と連続している。各土層の性状は、概ね表－1 に示すとおりである。GCCPは、表層に 50cmのサンドマットを敷設し、シルト層下端までの杭長 21.5mの施工としている。GCCPに使用した砕石は再生砕石（0～40mm），セメントは高炉セメントB種（W/C=1.5）を使用して 150kg/m^{3}となるようにケーシングパイプ内で配合した。試験施工は、図－5 に示すように 3 ブロックに分割して実施し、パイル間隔 1.6m（改良率 15%）のケースとパイル間隔 1.25m（改良率 25%）のケースおよびパイル間隔 1.6m（改良率 15%）でジオテキスタイルを併用したケースを実施した。載荷盛土は、第 1 段階として 3m（サンドマット 50cmを含む）盛土し、さらに第 2 段階として 1mを追加盛土し、最終の第 3 段階目で合計 5mの載荷を実施している。図－5 に示すように、動態観測は、地表面沈下板，パイルおよびパイル間の土圧計，間隙水圧計（GL－1.5m，GL－15.0m）にて計測している。



図－5 試験施工配置図（A 工事）

表－1 土性値一覧表

	層厚 H(m)	単位体積重量 γ (kN/m^3)	含水比 w(%)	粘着力or内部摩擦角 C(kN/m^2) or φ (deg)
泥炭層	6	11.5	260	C=12kN/m^2
砂層	3	17		φ=30°
シルト層	12	16	60	C=30kN/m^2

（1）沈下計測結果

最終盛土高H=5mに対し、無改良地盤で予想される最終沈下量はSf=2.3mであった。試験施工における時間－沈下関係図を図－6 に示す。改良エリア内の沈下量は、無改良地盤（H=3m）の法肩で計測した沈下量に比べて小さく、改良エリアで比較すると 25%改良エリアで沈下量が最小となり 15%改良エリアが最大となった。また、この沈下は、無改良地盤では長期的に継続する圧密沈下の挙動を示しているのに対し、改良エリアは載荷後短期間で収束傾向となる弾性沈下の挙動を示している。沈下低減率β（=改良地盤の実測沈下量／無改良地盤の予測沈下量）は、25%改良でβ=8%，15%改良ではβ=12%，15%改良にジオテキスタイルを敷設したタイプではβ=9%となっている。一般的に深層混合処理の沈下低減効果を応力分担比(n=10~20)[6)]を用いて求めた場合には、50%改良でβ=9~18%程度，30%改良でβ=15~27%程度であることを考えると、GCCP工法は、1/2 の改良率で同等かそれ以上の沈下低減効果が得られていることがわかる。パイルとパイル間の沈下差は、25%改良と 15%改良にジオテキ

スタイルを併用した場合は3cm, 15%改良では7cmとなった。

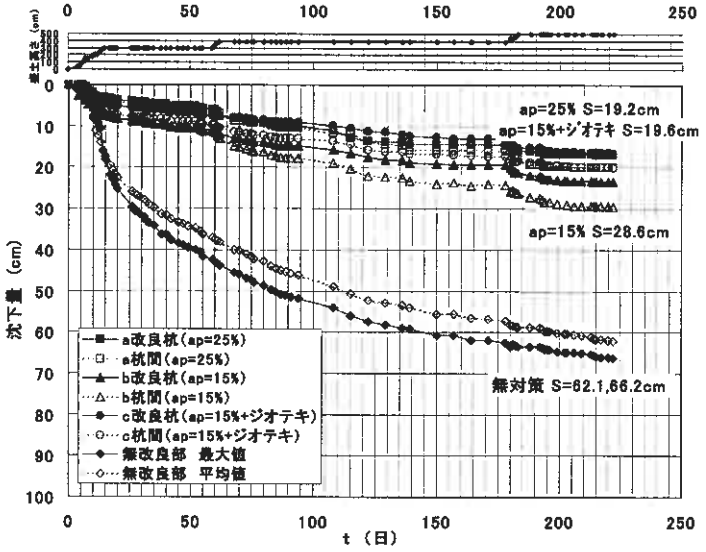
また、図－6の沈下計測日100日から150日までの期間については、盛土を増加していないにも関らず沈下が進行している。なお、同時期には、パイルの土圧計（図－7）の値が低下し、上部（GL－1.5m）に設置した間隙水圧計（図－8）の値が上昇している。この時期は、3月中旬から5月初旬の雪解けの時期であり、雨雪の盛土への影響や地下水の影響による可能性が考えられる。近傍で観測したデータによるとGL－1.0mの水位が50cm程度上昇していることが確認されている。この時期の沈下は、25%改良で4.8cm, 15%改良で5.4cm, 15%改良＋ジオテキスタイルで3.7cm発生し、総沈下量の19～25%程度がこの時発生した結果となった。

（2）土圧計測結果

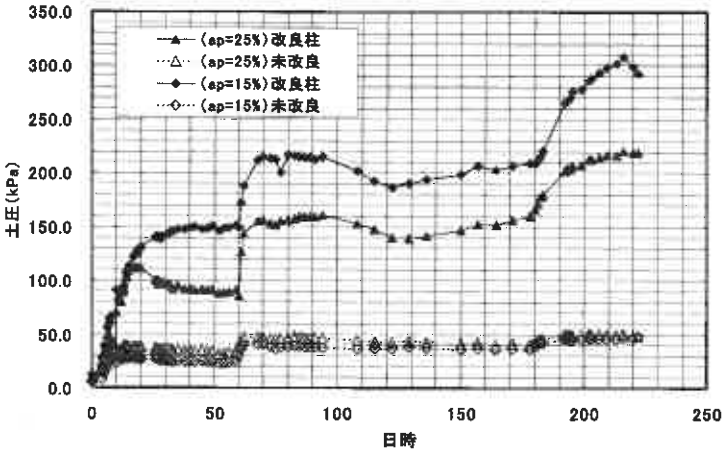
土圧計の計測結果を図－7に示す。パイルおよびパイル間に設置した土圧計の値には差があり、パイルへ応力が集中していることがわかる。パイルおよびパイル間の土圧の差は、盛土を立ち上げる毎に大きくなる傾向を示している。表－2は、載荷毎に計測したパイルとパイル間の土圧のピーク値と、この土圧計の値に改良率を考慮した加重平均の値を示している。加重平均した土圧値は、載荷した盛土荷重の値と比較的一致している。

（3）間隙水圧計測結果

GL－1.5mおよびGL－15.0mに設置した間隙水圧計の計測結果を図－8に示す。1段階目の盛土荷重54kN/m^2（H=3m）に対して上部の水圧計は15 kN/m^{2}程度しか増加していない。2段目（H=4m），3段目（H=5m）の載荷時も盛土荷重に比べ上部の水圧計の増加量は小さい。これは、パイルへ応力が集中している結果と考えられる。しかし、下部の水圧計は、第1段階の盛土荷重と同程度の水圧が増加している。これは、パイルの打設範囲に対し盛土幅が大きいので、無改良地盤上における過剰間隙水圧の影響を受けているものと考えられる。



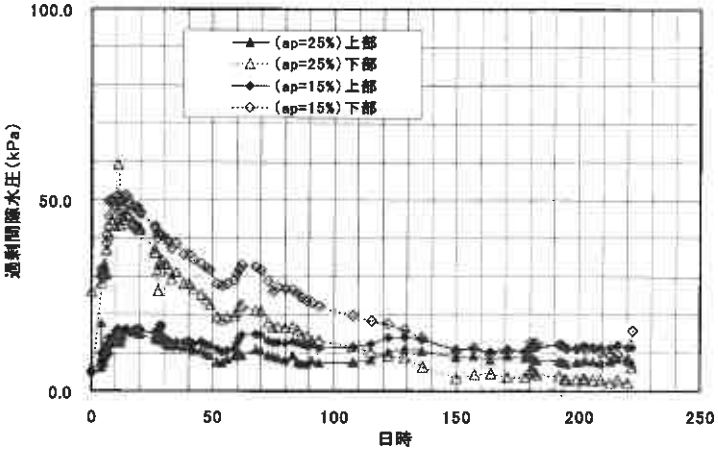
図－6 沈下量の経時変化図



図－7 パイルとパイル間の土圧計測結果図

表－2 パイルとパイル間の土圧値

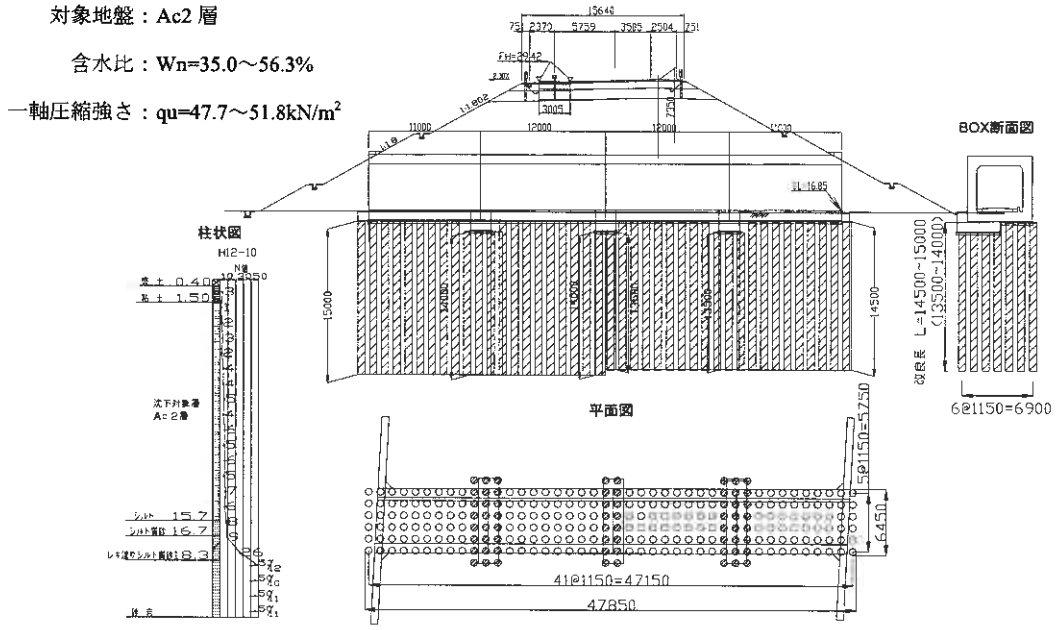
	25%			15%		
	3m	4m	5m	3m	4m	5m
上載荷重 (kN/m^2)	54	72	90	54	72	90
パイル頭土圧 σp (kN/m^2)	108	161	220	150	217	302
パイル間土圧 σc(kN/m^2)	39	48	51	27	40	48
加重平均 (kN/m^2)	56	76	93	46	67	86



図－8 間隙水圧計測結果図

４－２．B 工事における知見

B 工事は、ボックスカルバート基礎地盤の沈下低減対策として当初 DJM 工法が採用されていたが、追加地盤調査とコスト縮減を目的とした工法調査の結果、新工法である GCCP 工法が採用された。B 工事の地盤は、図－9 に示すように N=2～7 の軟弱層（Ac2 層）が 15m 程度堆積し、13m の盛土を造成すると 112cm の沈下が発生する地盤である。当該地盤は、下部に N=6,7 のシルト層があり、DJM 工法で施工した場合には通常サイクルの施工が難しくトラブルの要因となることが懸念された。



図－9 施工配置図（B 工事）

（１）GCCP 工法と DJM 工法の比較

DJM工法とGCCP工法の工法比較表を表－3 に示す。DJM工法は、室内配合試験の結果から設計基準強度（quck=0.45MN/m²）を確保するために、高炉セメントB種C=350kg/m³を配合しなければならなかった。一方、GCCP工法は、砕石に高炉セメントB種C=150kg/m³添加することでDJM工法の 4 倍以上の強度を確保することが出来る。なお、GCCP工法のコストは、DJM工法の 84%程度であった。

表－3 工法比較表

		DJM工法（粉体噴射攪拌工法）		GCCP工法（グラベルセメントコンパクションパイル工法）	
材料		高炉セメントB種（C=300kg/m³）	△	高炉セメントB種（C=150kg/m³）砕石（0～40）	○
強度		中～低強度（quck=0.45MN/m²）	○	高強度（quck=2MN/m²）	○
改良率		高改良率（ap=78.5%）	○	低改良率（ap=29.1%）	○
設計	沈下量	9.92cm＜10cm	○	9.54cm＜10cm	○
	内部応力	1.29＜1.2	○	2.13＜1.2	○
品質		ばらつきは多い（羽根切り回数で品質を確保）	○	高品質（現地土が混ざらない改良体）	○
施工能力		硬質地盤への貫入が難しい（砂質土：N≦12，粘性土N≦4）	×	硬質地盤への貫入が可能（砂質土：N≦30）	○
振動・騒音		無振動・低騒音工法	○	振動・騒音の問題（バイブロ）	△
変位		施工時、変位の発生はある 影響範囲15m程度	△	施工時、変位の発生はある 影響範囲15m程度	△
コスト		100	△	84	○

（2）強度特性

GCCP 工法の強度特性を確認するために一軸圧縮試験および一面せん断試験を実施している。室内配合試験（一軸圧縮試験）は、砕石径が大きいことからφ100mm, H=200mm のモールドを用い実施した。実際に施工したパイルの品質評価は、打設後 2 週間程度でダブルコアチューブサンプラー（ボーリング孔径 116mm と 86mm）によるオールコアサンプリングを行い、28 日養生で一軸圧縮試験と一面せん断試験を実施している。

表－4 B 工事における一軸圧縮試験結果表

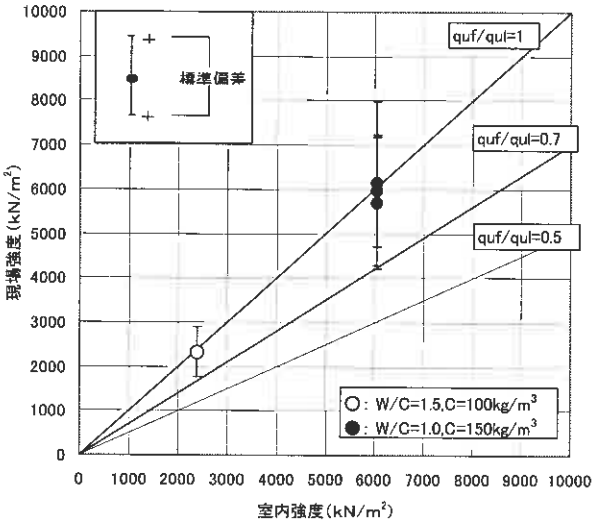
	杭番	個数	配合量 (kg/m³)	W/C (%)	径 (mm)	平均強度 (kN/m²)	標準偏差 (kN/m²)	変動係数 (%)
本施工	A	17	150	1.0	86	6143	1852	30
	B	15	150	1.0	116	5967	1254	21
	C	9	150	1.0	116	5685	1485	26
	平均	41	150	1.0	86, 116	5978	1485	25
試験	D	9	100	1.5	86	2324	562	24

（a）一軸圧縮試験

GCCP改良後の品質確認試験として 4 本のコア採取および一軸圧縮試験を実施した（表－4)。本杭であるセメント添加量C=150kg/m³, 水セメント比W/C=1.0 の平均強度は 5978kN/m²となった。強度のばらつきを表す変動係数Vは、通常の深層混合処理工法（一般のDJM：V=35～45%）に比べV=20～30%と小さく、パイルの品質性能の高さを確認できた。なお、当工事においては、本杭との比較のための試験杭としてセメント添加量C=100kg/m³, 水セメント比W/C=1.5 としてパイル造成を行っている。これより、配合の違いではセメント量の差により強度差はあるものの、変動係数には大きな違いは見られずV=20～30%となっていた。コア採取径の影響は、径が大きい方の変動係数が小さい結果となった。これは、砕石材が最大 40mmと大きいため砕石材の粒径が影響しているものと考えられる。

（b）現場強度と室内強度の関係

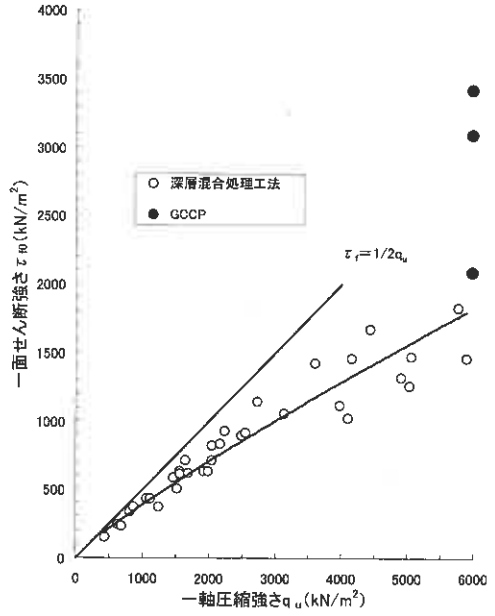
現場強度(quf)と室内強度(qul)の関係を図－10 に示す。GCCP 工法の平均強度は、quf/qul＝1.0 となった。通常の深層混合処理工法の現場と室内の強度比は quf/qul＝1/3～1/5 が一般的であるのに対し、GCCP 工法は、quf/qul＝0.7(2/3)とした場合には設計基準強度を下回る可能性が 17%, quf/qul＝0.5(1/2)とした場合の不良確率は 2%となった。



図－10 現場強度 quf と室内強度 qul の関係図

（c）せん断強さ

図－11 は深層混合処理工法の一軸圧縮試験 qu と一面せん断試験から求めた τ_{f0} の関係を示している[7]。この時の一面せん断試験は定圧で垂直応力が 0 の状態で実施している。深層混合処理工法では、強度が高くなるとqu～τの関係はτ＝qu／2 からqu／3 に移行する傾向を示している。これにGCCPの一面せん断試験から求めたせん断強さ τ_{f0} を示すと、試験結果の数は少なくばらつきはあるものの τ_{f0}＝qu/2～qu/3 の間に分布していることが分かる。



図－11 一軸圧縮強さquと一面せん断強さ τ_{f0} の関係図

５．まとめ

今回は、GCCP 工法の現場試験施工および適用事例を基に沈下低減効果，強度特性について述べた。これらの結果から以下の知見が得られた。

① GCCP 工法は、DJM 工法の 1/2 の改良率で同程度かそれ以上の沈下低減効果が得られる。
② ジオテキスタイルを併用することで沈下低減効果は高くなり、パイルとパイル間の不同沈下に留意する場合は、ジオテキスタイルを併用することで不同沈下を抑制できる。
③ GCCP 工法は、DJM パイルと比べ強度が高く、品質のばらつきを表す変動係数も DJM パイルよりも小さく、高い品質性能を有することがわかった。
④ 適用事例では、GCCP 工法はセメント添加量を低減させることと施工法の違いにより、DJM 工法に比べて 16%のコスト低減が可能となった。

以上、GCCP 工法は、パイルへの応力集中効果が高く DJM 工法よりも高い沈下低減効果を有していることが確認された。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徴を有した工法である。したがって、GCCP 工法は、DJM 工法とは異なり泥炭などの含水比の多い地盤で、必要なセメント量が増加したり、高価な固化材の使用が必要となるなどのコストアップの要素が少ない。また使用する砕石とセメントが予め分かれば配合試験も不要となる可能性もあり、更なるコスト縮減と工期短縮が可能な工法である。今後は、B 工事で実施しているボックスカルバート基礎に埋設した土圧計，間隙水圧計のデータを基に、さらに GCCP 工法の効果を検証していく予定である。

【参考文献】

1) 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，pp1023～pp1024，2004.7.
2) 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，pp114，2002.3.
3) 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，pp1133～pp1134，2005.7.
4) 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，pp49～pp54，2006.2.
5) 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，pp237～pp238，2006.9.
6) 財団法人土木研究センター編：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版，pp85～pp86，2004.3.
7) CDM 研究会編：CDM 工法 設計と施工マニュアル（設計・施工編），pp91，1997.8.

すき取り物によるのり面緑化工法

寒地土木研究所　佐藤厚子　　西本　聡　　泉澤大樹
帯広開発建設部　　西村克弘

1．はじめに

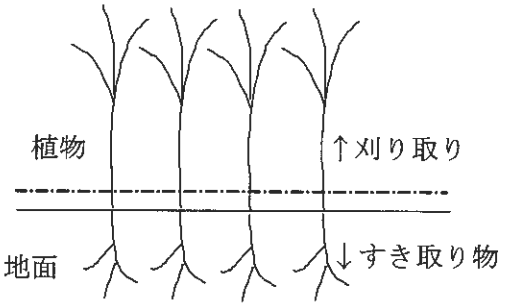
建設工事により発生するすき取り物は、有機物を含んでいることから盛土材として利用できないため廃棄処分されてきた。このすき取り物を廃棄処分しないで有効利用できれば、処分にかかる費用が不要となる。また、緑化材料として再資源化できれば、これまでのり面緑化に要した費用が軽減できることから、工事費の大幅なコスト縮減が可能となる。

そこで、これまで検討されてきた、すき取り物をのり面緑化材料として利用するための技術[1]について、北海道の標準工法とすることを目的として、試験施工を行いすき取り物による道路盛土のり面緑化工法を検討した。その結果、すき取り物は、盛土本体の土質、すき取り物の種類、施工時期にかかわらず緑化材料として利用でき、大幅なコスト縮減ができた。本報告は、これらの結果をまとめたものである。

2．すき取り物

道路盛土を施工する際、北海道開発局では盛土高さが 1m を越える工事の場合、植物の地上部分を刈り取った後その上に盛土を施工する[2]。しかし、盛土高さが 1m 以下の場合、図－１に示すように植物の地上部分を刈り取った後の茎や根を含む表土であるすき取り物をはぎ取ってから盛土を施工する。このすき取り物は、施工に必要な強度を有し基準の締固め度を確保できれば、盛高が 4 ～ 9m の盛土の最下部に使用できる[3]。しかし、この条件に合わない場合、すき取り物は廃棄処分されてきた。

一方、すき取り物は、工事施工箇所付近で生育してい物の根や種を多く含んでいる。すき取り物をのり面緑化材料として利用できれば、自生種の植物が生育し、自然共生型緑化が可能である。



図－１　すき取り物

3．施工方法

①　施工手順と施工の流れ

通常ののり面緑化工法とすき取り物によるのり面緑化工法の施工手順を図－２に示す。通常の場合、すき取り作業を行い発生したすき取り物は処分される。その後のり面には、保護のため

通常の緑化
すき取り作業 → すき取り物処分 → 張り芝または吹き付け

すき取り物による緑化
すき取り作業 → 現場内仮置き → すき取り物による土羽成形

図－２　のり面緑化の手順

Atsuko Sato　062-860　札幌市豊平区平岸１条３丁目　・　TEL 011-841-1709・FAX 011-841-7333
Satoshi Nishimoto　同上
Taiki Izumisawa　同上
Katsuhiro Nishimura 089-0536 北海道中川郡幕別町札内西町 73 番地 6・TEL 0155-25-1250・FAX 0156-25-5998

張り芝や吹き付けなどの緑化が施工される。すき取り物による緑化は、すき取り作業後、発生したすき取り物を仮置きし、のり面に土羽打成形する。のり面緑化作業に際して、通常の施工では、発生したすき取り物の処分費とのり面緑化のための費用が発生する。すき取り物による施工では、すき取り物によるのり面成形費用が必要となる。

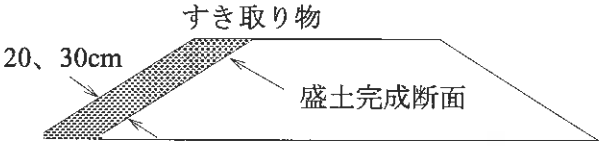
近年、社会の環境に対する意識が高くなり、新しい処分施設の建設が困難になってきている。このため、限られた施設で処分しなければならないことから、処分費や運搬費が高くなっており、すき取り物を処分する際の費用はかなり大きくなっている。すき取り物を緑化材料として利用することにより、このための費用が不要となり、大幅なコスト縮減となる。

そこで、すき取り物による緑化工法を北海道で施工する工法を確立することを目的として、北海道各地においてすき取り物をのり面緑化材料として施工し、のり面の状態と植物の生育状況を調査した。

一般の工事では、すき取り物は盛土工事の早い時期に発生し、のり面緑化は盛土工事の最終段階である。この工程にあわせ、工事箇所ですき取った後、一旦仮置きしてからのり面に土羽打ちにより施工した。このため、すき取った土はほぐされており、草の根はある程度土の中に均等に混合されている。この他に、すき取り物の発生箇所の近くですぐに施工する場合を想定して、仮置きせず、すき取ったままの状態でのり面に張り付け付ける方法も試みた。これは、バックホウのバケットをすき取り物に押しつけてマット状に切り取り、スコップではぎ取ったのち、のり面に張り付けるものである。この方法では、すべり防止のため、ピンでマット状のすき取り物の四隅を押さえた。

② 施工条件

すき取り物は、盛土成形後、**図－3**に示すように盛土のり面にバックホウにより厚さ 20、30cm を標準として土羽打ちした。すき取り物を施工した箇所には施肥していない。なお、盛土のり面こう配は 1.5 および 1.8 である。



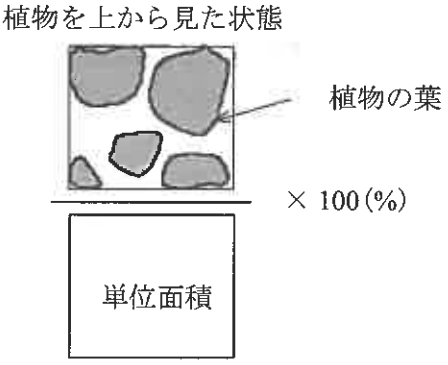
図－3　すき取り物施工の断面

また、すき取り物は草の根を含むことから、施工厚さが薄くなると計画の厚さに施工できなくなることと、施工後すき取り物が滑り落ちることが予想された。そこで、寒地土木研究所の苫小牧試験フィールドにおいてすき取り物の施工可能な厚さ、およびのり面からの滑り落ちの有無を確認した。すき取り物の厚さは、10、20、30cm とし、のり勾配 1:1.5、のり長 3m ののり面に施工した。なお、10cm の厚さで施工した箇所では、すべり防止のため、張り芝と同じ間隔でピンでとめた箇所もある。

4.　調査内容

① 植物の生育状況

すき取り物の生育状況として、発芽時期、植被率を測定した。植被率は、**図－4**に示すように単位面積当たりに植物の葉が占める割合である。のり面緑化として必要な植被率を視覚的な判断から 60%以上とし[4]、雪溶け後と秋に調査した。



$$植被率=\frac{草の緑の部分が占める割合}{単位面積}\times 100(\%)$$

図－4　植被率

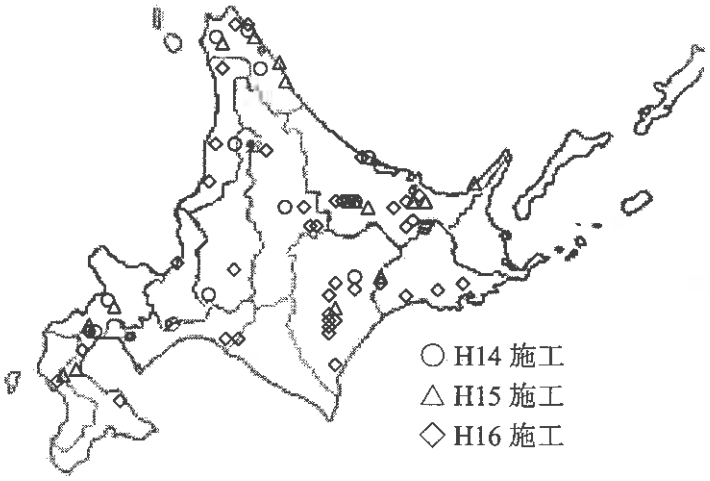
② のり面の状態

すき取り物を施工したのり面について、植物が繁茂する前の春先の雪が溶けた直後に状態を目視で調査した。のり面の状態を、全く変状がなかったものを「変状なし」、若

干のり面変形があったがのり面の安定には問題がなかったものを「若干の変状あり」、のり面が崩壊したものを「崩壊」の 3 つに分類した。

③　施工箇所

平成 14 年度から 16 年度までの間に、すき取り物による道路のり面緑化工法を試験的に実施した箇所を**図－５**に示す。平成 14 年度 11 箇所、平成 15 年度 18 箇所、平成 16 年度 48 箇所の計 77 箇所（北海道開発局の道路事業 76 箇所、苫小牧施工試験フィールド 1 箇所）である。



図－５　すき取り物試験施工箇所

５．調査結果

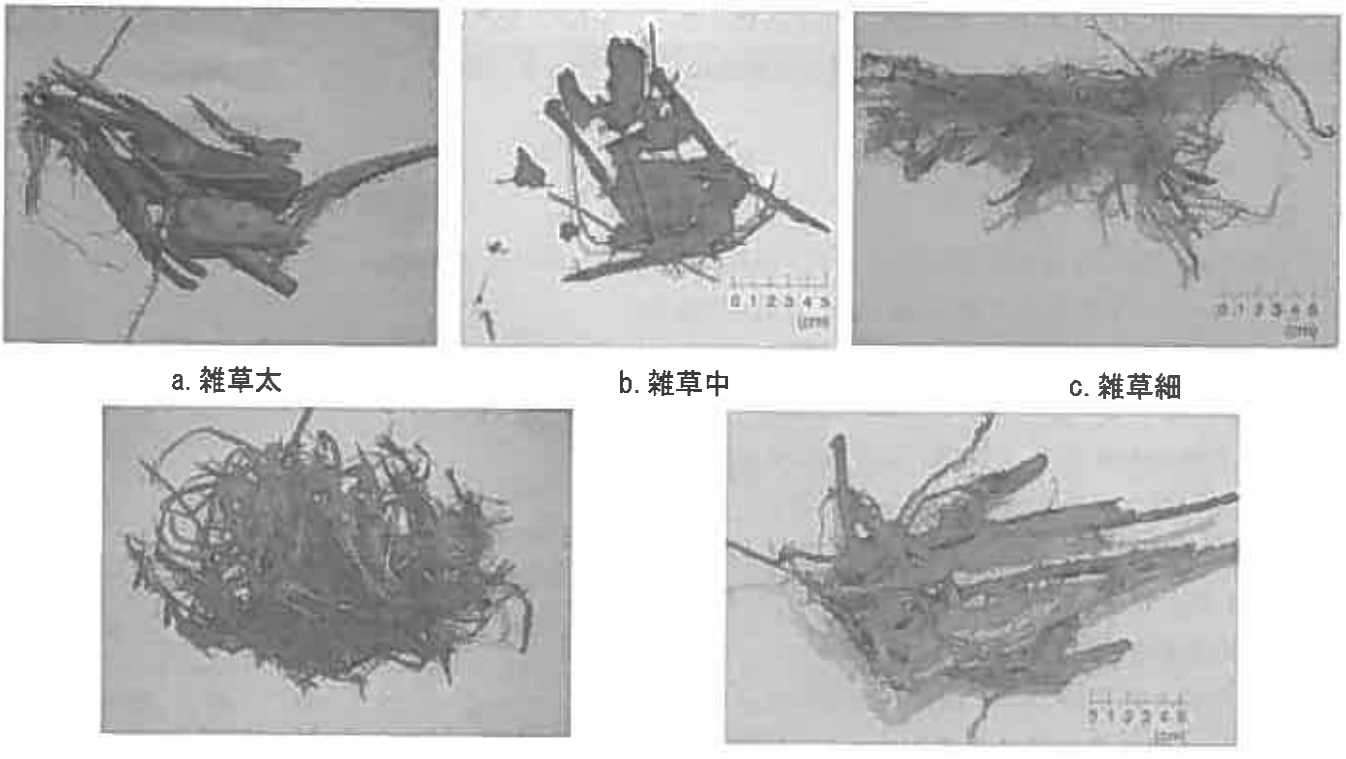
５．１　すき取り物の土質

①　植栽土壌としての土質

日本農学会では、植栽土壌としての分類法として粘土分含有率を用いている[5)]。この方法では、粘土分含有率により区分されており、粘土分を 12.6 ～ 50.0%含む土が良好とされている。51 箇所のすき取り物の粘土分含有率を求め、植栽土壌として分類した。調査したすき取り物のうち 78%が粘土分を 12.6 ～ 50.0%含み植栽土壌として良好な材料である。

②　すき取り物中の草根混合割合

すき取り物に含まれる草の根の状況を**写真－１**に示す。すき取り物は様々な植物の根を含んでいた。すき



a. 雑草太　　b. 雑草中　　c. 雑草細

d. 芝草　　e. 笹

写真－１　すき取り物に含まれる草の根の状況

a. すき取り前の状態　　b. すき取り物の仮置き　　c. すき取り物の張り付け

写真－２　すき取り物の施工状況

a. すき取り物の切り取り　　b. すき取り物のはぎ取り　　c. すき取り物の張り付け

写真－３　マット状のすき取り物の施工状況

取り物中の草根の混合割合を 48 箇所で測定したところ、全体の 56%に当たる 27 箇所のすき取り物で草根混合割合は 5%以下であった。なお、草根混合割合は重量比であり、体積比で示すと 7 ～ 8%となる。

５．２　すき取り物による施工

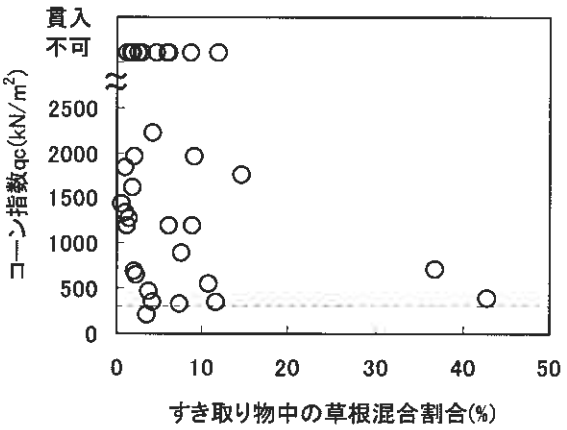
①　施工性

すき取り物の施工状況を写真－２に示す。のり勾配 1:1.5、のり長 3m ののり面に、のり面成形用バケットを有するバックホウにより厚さ 10、20、30cm で施工することができ、この方法で実施工ができることを確認できた。

また、すき取り物をマット状にはぎ取りそのままのり面に張り付けている状況を**写真－３**に示す。はぎ取ったすき取り物は、縦 33cm、横 36cm、厚さ 11.5cm、重量は 11.1kg であった。作業は人力で簡単にできた。

②　締固めたすき取り物の品質

すき取り物を締固めてコーン指数を求めた。**図－６**は、すき取り物中の草根混合割合とコーン指数の関係を示したものである。すき取り物中の草根混合割合とコーン指数の間に明確な相関関係が見られない。すき

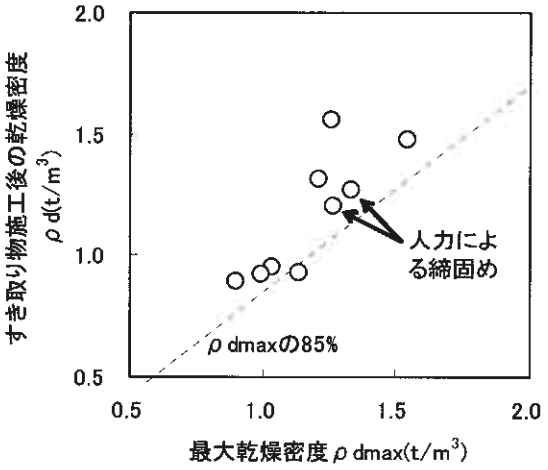


図－６　すき取り物中の草根混合割合とコーン指数

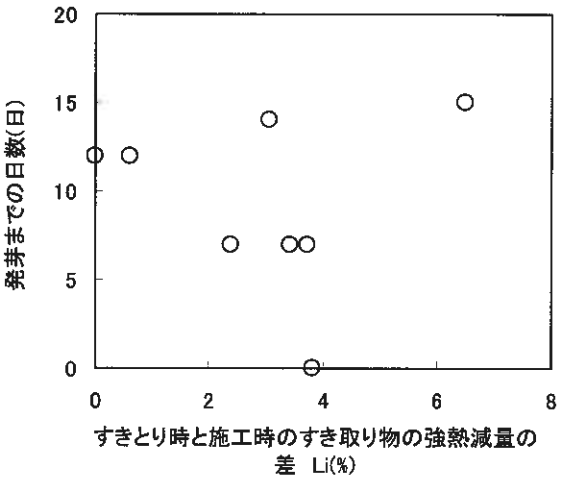
取り物のコーン指数は、48 箇所中 1 箇所のみ 300kN/m^2 以下で湿地ブルドーザの走行性を確保できない[6]が、ほとんどか施工に必要な強度を有し、基準の締固め度上を確保できる材料で、盛高が 4 ～ 9m の盛土の一部に使用できる材料である[3) 7)]。

また、すき取り物を機械施工による土羽打ち作業でのり面に施工し、北海道開発局の盛土基準値[2]を満足するようであれば、盛土の仕上がり面とすき取り物の表面を一致させ、盛土材料を減少することも可能である。そこで、すき取り物を施工した箇所ののり面の密度をコアカッター法[8]により求めた。すき取り物施工後の乾燥密度と最大乾燥密度の関係を**図－7**に示す。密度を測定した箇所は 9 箇所であったが、このうち 3 箇所は、締固め度の基準である 85%を満足しなかった。基準を満たさなかった箇所のうち 2 箇所では、盛土の完成断面内にすき取り物を施工したため、基準値を合格するまで人力により締固めた。

このことから、すき取り物は機械の土羽打ちのみで基準締固め度を満足できないおそれがあり、盛土の一部として使うことができない場合もある。したがって、盛土の外側に張り付ける方法を基準とする。ただし、人力作業では基準の締固め度を満足できるので、盛土の仕上がり面とすき取り物の施工面を一致させることができる。



図－7　すき取り物により施工したのり面の乾燥密度



図－8　時間経過によるすき取り物の土質の変化と発芽までの日数

5．3　すき取り物の生育状況

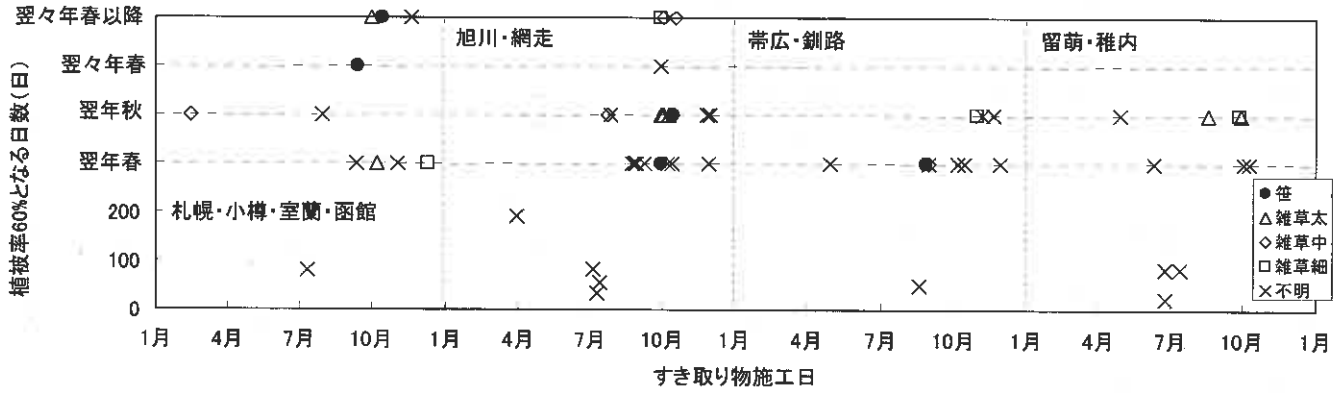
①　仮置きの時間

すき取り物を仮置きする時間が長くなるとすき取り物の土質が変化し、植物の生育に影響を与える可能性がある。そこで、すき取り物の変化の程度を、すき取り物の採取時と施工時の強熱減量の変化で求めた。すき取った時よりも施工時の方が強熱減量は小さくなる。**図－8**にすき取り時と施工時のすき取り物の強熱減量の差と発芽までの日数の関係を示す。発芽までの日数と強熱減量の減少との関係は見られない。

②　施工時期

植被率 60%のすき取り物の状態の例を**写真－4**に示す。また、すき取り物の施工から目標植被率 60%となるまでの時間を施工地域ごとに**図－9**に示す。どの地域でも 7 月までの施工では、ほぼその年に目標植被率に達している。8 月以降では翌年の春以降に目標植被率となった。

写真－4　植被率60%のすき取り物



図－９　すき取り物の施工から植被率60%となるまでの時間

施工してから２～３年経過している箇所では、植被率が前年よりも低下した箇所はなく、生育状況は良好である。また、すき取り物によるのり面緑化では、施工時およびその後施肥していないことから、施工後の肥料に関する維持管理は不要と考えられる。

③　すき取り物の種類

図－９にはすき取り物中に含まれる植物の種類を笹と根の太さごと（**写真－１**参照）に分けたが、植物の種類と植被率が 60%となる時間に関係は見られない。

笹についても生育が遅いとされているが、翌年春には植被率 60%となった箇所もある。笹自体が生育する場合やすき取り物中の笹以外の他の植物が生育する場合もあり、笹を主体とするすき取り物であっても緑化基盤として使用できる。ただし根が長い植物を含むすき取り物や笹の根ではのり面成形しても根がのり面に飛び出ることがあり、締固め効果が小さくのり面の強度が小さくなる場合がある。この対策として根を 30cm 以下に裁断する。

④　すき取り物の施工形状

マット状に施工した箇所では、植物の生育状況が他の箇所よりも良好で、草丈は２倍程度であった。これは、一旦仮置きする方法では、すき取り、運搬、施工の作業ですき取り物の根が傷つけられるが、マット状の施工では、はぎ取った直後に張りつけるため、仮置きする場合と比較して、植物の根を傷めず施工しているためと考えられる。

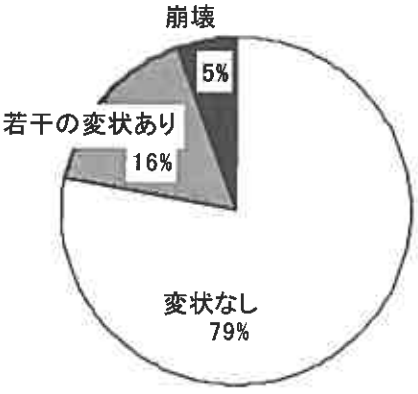
５．４　のり面の状態

①　のり面の崩壊の有無

図－１０は、厚さを 20、30cm として施工した箇所の雪溶け直後ののり面の変状を示したものである。すき取り物によるのり面はすき取り物の植物の生育状態にかかわらず、全調査数（73 箇所）の 79%が変状していない。のり面の安定には問題がない程度の変状があったものは 16%、12 箇所であった。すき取り物が崩壊した箇所は 5%、4 箇所であった。

若干変状ありの箇所は、すき取り物中の植物の種類、すき取り物の土質、盛土土質などとの関係を確認したが特に影響を与える項目は見られなかった。

崩壊した 4 箇所の事例を**図－１１**に示す。a は沢地に設置した

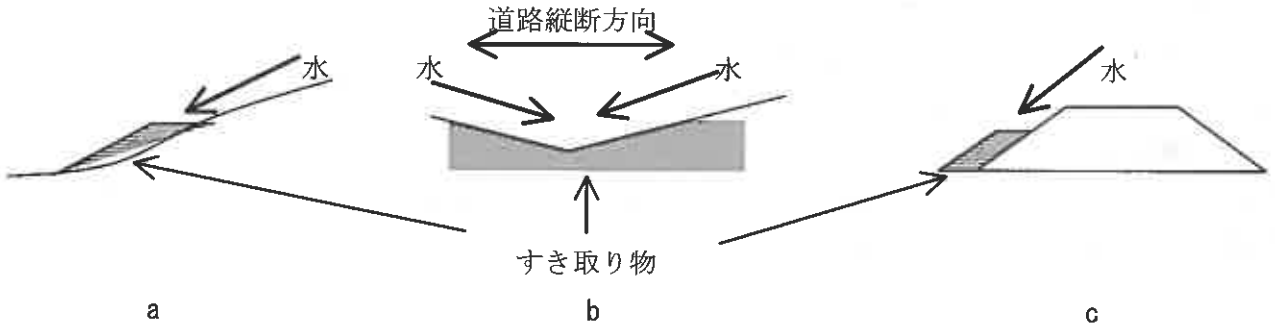


図－１０　雪溶け後ののり面の状態

のり面にすき取り物を施工したものである。b はまだ排水処理がされていない箇所で道路縦断こう配が凹部で水がたまりやすい箇所ののり面にすき取り物を施工した箇所がある。c はのり面の中間部にすき取り物を施工したものである。すべての箇所で春先の雪溶け水が集中し、すき取り物と盛土の間に入り込み、すき取り物ののり面が崩壊した。いずれの箇所も張り芝や吹き付けなどの植生工法で施工していたとしても崩壊した可能性が大きい。

なお、崩壊した箇所について、5 月中旬に、崩れ落ちたすき取り物により補修したところ、秋には十分な植被率となった。その翌年は、雪溶け後ものり面は崩壊せず良好な状態を保っていた。今後は植物が定着し崩壊しないものと考える。

すき取り物によるのり面が崩壊したり、若干変状ありの箇所では共通して、(1)水が集中しやすい、(2)構造物周辺箇所などの特徴があり、差し水を誘発しやすい環境にあったといえる。このような箇所では排水対策を十分にする必要がある。



図－１１　崩壊したのり面の状態

②　施工厚さとのり面の崩壊

施工厚さを 10cm とした箇所では、ピンで押さえなかった場合に雪溶け直後にすき取り物が、若干滑っている箇所があった。20cm では変状がなかった。このことから、すき取り物の施工厚さは 20cm 以上であれば、すべり破壊を生じないといえる。ピンで押さえることによりすべり落ちを抑制できる可能性について今後確認が必要である。なお、マット状のすき取り物も雪解け後に変状はみられなかった。

５．４　施工費

施工したすべての箇所ですき取り物による緑化工法に関する費用を調査していないが、数箇所での調査結果では、すき取り物の運搬費を含めた処分費とのり面緑化のための費用に対して、すき取り物をのり面緑化材料として施工する場合には、土羽成形のみでよいので、９割程度コスト縮減できた箇所があった。

６．まとめ

これまでの検討から、次のことがいえる。

① すき取り物を緑化材料として有効利用することにより、大幅なコスト縮減が可能であることがわかった。また、肥料に関する維持管理費も不要である。

② すき取り物の種類、仮置き期間の長さ、盛土の土質に関わらず、すき取り物によるのり面緑化が可能である。

③ すき取り物によるのり面の緑化は施工時期によっては、早期緑化が得られないことがあるが、雨水による浸食や雪溶けによるのり面のゆるみや変状がほとんど発生しない。水が集中している、構造物周辺箇所

などでは、差し水を誘発し、のり面の安定性には影響しない程度の変状が発生するので、仮排水が必要である。

④ すき取り物の盛土のり面への施工は、通常実施されているのり面成形用バケットを有するバックホウにより土羽打ちする方法を適用でき、施工厚さは 20cm ～ 30cm 程度が適当である。

⑤ 近接した工区に張り付けるのり面がある場合、マット状にはぎ取ったすき取り物を張り芝のように施工すると植物の生育が特に良好である。

⑥ すき取り物は、機械施工による土羽打ち作業では十分な締固めができないこともあるので、盛土の外側に張り付ける形式とする。

7．おわりに

これまでの検討により、すき取り物をのり面緑化材料に利用することにより、大幅なコスト縮減が可能となることがわかった。また、この方法により、建設現場から発生するすき取り物を有効利用できるとともに施工現場付近の在来種植物による緑化が可能となり環境負荷低減に貢献できる。数年間の試験施工により、すき取り物を有効利用する現場が増えている。今後は、すき取り物の発生量が少ない場合にも対応できる方法について検討したい。

最後になりましたが、現場でのすき取り物の施工や観測などにご協力をいただきました北海道開発局各開発建設部の皆様に記して感謝いたします。

参考文献

1) 白鳥智久、三条光司、高橋克也：草根まじり土の有効利用について、第 45 回北海道開発局技術研究発表会発表概要集、共通・建築・機械部門、pp109-114.2002.2
2) 北海道開発局：道路・河川工事仕様書、2005.4
3) 北海道開発局：土木工事費積算基準、2005.4
4) 佐藤厚子、磯部圭吾、瀬能博之：高分子吸水材による緑化工法、第 21 回日本道路会議論文集、1995.10
5) 北海道農政部：農作物育成状況調査要領、1999.3
6) 日本道路協会：道路土工土質調査指針、1986.11
7) 渡辺英、西川純一：すき取り物の盛土材料としての利用について、開発土木研究所月報 No.564、pp35-39、2000.5
8) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、p.587、2004.9

地盤改良で発生する汚泥の利用事例

丸彦渡辺建設株式会社　斉藤　力
同　上　渡邊將人

１．はじめに

わが国における資源の利用量（平成 13 年度）は、約 21 億 4000 万トンで、そのうち建設業（建設資材）は、約 34%となっている。一方、産業廃棄物の最終処分量（平成 14 年度）は 4000 万トンで、うち建設廃棄物が 20%を占めている。平成 14 年度の調査で建設廃棄物の全体の資源化率は、92%となっており、種類別に見るとアスファルト・コンクリート塊が 99%、コンクリート塊が 98%とほぼ再利用されているのに対して、建設汚泥は 45%と低く、建設汚泥の再生利用による建設資材としてのリサイクルが課題とされている。[1)]

建設汚泥のリサイクル方法は、基本的にセメント・石灰等による化学的処理、加熱による水分の除去、焼成による熱的処理、フィルタープレス等による機械的脱水処理などがある。今回実施した方法には、汚泥に古紙破砕物を添加混合する「ボンテラン工法（繊維質固化処理）」を採用した。本報告では、ボンラテン工法により路体盛土として有効利用した工事事例について紹介する。

２．工事概要

（１）工事名　国庫補助事業 3･4･180
西宮の沢・新発寒通わらび橋（地盤改良工及び下部基礎工）架換工事
（２）工　期　平成 17 年 8 月 29 日～平成 18 年 3 月 24 日
（３）発注者　札幌市建設局
（３）工事場所　札幌市手稲区前田 2 条 2 丁目他
（４）施　工　丸彦渡辺・一二三・宮脇特定共同企業体

３．工事内容

本工事は西宮の沢・新発寒通の立体交差事業に伴い車道幅員を拡幅することから旧中の川に架かるわらび橋を解体し、新設道路の地盤改良を行う工事である。工事内容としては DJM 工法による地盤固結工がΦ1000mm×L2～10m で 746 本、旧橋上部撤去、旧橋下部撤去一式、ＪＳＧ工法による固結工がΦ2000mm×L=15m が 27 本である。

なお、旧橋の既設杭（鋼管杭Φ800mm）は新設橋台の杭として再利用する計画となっており、既設橋台背面はＪＳＧ工法による固結工法となっている。

ＪＳＧ工法によって排出された汚泥については改良材で固化させ、ときほぐした後盛土材として場内流用する計画であった。

４．工事の問題点

（１）汚泥の固化

Tsutomu Saito　札幌市豊平区豊平 6 条 6 丁目 5 番 8 号　TEL:011(842)9592FAX011(842)9628
Masato Watanabe　札幌市豊平区豊平 6 条 6 丁目 5 番 8 号　TEL:011(842)9587FAX011(842)9611

表－1　処理土の適用用途標準

処理土の適用用途標準　　＊建設汚泥リサイクル指針より抜粋

用途		工作物の埋戻し		道路路床盛土		構造物の裏込め		道路路体用盛土		河川堤防 高規格堤防		河川堤防 一般堤防		土地造成 宅地造成		土地造成 公園・緑地造成	
区分	ｺｰﾝ指数	評価	付帯条件	評価	付帯条件	評価	付帯条件	評価	付帯条件	評価	付帯条件	評価	付帯条件	評価	付帯条件	評価	付帯条件
第1種処理土	固結強度が高く礫、砂状を呈するもの	◎	最大粒径注意	◎	最大粒径注意	◎	最大粒径注意	◎	最大粒径注意	◎	最大粒径注意	◎	最大粒径注意	◎	最大粒径注意	◎	－
第2種処理土	800KN/m^{2}以上	◎	－	◎	－	◎	－	◎	－	◎	－	◎	－	◎	－	◎	－
第3種処理土	400KN/m^{2}以上	○	施工上の工夫	○	施工上の工夫	○	施工上の工夫	◎	－	◎	－	◎	－	◎	－	◎	－
第4種処理土	200KN/m^{2}以上	×	／	×	／	×	／	○	施工上の工夫	×	／	○	施工上の工夫	○	施工上の工夫	○	施工上の工夫

凡例　：　【評価】　◎　：そのままで利用可能なもの
○　：施工上の工夫をすれば利用可能なもの
×　：利用が不適なもの
【付帯条件】－　：十分な施工を行えば、そのままで利用可能なもの
／　：施工上の工夫をしても利用が不適なもの

ＪＳＧ工の排泥処理については、排出する汚泥がセメント分を含んでいる自硬性汚泥との判断から一昼夜程度で固結させ、油圧ショベルを使って掘削しときほぐした後、盛土材として再利用できるか検討した。

しかし、ＪＳＧ施工開始後の気温の低下、天候の不順等により汚泥が固結せず(写真－1)、当初計画どおり何らかの処理をしなければ現場内での利用は難しい状態であった。汚泥が固まらない理由として以下の事項が考えられる。

1)　天候の悪化による水和熱の低下
2)　汚泥の高含水比による固化作用の低下
3)　ピットから掘削した時の練り返しによる流動化

写真－1　ＪＳＧ工法による汚泥

（２）処理土としての取扱い

処理土は道路盛土へ流用する計画となっており、「建設汚泥リサイクル指針」[2)]より表－1 に示す処理土の適用用途標準を適用した。表－1 より第３種処理土（ｑｃ≧400ｋN/m^2）として利用する場合は、補強土工法などの併用による（コストおよび時間を要する）施工上の工夫が必要となる。このため、そのままで利用可能な第２種処理土に相当するｑｃ≧800ｋN/m^{2}を目標コーン指数とした。

５．固化材の検討

排泥材は安定処理材により固化させることとし、指針（図-１）に則り室内配合試験を行った。

（１）室内配合試験の方法

養生方法とときほぐし後の試験については、現場での整合性を得るため、②と③の試験を下記のように追加し行った。

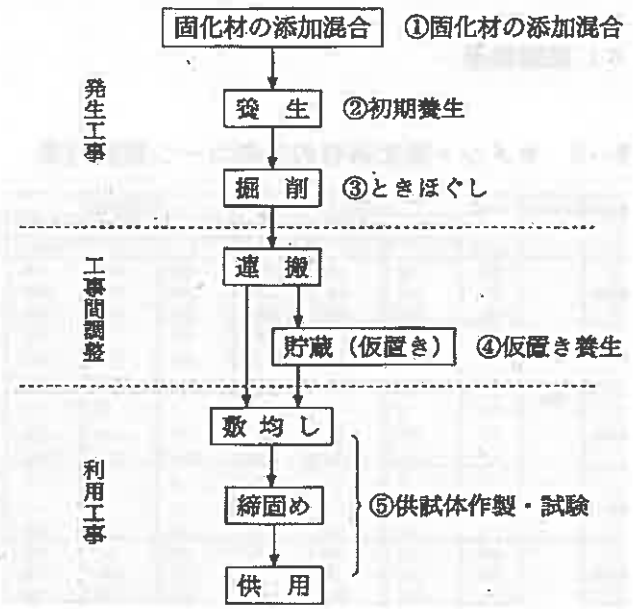
① 固化材と試料の混合は、ホバート型ソイルミキサーにより 10 分間攪拌する。

② 固化剤の養生は、防寒養生の検討を行うため標準養生と現場養生（屋外養生）の 2 種類とする。

③ 施工段階では、ときほぐし後すぐ盛土材として流用するため、3 日養生後ときほぐしたものについても締固め試験を行う。

④ ときほぐしたものを②の方法により養生を行い、ときほぐし後 7 日間養生して試験する。

⑤ 室内配合における目標強度は、表－2 の浅層改良の場合の強さ比から、バックホー混合の 0.33 を採用し 2400kN/m^{2}とした。



図－１　建設汚泥の利用工程

表－2　浅層改良の場合の（現場/室内）強さ比

固化材の添加方式	改良の対象	施工機械	（現場/室内）強さ比
粉　体	軟弱土	スタビライザ バックホウ	0.5～0.8 0.3～0.7
	ヘドロ 高含水有機質土	クラムシェル バックホウ	0.2～0.5
スラリー	軟弱土	スタビライザ バックホウ	0.5～0.8 0.4～0.7
	ヘドロ 高含水有機質土	処理船 泥上作業車 クラムシェル・バックホウ	0.5～0.8 0.3～0.7 0.3～0.6

注）　締固めを行う場合も含む。
1980～1985 年までのセメント協会調査データ

（２）配合

使用安定材と配合は以下のとおりとした。

① 高炉セメントB種　250kg/m^3，350kg/m^3，450kg/m^{3}の 3 配合

② ユースタビラースーパーS1　150kg/m^3，250kg/m^3，350kg/m^{3}の 3 配合

③ 改良砂（ユーゼット 20D）　容積比 1:1，1:2，1:3 の 3 配合

④ 改良火山灰（ユーゼット 5K）　容積比 1:1，1:2，1:3 の 3 配合

（３）改良後の固化状況

練り混ぜ試験翌日の現場養生サンプルデータの状態は、以下のとおりであった。

① ビニール袋詰めの状態（固体）では、固結し強度的に満足すると思われる。

② 固体をときほぐすと、固結しているが依然として含水は高い状態にある。

③ ときほぐしたものを指でこねると粘土状となり、さらにこねると泥状化してくる。

（４）試験結果

表－3　セメント固化系材の室内コーン試験結果

安定処理材	養生条件	添加量	コーン指数(kN/m²) 養生3日			コーン指数(kN/m²) 養生10日		
		(kg/m3)	1	2	平均	1	2	平均
高炉B種	標準	250	159	159	159	675	585	630
		350	710	667	689	2580以上	2580以上	2580以上
		450	2580以上	2580以上	2580以上	2580以上	2580以上	2580以上
US-S1		150	116	129	123	361	361	361
		250	490	688	589	1892	1634	1763
		350	1441	1183	1312	2580以上	2580以上	2580以上
改良砂		1:1	0	0	0	0	26	13
		1:2	103	125	114	188	211	205
		1:3	2580以上	2580以上	2580以上	2580以上	2580以上	2580
改良火山灰		1:1	0	0	0	0	0	0
		1:2	13	13	13	39	43	41
		1:3	107	120	114	280	314	297
高炉B種	現場	250	77	60	69	181	133	157
		350	118	99	108	1376	1462	1419
		450	1333	1075	1204	2580以上	2580以上	2580
US-S1		150	56	65	61	159	120	140
		250	61	61	61	189	202	196
		350	189	202	196	1247	2279	1763
改良砂		1:1	0	0	0	13	17	15
		1:2	60	60	60	245	194	220
		1:3	1161	774	968	2580以上	2580以上	2580
改良火山灰		1:1	0	0	0	0	0	0
		1:2	13	13	13	26	26	26
		1:3	39	39	39	103	215	159

表－4　セメント系固化材の決定添加量

安定処理材	養生日数 (日)	養生条件	決定添加量 (kg/m3及び容積比)	材料費 (m3/円)
高炉B種	3	標準	441	4,322
	10		341	3342
US S1	3		350超え	9,975以上
	10		328	9348
改良砂	3		1：3	15,060
	10		1：3	15,060
改良火山灰	3		1：3超え	11,700以上
	10		1：3超え	11,700以上
高炉B種	3	現場	450超え	4,410以上
	10		435	4,263
US S1	3		350超え	9,975以上
	10		350超え	9,975以上
改良砂	3		1：3超え	15,060以上
	10		1：3	15,060
改良火山灰	3		1：3超え	11,700以上
	10		1：3超え	11,700以上

積算価格	高炉B種(1tフレコン)	9,800	円／t	
	ユースタビラースーパーS1(1tフレコン)	28,500	円／t	
	改良砂(ユーゼット20D)	5,020	円／m^3	冬期割増し含まず
	改良火山灰(ユーゼット5K)	3,900	円／m^3	冬期割増し含まず

（５）施工費の比較と問題点

上記の結果、経済性だけで比較すると標準養生で高炉Ｂ種による改良が有利との結果がでたが、施工段階において以下の事が予想された。

①　排泥の利用は、固化後ＤＪＭ足場に利用しその後盛土材として再利用する予定だが、養生期間が短い場合繰り返し使用により泥状化し、盛土材として不適当となる。

②　建設汚泥リサイクル指針の試験方法によると、処理土を一旦ときほぐし9.5mmふるいを通過させたもので供試体を作成し、試験する方法が標準とされているが、上記のような繰り返し使用による試験方法は確立されていない。

③　高炉Ｂ種だと粉塵の発生が予想され、住宅街であることから使用は難しい。

④　気温の低下により処理土の品質が保たれない。

⑤　防塵処理されている特殊セメント系固化剤US-S1 を使用しても、養生期間を十分とると対象土量が830m^3と多いため、採暖養生施設も大掛かりとなる。

⑥　セメント処理だけでは含水比の大幅な低下は期待できず、繰り返し使用による流動化が予想される。

⑦　ときほぐした改良土の特性として以下に示す、ときほぐし前と比較して一軸圧縮強度が低下するという参考文献がある。

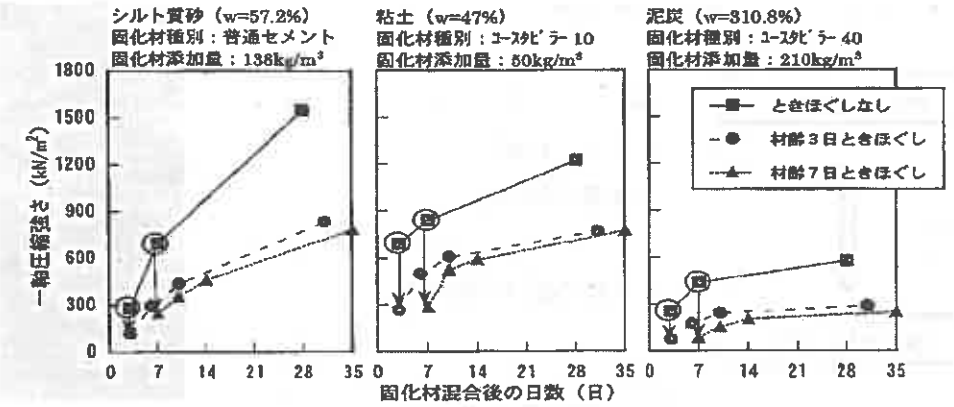
〈参考文献より抜粋〉[3)]

ときほぐし・締固めによる一軸圧縮強さの変化（セメント系固化材による）

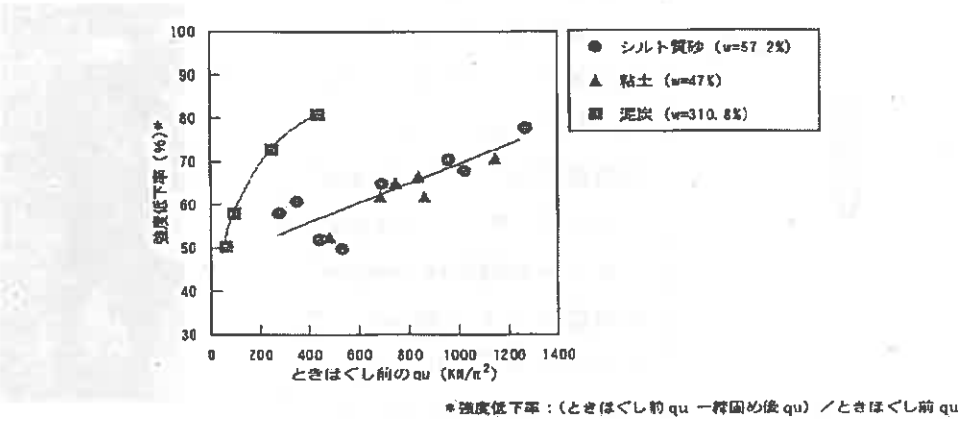
各改良土の一軸圧縮強さの変化の一例を図－2 に示す。ときほぐし・締固めた改良土は、土質性状や固化

材種類によりその強度は異なるものの、いずれの改良土においても、ときほぐし前に比較して一軸圧縮強さが低下する。図－3 にときほぐし前の一軸圧縮強さと強度低下率を示す。強度低下率は、含水比が高く、ときほぐし前の強度が高いほど大きくなる傾向にある。低下した強度は、その後の養生によりある程度増加する。その強度増加は、ときほぐし・締固め時期が短いほど大きい。

①～⑦を考慮した結果含水比の低下、固結後の再泥化の防止を目的とした処理工法の選択が必要と考えた。



図－2　一軸圧縮強さの変化（室内改良土）



＊強度低下率：（ときほぐし前 qu －締固め後 qu）／ときほぐし前 qu

図－3　ときほぐし前の一軸圧縮強さと強度低下率の関係

6．ボンテラン工法の採用

セメント系固化材混合以外の改良工法として、数種類の改良工法があるがいずれの場合もプラント設備を設置する必要があり、現場スペースが少ないこと、処理土の量が 830m³あり、工程を短縮する必要があることから、プラント設備の少ないボンテラン工法[4] を採用した。

（1）ボンテラン工法の概要

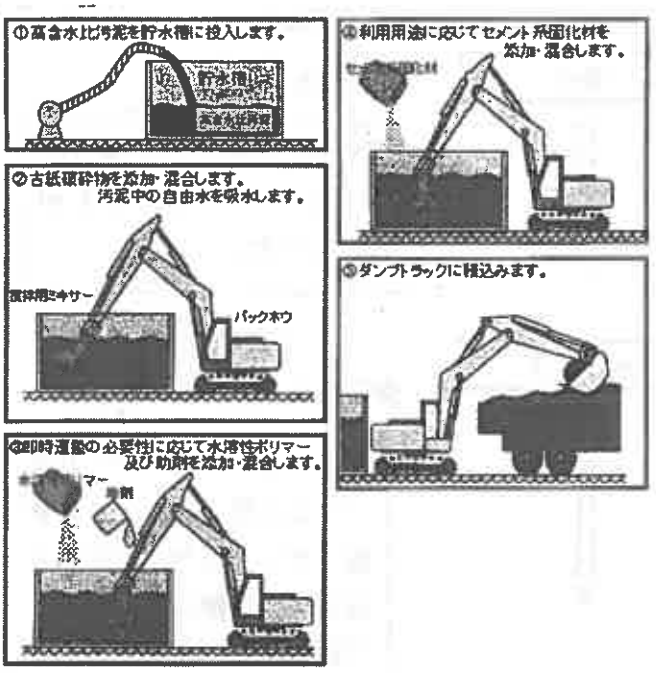
汚泥に古紙破砕物を添加混合し、繊維質固化とする。また、水溶性ポリマーを添加し攪拌することにより、水溶性高分子が溶解し土粒子の表面に吸着することで、団粒化構造の中に自由水を封じ込め流動性を失わせ、団粒状態となる。

（2）処理設備

処理設備は混合用の水槽だけであり、攪拌機はバックホーをベースとしている。

（3）処理能力

1 ｾｯﾄ、1 ｻｲｸﾙ（10m³）当り 30 分～40 分である。



図－4　ボンテラン工法の施工イメージ

（4）ボンテラン工法の作業工程

排泥の投入

・JSGにより排出された汚泥をピットに貯留し、バックホーで水槽に投入。

↓

・改良材の投入(写真-2)

改良材の投入

・　改良材の混合量
改良材の混合量はボンテラン工法積算資料より室内配合試験時の含水比 200%から以下のとおりとした。
故紙破砕物　　70kg/m^3
ボンテランP　　1.2kg/m^3
セメント系固化材　50kg/m^3
＊現場内で7日間養生できるスペースがないので、即時有効利用するため、ボンテランP（水溶性ポリマー）を添加した。

↓

撹拌

・撹拌状況（写真-3）

撹拌はバックホーに撹拌用アタッチメントを取付け30分間行った。

↓

処理完了

・撹拌完了（写真-4）

撹拌後含水比が低下しパサパサな状態となり、この状態でダンプトラックに積み込み場内運搬し盛土材として利用することができる（写真-5）

↓

盛土材として利用

写真－2　改良材投入状況

写真－3　撹拌状況

写真－4　撹拌完了状況

写真－5　盛土材利用状況

7．改良土の品質

（1）現場試験

改良土は、品質を確認するために以下のとおり現場試験を行った。

① 改良土は、建設汚泥リサイクル指針の試験方法により品質判定の試験を行った。

② 試験の頻度は、処理量が 200m^3/日以下なので 1 日に 1 回行うこととした。

③ コーン貫入試験の結果、いずれの試験でも第 2 種処理土の 800kN/m^{2}を上回っていることが確認できた。（表－5）

表－5 改良土コーン貫入試験結果

試験年月日	深 度 (m)	コーン貫入抵抗 qc (kN/m^2)	平均コーン貫入抵抗 qc (kN/m^2)	備 考
1回目	0.050	930.4	1176.2	
	0.075	1422.1		
	以降、貫入不能			
2回目	0.050	863.9	983.5	
	0.075	1103.1		
	以降、貫入不能			
3回目	0.050	1103.1	1362.3	
	0.075	1621.5		
	貫入不能			
4回目	0.050	1143.0	1143.0	
	以降、貫入不能			
5回目	0.050	797.5	957.0	
	0.075	1116.4		
	以降、貫入不能			
6回目	0.050	824.1	976.9	
	0.075	1129.7		
	以降、貫入不能			
7回目	0.050	983.5	1302.5	
	0.075	1621.5		
	貫入不能			
8回目	0.050	784.2	963.6	
	0.075	1143.0		
	以降、貫入不能			

（2）室内土質試験

室内土質試験の結果は、表－6 のとおりである。

① 改良前の排泥材は、礫まじり砂質シルトに土質分類され、含水比が 92.5%と非常に高く、盛土材としては適さないものだった。

② 改良後は、古紙破砕物の吸水効果により含水比が 53.7%と低下している。

③ 土粒子が団粒化したことでシルト・粘土分が減少し、砂・礫分が増加した。

④ 改良の結果、盛土材として適するものとなった。

表－6 室内土質試験結果

JSG排泥材の土質試験結果

			改良前	改良後
土粒子の密度		ρs g/cm3	2.608	2.596
自然含水比		Wn %	92.48	53.66
粒度分布	礫分	%	10.0	25.8
	砂分	%	33.6	42.5
	シルト分	%	43.6	20.7
	粘土分	%	12.8	11.0
	最大粒径	mm	26.5	26.5
	均等係数	Uc	26.2	105.5
	曲率係数	Uc'	0.4	2.4
コンシステンシー	塑性限界	%	NP	NP
統一分類	分類名		礫まじり砂質シルト	粘性土質礫質砂
	分類記号		(MLS-G)	(SCsG)
締固め	試験方法		A-C	A-C
	最大乾燥密度	ρdmax g/cm3	0.89	1.07
	最適含水比	Wopt	61.0	46.0
室内コーン指数		qc kN/m2	40.4	640.1

（3）溶出試験

改良前と改良後の試料について溶出試験を行った結果（表－7）、改良後も土壌環境基準を満たしており、ボンテラン工法による環境への影響は無かった。

（4）改良土の施工性

① 即時改良効果が現れるボンテラン工法の特長により、改良後すぐダンプトラックに積込むことができ、DJM 工の足場盛土材として利用することができた。（写真－5）

② DJM 終了後、路体盛土として流用したが再泥化することなく、施工することができた。

表－7　溶出試験結果

分析項目	土壌汚染に係わる対象物質の溶出基準	溶出試験結果（単位mg/?）	
		汚泥	再生処理土
アルキル水銀	検出されないこと	不検出（0.0005未満）	不検出（0.0005未満）
総水銀	0.0005ｍｇ以下	不検出（0.0005未満）	不検出（0.0005未満）
カドミウム	0.01ｍｇ以下	不検出（0.001未満）	不検出（0.001未満）
鉛	0.01ｍｇ以下	0.008	不検出（0.005未満）
有機リン	検出されないこと	不検出（0.005未満）	不検出（0.005未満）
六価クロム	0.05ｍｇ以下	不検出（0.04未満）	不検出（0.04未満）
砒素	0.01ｍｇ以下	0.002	不検出（0.001未満）
全シアン	検出されないこと	不検出（0.1未満）	不検出（0.1未満）
ポリ塩化ビフェニル	検出されないこと	不検出（0.0005未満）	不検出（0.0005未満）
トリクロロエチレン	0.03ｍｇ以下	不検出（0.0001未満）	不検出（0.0001未満）
テトラクロロエチレン	0.01ｍｇ以下	不検出（0.0001未満）	不検出（0.0001未満）
ジクロロメタン	0.02ｍｇ以下	不検出（0.0001未満）	不検出（0.0001未満）
四塩化炭素	0.002ｍｇ以下	不検出（0.0001未満）	不検出（0.0001未満）
1.2-ジクロロエタン	0.004ｍｇ以下	不検出（0.0001未満）	不検出（0.0001未満）
1.1-ジクロロエチレン	0.02ｍｇ以下	不検出（0.0001未満）	不検出（0.0001未満）
シス-1.2-ジクロロエチレン	0.04ｍｇ以下	不検出（0.0001未満）	不検出（0.0001未満）
1.1.2-トリクロロエタン	0.006ｍｇ以下	不検出（0.0001未満）	不検出（0.0001未満）
1.3-ジクロロプロペン	0.002ｍｇ以下	不検出（0.0001未満）	不検出（0.0001未満）
チウラム	0.006ｍｇ以下	不検出（0.0006未満）	不検出（0.0006未満）
シマジン	0.003ｍｇ以下	不検出（0.0003未満）	不検出（0.0003未満）
チオベンカルブ	0.02ｍｇ以下	不検出（0.0002未満）	不検出（0.0002未満）
ベンゼン	0.01ｍｇ以下	不検出（0.0001未満）	不検出（0.0001未満）
セレン	0.01ｍｇ以下	0.001	0.002
フッ素	0.8ｍｇ以下	0.46	0.42
ホウ素	1ｍｇ以下	0.2	0.2

（土壌汚染に係わる対象物質の溶出基準：環境庁 平成3年告示46号、環境省 平成13年告示16号）

8．まとめ

今回ボンテラン工法による改良を行ったことで、以下の様な効果があった。

① プラント設備が不要であった。

② 現場コーン貫入試験で第2種改良土としての強度、800kN/m^{2}以上を得ることができた。

③ 改良時の防寒養生が必要なかった。

④ 改良後即時利用することができた。

⑤ 改良後の有害物質の溶出は検出されなかった。

とくにプラント設備が不要なこと、改良後即時利用が可能なこと、また水槽を設置せず原位置での改良も可能なことから少スペースでの改良も可能であり、多くの現場で採用されることが可能と考えられる。

なお、今回の汚泥改良は「自ら利用」に該当し、所管部局である札幌市環境局に「建設汚泥再利用事業計画書」を提出し確認を得たが、汚泥は産業廃棄物でありその利用が不適正な処分と見なされないよう、必要に応じて事前に所管部局に手続きをすることが必要である。

謝辞：本報文をまとめるに当たり、ご助言およびご支援頂いた札幌市建設局工事課、ボンテラン工法研究会、宇部三菱セメント㈱の皆様に、末筆ながら記して感謝の意を表します。

〈参考文献〉

1) 「よくわかる建設リサイクル」（平成18年版）建設副産物リサイクル広報推進会議

2) 建設大臣官房技術調査室他監修　建設汚泥リサイクル指針　平成13年発行

3) ㈱宇部三菱セメント研究所発行　ときほぐし・締固めた改良土の力学特性

4) ボンテラン工法研究会発行　技術資料　積算資料

原位置せん断摩擦試験(SBIFT)の紹介
地質調査からのコスト縮減

基礎地盤コンサルタンツ(株)　斉藤　和夫
作田　一之

ABSTRACT

原位置せん断摩擦試験(SBIFT)とは，ボーリング孔内において強度定数や変形係数を精度良く求めることのできる原位置試験方法であり，従来の孔内水平載荷試験とその外周孔壁面での一面せん断試験を組み合わせた形態の試験法である．したがって，同一深度で地盤の変形係数とせん断強度を求めることが可能であることが特徴のひとつである．また，これまでサンプリングが困難で三軸試験等が不可能であった礫質土，崖錐堆積物も適用可能であり，従来 N 値からせん断強度を決定していた方法から，より合理的にせん断強度を求めることが可能となった．また，加圧せん断部をその先端に装備した自己掘削機構により地盤内に切削挿入することで，崩壊性地盤や応力解放の影響を受けやすい軟弱粘性土地盤に対しても，極めて乱れの少ない状態で強度定数や変形係数が求められる．

ここでは原位置せん断摩擦試験(SBIFT)の試験装備・方法の概要および，せん断強度・変形係数の測定例，室内試験結果との比較について紹介する．

1. はじめに

現在，強度定数を求めるための調査法としては，不攪乱試料を採取して室内せん断試験を行うという手法が一般的である．しかし，対象地盤が砂礫地盤や崩壊性地盤の場合，その不攪乱試料の採取が困難であり，また，採取できたとしても礫径の問題から試験機の大型化等，経済的な課題が残る．また，変形係数を原位置で求める場合，一般にプレボーリングタイプの孔内水平載荷試験が行われることが多いが，鋭敏比の大きい超軟弱な粘性土地盤においては，この試験方法では，図-1 に示すようにボーリング孔壁が乱れやすく，それにより得られる変形係数が過小評価される場合がある[1]．

そこで，開発されたのがここで紹介する自己掘削機構(Self Boring typed)を備えた原位置せん断摩擦試験(IN-situ FrictioN Test)[2]であり，軟弱な粘性土・砂質土地盤，崩壊性の砂礫地盤に対しても，孔壁を極力乱すことなく，また応力解放の影響も少ない状態で，試験深度まで測定装置を降ろし，せん断摩擦試験，孔内水平載荷試験が行えるというものである．

当試験法では，原位置においてせん断力(摩擦力)が直接的に得られるとともに，壁面方向の加圧力とせん断力の関係からせん断強度定数 c，ϕ が求められ，また，加圧時の加圧力と体積変化の関係，あるいは通常の孔内水平載荷試験を行うことにより水平方向の変形係数を求めることができる．

以下，試験装備・方法の概要，せん断強度・変形係数の測定例を紹介する．

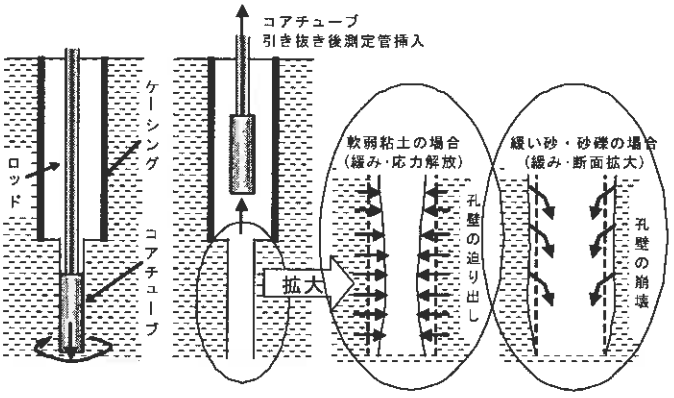


図-1 プレボーリングタイプでの孔壁の乱れ

Kazuo SAITO, Kazuyuki SAKUTA (Kiso-Jiban Consultants Co., Ltd)
連絡先:〒003-0807 札幌市白石区菊水７条２丁目 7-1　TEL. 011-822-4171　FAX. 011-822-4727

2. 原位置せん断摩擦試験の概要

2. 1 試験装置の概要

原位置せん断摩擦試験(SBIFT)の基本技術は，原位置せん断試験法[3]と，孔壁の乱れや応力解放を少なくしたセルフボーリング型プレッシャーメータ[4]の自己削孔機構の両者を一体化した装置・試験法として開発された．そして，九州共立大学，九州大学および旧日本道路公団において試験法の実用化に向けた検討が進められてきた．

試験機の概要は図-2 および表-1 のように示される．特徴は，図-2(a)に示すように，ケーシングと加圧せん断部が一体となり，掘進と同時に加圧せん断部を試験深度に孔壁の乱れが極めて少ない状態で設置でき，その後，図-2(b)の加圧プローブを図-2(c)のようにケーシング先端の加圧せん断部に挿入することによりせん断試験，孔内水平載荷試験が行えることである．

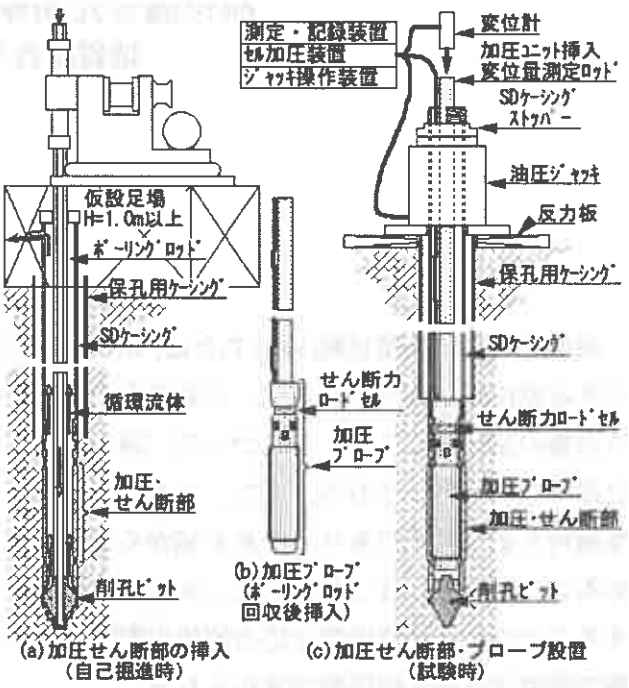


図-2　SBIFT 装置の概要[5]

表-1　SBIFT 装置の概要

項　目	仕　様
加圧・せん断部	φ71mm，L=280mm，外周突起 t=1．0，10mm ピッチ
加圧セル	φ50mm，L=285mm
ケーシングパイプ	φ69．9mm
削孔用ロッド	φ40．5mm
孔壁加圧方式	水圧加圧，等分布変位方式，孔壁変形量 D_{min}=71mm->D_{max}=90mm，P_{max}=20MPa
加圧力測定	加圧セル直上圧力計による測定，
孔壁変形量測定	地上部のセル加圧装置での注水量による測定，
せん断応力測定	加圧せん断部直上のﾛｰﾄﾞｾﾙで測定，1．0MPa，
せん断変位測定	加圧・せん断部に結合したﾛｯﾄﾞ上端の変位計で測定

2. 2 原位置せん断摩擦試験方法

試験を実施する際の現場仮設は孔口より高さ 1m の仮設足場を必要とする他は，通常のボーリング装備で対応可能である．

試験深度に測定器を設置するまでの手順は，まず，掘削径φ86mm で試験深度の上 1m 程度まで削孔し，試験機を孔底に下ろした後，自己掘削機構に地上からのボーリングロッドより送水，給圧・回転を加えて削孔挿入する．この際の削孔屑は，ケーシング内から地上に排出する．所定の試験深度まで削孔後，自己掘削機構先端のビットとボーリングロッドを切り離してロッドを回収した後，加圧・せん断部に加圧プローブを挿入する．地上部のせん断力加力用ジャッキ，制御・測定記録装置を設置し，本試験へと移る．

原位置せん断試験は，図-3 に示すように，ボーリング孔内の壁面に一定の垂直応力 σ を載荷した後，地上のジャッキにより壁面に平行な引き抜き力 T を加え，図-4 のようにそのときのせん断応力 τ と変位量 d の関係を求め，最大せん断応力 τ_{max} を把握する．そして，σ を数段階変えて同様の試験を行い，それぞれの垂直応力 σ_i と最大せん断応力 τ_{imax} の関係を図-5 のように求め，せん断強度定数 c および ϕ を求めるものである．

試験に要する時間は，対象地盤の掘削難易度により 3～5 時間である．

なお，垂直応力 σ_i の載荷時に，垂直応力 σ と体積変化量 V の関係を求めることで，変形係数 E_{IFT} も得られる．また，せん断摩擦試験終了後に，地盤工学会基準「孔内水平載荷試験方法」(JGS 1421-1995)[6] の等分布荷重方式によっても変形係数を求めることができる．

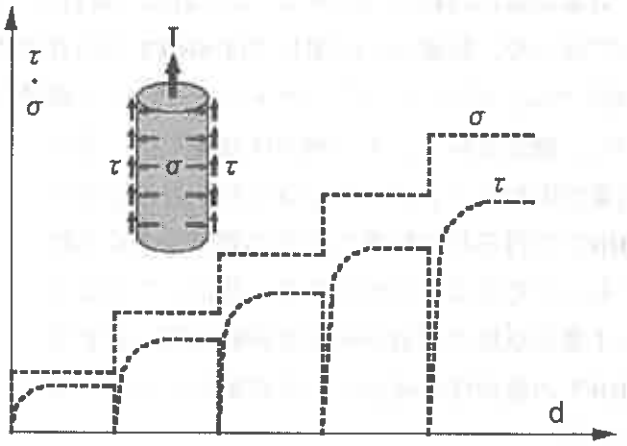


図-3　せん断変位d とσ，τの関係

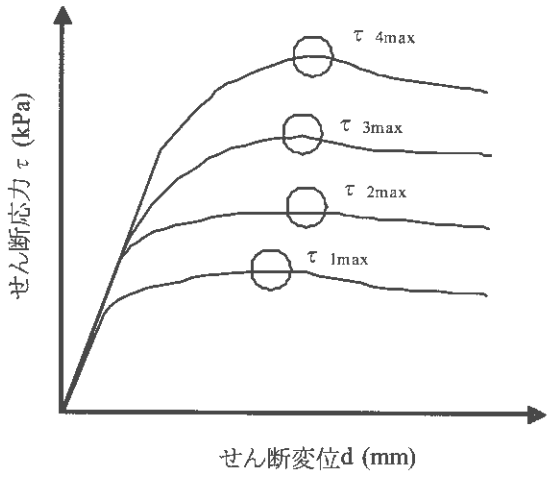


図-4　各σにおける *d*-τ関係

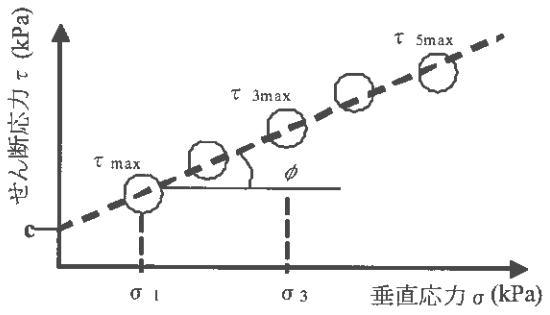


図-5　*c*，*φ* の求め方

3. 強度定数の測定例

サンプリングが困難な砂礫地盤および応力解放の影響を受けやすい軟弱粘性土地盤で実施した原位置せん断摩擦試験の事例を三軸圧縮試験結果と比較して以下に示す．

3. 1 室内土槽実験(砂礫)

砂礫を対象とした飽和状態での土槽実験結果と三軸 CD 試験結果の比較を図-6 に示す．対象土は細粒分はほとんど含んでいない．このような飽和砂礫地盤を対象とした場合，SBIFT の結果は三軸 CD 試験結果と良く一致していることが図-6 より伺える．

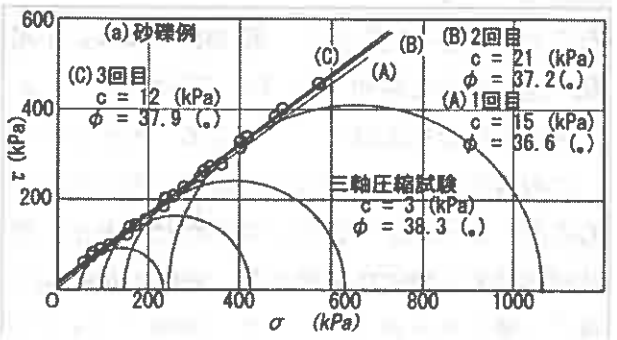


図-6　飽和砂礫地盤を対象とした土層実験と三軸 CD 試験結果の比較

なお，当試験は同一深度で加圧力を段階的に変化させ，各圧力段階毎にせん断を繰り返す試験方法を採用しているが，この一連の試験を同位置深度で 3 回繰り返してみた．その結果，同図に示すようにその強度の変化は極めて少なく，試験方法の妥当性が伺えるものとなっている．このときのせん断部表面の状態は写真-1 に示される．

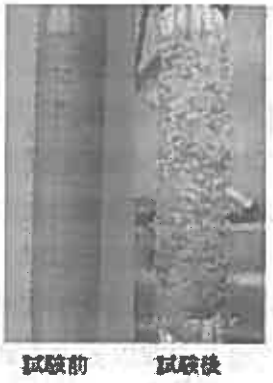


写真-1　加圧せん断部

3. 2 飽和砂礫地盤を対象とした試験

地下水位以下の飽和状態にある洪積砂礫層を対象とした SBIFT の結果と，攪乱試料を用いて行った三軸 CD 試験結果の比較を図-7 に示す．

対象地盤の細粒分含有率は 7%である．両者のせん断抵抗角は ϕ=37° 前後であり，ほぼ一致しているといって良いが，粘着力 c に関しては SBIFT の方が大きく得られている．対象地盤は洪積層であり，細粒分含有率が 7%と少ないものの，セメンテーション効果等によりある程度の粘着力は有していると考えられる．しかし，攪乱試料による三軸 CD 試験では，その効果が失われて c が小さく得られたものであり，SBIFT で得られた粘着力はその効果が求められたものと考えることができる．故に，このような不攪乱試料の採取が困難な砂礫地盤に対する SBIFT の適用性が確認された結果ということができる．

3．3 地下水位より上の砂質土を対象とした試験

地下水位よりも上にある河川堤防の堤体(砂質土)を対象に行った SBIFT と攪乱，不攪乱試料を用いた飽和三軸 $\overline{CU}$ 試験の比較を図-8 に示す．

対象土の細粒分含有率は 35%である．図-8(a)に示されるとおり，飽和 CU 条件における不攪乱試料の ϕ_{cu} と SBIFT の ϕ はほぼ一致するが，攪乱試料のそれとは大きくかけ離れる傾向にあることが伺える．しかし，図-8(b)のように不攪乱，攪乱ともに飽和 $\overline{CU}$ 条件であれば c'，ϕ' と SBIFT のそれとはよく一致することが分かる．

このような人工地盤では，細粒分を 35%含むものの，セメンテーション効果がないため，攪乱試料でも三軸 $\overline{CU}$ 条件では，SBIFT の結果と良く一致したと考える．また，堤体土は人工的に良く締固められ，かつ不飽和状態にあるため，せん断時に過剰間隙水圧が発生しにくく，そのため SBIFT の結果と CU 条件の結果とがよく対応したものと考える．なお，攪乱試料では締固めエネルギーが室内と現場で異なるため，現地盤の状態が再現できず，図-8(a)のように不攪乱試料，SBIFT の結果よりもせん断力が小さく得られたものと考える．

3．4 飽和粘性土地盤を対象とした試験

地下水位以下の飽和状態にある軟弱な沖積粘性土層を対象とした SBIFT の結果と，不攪乱試料を用いた三軸 CU，三軸 UU，一軸圧縮試験結果の比較を図-9 に示す．

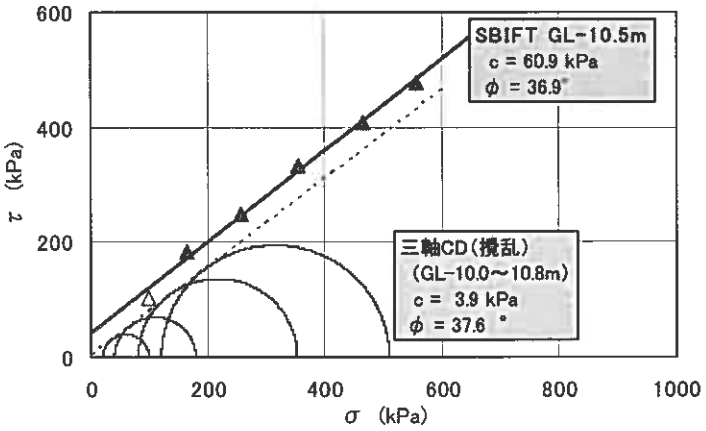


図-7　飽和砂礫地盤を対象とした SBIFT と三軸 CD 試験結果の比較

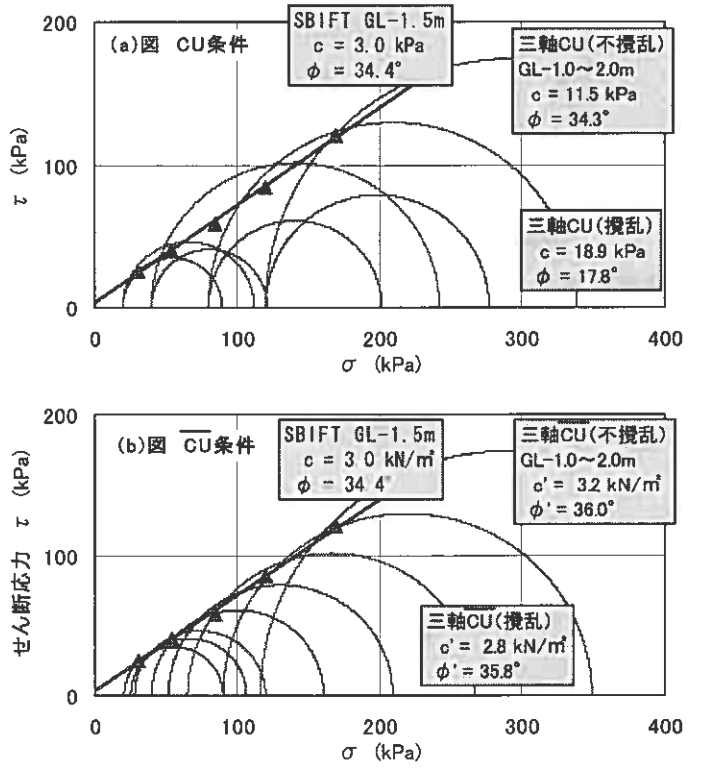


図-8　堤体土（砂質土）を対象とした SBIFT と三軸 $\overline{CU}$ 試験結果の比較

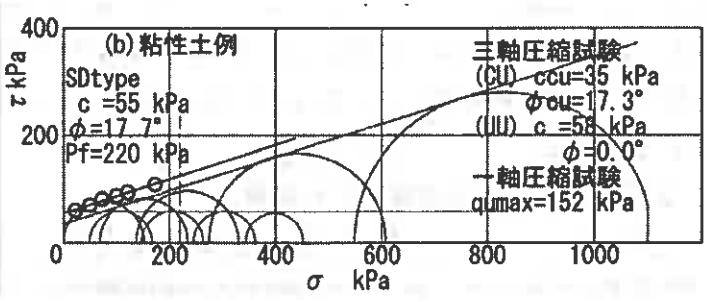


図-9　飽和粘土地盤を対象とした SBIFT と三軸・一軸試験結果の比較

図から，飽和粘性土地盤を対象としたSBIFTで得られるせん断強さは，三軸CU条件に対応していることがわかる．

4. 変形係数の測定例

鋭敏な軟弱粘性土である有明粘土層に対し，SBIFTで変形係数E_{IFT}を求めた．その結果を，プレボーリングタイプの孔内水平載荷試験および一軸圧縮試験から得られるE_P，E_{50}と併せて図-10に示した．図より，次のことがいえる．

プレボーリングタイプの孔内水平載荷試験では，図-1に示したように孔壁の迫り出し，それに伴う応力解放，乱れの影響により，極めて小さなE_Pしか得られず，また，E_Pの深度方向への増加も認められない．また，E_{50}は，E_Pに比べると大きく得られているが，サンプル数が多いこともあってバラツキが大きい．E_{IFT}は，E_{50}のバラツキの範囲内にあり，その平均値よりもやや大きめの値を示している．

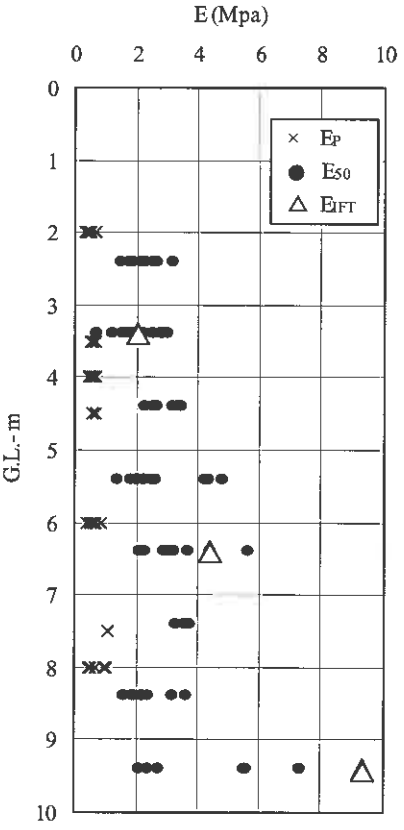


図-10　E_{IFT}とE_P，E_{50}の比較

図-11にプレボーリングタイプの孔内水平載荷試験結果(PBtype)とSBIFTによる試験結果を，応力-ひずみ関係で整理して示した．図より，SBIFTでは初期のプロットが直線と見なせる区間が1%程度までのひずみの範囲であるのに対し，PBtypeでは12%程度までと広範囲におよぶ．このことから，PBtypeでは孔壁の緩み，応力解放の影響が顕著に読みとれる．一方，E_{50}は一軸圧縮試験時の応力-ひずみ関係の1%前後のひずみで評価したものであり，直径方向のひずみと軸ひずみの違いはあるものの，E_{IFT}のひずみレベルと同程度のものと考えることができる．

5. SBIFTの用途と経済性

SBIFTは，原位置にて対象地盤の強度定数や変形係数を直接計測できる．これによって，通常の検討方法では評価が難しかった破砕帯岩盤，崖錐を含む砂礫地盤，特殊土などに対して極めて有効であることが想像される．表-2は，通常の検討方法とSBIFTを使用した場合を比較したものである．これらの地盤を適切に評価することによって，構造物の設計・施工がより最適化され，コスト縮減に寄与することも可能であると思われる．

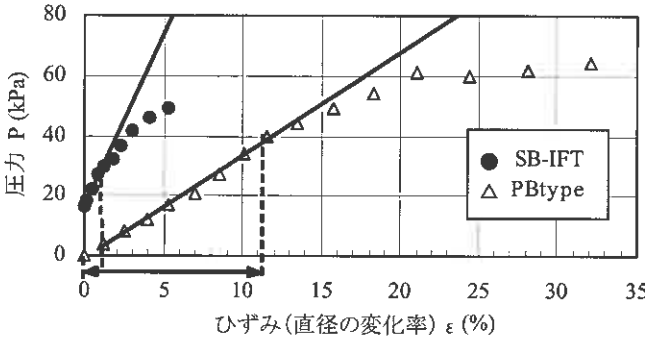


図-11　E_{IFT}及びE_Pの試験時のひずみ

6. おわりに

SBIFTは，ボーリング孔内の制約された条件下での試験のため，試験法として飽和状態，排水条件を評価できる詳細な試験を行うまでには到っていないが，これまでのせん断摩擦試験(SBIFT)結果の事例を整理すると以下のように示される．

①細粒分を混入しない飽和砂礫地盤に対するSBIFTのせん断試験結果は，三軸CD試験結果と良く一致した．

②洪積砂礫地盤に対して攪乱試料を用いて行った三軸CD試験では，セメンテーション効果等による粘着力が失われてcは0に近いが，SBIFTでは孔壁の乱れが少ない状態で試験ができるため，粘着力が得られた．

③地下水位よりも上位の河川堤防の堤体土(砂質土)を対象としたSBIFTのせん断試験結果は，飽和三軸$\overline{CU}$条件とよく一致していた．

④軟弱な粘性土を対象としたSBIFTによるせん断試験結果は，三軸CU条件に一致した．

⑤軟弱な粘性土地盤を対象としてSBIFTで求めた変形係数E_{IFT}は，一軸圧縮試験により得られるE_{50}のバラツキの範囲内にあり，平均値よりもやや大きい値を示した．また，E_{IFT}はE_{50}と同様1%程度のひずみレベルで得られた．

最後に，本論をまとめるにあたり，関係各位に多大なご助言ご指導を承り，また，Y．T．Geo-mechanicの豊岡氏には貴重な測定データを提供して頂いた．ここに記して謝意を表します．

表-2　通常の検討方法とSBIFTの比較

調査対象	通常の検討方法	SBIFTを使用した場合
破砕帯岩盤での深礎杭 （設計基盤面の深度）	①N値よりϕを求める． ②安定計算を行い，安全率で基盤面の深度を求める． ③ϕが小さく得られるので，基盤面の深度は深くなる．	①SBIFTより直接c，ϕが得られる． ②安定計算を行い，安全率で基盤面の深度を求める． ③ϕも大きく得られる事が多く，またcも評価できるため，基盤面の深度は浅くなる．
砂礫地盤上の高盛土	①N値よりϕを求める． ②安定計算を行う． ③N値が小さい場合，盛れないという結果が得られることがある．	①SBIFTより直接c，ϕが得られる． ②安定計算を行う． ③ϕも大きく得られることが多く，cも評価できるため，盛り立て可能となる場合が多い．
橋脚基礎(杭)の動的解析 （杭水平地盤反力度の上限値） ↓ 受働土圧から求める ↓ c，ϕが必要	①N値よりcやϕを求める． ②受働土圧を計算 ③c，ϕが小さく得られるので，不経済．	①SBIFTより，直接c，ϕを求める． ②受働土圧を計算 ③N値よりも経済的な結果が得られることが多い． ④特に砂礫地盤で有効．
杭の摩擦力(A) （砂と粘土の判別が困難な場合）	①無理矢理，粘土と砂に判別して，N値より摩擦力を求めている． ②粘土と砂との判別時の誤差が，時としてかなり大きくなる．	・SBIFTであれば，直接摩擦力を測定できる．
杭の摩擦力(B) （粗粒・細粒火山灰土）	①N値より，道示の式で摩擦力を推定している． ②特殊土は，道示の式にはあまり適用できない．	・SBIFTであれば，直接摩擦力を測定できる．
場所打ち杭の摩擦力	・N値より，道示式で推定．	・場所打杭体相当のσ'_hを孔壁に加えて，摩擦力を直接求めることが可能．

REFERENCES

1)田上裕：基礎の計画と選定に必要な地盤調査，基礎工，Vol．30，No．7，PP35-39，2002

2)徐光黎，前田良刀，落合英俊，安福規之，坂手道明:原位置摩擦試験による地盤の強度・変形常数の推定と実務への適用，土木学会論文集No．617/Ⅲ46，PP191-200，1999

3)竹村因，宮下勉，豊岡義則:ガイスイ性地盤におけるセン断試験について，第11回土質工学研究発表会，1976

4)H．Mori:Study on the properties of soils in the Northern coast of Tokyo bai using self-boring pressuremeter，Soils and Foundations，Vol．21，No．3，PP83-98，1981

5)豊岡義則，酒井運雄，林三男:SD-FPTの礫質地盤への適用性試験，第37回地盤工学研究発表会，PP121-122，2002

6)地盤工学会:地盤調査法，PP249-257，1995

岩盤路床の凍上性判定法合理化によるコスト縮減

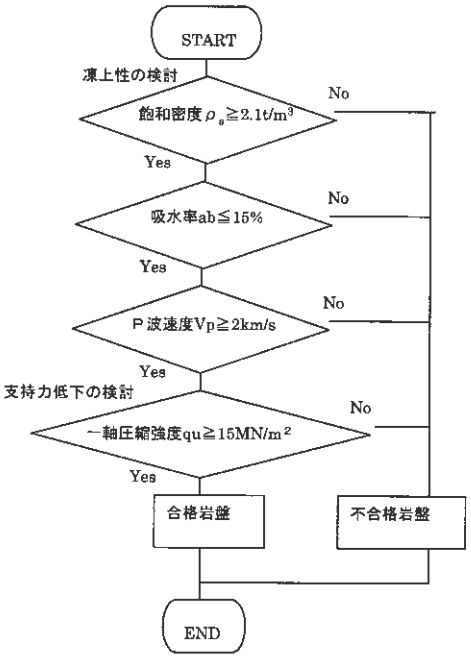
坂本多朗，伊東佳彦，日下部祐基（土木研究所寒地土木研究所）

１．目的

北海道の道路建設において路床が岩盤となる場合には，凍上対策を必要としない場合があるが，対象岩盤の凍上および支持力に対する安定性を評価判定する必要がある[1]。しかし，現状では基準化された判定方法がないため，個々の現場で凍上試験等を行い対処するか，安全側の施工として路盤材と置き換える工法を用いているのが実情である。すなわち，簡易で合理的な判定法を確立することにより，現場作業の軽減および大幅なコスト縮減が期待される。

岩盤の凍上や支持力の判定を難しくしている要因は，岩盤状態の経年変化に伴い凍上性や強度が変化することにある。新鮮な状態では凍上しない岩盤でも，凍結融解などにより劣化して凍上性などの岩盤になる場合がある。したがって，道路路床としての岩盤の合否を判定するには，岩盤状態の変化による凍上性や強度の経年的な変化を考慮する必要がある。

本研究では，これまでに岩盤路床の岩石に対して凍結融解試験および新たに考案した凍結融解凍上試験等を実施し，岩盤の凍上・支持力の簡易判定法確立に向けた検討結果を報告[2) 3)]した。ここでは，前回[4)]合否を判定した岩盤および考案した簡易判定法について，その妥当性を検証するために実施している現地モニタリング[5) 6) 7)]結果，および岩石が凍結融解によって劣化するメカニズムを解明する目的で実施した岩石劣化試験[8) 9)]の結果について報告する。



図－１　簡易判定フロー図

表－１　凍上性判定値の既往文献整理

試験項目	星野	鈴木ら	北川ら	小野ら	簡易判定法
対象岩種	岩石全般	岩石全般	凝灰岩堆積岩	模擬岩石（モルタル）	堆積岩
乾燥密度（g/cm3）	2.0		1.5		
飽和湿潤密度（g/cm3）		2.1	2.0	1.9	2.1
吸水率（%）	20.0	15.0	25.0		15.0
P波速度（km/s）		2.0		2.7	2.0
一軸圧縮強さ（MN/m2）		50～100	5.0	5.0	15.0
シルト以下含有量（%）			20.0		
有効間隙率（%）				40.0	

ここでは，水の密度を1.0g/cm³として密度と比重を同値として示した。

２．簡易判定法の概要

本判定法は，凍上性の判定を各物理特性値から，支持力低下を一軸圧縮強さから判定する。凍上性の判定に用いた各物理特性値は，既存文献[10)]で示された判定値に本研究で対象とした岩盤の値を比較検討して決定したものである。支持力低下を判定する一軸圧縮強さの値は，凍結融解を繰返した後の岩盤の強度低下を考慮して決定したものである。図－１に簡易判定法のフロー図を示す。

また，表－１に既往文献[10) 11) 12) 13)]および本研究による簡易判定法を整理して，凍上・支持力判定のための物理力学特性に関する判定値を示す。簡易判定法の値は，他の研究結果と近似していることがわかる。

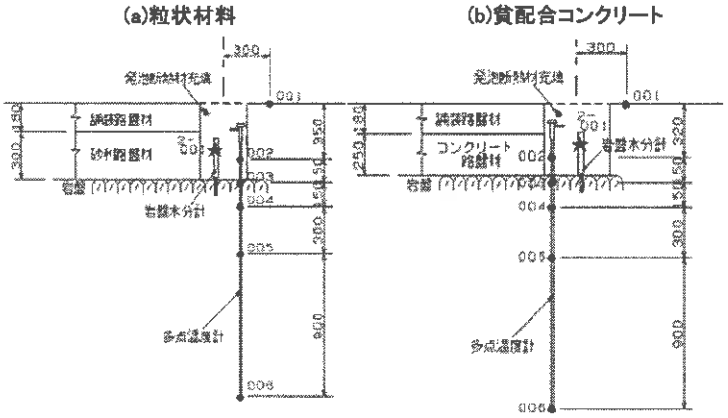
３．現地モニタリング

３．１　試験概要

現地モニタリングの場所は，釧路市東部の丘陵地における道路建設中の切土掘削面で，地層は古第三紀春採層の礫岩および砂岩の２岩種を対象にしている。室内試験による岩盤路床合否の判定結果は，春採層の礫岩が合格岩盤で春採層の砂岩が要検討岩盤とされている。現地モニタリングで用いている観測機器と配置等を図－２に示

す。合格岩盤の舗装構成は，不陸整正材料として粒状材料（a）を平均厚さ15cm程度敷均して締固め，その上面を下層路盤面として上層路盤のアス処理，基層表層のアスファルト舗装とした。要検討岩盤は，合格岩盤と同様の舗装構成のほかに，不陸整正材料として粒状材料より上質な貧配合コンクリート(b)を用いたものを追加して，２種類の舗装構成で現地モニタリングを行っている。

現地モニタリングは，2002年12月より開始して4年目をすぎたところである。モニタリング内容は，現地地中温度などの測定の他に春と秋の年二回ボーリングコアの採取や，圧縮試験，凍上試験，超音波伝播試験，比重・吸水試験などである。



図－２　現地モニタリング測定器配置図

３．２　試験結果と考察

前回実施した合否判定の室内試験では，凍結融解試験の任意サイクルで岩石の圧縮試験や凍上試験を行って，岩石の経時的な劣化程度を定量的に推定した。ここでは，室内試験で推定された対象岩石の凍結融解繰返しによる強度低下や凍上性の進展が，テストフィールドから採取したコア試料の状態とどの程度合致しているかを検討した。

現地モニタリングの観測結果から，０℃未満から０℃以上に変化した時を凍結融解の１サイクル数として計数して表－２に示した。以降では，図－３および表－２に示すように2002年12月13日～2003年8月17日を第１節，2003年8月18日～2004年7月22日を第２節，2004年7月23日～2005年7月31日を第３節，2005年8月1日～2006年2月20日を第４節として記述する。

次に表に示した凍結融解サイクル数を用いて，室内試験結果と比較した。ただし，現地凍結融解サイクル数は深度ごとに異なるため，一概に決定できない。各種試験に用いた現場コア試料の採取深度は，岩盤表面（深度0.3m付近）から0.6m程度のものである。そこで，現場コア試料の凍結融解サイクル数として，深さ0.3mから0.7mまでの各測地深度における凍結融解サイクル数の平均値を用いた。

表—２　現地モニタリング試験による凍結融解サイクル数

春採層礫岩部（旧合格岩盤）	粒状路盤箇所	温度測定位置			気温	舗装表面	深度0.35m	深度0.50m	深度0.65m	深度0.3～0.7m平均値	深度0.95m	深度1.85m
		平成14年度	第1節	2002/12/13～2003/08/17	63	44	9	1	6	5	7	2
		平成15年度	第2節	2003/08/18～2004/07/22	124	65	7	46	68	40	16	0
		平成16年度	第3節	2004/07/23～2005/07/31	111	36	8	12	3	8	11	0
		平成17年度	第4節	2005/08/01～2006/02/20	39	18	1	0	0	0	0	0
春採層砂岩部（旧要検討岩盤）	コンクリート箇所	温度測定位置			気温	舗装表面	深度0.32m	深度0.47m	深度0.62m	深度0.3～0.7m平均値	深度0.92m	深度1.82m
		平成14年度	第1節	2002/12/13～2003/08/17	64	21	(4)	(5)	(4)	4	(5)	(2)
		平成15年度	第2節	2003/08/18～2004/07/22	117	45	11	13	8	11	14	0
		平成16年度	第3節	2004/07/23～2005/07/31	119	55	4	4	4	4	5	0
		平成17年度	第4節	2005/08/01～2006/02/20	41	16	7	3	1	4	3	0
	粒状路盤箇所	温度測定位置			-	-	深度0.40m	-	-	深度0.3～0.7m平均値	-	-
		平成14年度	第1節	2002/12/13～2003/08/17	-	-	(2)	-	-	2	-	-
		平成15年度	第2節	2003/08/18～2004/07/22	-	-	54	-	-	54	-	-
		平成16年度	第3節	2004/07/23～2005/07/31	-	-	4	-	-	4	-	-
		平成17年度	第4節	2005/08/01～2006/02/20	-	-	3	-	-	3	-	-

特記事項

1）凍結融解回数は、0℃未満（マイナス温度）から0℃以上（プラス温度）に達した時を1回とした

2）（）内凍結融解回数は、測定用ケーブルが切断されたため推定値を記載

図－３，４に合格岩盤および要検討岩盤の凍結融解サイクル数と一軸圧縮強さとの関係を示す。図－３の合格岩盤は，過去の室内試験で凍結融解作用による強度低下がみられなかったものである。現地モニタリングの試験結果では，０サイクルの初期強度が室内と現地の試験供試体で差異がみられるが，現地の試験結果でも大きな強度低下が認められない。

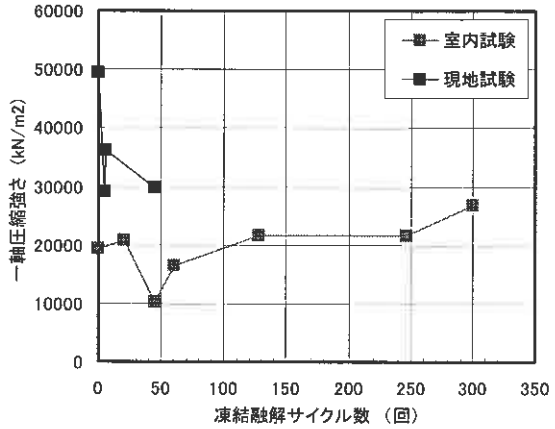
図－４の要検討岩盤は，室内試験結果で凍結融解の初期サイクルにおいて強度低下する傾向がみられたものである。現地モニタリングの試験結果では，不陸整正材料に貧配合コンクリートおよび粒状材料を用いたフィールドとも強度低下傾向が認められない。

図－５，６に合格岩盤および要検討岩盤の凍結融解サイクル数と凍上試験による凍上率との関係を示す。凍上率による合否判定は，既往文献[14]にある凍上率20%以下と凍結様式：コンクリート状凍結を合格基準としている。そのため，各図では凍上率の最大目盛りを20%にして示した。図よりわかるように，合格岩盤および要検討岩盤とも凍結融解サイクル数が重なる範囲の室内と現地の凍上率は，0～2%程度を示すように凍上が認められない。

これらのことから，現時点では室内試験で得られた凍結融解の繰返しと岩石強度の関係は，合格岩盤については現地試験結果と同様の傾向にあり，要検討岩盤については現地試験結果に比べて安全側の結果になっている。凍結融解の繰返しと凍上性の変化傾向では，合格・要検討岩盤とも室内試験結果が現地試験結果と同様の傾向になっていることが認められる。

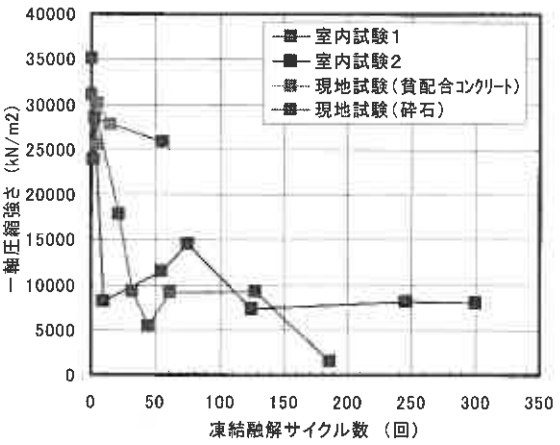
図－７，８，９に岩盤路床の合否判定に用いた岩石の物性値と凍結融解サイクル数の関係を示す。室内試験のデータが無いため比較ができないが，凍結融解繰返し後の時点においても各物性値は，簡易判定法の境界値を満たしていることがわかる。

これらのことから，現時点では合格岩盤および要検討岩盤が岩盤路床として利用可能であると推察される。また，簡易判定法による岩盤路床の合否判定には，妥当性があることが示唆された。



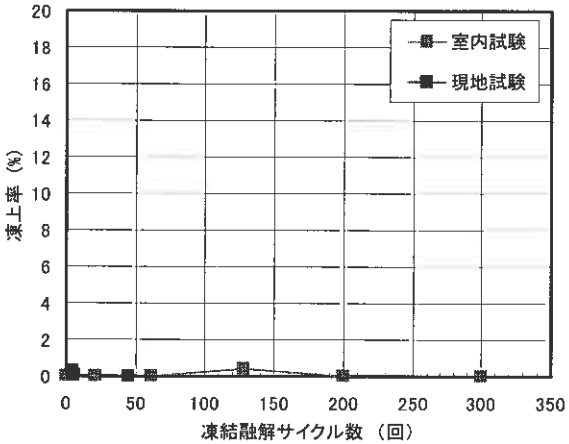
図－３　合格岩盤の凍結融解サイクル数と一軸圧縮強さ

（室内試験：過去の室内試験結果，現地試験：現地モニタリング試料の試験結果）



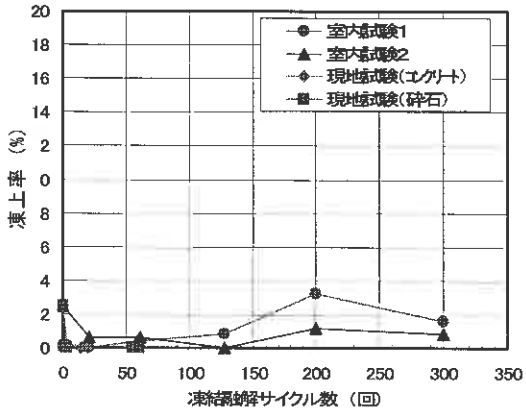
図－４　要検討岩盤の凍結融解サイクル数と一軸圧縮強さ

（室内試験：過去の室内試験結果，現地試験：現地モニタリング試料の試験結果）



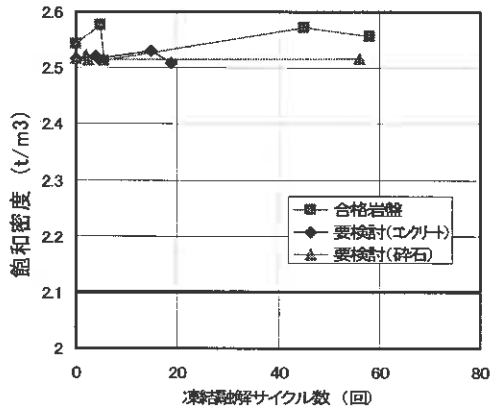
図－５　合格岩盤の凍結融解サイクル数と凍上率

（室内試験：過去の室内試験結果，現地試験：現地モニタリング試料の試験結果）

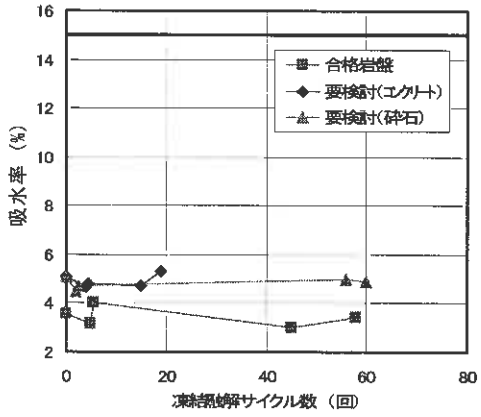


図－６　要検討岩盤の凍結融解サイクル数と凍上率

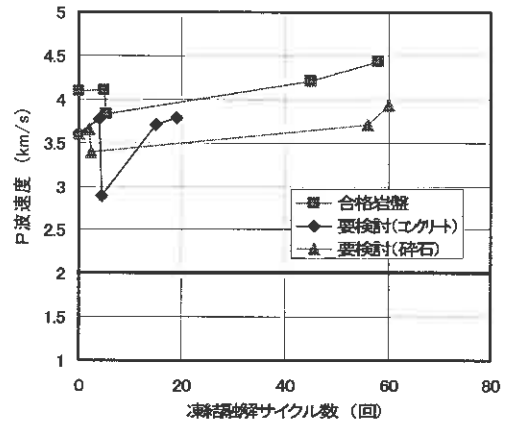
（室内試験：過去の室内試験結果，現地試験：現地モニタリング試料の試験結果）



図－７　凍結融解サイクル数と飽和密度



図－８　凍結融解サイクル数と吸水率



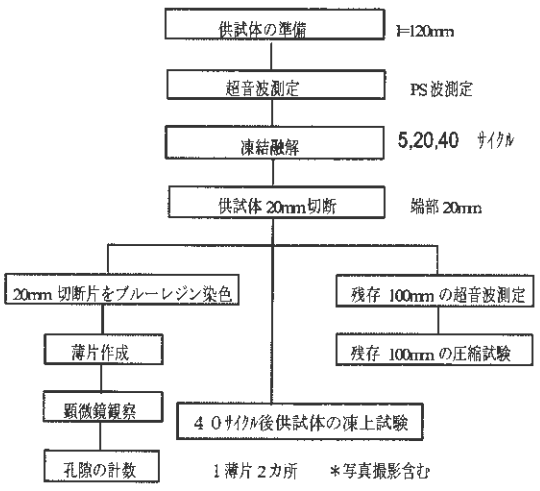
図－９　凍結融解サイクル数とＰ波速度

４．岩石劣化試験

４．１　試験概要

岩石劣化試験は，岩石の凍結融解による劣化と微小孔隙の増加・拡大との関係を解明する目的で行った。試験に用いた試料は，現地モニタリングの試料と同様に古第三紀春採層礫岩および砂岩と，簡易判定法で不合格となった雄別層・砂岩の４岩種である。

図－１０に概略の試験フローを示す。試験は，次の手順で行った。最初に凍結融解を行い，所定のサイクルを経た供試体を孔隙が拡大または縮小しない程度の厚さに切断する。その切断片を，ブルーレジンで染色して薄片を作成し，孔隙を観察してその数を計数する。



図－１０　凍結融解岩石の劣化試験フロー

岩石薄片はコア円周の表面を一辺とするように作成し，観察および計数する薄片面は24mm×32mm（円周にあたる辺は24mm辺の一方）とした。計数は，全面を500～600メッシュとして，顕微鏡下でメカニカルステージを用いてカウントした。すなわち，孔隙が数メッシュに連続している場合，1孔隙でも数カウントとなる。このカウント法は，面積比で計数しているが，一般にこの値が体積比に最も整合すると言われている[15]。孔隙は以下のように４種類に分類してカウントした。

IP（粒子間孔隙）：構成粒子間の空隙

FP(フラクチャー孔隙）：亀裂による空隙

DP(溶解孔隙）：構成粒子の化学的溶解などによる空隙

CP(結晶間孔隙）：鉱物結晶間に存在する空隙

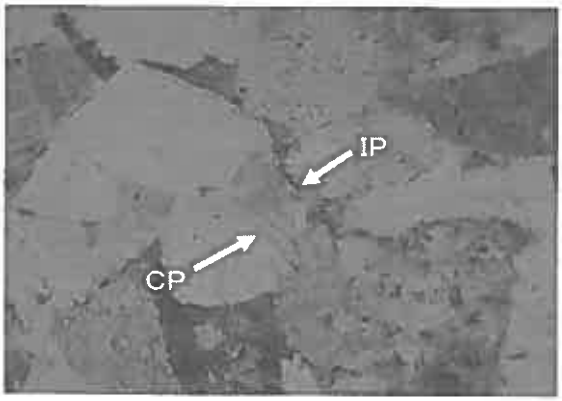


写真-1　孔隙タイプ例（１）

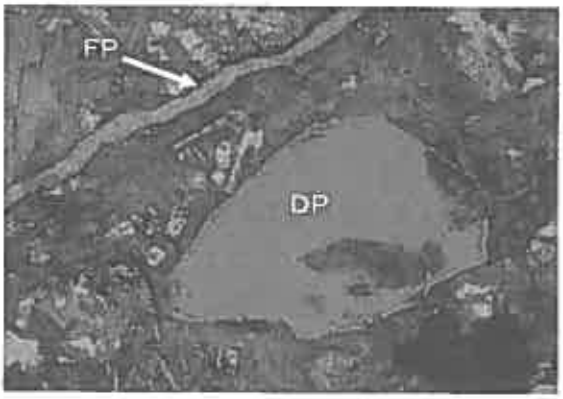


写真-2　孔隙タイプ例（2）

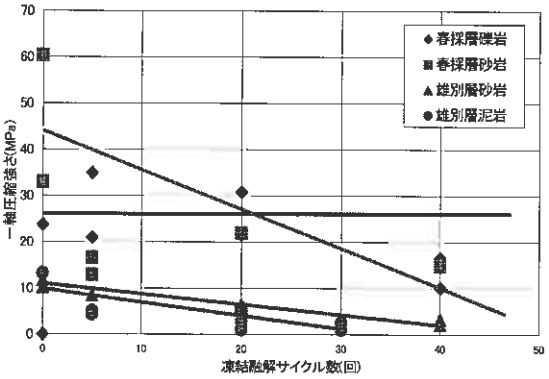
写真－１，２に孔隙タイプの例を示す。なお，孔隙の分類判断基準には数値的な基準がないため，ある程度経験的な判断となることは否めない。

凍結融解の回数は，0サイクル，5サイクル，20サイクル，40サイクルとした。試験では，同様の供試体を用いてサイクル毎に一軸圧縮試験および超音波伝播試験を行った。また，40サイクル後の試料では，凍上試験（凍結融解凍上試験）を実施した。

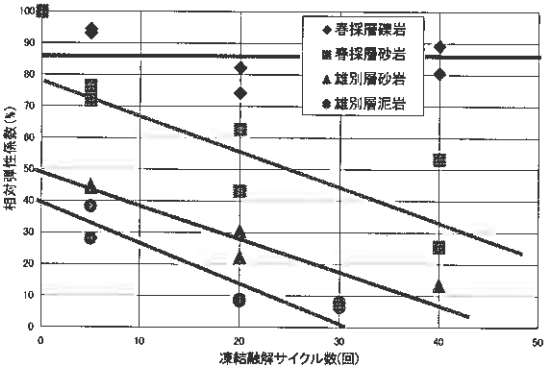
４．２　　試験結果と考察

図－１１に凍結融解サイクルと一軸圧縮強さの関係を示す。前述したように春採層礫岩は，前回の室内試験で凍結融解による強度低下がみられないことから合格岩盤にされたものであり，春採層・砂岩が室内試験結果で凍結融解の初期サイクルにおいて強度低下する傾向がみられたことから要検討岩盤となったものである。雄別層砂岩・泥岩は，初期強度が小さく，さらに100サイクル程度の凍結融解で崩壊したことから不合格岩盤になったものである。これらの傾向は，供試体のばらつきがみられるものの，今回の試験結果でも確認できる。凍結融解サイクルと相対動弾性係数の関係を図－１２に示す。一軸圧縮強さと同様に供試体のばらつきが影響しているものの，同様の傾向が認められる。過年度の調査でも，凍結融解サイクルに対して相対動弾性係数が低減する傾向が確認されており，一般的な傾向として一軸圧縮強さと相対動弾性係数がほぼ比例関係にあることから，凍結融解サイクルの増加で特に春採層砂岩および雄別層砂岩・泥岩で岩石物性劣化が起きていることが考えられる。

図－１３に凍結融解サイクルと孔隙率の関係を示す。春採層礫岩は，凍結融解サイクルが増加しても孔隙率の変化が小さい傾向が，春採層砂岩および雄別層砂岩・泥岩には，凍結融解サイクルの増加にともない孔隙率も増加する傾向が認められる。これらの傾向は，一軸圧縮強さや相対動弾性係数の関係でみられた傾向と調和する。

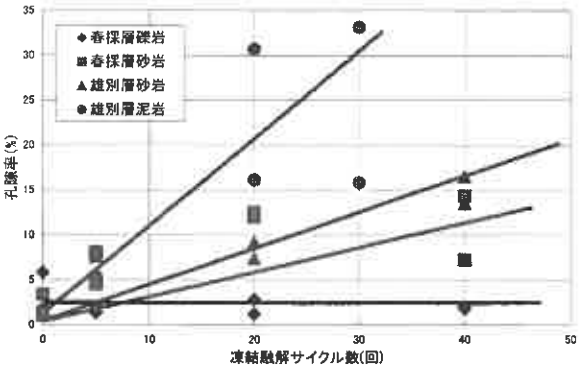


図－１１　凍結融解サイクルと一軸圧縮強さ



図－１２　凍結融解サイクルと相対動弾性係数

つまり，春採層礫岩では凍結融解が繰返されても孔隙率の変化が小さいために，強度低下がみられず，春採層砂岩および雄別層・砂岩では凍結融解の繰返しにより孔隙率が増加するために強度低下して岩石劣化することが推察される。このことは，凍結融解作用による岩石劣化の原因の１つとして，微小な孔隙（マイクロフラクチャー）の増加・拡大が関与していることを意味すると考える。



図－１３　凍結融解サイクルと孔隙率

今回の試験では，薄片の孔隙を前述した４種類に分類して観察計数した。ここで多く観察された孔隙は，粒子間孔隙（IP）とフラクチャー孔隙（FP)であり，比較的硬質の春採層・砂岩ではフラクチャー孔隙が多く，比較的軟質な雄別層砂岩では粒子間孔隙が多い傾向にあった。この傾向については，春採層砂岩では初期強度が大きいことから粒子間の固結が良好と推測されるため，凍結融解により新たな微小亀裂に相当するフラクチャー孔隙が凍結融解面から次第に発達し，増加・拡大して強度低下したと推察される。

これに対して，雄別層砂岩では初期強度が小さいことから粒子間の固結が比較的弱いと推測されるため，凍結融解により粒子間孔隙が増加・拡大するとともに，その発達によりフラクチャー孔隙も誘発されて強度低下したものと考える。春採層礫岩では，フラクチャー孔隙の増加が若干みられるものの，孔隙率の増加量が少ないために，凍結融解により明確な強度低下がみられないと考えられる。

雄別層泥岩の孔隙の種類で最も多い孔隙はフラクチャー孔隙であった。同じ孔隙率増加の傾向を持っていた雄別層砂岩と異なった孔隙種の増加となっている。孔隙種の違いは，岩石の固結機構の違いや構成粒子粒径の違や，含まれている鉱物の違いなど考えられる。これらのことは，岩質によってその劣化メカニズムに相違があることを示唆している。

５．まとめ

５．１　現地モニタリングについて

１）現時点では室内試験で得られた凍結融解の繰返しと岩石強度の関係は，合格岩盤で現地試験結果と同様の傾向にあり，要検討岩盤で現地試験結果に比べて安全側の結果になっている。

２）凍結融解の繰返しと凍上性の変化傾向では，合格・要検討岩盤とも室内試験結果が現地試験結果と同様の傾向になっていることが認められる。

３）凍結融解繰返し後の現時点で各物性値は合格判定値を満たしている。

４）以上のことから現時点では，合格岩盤および要検討岩盤とも岩盤路床として利用可能であると推察された。また，簡易判定法による岩盤路床の合否判定には，妥当性があることが示唆された。

５．２　岩石劣化試験について

１）凍結融解サイクルと孔隙率の関係は，一軸圧縮強さや相対動弾性係数との関係でみられた傾向と調和した。

２）凍結融解による岩石劣化の原因の１つとして，岩片中にフラクチャー孔隙や粒子間孔隙が増加・拡大して孔隙率が増加することが推察された。また，岩質によってその劣化メカニズムに差があることが示唆された。

７．おわりに

本報告は，これまでに示した岩盤路床合否の判定法と判定結果，および考案した簡易判定法の妥当性を現地モニタリング結果から検証した。また，岩石劣化試験では，凍結融解により孔隙が増加・拡大して岩石の強度劣化

が発生することを明らかにした。しかし，実際の現場で岩盤路床を適用にあたっては，施工方法における問題がある。岩盤部では岩質により亀裂が発達している箇所もあり，掘削時に基準掘削面より深めの施工になり，均しコンクリーの所要量が増加傾向になってしまうなどである。今後は，施工方法の検討や他岩種で行うモニタリングより簡易判定法の確立を行って，この成果が今後の建設コスト縮減に向けた一助になれば幸いである。

参考文献

1）北海道開発局：道路設計要領，pp1-5-62～63，2005.4

2）岡﨑健治，伊東佳彦，日下部祐基，高橋克也：凍上性岩盤の判定法に関する研究，土木工学会北海道支部論文報告集第59号，pp538～541，2003.1

3）田本修一，伊東佳彦，日下部祐基，岡﨑健治，蛯沢敦：岩盤路床の凍上性判定法の検討，日本応用地質学会北海道支部研究発表会，pp9～12，2003.6

4）緒方聡，高橋克也，日下部祐基：岩盤路床の検討について－一般国道44号釧路町別保改良工事－，第46回北海道開発局技術研究発表会発表概要集（道路・舗装部門），pp119～126，2003.2

5）田本修一，伊東佳彦，日下部祐基，岡﨑健治，高橋克也，蛯沢敦：岩盤路床の凍上性判定法に関する現場実証実験，日本応用地質学会研究発表会，pp119～122，2003.10

6）坂本多朗，伊東佳彦，日下部祐基，田本修一，瀬川博忠：岩盤路床の凍上性判定法の検討（その２），日本応用地質学会北海道支部研究発表会，講演予稿集第25号，pp5～8，2005.6

7）坂本多朗，伊東佳彦，瀬川博忠：岩盤路床の凍上性判定法に関する実証実験，日本道路協会，第２６回日本道路会議，12164，2005.10

8）日下部祐基，伊東佳彦，田本修一，榎本義一：凍結融解による岩盤の劣化機構に関する考察，日本応用地質学会研究発表会，pp155～158，2005.10

9）日下部祐基，伊東佳彦，坂本多朗，瀬川博忠：岩盤路床の凍上性判定法に関する現場実証実験と劣化機構について，開発土木研究所月報，No.633，pp31～40，2006. 2

10）磯田卓也，鈴木哲也，疋田貞良：路床の凍上性と上載荷重の影響，開発土木研究所月報，No.515，pp2～9，1996.4

11）星野寔：岩石の凍上について，北海道開発局土木試験所報告，No.60，pp45-50，1973.6

12）北川修三，川上義輝：凍上試験による地山の凍上性の判定，応用地質，27巻2号，pp11-20，1986.6

13）小野丘，阿部裕介，小笠原将人：疑似岩石試料の凍上性と物理特性，地盤工学会北海道支部，技術報告集第45号，pp71～74，2005.2

14）日本道路協会：道路土工－排水工指針，pp238～243，1995.2

15）砕屑性堆積物研究会編集：堆積岩の研究法－礫岩・砂岩・泥岩－，地質団体研究会，pp180～187，1983.7

環境を配慮した凍土造成の可能性とコスト評価
—ヒートパイプを用いた冷熱エネルギーによる泥炭地盤凍結の野外実験と熱解析—

(株)精 研　凍結本部 ○ 吉田　聡志
(株)精 研　凍結本部　　伊豆田 久雄
北海学園大学 工学部　　小野　　丘

1．はじめに

北海道に広く分布している泥炭性軟弱地盤での建設・土木工事においては、様々な地盤改良工法が適応されている。本研究では、ヒートパイプ(HP)による自然の冷気を利用した地盤凍結技術を適用する可能性について検討する。

地盤凍結工法は、冷凍機または液体窒素を用いて、シールドトンネルの発進および接続防護などに 450 件を超える実績があり、それは泥炭地の地盤改良においても適用可能である。

一方、環境面で優れているヒートパイプを用いた自然冷熱エネルギーによる地盤凍結は、国内では食料貯蔵庫などには適用された事例[1)]はあるものの地盤改良としての適用事例はない。しかし、(1)自然冷熱をエネルギー源とすること、(2)工事完了後には凍土は自然融解し地中に異物を残さないことなど、コストや環境面での利点は多いと考えられる。

札幌郊外の泥炭地盤に埋設したヒートパイプによって 2005～2006 年の冬季の凍土造成および地盤温度変化の計測データを示すとともに、温度変化などの予測手法を検証する。また、実施工をイメージするために、外気温や地盤条件の異なる場合の凍土壁造成を試算し、冷凍機を用いる場合とのコスト比較についても報告する。

2．野外実験の概要

2－1　ヒートパイプの原理と仕様

ヒートパイプは小さな温度差で大きな熱量を輸送できる高性能な熱輸送素子として知られおり、その原理を**図 1** に示す。構造は作動流体を封入した密閉パイプで、作動流体の蒸発および凝縮の繰り返し作用により熱を伝えるものである。

本実験で使用した HP(フジクラ製)は、全長 8m(約 1.9m のフィン部を含む)、外径 60.5mm のステンレス鋼管の中に作動流体として HFC-134a が充填されたものであり、HP を垂直に地中に埋設することで、外気の低温を地中に持ち込むことができる。

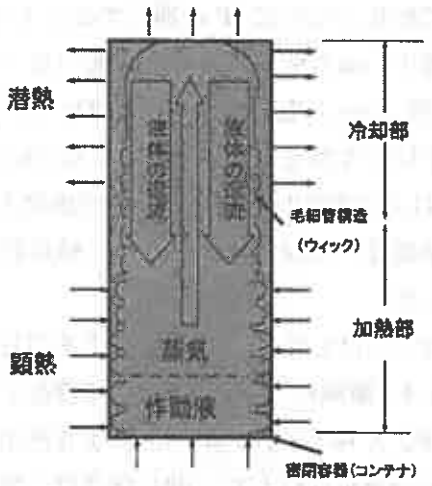


図 1　ヒートパイプの原理

所在地		新篠津村		
調査年月日		平成 17 年 6 月 25 日		
深度(cm)	土質記号	土 質 名	色 調	記　事
20		表土	茶色	w=40%
58		粘土(泥炭質)	黒褐	若干繊維が混ざっている。w=40%
▽ 77	r r r r r r r r r r	泥炭	黒褐	w=310%
96	r r r r r	粘土まじり泥	黒褐	
109	r r r r r r r r r r	粘土質泥炭	黒褐	繊維多い w=340%
163	r r r r r r r r r r	泥炭	黒褐	繊維多い w=390%
200	r r r r r r r r r r	泥炭	黒褐	繊維多い w=470%
250		泥炭質粘土	黒褐	高含水比 w=450%
300	r r r r r r r r r r	粘土質泥炭	黒褐	w=430%
350	r r r r r r r r r r	泥炭	黒褐	多繊維質、粘土質ではない。低含水比 w=410%
400	r r r r r r r r r r	泥炭	黒褐	高含水比 w=410%
453		粘土	黒褐	w=210%
486	r r r r r r r r r r r r r r r	泥炭	黒褐	w=250%
550		泥炭質粘土	黒褐	w=120%
600		粘土	暗灰	w=80%
650				

図 2　実験対象地盤の土質柱状図

Satoshi Yoshida , Hisao Izuta: 542-0066 大阪市中央区瓦屋町 2 丁目 11 番 16 号, TEL: (06)6768-5039, FAX: (06)6768-6343
Takashi Ono　　:064-0926 札幌市中央区南 26 条西 11 丁目,　　TEL: (011)841-1161, FAX: (011)551-2951

２－２　実験場所と地盤条件

(a) 実験場所：北海道石狩郡新篠津村

(b) 地盤条件：実験対象地盤は土質柱状図(**図 2**) [2]に示すとおり GL-0.58m 以深の大部分が高含水比(w=210～470%)の泥炭層である。泥炭の物理定数を**表 1** [3]に示す。

表 1　泥炭の物理定数

自然含水比	w(%)	369
土粒子密度	$\rho s(g/cm^3)$	2.223
湿潤密度	$\rho t(g/cm^3)$	1.03
容積含水率	$P(m^3/m^3)$	0.799
飽和度	Sr(%)	89.1

２－３　ヒートパイプおよび測温センサーの配置

4 本の HP の埋設は、外径 75mm オーガで垂直に GL-4m まで削孔した穴に HP を挿入することで行った。また、地盤中の温度変化を調べる目的で長さ 4～5m の測温管(外径 35mm の塩ビ管)4 本を埋設した。**図 3** に HP 埋設完了時の写真を、**図 4**, **図 5** に GL-0cm と GL-225cm の HP および測温センサーの配置平面図を示す。なお、HP と測温管の埋設角度の測量は、傾斜計などを用いて実施した。

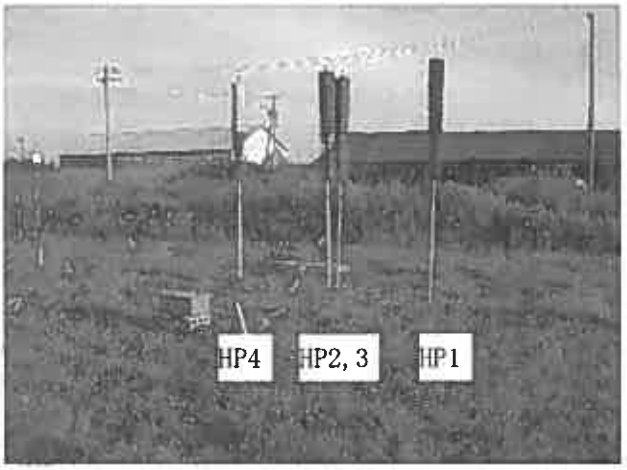


図 3　ヒートパイプ埋設完了

HP1 と HP4 は、1 本の HP による円柱凍土を、離隔約 50cm に近接して埋設した HP2 と HP3 は、2 本の HP により凍土壁の造成を期待した。HP4 だけは、外気との接触面積を小さくするために長さ約 1.9m のフィンの半分をシートで覆った。なお、埋設された HP は地上部に 4m 突き出た状態であり、2m の積雪があった場合にも、フィン部は雪に埋もれることはない。

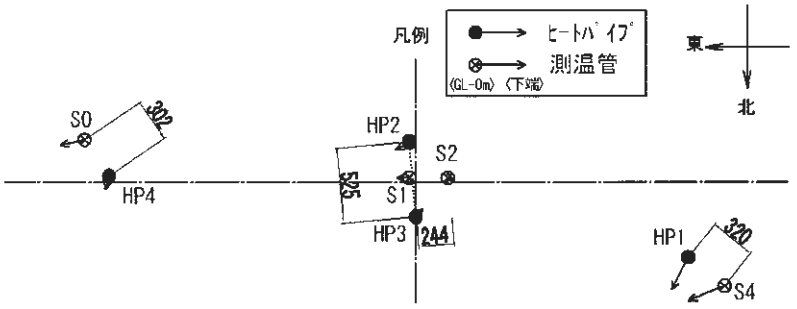


図 4　HP および測温センサー配置平面図(GL-0cm)

測温センサーは、4 本の測温管内、HP の表面、地表面付近(GL-5cm)、外気温用(GL-3m)などに合計約 30 箇所に設置し、2005 年 9 月 11 日から 1 回/時間の頻度で温度計測を実施した。

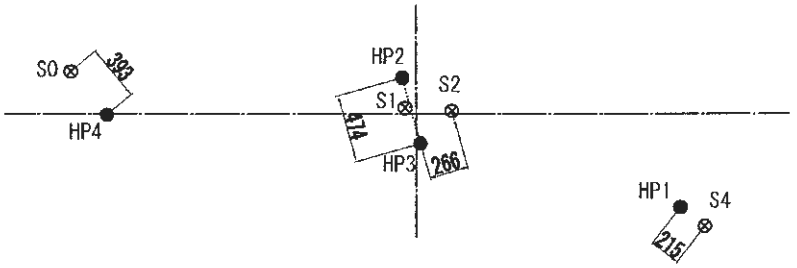


図 5　HP および測温センサー配置平面図(GL-225cm)

３．野外実験結果

以下に示す温度グラフは、全計測データから日平均温度を算出して整理したものである。

(a) 外気温と凍結指数

図 6 は、実験期間中の日平均気温を累計し、凍結指数を求めた結果である。日平均気温の累計が減少した期間は、2005 年 12/1～2006 年 3/15 までで、凍結指数は 562(℃・day)であった。

(b) 測温管の温度変化

S0, S2, S4 の温度経時変化を**図 7**～**図 9** に示す。初期温度(計測を開始した 9/11 時点)が高かった GL-50cm は、外気温度の低下に伴い温度が下がり始めた。一方、初期温度が約 10℃であった GL-225cm と GL-400cm は、外気温度がそれよりも低くなり始めた 10 月末以降から温度が下がり始めた。その後の温度低下は場所により異なるが、概ね 3 月中旬頃まで続き、それ以降温度が上昇していく傾向がみられた。これより、HP による地

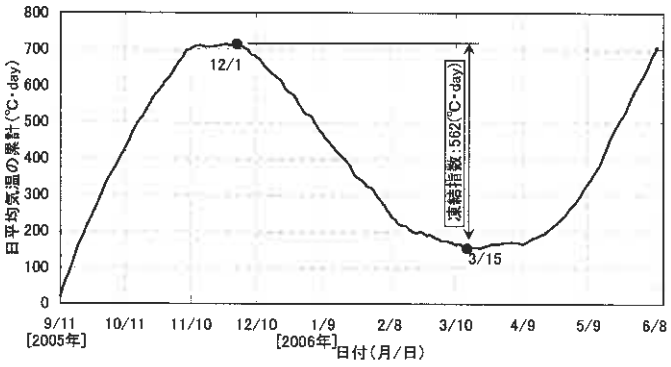


図 6　凍結指数

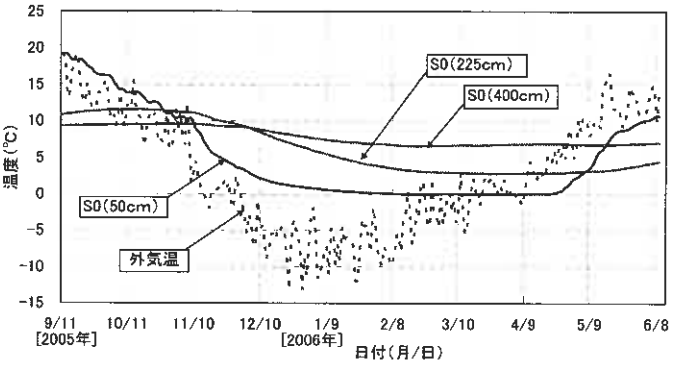


図 7　測温管 S0 温度の経時変化

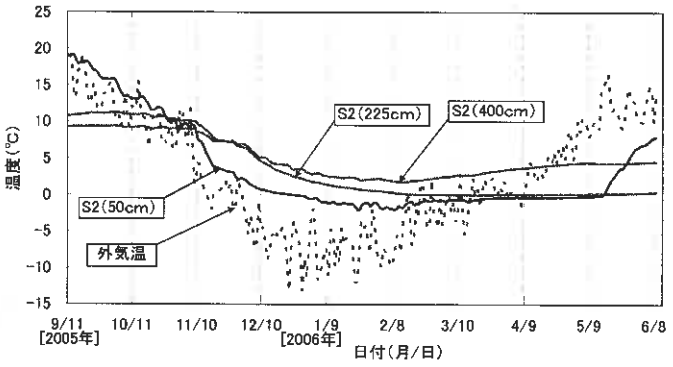


図 8　測温管 S2 温度の経時変化

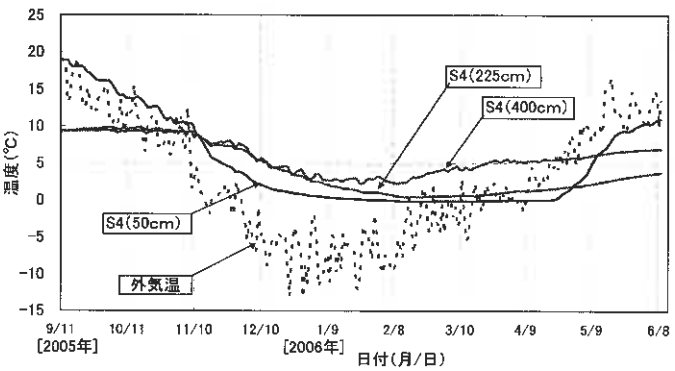


図 9　測温管 S4 温度の経時変化

盤が冷却および凍土造成されたのは、10 月末から 3 月中旬までであると考えられる。

測温管温度を深度毎に比較すると、いずれも GL-50cm, GL-225cm, GL-400cm の順に低い温度となっていることから、HP による冷却と同時に外気による冷却が同時に起こっていることがわかる。また、HP の埋設範囲(GL-400cm まで)よりも深い地盤からの熱進入も影響している。

測温管の温度変化より、HP1 と HP4 の周りに造成された円柱凍土の GL-225cm での半径は、それぞれ 20cm と 15cm 程度であり、HP2 と HP3 により造成された凍土壁の厚みは 50cm 程度であったものと考えられる。

(c) ヒートパイプ表面温度

HP1 と HP4 の表面の温度経時変化を**図 10**, **図 11** に示す。10 月下旬以降の外気温が低下している時期は、何れの深度においても HP 表面の温度が外気温よりも少し高めの温度まで低下しており、外気の低温が HP によって地中に持ち込まれていることが分かる。一方、3 月中旬以降は外気温が上昇しているにもかかわらず、HP 表面の温度上昇はゆっくりであることから、HP により外気の高温は持ち込まれていないことが確認された。

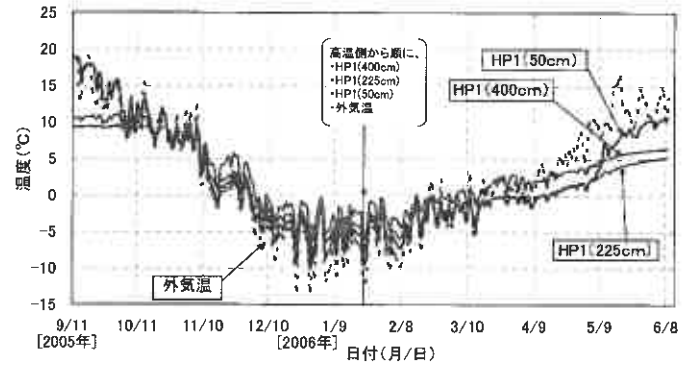


図 10　HP1 の表面温度の経時変化

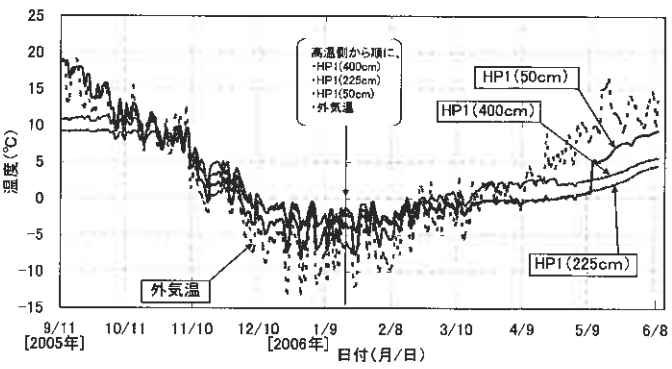


図 11　HP4 の表面温度の経時変化

次に HP 表面温度を深度毎に比較してみると、GL-50cm, GL-225cm, GL-400cm の順に低い温度となっている。この温度差の原因は、HP 内の鉛直方向への熱輸送抵抗があることと、GL-50cm については外気の低温が地盤を介して HP 表面に伝わった影響、また HP の下端部である GL-400cm には、作動流体の液溜まりがあり熱が伝わりにくくなるためであると考えられる。HP4 の表面温度が HP1 よりも高いのは、フィン長が短いために、HP 表面から外気へ放出される熱量が小さくなったためである。

図 12 は、外気温と HP1 の GL-225cm の表面温度との関係を、HP により地盤が冷却されていた時期(10/26～3/15) について整理したものである。ここで、GL-225cm は地中にある HP の中間付近であり、前に触れた外気および液溜まりの影響が小さいと思われる位置である。両者はほぼ比例の関係にあり、外気温が低くなるほど温度差は大きくなって、熱輸送の効率が悪くなっていることが分かる。また、グラフに併記している長野県大町市の凍土低温貯蔵庫の研究[4] (ゲルを凍結した場合) の実績に比べて、本実験の熱輸送効率のほうが高かった。

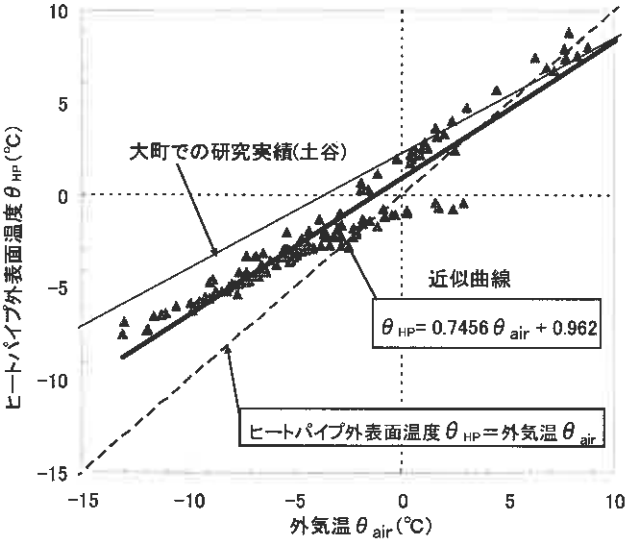


図 12　外気温と HP 表面温度(HP1(225cm))の関係

なお HP 表面温度が外気温度よりも高い(HP により地盤が冷却されていない)データについても、大町の研究同様省かないで整理した。

4．熱解析

4－1　熱解析方法

以下の条件で，HP による地盤凍結の熱解析を行った。

(a) 解析ソフト：TEMP/W(二次元 FEM 熱解析ソフト)、**(b) 最小計算メッシュ**：0.0475m、**(c) 計算時間間隔**：1 日、**(d) 計算モデルと計算範囲**:①GL-225cm の二次元平面モデル⇒HP 位置の外側 5m まで(東西 14m×南北 11m)、②HP1 を中心とした二次元軸対称モデル⇒半径 5m、GL0～-9m まで、**(e) 計算範囲周囲の境界条件**：①全周断熱条件、②側面および底面(GL-9m)は断熱条件とし、地表面の境界条件については次節に示す。**(f) HP 表面温度**：HP 1，2，3 は、HP1 表面(GL-225cm)，HP4 は HP4(GL-225cm)の実測データを入力した。

4－2　熱定数の想定

熱解析で使用した主な熱定数は，**表2**のように想定した。

表 2　主な熱定数

	熱伝導率(W/m℃)		熱容量(kJ/m³℃)	
	未凍土	凍土	未凍土	凍土
泥炭	0.563	1.699	3559	1721
表土	1.503	2.490	3056	1968

(a) 熱伝導率の実測と想定

泥炭の熱伝導率は、非定常プローブ法による実測した未凍土(+10℃)と凍土(-3℃)の値[3]を採用する。一方、表土(GL-58cm 以浅の地盤)の熱伝導率は、自然含水比などから推定した。

(b) 初期地盤温度と外気温度

初期地盤温度は、**図13**に示すように温度計測開始時(2005年9/11)の測温管とHP表面温度の実測データを整理して決定した。

外気温度は、通常は実測データを採用したが、降雪があった期間(2005年12/1～2006年3/31)については、雪が断熱材となり

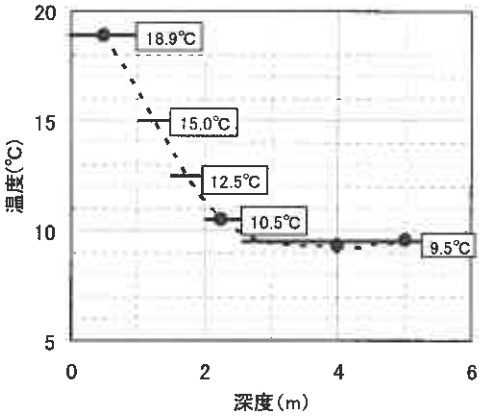


図 13　初期地盤温度の設定値

外気の影響を受けないものとして、0℃で一定であるとした。

(c) 外気と地表面の熱伝達係数

地表面の風速が数 m/s であると考え、熱伝達係数を $\alpha = 15 W/m^2℃$ とした。

(d) HP 表面の境界条件想定

HP により地盤が冷却されたと考えた時期(10/26～3/15)は、HP1, HP2, HP3 の表面温度に HP1(225cm)の実測データを用い、HP4 の表面温度には HP4(225cm)の実測データを採用した。一方、地盤が HP により冷却されなかったと考えた時期(10/26 以前と 3/15 以降)については、HP の表面を断熱条件とした。

4－3　熱解析結果

(a) GL-225cm の二次元平面モデル

図 14 は、熱解析で得られた 2006 年 3/15 時点の温度分布であり、HP1, HP4 の周りにはそれぞれ半径 20cm, 12cm の凍土円柱が造成され、HP2 と HP3 には、厚み 52cm(片側 26cm×2)の凍土壁が造成されているという結果を得た。

図 15 は、GL-225cm における測温管温度の実測データと熱解析結果を比較したものである。実測データと熱解析結果は、非常に良く一致しており、本解析手法で HP による地盤の温度予測が可能であることが確認された。

なお、12 月以前と 4 月以降で実測値と解析データに若干の違いが見られたのは、初期地盤温度と HP により地盤が冷却されていた期間の想定に誤差があるためだと考えられる。

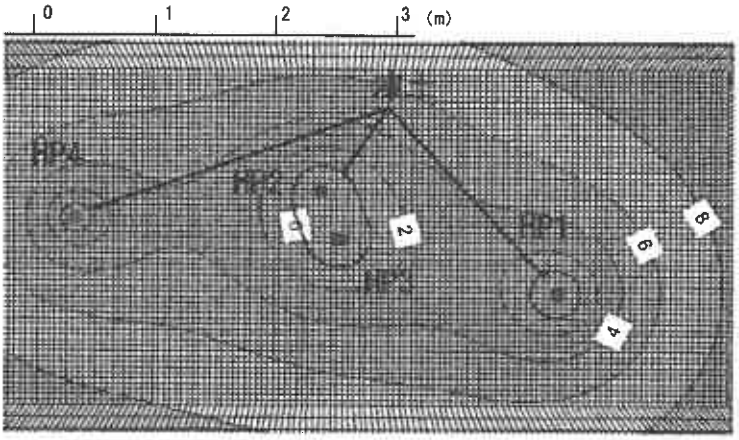


図 14　GL-225cm の地盤の 2006 年 3/15 時点の温度分布(熱解析結果)

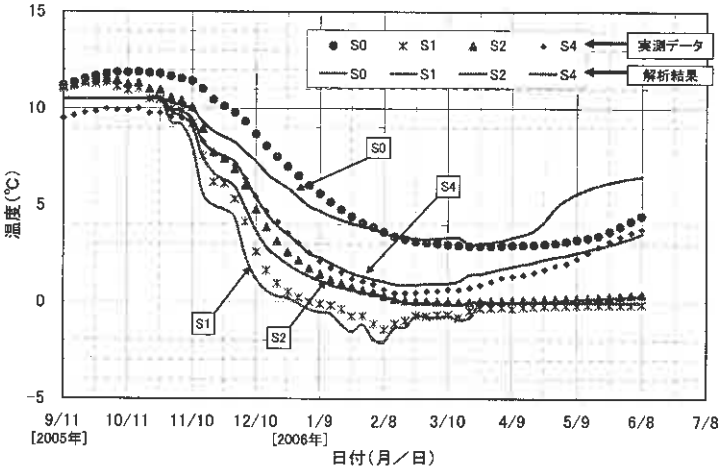


図 15　測温管(GL-225cm)温度の比較結果

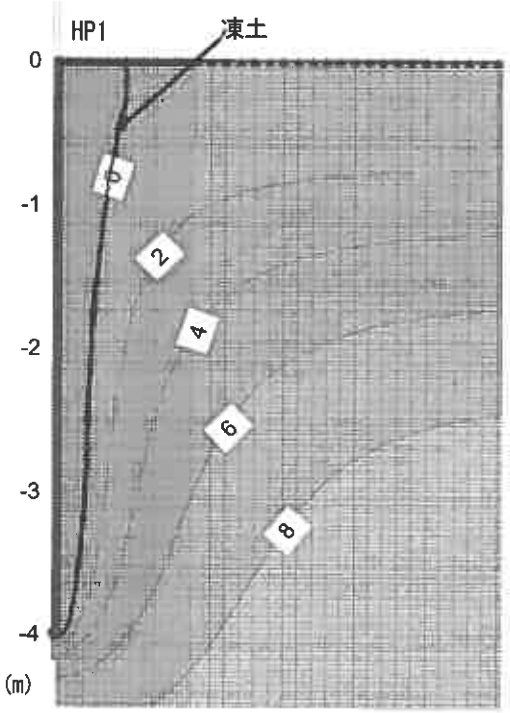


図 16　HP1 周囲地盤の 3/15 時点の温度分布(熱解析結果)

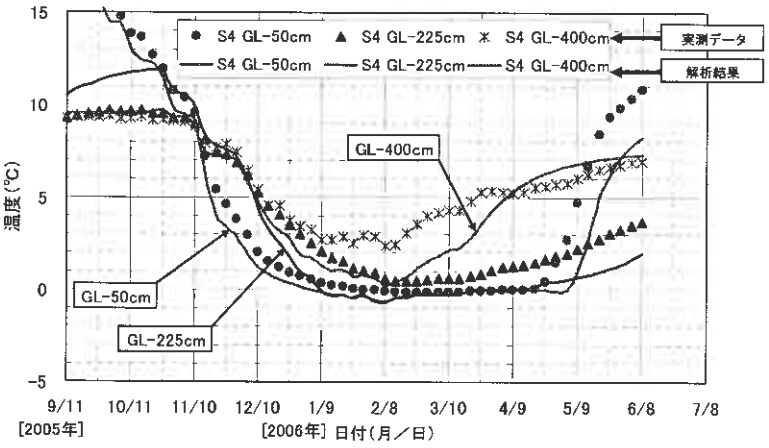


図 17　測温管 4(S4)の深度毎の温度の比較結果

(b) HP1 を中心とした二次元軸対称モデル

図 16 は、熱解析で得られた 2006 年 3/15 時点の HP1 周りの深度方向の温度分布を示したものである。地上部と HP 下方からの熱の影響により、凍結半径は深度が浅いところでは大きく、逆に深いところでは小さくなる傾向になった。**図 17** は、測温管 4 の温度変化を実測データと熱解析結果で比較したものであるが、解析結果のほうが低い温度になった GL-400cm を除くと比較的良く一致した。これは、HP の下端部である GL-400cm には作動流体の液溜まりがあり、他よりも温度が高くなることが解析には考慮されていないためである。なお、ほぼ中間の深度である GL-225cm の温度は、この解析手法でも実測データと解析結果とで一致が見られたことから、この位置では地上部および HP 下方からの熱の影響が小さく、前記の二次元平面の解析もモデルが適用可能であることが確認できた。

5. HP による凍土壁造成のシミュレーション

HP により自然冷熱エネルギーを利用して、深度 6m の凍土壁を長さ 200m 区間に造成するシミュレーションを熱解析により実施した。

5－1 HP による凍土壁造成の条件

(a) HP の設置数量：外径 60.5mm、長さ 10m(地中埋設部は 6.0m)の HP を 0.5m 間隔で計 400 本設置

(b) 施工場所：帯広, 旭川, 新篠津(札幌)の 3 箇所

(c) 地盤条件：間隙率 n=80%の泥炭地盤(野外実験相当)および n＝40%の飽和地盤(熱定数は表 3)の 2 条件とする。

(d) 初期地盤温度：恒温層上限地中温度と年平均気温との関係[6]から帯広, 旭川, 新篠津の初期地盤温度を 9.1℃, 9.3℃, 10.5℃とする。

(e) HP 表面温度の想定：HP により地盤が冷却される期間を 11/1～3/15 とし、表 4 に示した月別外気温度変化[5]から**図 12** 中の近似式を用いて HP 表面温度を決める。なお, 新篠津は, 野外実験で実測した外気温を用いて、同様に HP 表面温度を決定した。

ただし、**図 12** の近似式で決まる HP 表面温度が、外気温度よりも低くなる場合は、HP 表面温度＝外気温度とした。**図 18** に帯広の外気温で計算された HP 表面温度を示す。

(f) 熱解析方法：外気および HP 下方からの熱浸入の影響を考慮しなくて良い GL-3m における凍土壁の造成厚みを、二次元平面モデルの解析にて調べる。

表 3 間隙率 n＝40%飽和地盤の熱定数

熱伝導率(W/m℃)		熱容量(kJ/m³℃)	
未凍土	凍土	未凍土	凍土
1.89	2.93	3220	2290

表 4 帯広, 旭川, 新篠津の月別平均外気温

	帯広	旭川	新篠津
1月	-7.7	-7.8	-6.9
2月	-6.8	-7.2	-4.8
3月	-1.6	-2.4	-0.5
4月	5.4	5.2	3.0
5月	11.0	11.7	10.9
6月	14.5	16.5	—
7月	18.4	20.5	—
8月	20.0	21.1	—
9月	16.0	15.6	—
10月	9.6	8.8	10.4
11月	2.8	2.0	3.0
12月	-3.7	-4.1	-5.9
年平均	6.5	6.7	—

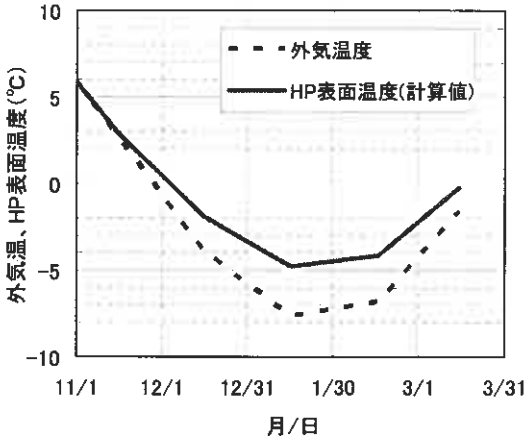


図 18 帯広の HP 表面温度(計算値)

5－2 HP による凍土壁の造成厚み

図 19 は、3/15 時点の凍土壁造成厚みの解析結果である。施工場所により凍土壁の造成厚みは若干異なり、n=80%の泥炭地盤では 0.56～0.71m、n=40%の地盤では 1.04 ～1.28m の範囲となった。ここで、2/15 時点での凍土壁の厚みは 3/15 時点と比べても既に 90%程度以上となっていたことから、HP によって 11/1～2/15 の 105 日間で凍土壁を造成し、その後 1 ヶ月間はその凍土を維持できると考えられる。なお、2/15～3/15 の凍土の平均温度は-1～-3℃程度であった。

６．冷凍機で凍土壁を造成する場合との比較

６－１　冷凍機による凍土壁造成の条件

冷凍機により凍土壁を造成する場合の条件で、HP の場合と異なるのは、(a) **凍結管の設置数量**：外径 60.5mm、長さ 6.0m の凍結管を 1.0m 間隔で計 200 本設置、(e) **凍結管表面温度の想定**：管内に循環させるブラインの温度-25℃で一定とする、の２点である。

６－２　冷凍機による凍土壁の造成厚み

凍土壁として連続する厚み 2.0m を造成するのに要する日数は、施工場所による差はほとんど無く、200HP(150kW)の冷凍機１機を使用した場合、間隙率ｎ=80%の泥炭地盤では約 60 日間、ｎ＝40％の飽和地盤では約 45 日間(運転開始時期のずらしを含む)となる。

なお、2.0m の凍土壁を造成した時点の凍土平均温度は-10℃程度となる。

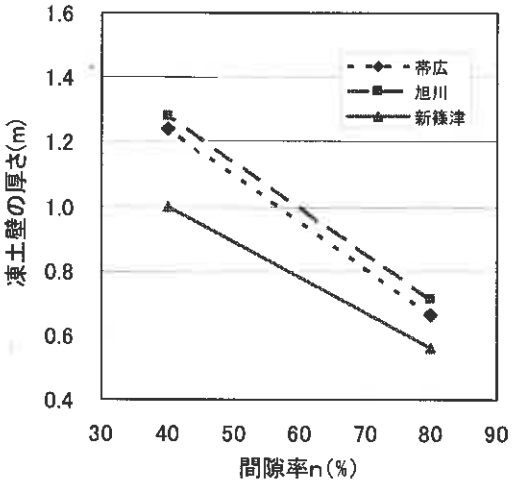


図 19　HP による凍土壁造成厚み(3/15 現在)

６－３　HP または冷凍機による凍土壁造成の比較

造成される凍土壁の仕様という面では、凍土壁造成厚みは、冷凍機の 2m に対して HP では外気温と地盤条件により変動するが、0.56～1.28m の範囲と小さくなる。また、凍土の平均温度は、冷凍機では、-10℃であるのに対して、HP では-1～-3℃程度となる。

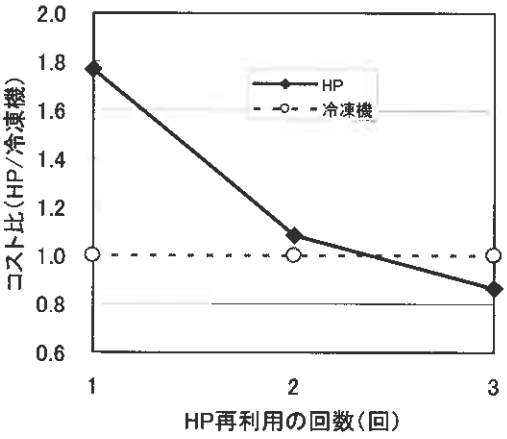


図 20　HP と冷凍機のコスト比較例
(泥炭ｎ＝80%の場合)

コスト面では、HP は冷凍機に比べて、電気代が不要かつ凍土造成中の管理に要するコストが僅少であることなどが有利ではある。しかし、HP の埋設管の本数は冷凍機の場合に比べ 2 倍必要であること、HP の初期費用が大きいことなど不利な点があり、新品の HP を購入し一回の施工だけで処分する場合には、冷凍機での施工の約 1.8 倍のコストが掛かってしまう(**図 20**)。ただし、HP はステンレス製であり、長期間使用しても管内の作動流体の劣化などが無いため、HP は再利用が可能であり、2,3 回の再利用を想定した場合には、それぞれ冷凍機の約 1.1 倍，約 0.9 倍となり冷凍機の場合よりも低コストで施工可能になる。

７．まとめ

ヒートパイプによる自然の冷気を利用した地盤凍結技術を地盤改良分野に適用するために、泥炭地での凍土造成の野外実験を行った。得られた温度データなどから、地盤条件および外気温などを用いた熱解析で凍土壁の厚みを予測することは可能であることが分かった。

本解析手法を用いた凍土壁造成シミュレーションから、一冬の北海道の自然冷気を利用すれば 0.56～1.28m の厚みの凍土壁が造成できると予測された。コスト面は、HP の再利用を考慮すれば、冷凍機よりも低コストとなると推測された。

今後は、野外実験の継続および三次元的な熱解析の追加などで本解析手法の信頼性を高め、HP を用いた自然冷熱による人工凍土の地盤改良分野への適用を目指す予定である。

謝辞：本研究においては、帯広畜産大学の土谷富士夫教授、北海道工業大学の神谷光彦教授より、実験方法などについて貴重なご助言をいただきました。また、熱解析については北海学園大学の山口健輔君、佐藤圭一君にご協力いただきました。ここに記して感謝の意を表します。

〈参考文献〉

1) 土谷富士夫・了戒公利：冷熱エネルギーを利用した凍土低温貯蔵システム，農業土木学会誌，第 64 巻，第 3 号，pp231-235，1996

2) 梅田慎吾：ヒートパイプによる人口凍土造成の実大実験，北海学園大学工学部社会環境工学科 2005 年度卒業研究論文

3) 小野　丘・二上吉裕：地盤工学会基準による泥炭の室内凍上試験結果について，地盤工学会北海道支部技術報告集第 46 号，pp. 275-278，2006

4) 土谷富士夫：自然エネルギーを利用したヒートパイプ型凍土低温貯蔵庫の構造と性能に関する研究，平成 8 年度～平成 10 年度科学研究費補助金（基盤研究(A)(1)）研究成果報告書，pp37，図 4.8(b)，1999.3

5) 例えば気象庁の気象統計情報

6) 地下水ハンドブック：建設産業調査会編，pp. 121，1979