第10回（平成23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「地震防災・復旧」技術報告会

報　告　集

平成24年１月

主催　北海道土木技術会
土質基礎研究委員会

目　　次

1．技術報告　セッション「地震防災・復旧」 …… 1

a-1　東北地方太平洋沖地震におけるSAVEコンポーザーの改良効果 …… 1
杉野秀一，原田健二（(株）不動テトラ）

a-2　スラリー揺動攪拌方式による中層混合処理工法（WILL工法） …… 7
市坪天士（新日本グラウト工業（株)），久保和朗（道路工業（株））
中馬忠司（(株）エステック），島野嵐（三信建設工業（株））

a-3　石狩湾新港耐震強化対策と高速低変位深層混合処理工法の適用 …… 13
矢野隆博，浜田和哉（北海道開発局小樽開発建設部小樽港湾事務所）
加地隆之，奈良俊介（北日本港湾コンサルタント(株)）
西尾経，田中信哉，今井治憲（小野田ケミコ（株））
齋藤邦夫（中央大学理工学部），

a-4　高圧噴射攪拌工法における河川堤防、護岸の震災復旧工事施工事例 …… 21
西尾経，田中信哉，松岡大介，今井治憲（小野田ケミコ（株））
齋藤邦夫（中央大学理工学部）

a-5　「地盤改良複合杭基礎工法」の紹介 …… 29
市川晃央（(株）竹中土木）

2．東日本大震災報告 …… 35
補強土（テールアルメ）壁工法　東北地方太平洋沖地震被災調査報告
○大谷義則，高尾浩司郎（ヒロセ（株））

3．第10回技術報告会記念講演 …… 55
地盤力学進展の70年　－災害，地域土の視点から－
三浦清一（北海道大学大学院　教授）

参考資料 …… 71
（第１～10回技術報告会プログラム）

編集委員から …… 81

1. 技術報告　セッション「地震防災・復旧」

東北地方太平洋沖地震におけるSAVEコンポーザーの改良効果

株式会社不動テトラ　　杉野秀一[1)]　原田健二[2)]

1．はじめに

わが国においては過去に多くの地震を経験しており、軟弱な地盤で埋め立てられている沿岸地区ではそのたびに液状化の被害が報告されている。しかしながら、液状化は適切な地盤改良によっても防げるものであり，その改良効果については図－1に示すように、1964年新潟地震以来、数多く報告されている。液状化対策は、その改良原理から“締固め”，“固化”，“排水”の3つに分類され、とりわけ、改良効果の実証事例が多いのが、今までに最も多くの実績を有するSCP（サンドコンパクションパイル）工法（商標名はコンポーザー）である。

SAVEコンポーザーは、従来の振動式のSCP工法に対し、非振動式のSCP工法として兵庫県南部地震が発生した年に開発された。その後、着実に実績を伸ばしてきたが、この工法の改良効果が初めて確認されたのは、それから5年を経た2000年鳥取県西部地震においてである。

本報においては、SAVEコンポーザーの概要と東京湾沿岸の建築物に液状化対策として施工された事例について示すとともに本年発生した東北地方太平洋沖地震によるSAVEコンポーザーの改良効果についての実証事例とあわせて紹介する。

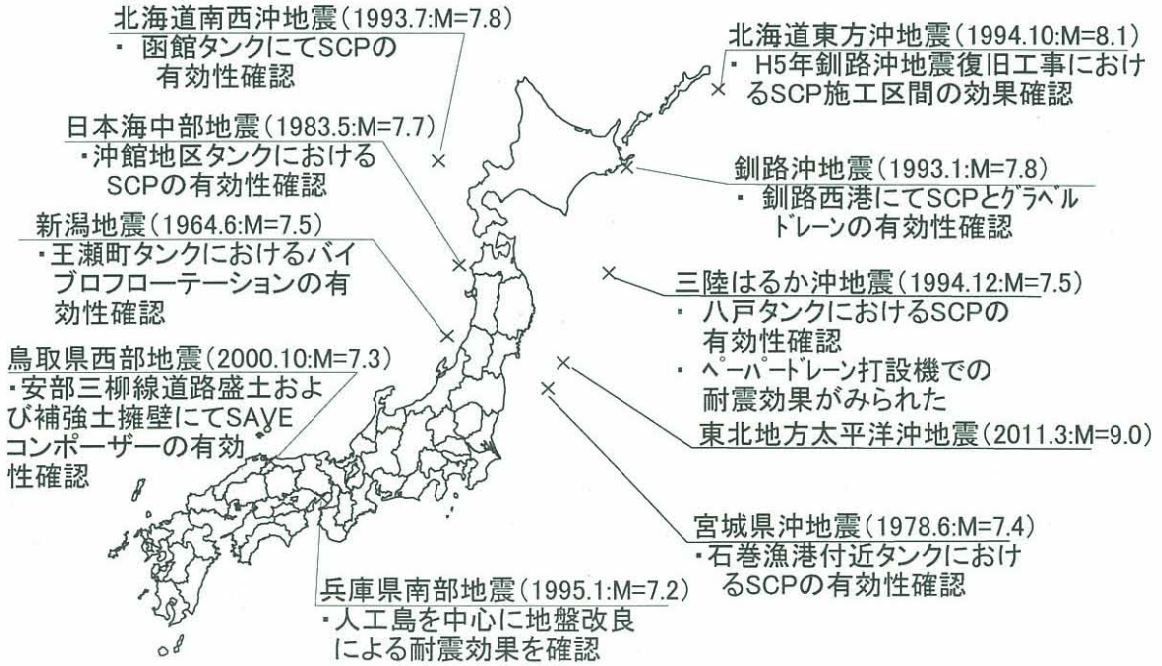


図-1　我が国の地震における対策効果[1)に加筆]

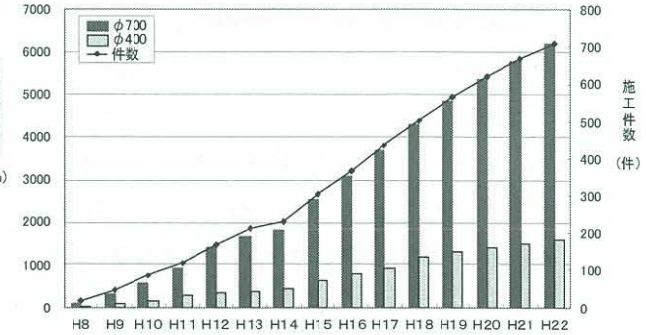
1) Hidekazu SUGINO　北海道札幌市中央区北1条西7丁目3番地　TEL:011-233-1640　FAX:011-233-1641
2) Kenji HARADA　東京都中央区日本橋小網町7番2号　TEL:03-5644-8534　FAX:03-5644-8537

２．SAVE コンポーザーの開発経緯と概要

表－1 に SCP 工法の分類と変遷[2)]を示している。前述したように SCP 工法にはバイブロハンマーを用いる振動式と強制昇降装置を用いて静的に圧入する非振動式がある。振動・非振動式のそれぞれで陸上だけでなく海上でも専用船での施工が可能である。振動式の SCP 工法は 50 年以上も前に開発され、現在までに 38 万 km もの実績を有しているが、バイブロハンマーを用いるために振動や騒音による周辺環境への問題を抱えていた。この問題を解決したのが、バイブロハンマーを用いずに回転圧入による低騒音・低振動の施工を可能とした SAVE コンポーザーである。このため、締固め工法の適用範囲は拡大し、図－2 に示すように、施工数量は現在までで市街地を中心に 6,000km に達している。

表 - 1　SCP 工法の分類と変遷

工法	分類		適用 1950年代	1960年代	1970年代	1980年代	1990年代	2000年代
サンドコンパクションパイル工法（SCP 工法）	陸上	振動式（動的）SCP	'56					
		非振動式（静的）SCP［SAVE コンポーザー］					'95	
	海上	振動式（動的）SCP		'65				
		非振動式（静的）SCP［SAVE マリン］						'02

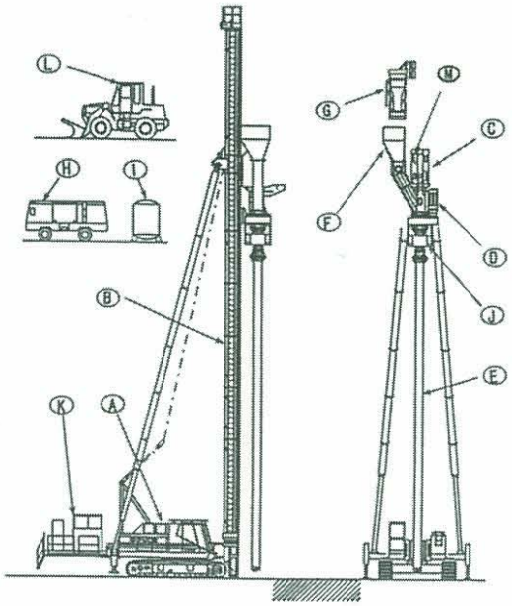


図－２　施工実績

SAVE コンポーザーの施工機械の構成と各名称を図－3 に示す。施工機械は SCP 施工機をベースマシンとし、ケーシングを回転させる駆動装置および油圧によるギア駆動の強制昇降装置などにより構成されている。強制昇降装置の必要反力は施工機重量で確保し、ピニオンギアの回転は油圧モーターによって行うものである。SAVE コンポーザーの施工は図－4 に示すように以下の手順となる。

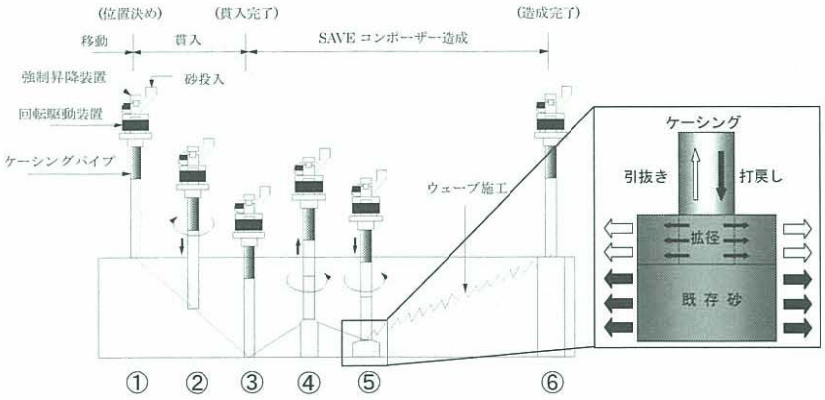
① 移動～位置決め
② ケーシングの回転圧入による貫入
③ 貫入完了
④ 引抜き（地盤中に砂を排出：φ400mm）
⑤ 回転圧入による打戻し（砂を拡径：φ700mm）
⑥ 手順④～⑤のサイクルを細かいピッチで繰り返して完了

写真－1 は SAVE コンポーザーによる市街地での施工状況である。



記号	名　称	仕　様
A	ベースマシン	50t吊クローラークレーン，155PS
B	同上リーダー部	丸ポスト，3点支持，最長33m
C	強制昇降装置	
D	回転駆動装置	45kw×2台
E	ケーシングパイプ	φ406.4×t16
F	ホッパー	容量1.2m^3
G	バケット	容量1.0m^3
H	コンプレッサー	7kgf/cm^2×19m^3/min
I	レシーバータンク	容量3.0m^3
J	スイベル	耐圧20kgf/cm^2
K	発電機	350KVA
L	タイヤショベル	容量1.2m^3
M	消音装置	SAVE専用

図－３　施工機械



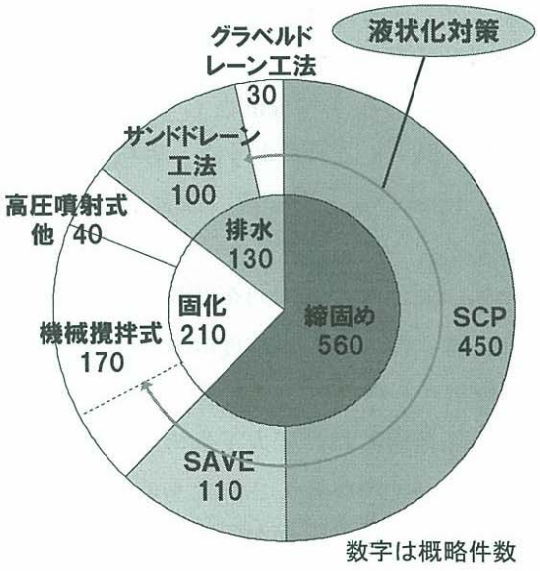
図－４　施工手順



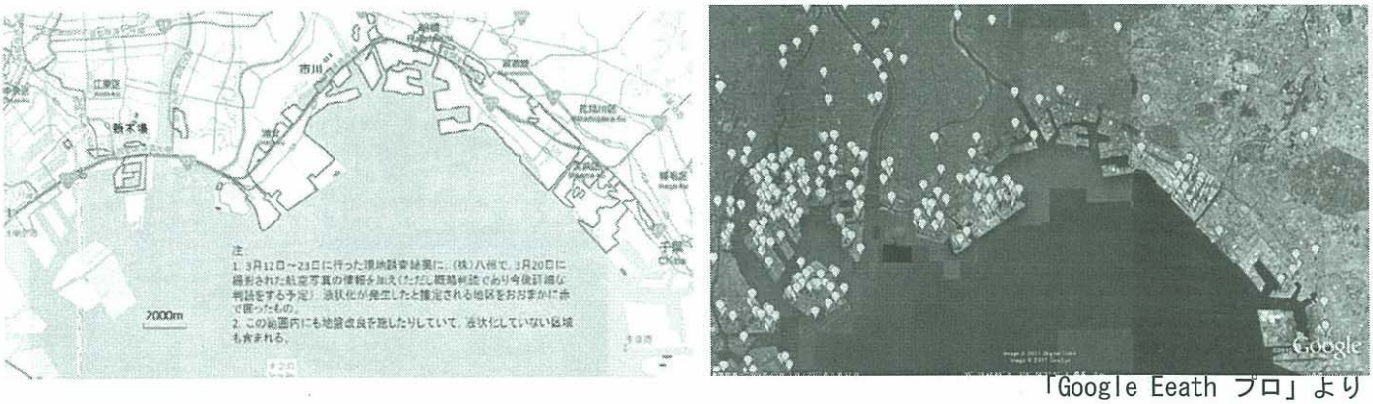
写真－１　施工状況

３．東京湾沿岸部における地盤改良実績

2011 年 3 月 11 日 14 時 46 分頃に三陸沖を震源として発生したマグニチュード 9.0 の東北地方太平洋沖地震は、東北地方および関東地方に甚大な被害をもたらした。東京湾沿岸部においても広範囲に渡って液状化が発生し、各種構造物にも様々な被害を及ぼしている。図－5 は、東京湾岸における液状化の発生地点と不動テトラによる主な施工箇所である。図－6 は東京湾岸部（東京、千葉）での不動テトラの施工による、およそ 40 年の陸上における地盤改良工事のシェアである。同図に示すように、施工件数は約 900 箇所になり、そのうち液状化対策工法である SCP（振動式）、SAVE（非振動式）、グラベルドレーン工法、TOFT（格子状深層混合処理）工法の割合は 7 割程度を占める。また、これらの液状化対策のうち、SCP と SAVE の締固め工法の占める割合は 9 割程度である。このように、SAVE コンポーザーは各種の構造物において適用されており、その効果が確認されている。



図－６　地盤改良のシェア
（東京湾沿岸部：陸上工事のみ）



「Google Eeath プロ」より

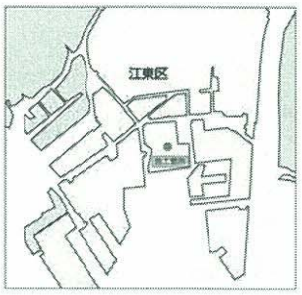
図－５　東京湾岸における液状化発生地点と東京湾沿岸部の主な地盤改良施工箇所（陸上工事のみ）

４．今回の地震による改良効果の実証事例

４．１ 建築物の施工事例

（１）杭基礎建築物

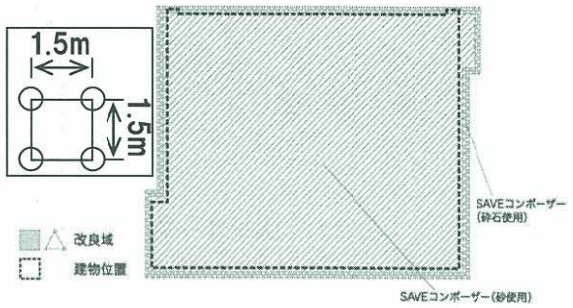
SAVE コンポーザーの建築物への適用事例として、まず、図－7 に示す江東区辰巳に建設された日本赤十字社の辰巳血液センターの対策工事について報告する。



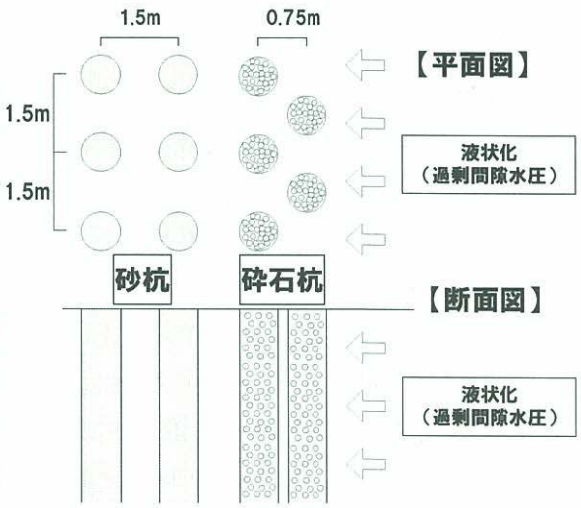
図－７　施工位置図

当地区の基礎地盤には、地表面から深さ 13m 程度までに N 値が 1～7 で細粒分含有率が 20～40%程度の軟弱な埋土層や緩い細砂層が堆積している。その下部には非常に軟弱なシルト質粘土が深く堆積している。地下水位は GL-0.7m と非常に浅い。

同建築物は、免震構造の 5 階建で、建物本体は杭により支持されている。液状化判定の結果、液状化の可能性のあったことから、液状化対策として、SAVE コンポーザー工法が適用された。その時の地盤改良に対する要求性能は、①地表面最大化速度 200gal に対してすべての地点で、液状化安全率 F_L＞1.0 を満足すること、②350gal に対して、平均液状化安全率 F_L＞1.0 かつ地表面動的変位 Dcy[4]（繰返しせん断ひずみであり、液状化の程度の指標である。）≦5cm としている。同目標値を満足する改良仕様は、図－8 に示すように、砂杭（砂杭径 700mm）の打設間隔は、1.5m の正方形配置（改良率 a_s=17.1％）で改良深度は 12m である。



図－８　施工平面図



図－９　排水杭の機能

建物外周部には、通常の余改良（改良深度の 1/2 の範囲）と異なり、排水性の高い単粒度砕石を用いた砕石杭を 2 列千鳥配置し、周辺からの液状化の影響を防いでいる。これは、1995 年兵庫県南部地震において人工島の建築物で外周にグラベルコンパクションパイルが施工されたものが被災しなかった事例[5]に基づいて敷地面積が取れない場合に採用するものである。外周部の拡大図を図－9 に示しているが、周辺地盤が液状化して過剰間隙水圧の上昇しても砕石杭で消散させ、改良域が損傷受けないようにしたものであり、これが今回も十分機能したものと考えられる。

当地区の辰巳を含む東京湾岸でも広範囲に渡って液状化した。写真－2 は当地区周辺の未改良域の道路で噴砂や段差などが発生している状況である。これに対し、地盤改良をした範囲では、写真－3 に示すように、建物、外周部を含めて被害が生じていない。

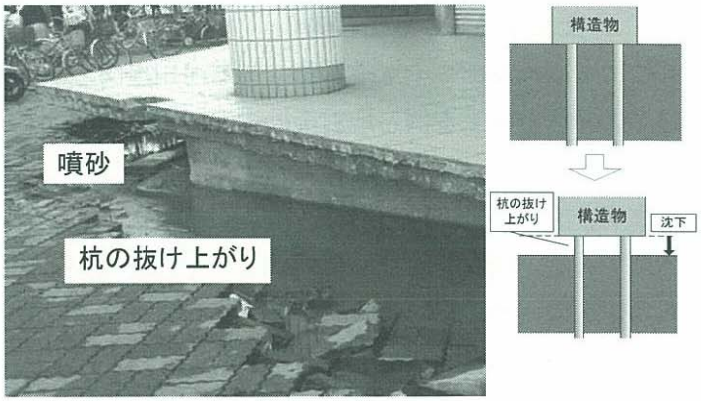


写真－２　未改良域の段差及び噴砂

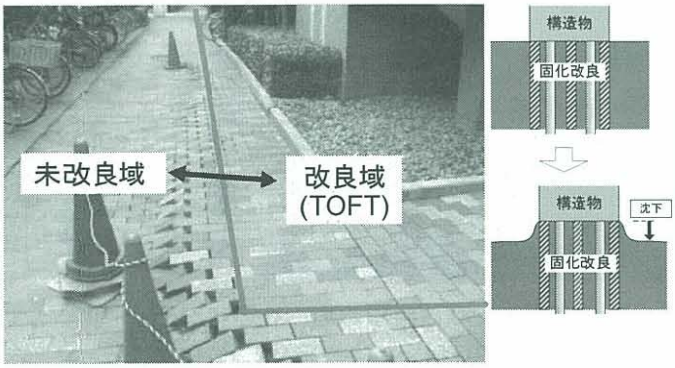


写真－３　地震後の建築物の状況

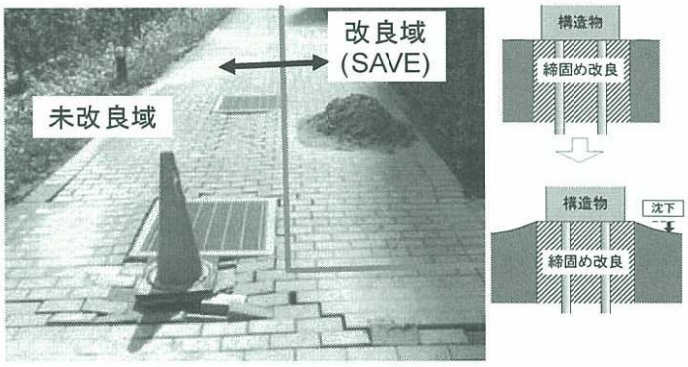
最後に、今回の地震でみられた改良工法による地盤変形の相違について示す。写真－4～6 は杭基礎構造物周辺部の状況である。写真－4 のように杭基礎のみの場合では、液状化すると周辺地盤が沈下して構造物周辺で杭が抜け上がったようにみえる。これに対して地盤改良を併用すると構造物周辺ではこのような現象は生じないが、改良域と未改良域の境界付近には段差が生じる。この段差の程度は写真－5,6 でみるように、固化改良（写真－5：TOFT による）の段差は 10～20cm 程度であったのに対し、締固め改良（写真－6：SAVE コンポーザーによる）の場合は数 cm 程度であり、締固め改良の方が周辺の液状化地盤とのなじみがよいと考えられる。



写真－４　杭基礎構造物の挙動（無対策）



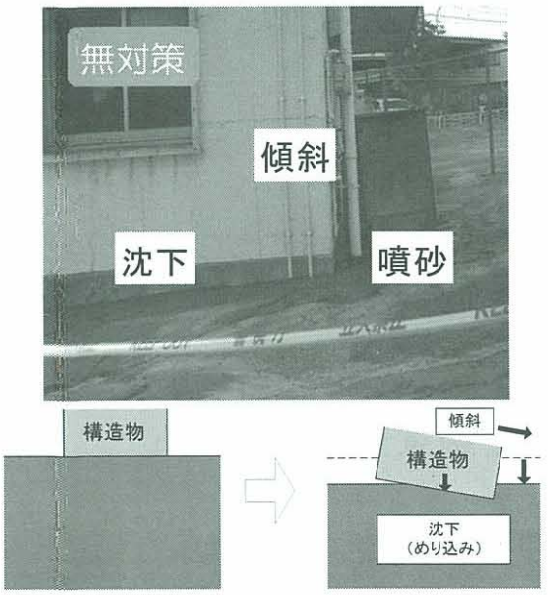
写真－５　固化改良（格子状）併用杭基礎の挙動



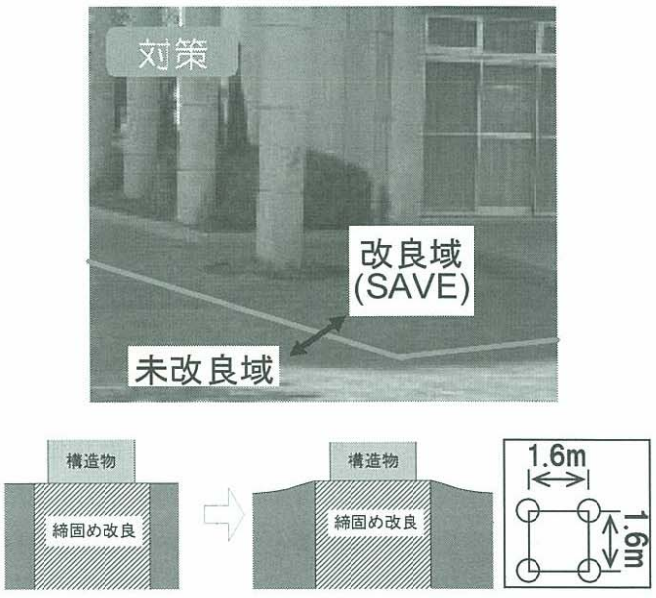
写真－６　締固め改良併用杭基礎の挙動

（２）直接基礎建築物

また、別の建築物のうち直接基礎においては、無対策の場合、写真－7 に示すように建物が傾斜や沈下（めり込み）の被害を受け、周辺では噴砂が発生しているのに対し、地盤改良（改良率 a_s=15.0%、改良深度 9m）をした建物では、写真－8 に示すように改良域において被害が生じていない。



写真－７　無対策の建物（直接基礎）の被害



写真－８　改良した建物（直接基礎）の地震後の状況

４．２ 土木構造物の施工事例

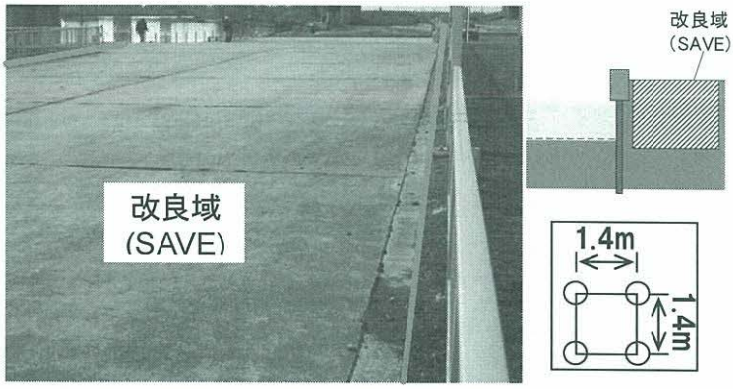
ここでは沿岸部の土木構造物である河川堤防と護岸における施工事例と地震後の状況について示す。

まず、沿岸の既設の河川堤防の基礎を改良した事例である。当地区は緩い砂と粘土の互層であり、液状化・すべり破壊防止対策として SAVE コンポーザーが採用され、改良率 11.6%（正方形 1.8m 配置）、改良長 9.9m で施工された。写真－9 は河川堤防の状況であり、当地では亀裂などの変状は認められない。



写真－９　河川堤防の地震後の状況

次に示すのは、河川沿岸の護岸構造物における矢板式護岸背面に適用された事例である。当地区は 8m 程度、N 値は 10 以下の砂質土が堆積しているため、液状化対策として SAVE コンポーザーが採用され、改良率 19.1%（正方形 1.4m 配置）、改良長 7.9m で施工された。写真－10 は、地震後の護岸の状況であり、矢板のはらみ出しなどの変状は認められない。



写真－１０　護岸の地震後の状況

５．おわりに

本報においては、SAVE コンポーザーの概要と海岸や河川沿岸域における施工事例を示すとともに、本年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震における SAVE コンポーザーの改良効果について紹介した。特に、建物外周部に 2 列千鳥配置の砕石杭で損傷を免れた事例については、兵庫県南部地震のような烈震において実証された改良効果が今回の地震のような地震動継続時間が長い場合においても確認されたものといえる。

北海道も全国有数の大規模地震発生地帯であり、災害時にも利用可能な耐震性の高い施設や緊急物資輸送に備えた拠点・道路等の整備が重要と考えられる。今回実証された改良効果および知見が同様の耐震対策事業における設計・施工の一指標になれば幸いである。

〈参考文献〉

1) 大林淳，原田健二，山本実，佐々木康：締固め地盤の液状化抵抗に関する評価，第 10 回日本地震工学シンポジウム，pp.1411-1416, 1998.
2) 不動建設㈱：ふどうの地盤改良史－コンポーザーとともに－＜昭和 22 年～平成 12 年＞，2003.
3) 安田進，原田健二：東京湾岸における液状化被害，地盤工学会誌, Vol.59, No.7, pp.38-41, 2011.
4) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針,pp.66-67, 2001.
5) 日本建築学会：建築基礎のための地盤改良設計指針案，pp.363-364, 2006.

スラリー揺動攪拌方式による中層混合処理工法（WILL 工法）

新日本グラウト工業株式会社　市坪　天士*1)
道路工業株式会社　久保　和朗*2)
株式会社エステック　中馬　忠司*3)
三信建設工業株式会社　島野　嵐　*4)

1.　はじめに

セメントなどの改良材を用いて軟弱地盤を固結する地盤改良工法は構造物の支持力増強・すべり防止・液状化対策・土留壁等さまざまな目的で利用されてきた。既に東日本大震災における復旧・復興においても，その活躍の場を拡げている。しかしながら，さらなる経済性追求や環境配慮の観点から地盤改良機の小型化およびこれに伴う性能向上が求められつつある。このような状況下，WILL 工法はバックホウ型ベースマシンのアーム先端に攪拌機を取り付けた小型機械でありながら，リボンスクリュー型攪拌翼による揺動攪拌機構と特殊掘削補助装置（ブーメランプレート）を組み合わせることで，深さ 10m 程度までの締まった砂質地盤（N 値 40 未満）から粘性土まで幅広い土質に対応可能な中層混合処理工法として開発された。

本稿では，本工法の技術概要および施工検証事例を報告する。

2.　WILL 工法の概要

2.1　WILL 工法の特徴

WILL 工法とは，バックホウ型ベースマシンのアーム先端に取り付けた攪拌機のリボンスクリュー型攪拌翼からスラリー状の固化材を注入しながら，固化材と原位置土を強制的に攪拌混合し，安定した地盤改良体を構築する中層混合処理工法の一つである（写真-1）。
また，攪拌翼が縦回転するため，矩形の改良体が形成され，ブロック状の改良や壁式の改良には特に優位性がある。本工法の特徴を以下にまとめる。

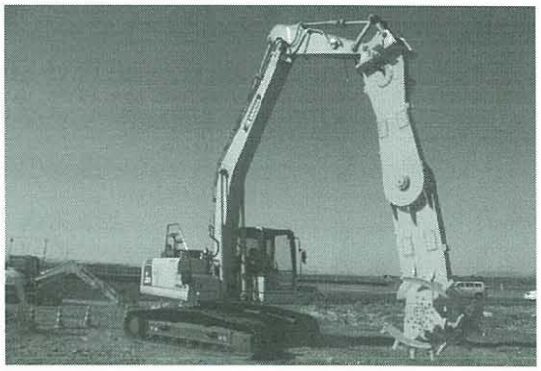


写真-1　WILL 工法施工機

①┌ 攪拌効率の高い揺動式リボンスクリュー型ロータリー攪拌翼を有する。
②┌ 高トルク仕様と特殊掘削補助装置（ブーメランプレート）を装着することで高い掘削性能を有し，N 値 30 を超える砂地盤への対応が可能である。
③┌ 施工機本体はバックホウ型ベースマシンであるため，機動性に優れる。このため，狭隘な箇所での施工や傾斜地への搬入および施工が可能である。
④┌ 中層（深度 10m 程度）までの改良が可能である。
⑤┌ 深度・瞬時流量・積算流量・回転数・積算回転数・傾斜角度等をリアルタイムに施工管理できる。
⑥┌ 攪拌翼が先端部にのみ装着されているため，斜め施工や障害物（切梁やタイロッド等）を避けての施

＊1）Takashi ICHITSUBO　福岡県福岡市南区清水 1-15-18　TEL:092-511-8981
＊2）Kazuaki KUBO　北海道札幌市中央区南 8 条西 15-2-1　TEL:011-561-2254
＊3）Tadashi CHUMAN　大阪府大阪市大正区南恩加島 7-1-55　TEL:06-6556-2058
＊4）Arashi SHIMANO　東京都台東区柳橋 2-19-6 柳橋ファーストビル 7F　TEL:03-5825-3707

工が可能である。また，地上部への泥はねやセメントミルクの飛散が少ない。

⑦ 小型機械であるため，大型三点式機械に比べ振動騒音抑制効果が高い。

⑧ スラリーを注入しながら縦攪拌させることから，周辺地盤に与える変位は小さい。

WILL 工法の適用範囲を表-1 に示す。

表-1　WILL 工法の適用範囲

ベースマシン	最大改良深度	適用土質	
		粘性土	砂質土・砂礫※1
0.8 ㎥クラス	5.0m	N＜10	N＜30
1.0 ㎥クラス	6.0m	N＜10	N＜30
1.4 ㎥クラス	8.0m	N＜15	N＜40
	10.0m※2	N＜10	N＜30

※1　砂礫はΦ100mm以下を標準とするが，礫率等を考慮する必要有り。

※2　改良深度 8m 以上については現場条件を考慮する必要あり。

2.2　攪拌混合性能の向上

1）揺動攪拌機構による攪拌混合性能の向上

本工法の攪拌機はチェーン駆動によって改良機先端に装着された攪拌翼を縦回転させて攪拌混合するロータリー攪拌機である。ロータリー攪拌機の欠点として，改良対象土の移動方向が上下方向に支配されやすいことが挙げられる。その課題を解消するためにリボンスクリュー型攪拌翼を開発した。形状が斜めの攪拌翼を装着することで，改良対象土を上下方向だけでなく，左右方向に揺動攪拌させることが可能となった。また，リボンスクリュー型攪拌翼は主に粘性土地盤の共回り現象防止に適したＴ型および締まった砂質地盤・砂礫地盤の掘削に適した箱型の 2 タイプを使い分けることとした（写真-2）。

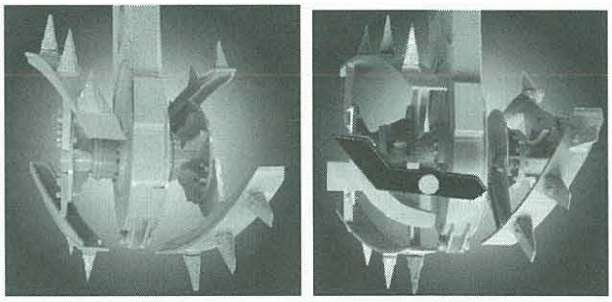


写真-2　リボンスクリュー型攪拌翼

（左：Ｔ型リボンスクリュー、右：箱型リボンスクリュー）

2）揺動攪拌機構の概要

土は，図-1（A）に示す斜めのリボンスクリュー型攪拌翼によって，攪拌翼の回転に伴い土は外側から内側へ強制的に移動する。逆に，攪拌翼が（B）に示す状態で回転すると，土は内側から外側へ強制的に移動する。これらの動作が攪拌翼の回転で連続的に発生し，改良対象土を左右交互に動かす（揺動運動）ことにより，縦回転の攪拌と相まって高い攪拌効率が得られる。

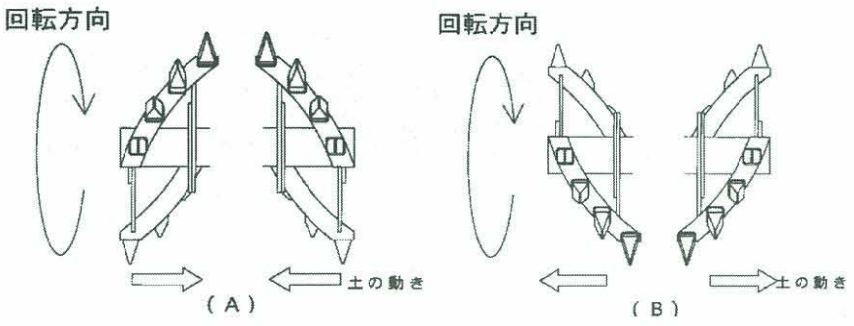


図-1　揺動攪拌のしくみ

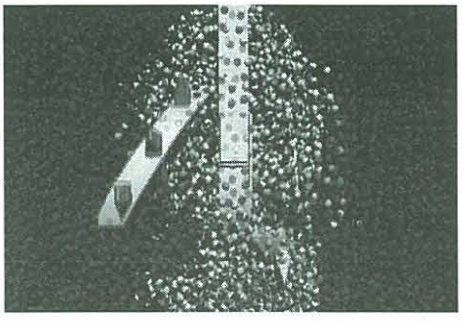


図-2　揺動攪拌のシミュレーション解析図

図-2 はリーダ部および両攪拌翼の中心までの範囲に白色粒子を配置し，二色の粒子がリボンスクリュー型攪拌翼により左右に揺動する様子をシミュレーション解析した動画の静止画像である。図-2 をみれば両攪拌翼の中心より外側に配置した暗色粒子が両攪拌翼中心より内側の白色粒子部に取り込まれていく様子がわかる。写真-3 は実際に掘削し確認した改良体の状況である。



写真-3　改良体の掘削確認状況

3）専用管理装置による品質向上

前述の揺動攪拌による攪拌性能向上に加えて，施工管理面を充実させることによる品質向上を図った。マシン運転席内に専用管理装置を搭載し，ヒューマンエラー防止をするものとした。この専用管理装置は「深度・瞬時流量・積算流量・瞬時回転数・積算回転数・時間・攪拌機掘削角度等」が表示され（図-3 参照），マシンオペレーターの技量に左右されやすい攪拌軸の鉛直性および攪拌翼移動速度の定速性についてもリアルタイムに管理が可能である。また，既改良部と未改良部とに色分け表示する攪拌翼軌跡のナビゲーションシステムにより，さらに信頼性の高い品質管理を可能にした（図-4 参照）。

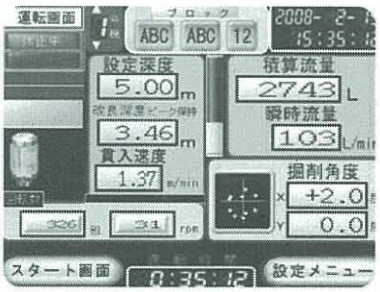


図-3　管理装置画面表示例

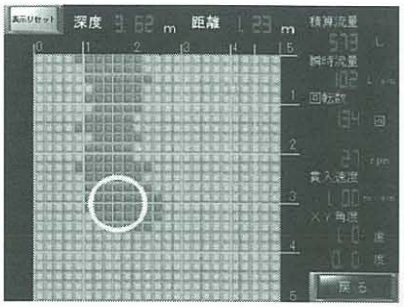


図-4　攪拌翼軌跡表示例

2.3　掘削能力の向上

従来の中層混合処理工法の適応土質は概ね砂質土でN＜10 程度，粘性土でN＜5 程度のものが多い。特に中間層など一部高N値を示す地盤の掘削において，攪拌装置本体に当たるチェーン駆動 BOX 直下部が攪拌翼による掘削ができず，その部分が障害となり硬質地盤の掘削が困難であった。

これを解消するために，本工法では攪拌翼の回転に伴いチェーン駆動 BOX 直下部を切削できる特殊掘削装置（ブーメランプレート）を装着した（写真-4）。これにより掘削能力を格段に向上させることができ，高N値の掘削が可能となった。

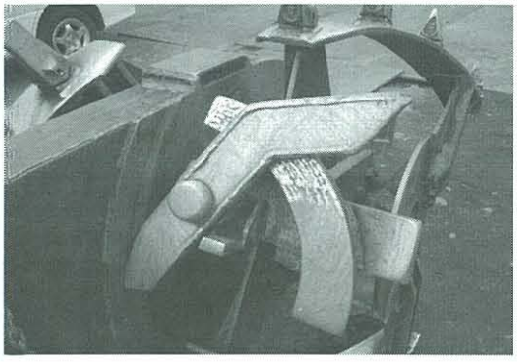


写真-4　ブーメランプレート装着状況

図-5 は攪拌翼仕様毎に複数のケースについて掘削能力試験を行った結果である。ブーメランプレートを装着した場合のみ，N=38 の砂礫層の掘削が可能であることが判る。これにより，ブーメランプレートの効果を検証することができた。

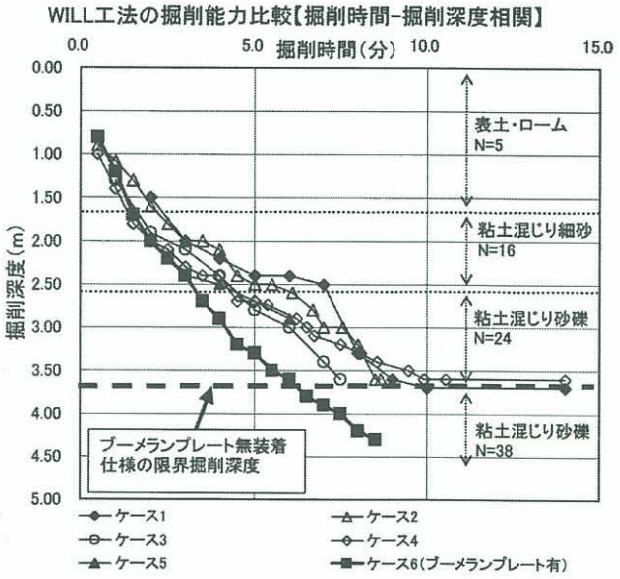


図-5　掘削能力比較実験結果

3. 施工検証事例

3.1　周辺地盤の変位観測事例

本工法は縦攪拌であり地中内応力は上方に開放すること，スラリー注入が高圧噴射方式ではないこと等から周辺地盤へ与える変位は比較的小さいことが予測されていた。これを検証するため実際に図-6 のように改良体からの離隔 1.0m および 3.0m の地点に孔内傾斜計を設置し，深度毎の水平変位を計測した（写真-5 参照）。

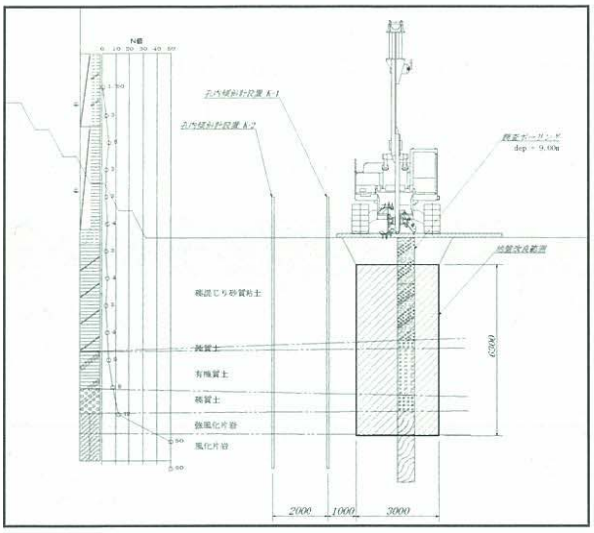


図-6　孔内傾斜計設置断面図

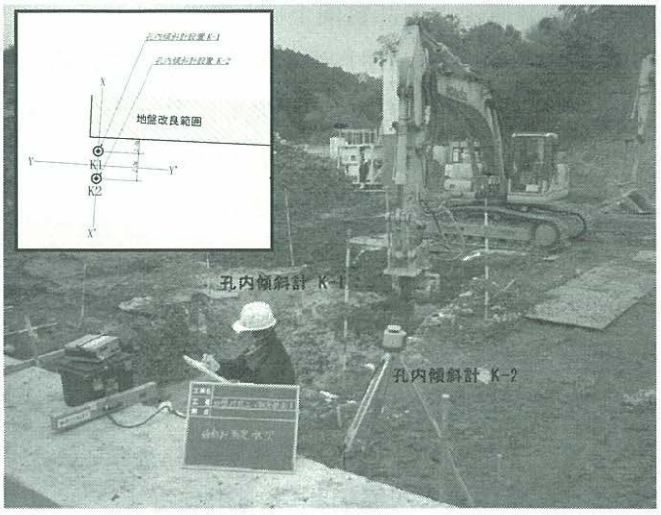


写真-5　孔内傾斜計観測状況

グラフ（図-7 参照）からわかるように施工中・施工後においても変位量 1mm 以内と非常に小さな値であった。また既設構造物の変位も認められることもなく施工することができた。

3.2　振動・騒音測定事例

本工法は先端攪拌方式であり，攪拌翼が地中内部に挿入される。このため，騒音・振動の発生要因は攪拌部ではなく，ベースマシン排気装置部が主体であることが予測されていた。実際の騒音・振動測定の結果も両者ともに排気装置に近いベースマシン後方の値が大きく，側方が小さい値を示した（図-8，図-9 参照）。この結果は，民家が隣接する現場等の施工管理において有効に生かしている。

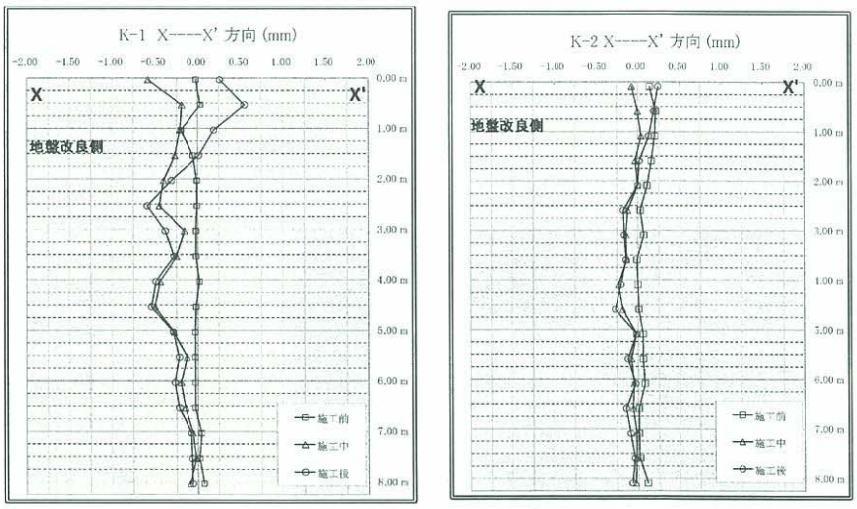


図-7　孔内傾斜計観測結果図（左：離隔 1.0m，右：離隔 3.0m）

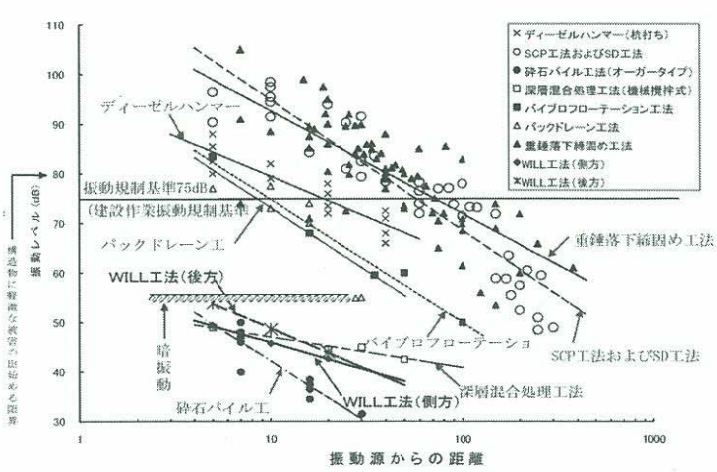


図-8　振動源からの距離と振動レベルの関係

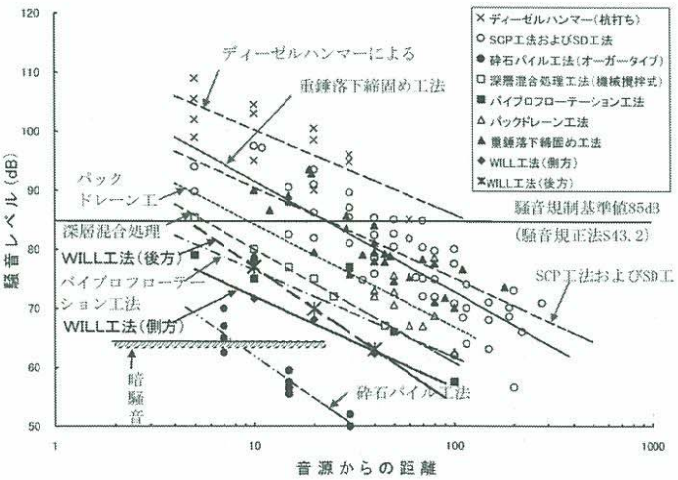


図-9　騒音源からの距離と騒音レベルの関係

4. おわりに

WILL 工法は九州地区で産声をあげた新しい技術であるが，現在その施工実績は九州から北海道に至るまで全国的に拡がっている（写真 - 6 参照）。また，バックホウ型ベースマシンの機動力を生かして東日本大震災の復旧工事においても活用されている（写真 - 7 参照）。しかしながら，転石や巨礫を含む地盤や粘性の強い粘土地盤への対応や 10m を超える大深度対応などのニーズはさらに高まっており，更なるデータ蓄積および技術開発によって改善を重ねる所存である。これにより震災復旧・復興に貢献できる機会もさらに増えるものと考えている。



写真-6　施工全景 1　（当別町）



写真-7　施工全景 2　（震災復旧事例）

【参考文献】

1)市坪天士・中馬忠司・島野嵐：揺動攪拌機構による中層混合処理工法－スラリー攪拌工法（WILL 工法）－，建設施工と建設機械ｼﾝﾎﾟｼﾞｳﾑ論文集，社団法人日本建設機械化協会，2008.10

2)島野嵐・市坪天士・中馬忠司：高い攪拌混合性能と掘削性能をもった中層混合処理工法，基礎工，Vol.37，2009.5

3)市坪天士・島野嵐・金丸宗弘：中層混合処理工法における混合性能および掘削性能の向上－スラリー攪拌工法（WILL 工法）－，建設の施工企画，2010.2

4)WILL 工法　技術積算資料　H23 年 7 月版

石狩湾新港耐震強化対策と高速低変位深層混合処理工法の適用

北海道開発局小樽開発建設部小樽港湾事務所　矢野　隆博[*1)]，浜田　和哉[*2)]
北日本港湾コンサルタント㈱　加地　隆之[*3)]　奈良　俊介[*4)]
小野田ケミコ㈱　西尾　経[*5)]，田中　信哉[*6)]，今井　治憲[*7)]
中央大学理工学部　齋藤　邦夫[*8)]

1. はじめに

石狩湾新港は札幌圏の生産・物流拠点に位置付けられ，取扱い品目ごとに5つのふ頭を有する重要港湾である。同時に頻発する地震災害を背景に，主として定期コンテナ船用岸壁に利用されている花畔ふ頭の増深工事と併せた耐震強化工事が行われている。耐震化に際しては，大規模なL-2地震に耐え，速やかに緊急物資等の荷役を可能とすることが要求されている。このため，岸壁背面に堆積している緩い砂質地盤に，セメント系固化材を撹拌混合して液状化強度を増大させることが計画された。

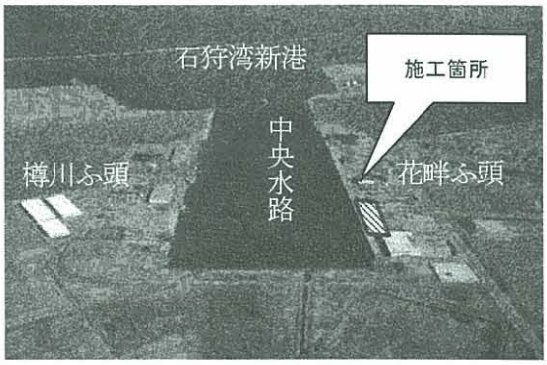
本工事は平成20年度より開始され，高速低変位深層混合処理工法（SDM-Dy工法）を用い，以降3カ年間に亘って総施工本数889本(469組)にも及ぶ地盤改良工事が実施された。写真－1は石狩湾新港花畔ふ頭の施工箇所を示す。ここでは，同工法の地盤改良実績と施工に伴う地盤変位および冬季施工における強度の発現に着目して報告する。

2. 札幌圏で予想される地震災害

北海道地方で被害が発生した大規模な地震には，平成年代に限っても平成5年1月釧路沖地震，平成5年7月北海道南西沖地震，平成6年10月北海道東方沖地震，平成15年9月十勝沖地震などが挙げられる。このうち，北海道南西沖地震は北米プレートとユーラシアプレートの境界で発生し，これ以外は北米プレートと太平洋プレートの境界を震源としている。いずれにせよ上述したすべての地震は海溝型に分類され，幸いにも札幌市に於ける被害は避けられている。

しかしながら，近年石狩平野とその東側に分布する岩見沢丘陵，栗沢丘陵，馬追丘陵の境界付近に長さ約66kmにも及ぶ石狩低地東縁断層帯と呼称される活断層帯が見出され，地震調査研究推進本部によって評価が行われた。

それによると断層帯全体が活動した場合，およそマグニチュード7.8の地震を発生させる可能性があることを指摘している。また，30年以内の発生確率は0.05%～6%程度（わが国の活断層の中では発生確率が高い方に属する）であると評価された。この地震が発生したとすると，札幌市の白石区，厚別区を中心に相当な被害が生じる可能性がある[1)]。



写真－1　石狩湾新港施工箇所

3. 石狩湾新港の耐震強化岸壁の計画と輸送の拠点化

札幌圏は北海道の人口の30%以上を擁し，経済・情報・

*1）Takahiro YANO　北海道小樽市築港2-2　TEL:0134-22-6131　FAX:0134-25-1947
*2）Kazuya HAMADA　北海道小樽市築港2-2　TEL:0134-22-6131　FAX:0134-25-1947
*3）Takayuki KACHI　北海道札幌市白石区平和通2丁目北11-18　TEL:011-863-9111　FAX:011-860-3231
*4）Shunsuke NARA　北海道札幌市白石区平和通2丁目北11-18　TEL:011-863-9111　FAX:011-860-3231
*5）Wataru NISHIO　東京都荒川区東日暮里3-11-17技術本部　TEL:03-5615-7044　FAX:03-5615-7022
*6）Nobuya TANAKA　東京都荒川区東日暮里3-11-17技術設計部　TEL:03-5615-7036　FAX:03-5615-7022
*7）Harunori IMAI　北海道札幌市中央区北3条西1-1札幌支店　TEL:011-219-6560　FAX:011-219-7887
*8）Kunio SAITOH　東京都文京区春日1-13-27　TEL:03-3817-1804　FAX:03-3817-1803

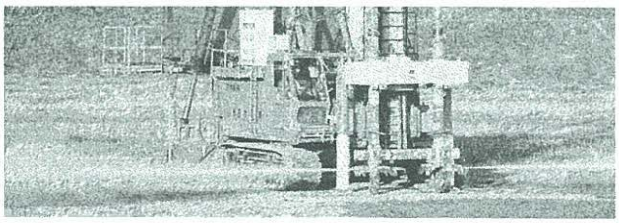
行政の中心である。さらに地域の特性として，冬は厳冬で積雪が多い都市でもある。災害は，地域の特性によってその被害や対策が異なることは明白であり，合理的な地震防災システムを構築する必要がある。これに呼応するのが石狩湾新港の耐震強化であり，輸送・物流拠点として特に花畔ふ頭岸壁背面の SDM-Dy 工法による液状化防止対策が該当する。

平成 18 年度より，緊急物資の受け入れ，輸送を担うため大規模地震でも損壊しない強度を有する耐震強化岸壁の整備が着手された。花畔ふ頭では 3 号岸壁の延長 170m に対し，大型船の接岸が可能となるよう水深を-7.5m から-10m に増深させる工事と併せ，背面ヤード（約 7,700m^2）について液状化を防止する地盤改良工事が計画された。本工事は，平成 20 年度に開始され，平成 27 年度に完了する予定である。

4. SDM－Dy工法の概要 [2)]

4. 1 工法の特徴

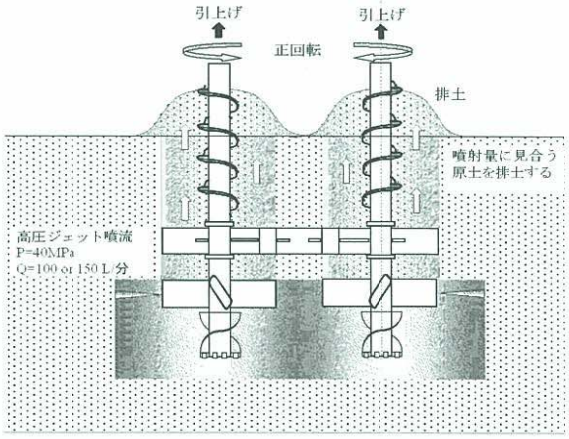
SDM-Dy 工法（Super Deep Jet Mixing Dynamic Method）は，機械攪拌翼先端から固化材スラリーを超高圧で噴射して大径の改良体を造成する。写真－2 は三点支持式杭打機をベースマシンとした SDM-Dy 施工機である。高圧噴射攪拌工法を基本技術としていることから，山留め壁や既存構造物に密着施工が可能である。また，一般に固化材スラリーを地盤に注入攪拌する改良工法では，注入量に相当した地盤変位が必然的に発生する。本工法では，この対策として攪拌軸に特殊スクリュを装着し，随時正・逆回転させて排土を調整する技術を開発することにより，地盤変位の発生を抑制する機能を備えている。



写真－2　SDM-Dy 工法の超高圧噴射状況

4. 2 工法の原理

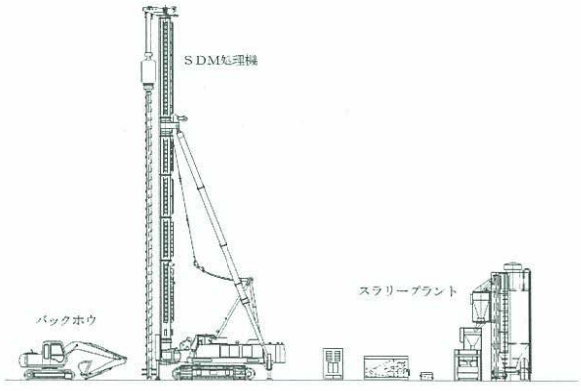
図－1 は，SDM-Dy 工法の改良機構と排土制御機構の概念図である。機械攪拌翼先端部の噴射攪拌装置から地盤中に固化材スラリーを水平方向に超高圧で噴射しながら回転引き上げる。吐出圧力 p ＝ 40MPa，吐出量 q ＝150ℓ/分の超高圧噴流で地盤を切削攪拌し，さらに機械攪拌を加え強制混合攪拌することで均一性の高い大断面の改良体が造成される。また，本工法は，排土量≒固化材スラリー吐出量となるよう 2 本の攪拌軸を正回転もしくは逆回転させ，排土量を制御し，固化材スラリーの噴射攪拌混合に伴って発生する地盤変位を抑制する。



図－1　ＳDM-Dy 工法の改良メカニズム概要図

4. 3 施工機械と施工手順

図－2 は，SDM-Dy 施工機械の構成を示す。また，図－3 は SDM-Dy 工法の施工手順である。改良杭の位置決めを行った後，所定の深さまで貫入させる。深さを確認し，攪拌軸を逆回転させながら固化材スラリーを高圧噴射し，スラリー混入量と吐出量の関係から改良時間を設定し自動的に引き上げる。この間，噴射供給した固化材量に見合った土をらせん状のスクリュで排出させ，地盤に対する変位を抑制しながら，円柱状

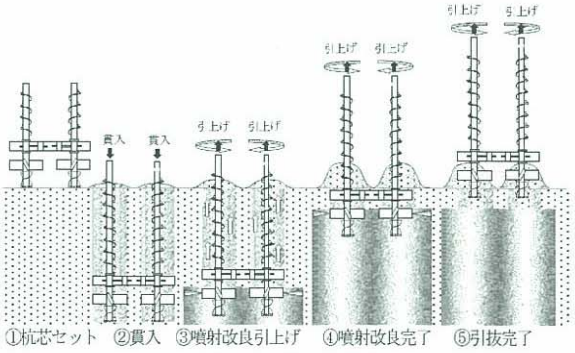


図－2　ＳDM 工法施工機械図

の改良体を造成する。

4．4　改良仕様

表－1 は，SDM-Dy 工法が対象とする各土質と改良径の関係である。同表より，SDM-Dy 工法による改良径はφ1.6m～2.3mで，その面積は 4m²～8m² となり，従来の二軸式機械攪拌工法（直径φ1.0m×2）による改良面積 1.5m² の 2.7～5.3 倍に相当する。なお，改良目的に応じ，攪拌軸間の距離を 1.4m～2.0m に調整することも可能であり，改良体の配置を柔軟に対応することができる。



図－3　施工手順

表－1　改良対象土質と改良径の関係

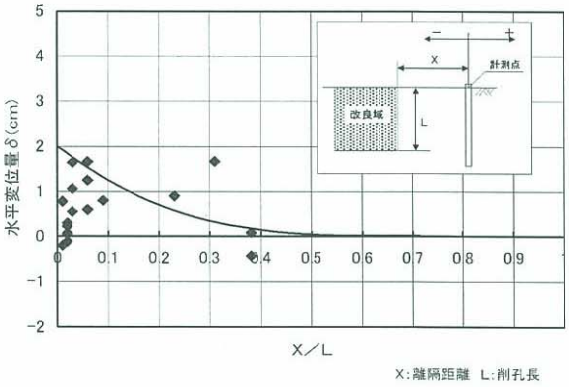
対象土質		仕様Ⅱ(SDM-Dy) p=40MPa Q=150L/分 改良径 D(m)	断面積 A(m²)
砂	$N \leqq 10$	2.1m×2軸	6.81
	$10 \leqq N \leqq 20$	1.9m×2軸	5.56
粘土	$Su \leqq 30$kN/m²	2.3m×2軸	8.08
	$30 < Su \leqq 40$kN/m²	2.1m×2軸	6.81
	$40 < Su \leqq 50$kN/m²	1.9m×2軸	5.56
	$50 < Su \leqq 70$kN/m²	1.6m×2軸	3.92
腐植土	w≦500%	2.3m×2軸	8.08

*1)表中の改良径は攪拌翼径D=1.0mの場

4．5　地盤変位の抑制制御と効果

地盤を改良するために吐出する固化材量と，これに相当する排土量をバランスさせれば，地盤変位は原理的に発生しない。このため，SDM-Dy 工法では排出土量に応じた幅の鋼板を攪拌軸表面にらせん状に装着し，同軸の回転が土の排出を促すように工夫した。さらに，2 本の攪拌軸それぞれが独立して正・逆回転ができるような制御機構を装備し，「固化材スラリー吐出量≒排土量」となるよう SDM-Dy 処理機の操作を行なう。

図－4 は SDM-Dy 工法による改良深度 L，改良体側面からの離隔距離 X とし，X に生じる水平変位量δとの関係である。この図によれば，改良深さ L＝10m の場合，離隔距離 X＝1m に発生する水平変位 δ≒1cm と評価され，従来工法と比べ極めて小さな値であり，当工法が周辺環境に配慮した地盤改良工法の一つであるといえる。また，エアを併用する多重管式高圧噴射攪拌工法とは異なり，排出される土中には固化材の混入が認められない。この特性は環境を考える上で，極めて重要であり，河川や湖沼等に水質汚染を与えることがなく，水中施工の可能性を示唆している。さらに，排出土を産業廃棄物として取り扱う必要もなくなる利点も特徴の一つである。



図－4　地盤水平変位量の推移

5．石狩湾新港岸壁耐震改良工事

５．１　工事概要

石狩湾新港花畔ふ頭 3 号岸壁は，地震災害などの発生に際し緊急物資の集積・輸送の拠点を目指して耐震強化工事が鋭意進められている。耐震化工事の具体的内容は，

1）既存岸壁に採用されている鋼矢板（Z 型）を高剛性の鋼管矢板へ打ち替えること

2）岸壁背面に堆積する緩い砂地盤の液状化防止を図るため，地盤を改良すること

3）緊急物資輸送用船舶として，載荷重量 12,000ton クラス貨物船の接岸が可能となるよう水深を-7.5m から-10m に増深すること

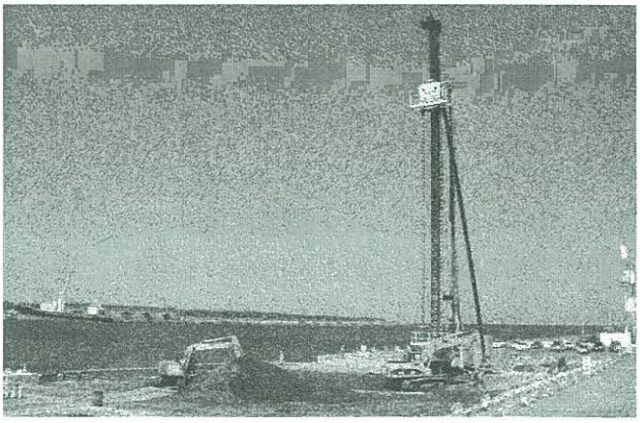
である。すなわち，本耐震改良工事は鋼管矢板打設，地盤改良，増深の 3 工事が一体化したもので，適切なスケジュールと施工管理が重要である。なお，本文では地盤改良工事を対象とし，工事の進捗に伴って鋼

管矢板に生じる水平変位挙動と改良土の品質について述べる。

5. 2 土質性状 [2)]

当該岸壁は掘込式ふ頭に位置し，海岸に堆積した沖積の細砂地盤を掘削して建設された。当該地盤の地盤性状は，図－5 に示すとおりである。地盤表層は厚さ数 m の砂礫層で覆われ，その直下に N 値＝10～20，細粒分含有量 Fc ＜10 の細砂層が約 7m の厚さで堆積し，さらに N 値≒10 で厚さ 12m 程の微細砂層が続いてシルト地盤につながる。また，地下水位はおよそ GL-1.1m に位置している。

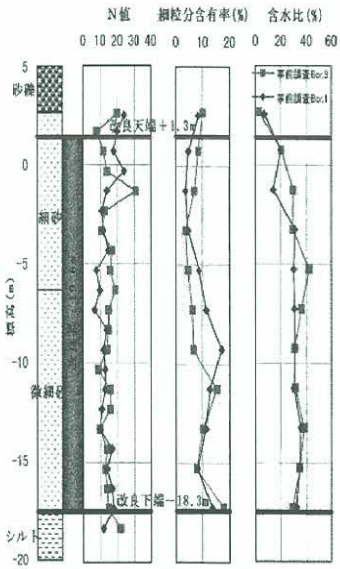
以上のような地盤条件を根拠としながら，L-2 地震を想定した液状化発生の可能性をいわゆる『F_L 法』ならびに三軸繰り返しせん断試験を用いて精査した。その結果，細砂層ならびに微細砂層の F_L 値は，$0.51 < F_L < 0.61$ となり，両層は完全液状化層であることが判定された。



写真－3　H22 年度エリア-3 施工全景

表－2 改良仕様と工事数量

施工本数	H20 ：120組	
	H21 ：210組	
	H22 ：139組	
改良径	D=1. 9m(控え杭間は1. 5m)	
杭配置	正方形接円	
削孔長	L=19. 1～20. 6m	
改良長	Lc=18. 1～19. 6m	
使用材料	高炉セメントB種	
混入量	160kg/m^3	
目標強度	qu=400kN/m^2	



図－5　改良対象地盤の土質性状

6. 地盤改良工事の進捗と発生水平変位量

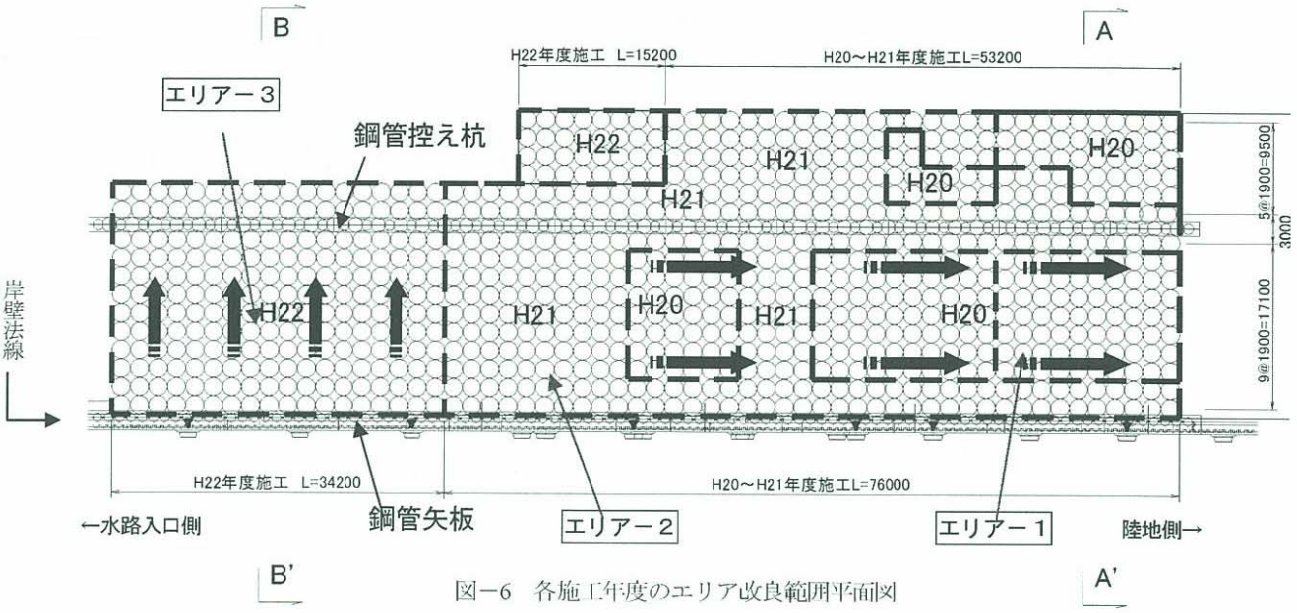
6. 1 工事の進捗

花畔ふ頭の背面地盤に SDM-Dy 工法を用いて，平成 20 年から平成 22 年にかけて，3 ヶ年間に亘って実施した地盤改良工事の進展状況を図－6 に示す。図中のエリア-1～エリア-3 は，それぞれ平成 20 年度～平成 22 年度の施工対象域として区分した。また，表－2 は各エリアの SDM-Dy 工法による改良仕様と工事数量である。

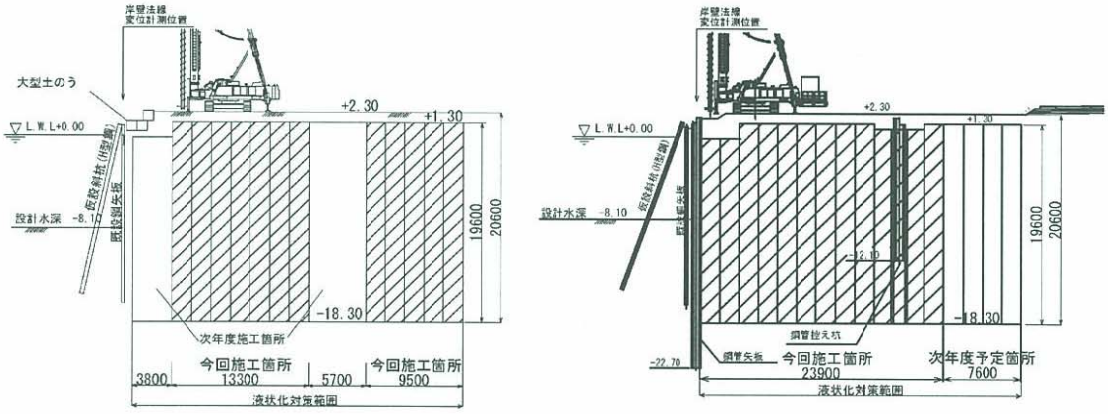
a) エリア-1：平成 20 年の改良領域で，岸壁補強用鋼管矢板とその控え杭の間の 2 領域ならびに控え杭背後の 2 領域に対し，二軸方式で接円型の改良体を合計 120 組造成した。図－6 で岸壁に直交する A—A' 面に対応する施工断面が図－7(a)であり，同図より，施工に伴う変位計測点を岸壁端に設けてあることが示されている。また，図－8 は改良体の打設順序と方向であり，同年度の改良面積の合計は 866m^2 となった。

b) エリア-2：補強用鋼管矢板ならびに鋼管控え杭の打設が完了した平成 21 年度の改良領域である。先ず平成 20 年度で未着工となった岸壁前面側 2 列，すなわち鋼管矢板とエリア-1 改良体の間を法線方向に順次打設した。これに続いて，平成 20 年度に於ける場合と同じ要領で改良体を造成した。改良体数は 210 組で，改良面積は 1357m^2 である。

c) エリア-3：平成 22 年度の改良域に該当し，主として水路入口側の区域が対象である。エリア-2 と同様，補強用鋼管矢板ならびに鋼管控え杭が打設された後の改良施工である。図－10 は，当施工区域で実施した地盤改良工事の施工順序で，丸数字にしたがって工事を行った。改良体数は 139 組で，改良面積は 933 m^2 である。



図－6　各施工年度のエリア改良範囲平面図



(a)エリア-1　A-A'施工断面図　　(b)エリア-3　B-B'施工断面図

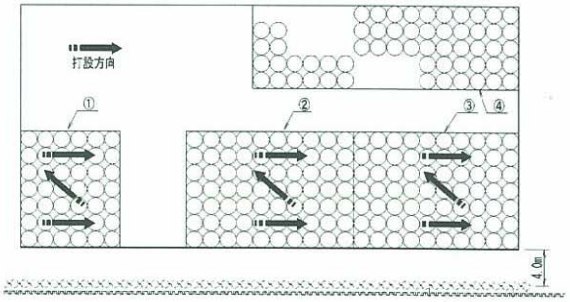
図－7　エリア-1 およびエリア-3 の施工断面図

6．2　地盤改良に伴う岸壁の水平変位量

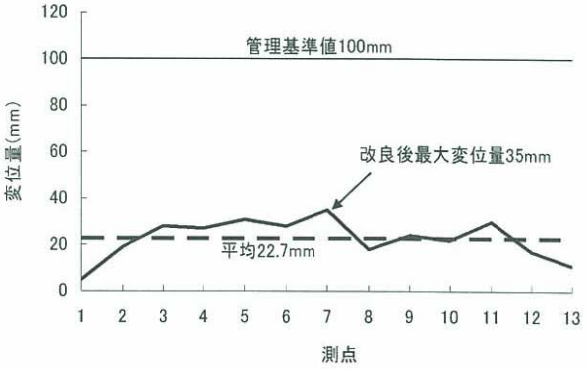
岸壁に用いられている鋼管矢板の変位挙動は，地盤改良工法はもちろんであるが打設順序や周辺条件によって異なる。また，矢板に発生する変位量は，矢板の応力状態に直接的に関連するため，その管理は極めて重要である。そこで当該工事では，鋼管矢板打設から地盤改良終了までの岸壁上端の測定点における水平変位量を最大管理値 $\delta_{max}=100$mm と定めた。なお，エリア-3 においては，これを達成するための標準目標管理値 δ_a として，$\delta_a=\delta_{max}\times80\%=80$mm に設定することとした。以下，地盤改良工事により岸壁頭部に生じた変位挙動をエリアごとに示す。

a)　エリア-1 施工時における水平変位挙動

エリア-1 は，鋼管矢板が岸壁に打設される前に地盤改良工事を実施したエリアである。図－9 は，矢板打



図－8　平成 20 度施工エリア-1 の改良施工順序



図－9　平成 20 年度施工時の水平変位量

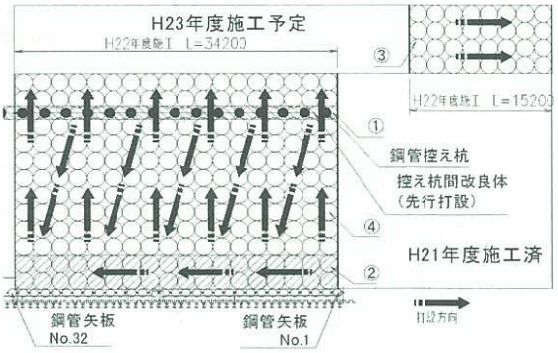
設箇所より改良体2列分（φ1.9m×2列）である3.8mの離隔距離を置き，順次岸壁法線沿って水路入口側から陸地側に向かってSDM-Dyによる地盤改良を行った場合の岸壁頭部における変位挙動である。測定区間58mにおける水平変位量の発生状況は概ね台形状になり，工事の始点と終点箇所で5~10mmと小さく，その中間では多少の変動はあるものの20～30mm程度の値となった。中間位置で最大変位量35mmが記録されてはいるが，平均的には22.7mmに留まる結果となった。もちろんこの値は，管理基準値 δmax＝100mm，目標管理値 δa＝80mmに十分納まる数値である。

b) エリア-2施工時における水平変位挙動

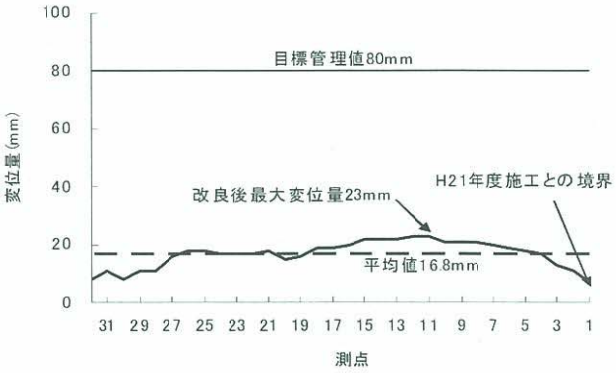
エリア-2は，前年度に残した岸壁から改良杭2列分の3.8mの離隔部分の前面に鋼管杭を打設後，その隙間に鋼管杭と改良体を一体化するように改良施工している。このときの鋼管杭頭部の水平変位量[3)]は，平均30mm，最大41mmであったが，目標管理値 δa＝80mmの1/2程度以内であった。

c) エリア-3施工時における水平変位挙動

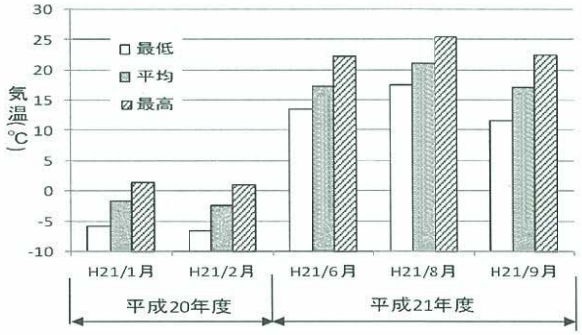
エリア-3は，鋼管矢板が岸壁に打設された後の，エリア-2より水路入口側に位置する領域である。陸地側にある鋼管控え杭間に工事始点を設け，岸壁法線直角方向に沿って鋼管矢板背面を改良した。図－11はエリア-3施工時の岸壁鋼管杭頭部の水平変位量である。測定区間における変位の発生状況は，大略のエリア-1における場合と類似している。しかしながら，岸壁頭部で測定された水平変位量の平均値は16.8mmであり，これは管理基準値 δa の1/4以下の値，エリア-1の場合と較べても3/4程度の値に収まっている。これは地盤改良前に鋼管矢板が打設され岸壁が補強されたことに加え，打設順序を岸壁法線直角方向にしたことに拠ると考えられる。



図－10 平成22年度エリア-3改良施工順序



図－11 平成22年度エリア-3施工時の水平変位量



図－12 施工月の外気温度比較

表－3 冬季および夏季施工における改良強度比較

quf(kN/m²)

施工区域	エリア－1 (平成20年度)	エリア－2 (平成21年度)
施工時期	冬季施工	夏季施工
平均値	2178	2130
最小値	771	550
最大値	6526	5092
標準偏差	1300	1224

7. 施工温度と改良強度

花畔ふ頭の耐震強化工事は，既に指摘しているように平成20年度より3ヶ年間に亘って実施している。しかも施工時期は，平成20年度では北海道でも厳冬期にあたる1月～2月，一方，翌平成21年度の工事では季節がまったく逆の6月～9月にかけての真夏時期であった。このため施工時期（温度）と改良体の品質として，とくに改良強度に着目して検討を行なった。

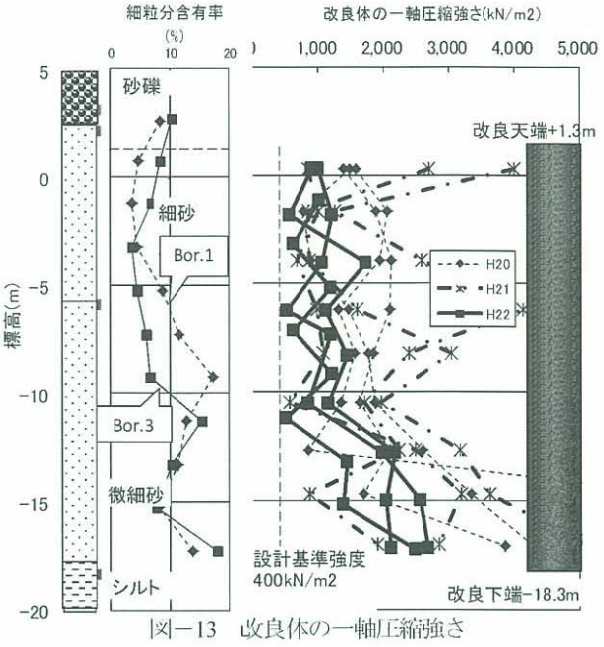
図－12は，平成20年度と平成21年度の施工月における外気温度の比較である。1～2月の日平均気温は-2～-3℃である。このため，プラント外周を仮設ハウスで覆い，混練水や施工機械の凍結防止に配慮して工事

を行なった。しかしながら，改良体頭部は，GL-1.0m の土被り下にあって支障はないと考えて，特別の対策を講じることはしていない。

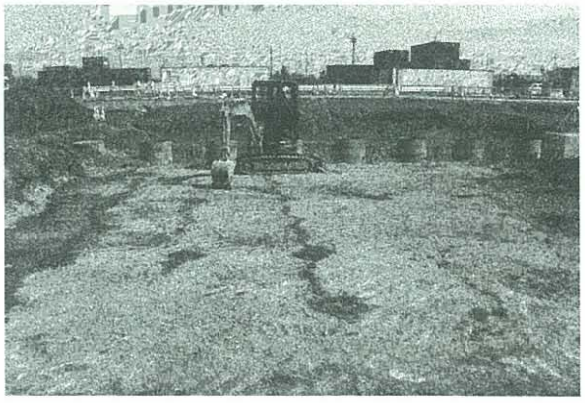
これに対し，平成 21 年 6 月～9 月の日平均気温は+17～+21℃で，施工について懸念される問題はない。

冬季および夏季に造成した改良体の一軸圧縮強度 q_{uf} を整理した結果が，表－3 である。厳冬期の施工にも拘らず平成 20 年度の平均 q_{uf} は 2,178kN/m^2 で，平成 21 年夏季施工の場合に比べて，僅かながら大きな数値を得た。また，標準偏差の数値についても遜色にない結果となった。

図－13 は，3 ヶ年間の地盤改良工事において収集した一軸圧縮強度を比較するため，年度あるいは深さごとのデータを集めて作成した。設定した設計基準強度は 400kN/m^2 で，すべてのデータが満足している。また，基準強度に対し，10 倍を超えるデータも認められ，施工時の気温による強度の発現に問題のないことが確認された。写真－4 はエリア-3 施工区域において，SDM-Dy 改良杭体の頭部を露出した状況である。2 軸で改良径 φ1.9m の改良体相互が一体化していることや，奥部には鋼管控え杭とも一体化された状況が確認された。



図－13　改良体の一軸圧縮強さ



写真－4　エリア-3(H22 年度)改良体状況

8．まとめ

石狩湾新港は札幌圏を支える重要港湾であるが，同時に地震や他の災害時における札幌の物流拠点として機能することが求められ，耐震強化工事が実施された。地盤改良工事が 3 ヶ年間に及ぶ中で，いくつかの施工上の課題が指摘され，報告がなされている。本文は，そうした中で，1）岸壁に発生する水平変位，2）冬季施工における強度の発現に着目して集積した工事データを検討することを試みた。実測データは設計基準強度ならびに変位に関する管理基準値を充分満たす結果となり，採用した地盤改良工法 SDM-Dy 工法の有用性を検証することができた。今後，同種の工事を実施する上で参考になれば幸いである。

参考文献

1) 札幌市：地震防災対策に関する提言，札幌市地震防災検討委員会，平成 17 年 11 月

2) 河合淳，渥美洋一，林宏親，齋藤邦夫，鈴木孝一，西尾経，近藤省一，今井治憲：石狩湾新港岸壁改良工事における耐震対策への高速低変位深層混合処理工法の適用，第 8 回(平成 21 年度)技術報告会土質基礎に関する「新工法・新技術その 2」，北海道土木技術会，pp31-37，2010.1

3) 河合淳，長谷一矢，渥美洋一：石狩湾新港-10m 耐震強化岸壁改良工事における地盤改良工事の概要－SDM-Dy 工法による施工－，第 53 回(平成 21 年度)北海道開発技術研究発表会，国土交通省北海道開発局独立行政法人土木研究所寒地土木研究所，2010.2

高圧噴射攪拌工法における河川堤防、護岸の震災復旧工事施工事例

小野田ケミコ株式会社　西尾　　経*1)、田中　信哉*2)
松岡　大介*3)、今井　治憲*4)
中央大学　理工学部　　齋藤　邦夫*5)

1．　はじめに

地震による被害は広範な地域に及び、直接、市民生活を脅かすばかりでなく生産・経済活動に甚大な影響を与える。さらに河川堤防や海域護岸が被災すると、洪水や高潮・越波などに伴う浸水のような二次的な災害に曝されることになり、このため、速やかな復旧工事が必要である。

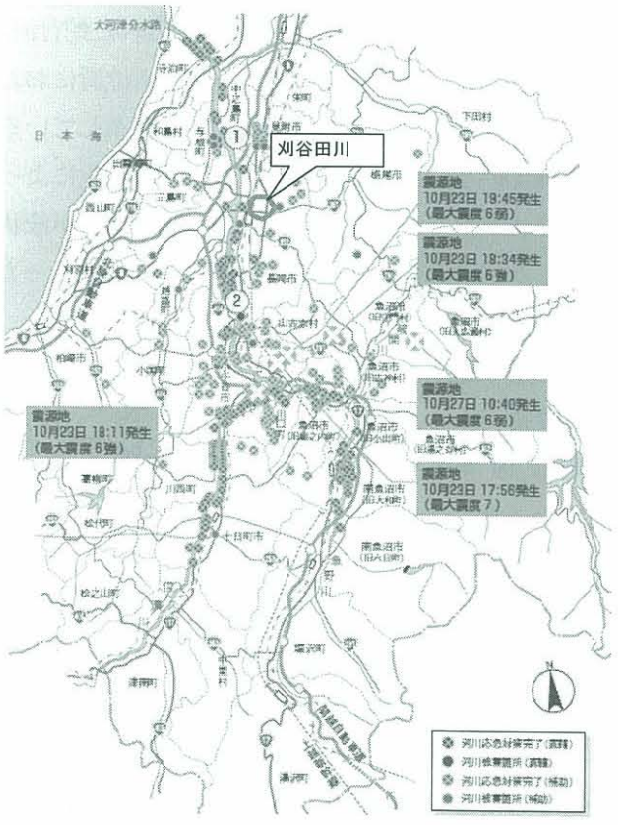
しかしながら、被災構造物が立地する地盤そのものの性状や既存工法が、復旧工事上大きな制約を与えることも考えられる。すなわち、堤防や護岸の多くは軟弱な沖積地盤上に設けられ、原地盤上に捨て石層を設けて構造物の安定化を図っている事例も少なくはない。その結果、1)大型施工機のトラフィカビリティ確保が困難となる場合、2)特殊な施工設備の導入が避けられない場合、3)近接構造物に対する影響を回避しなければならない場合がしばしば経験されるところである。

以下、本文では新潟県中越地震、鳥取県西部地震で被災した河川堤防ならびに海岸護岸基礎の地盤改良において、懸念される様々な課題を克服して完工した復旧工事実施例について紹介する。

2．新潟県中越地震における河川堤防復旧事例

2.1　新潟県中越地震ならびに被害の概要

2004年10月23日、直下型の地震である新潟県中越地震が発生した。同県中越地方は、同年7月にも『7.13新潟豪雨災害』に見舞われており、そのわずか3ヶ月後にマグニチュードM6.8の地震に襲われた。北魚沼郡川口町（現長岡市）では、最大加速度約2,500gal、最大震度7もの強い揺れをはじめ、県内の広範な地域で震度5弱以上の揺れが観測された[1)]。その結果、68名もの尊い命が失われ、4,805名が負傷する大惨事を引き起こした。公共土木施設では堤防の決壊、道路網の崩壊、地すべり、崖崩れなど壊滅的な被害が発生するという未曾有の大災害となった。図－1は、本震ならびに主な余震の発生位置と最大震度ならびに河川構造物



図－1　新潟県中越地震震源地と河川被害状況[1)]

*1)Wataru NISHIO　東京都荒川区東日暮里3-11-17　技術本部　TEL:03-5615-7044　FAX:03-5615-7022
*2)Nobuya TANAKA　東京都荒川区東日暮里3-11-17　技術設計部　TEL:03-5615-7036　FAX:03-5615-7022
*3)Daisuke MATSUOKA　東京都荒川区東日暮里3-11-17　技術設計部　TEL:03-5615-7036　FAX:03-5615-7022
*4) Harunori IMAI　北海道札幌市中央区北3条西1-1　札幌支店　TEL:011-219-6560　FAX:011-219-7887
*5)Kunio SAITOH　東京都文京区春日1-13-27　都市環境学科　TEL:03-3817-1804　FAX:03-3817-1803

の被災箇所を示している。

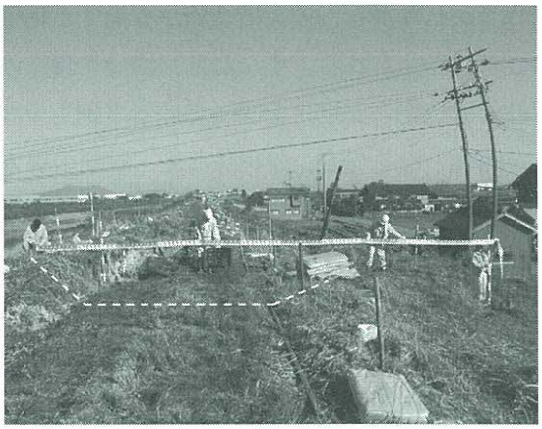
2.2 刈谷田川堤防の地盤変状と対策[2)3)]

刈谷田川は、新潟県栃掘市の山間に源を発し、燕市横田で信濃川に合流する延長約 53km の一級河川である。また、同河川が貫流する見附市は新潟県のほぼ中央に位置し、刈谷田川の氾濫によって形成された沖積平野であり、新潟県中越地震により、見附市中之島町においても震度 5 強の揺れが観測された。



写真－1　刈谷田川の堤防被災状況

刈谷田川の洪水を防ぐ同市の堤防は、『7.13 新潟豪雨災害』により脆弱化しており、地震発生直後の緊急点検の結果、国道 8 号線～上越新幹線の区間（約 2km）の堤防天端に深さ 1～2m の数条のクラック（写真－1）や堤防法面には側方流動によると考えられる段差が発生し、川裏に近接する家屋に傾きを生じさせている（写真－2）。さらに法先付近では噴砂現象が確認され、これが原因となって電柱を支える地盤が水平に大きく変位しているのが認められる。（写真－2）

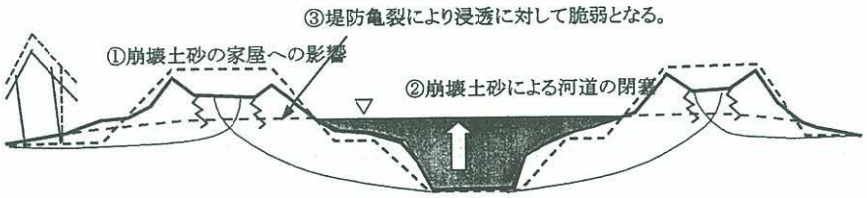


写真－2　堤防法面の側方流動

刈谷田川は、かつて荒れ川として知られた蛇行河川であり、堤防変状箇所は地下水位が高く、旧河道位置におおむね一致し、地表部には緩い埋土や砂質土層が分布していることが確認されている。このような状況より、液状化によって基礎地盤の変状が生じたものと考えられ、堤防本体が液状化により損傷した箇所は合計 4 箇所で総延長 841m に上った。

2.3 復旧工法の検討

新潟県中越地方は日本有数の豪雪地帯である。その年の冬の積雪は 19 年ぶりといわれる豪雪となった。このため、復旧工事の計画においては、春先の融雪出水により甚大な二次被害の発生が懸念された。すなわち、図－2 は堤防被災区間における典型的な横断形状を模式的に示しているが、基礎地盤の液状化が引き金となって側方流動が発生し、堤防の縦断方向にはクラック、形状は凹状に変形してその高さを著しく低減させている。また、川裏、川表方向に大きな水平変位が生じ、これに伴って川裏に位置する家屋を傾斜させたり、河道断面積を縮小させている様子が理解される。



図－2　被災堤防の二次被害の模式図

係る背景から施工に伴う振動や掘削土の移動により、１）現況以上に地盤を不安定化させないこと、２）川裏に位置する家屋の傾斜を増大させないこと、３）特に融雪期の出水に備え河積を現状以上に減少させないこと等が施工上の基本要件となった。

2.4 復旧工法の選定

(1)施工条件

施工箇所は、液状化により堤防が大きく変状している不安定な地盤条件下にある。そこで復旧対策工法は、上述した 3 点に十分留意すると共に、堤体部基礎地盤の再液状化を防止しつつ本来の堤防機能を発揮させる

ため、次のような施工条件を満足することが求められた。

a) 改良対象は地表面から液状化している砂質土層であり、深度はおよそ 9m である。

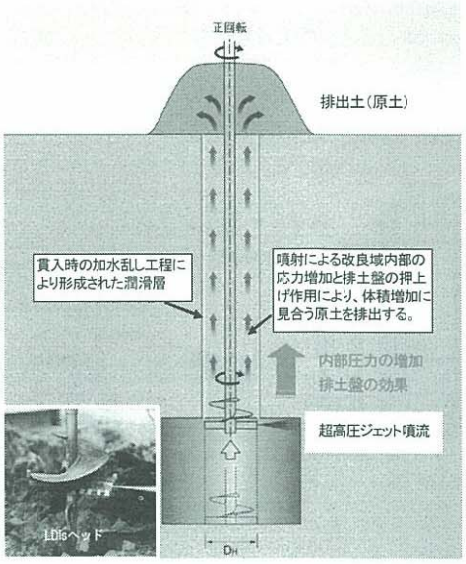
b) 隣接の環境を阻害することのないよう、低変位で低振動・低騒音の工法であること。

c) 左岸右岸施工スペースが狭く、被災堤防は脆弱化している。このため、大型機械の搬入は困難であり、軽量小型な施工方法であること。

d) 基礎地盤に透水性の砂層が分布しており、基盤漏水を防止できる工法であること。

(2) 地盤改良工法の選定

地盤改良工法の選定では、上記の施工条件および経済性等を考慮し、早急な堤体機能の回復を図るため固化処理工法が選定された。さらに、被災家屋の傾きや堤体の水平変位を極力抑制し、施工機からの威圧感が少ない低環境負荷型の低変位高圧噴射攪拌工法 LDis 工法(Low Displacement Jet Column Method) が選定された。なお、被災家屋が近接しない川裏の箇所では、トレンチャー式攪拌工法が用いられた。



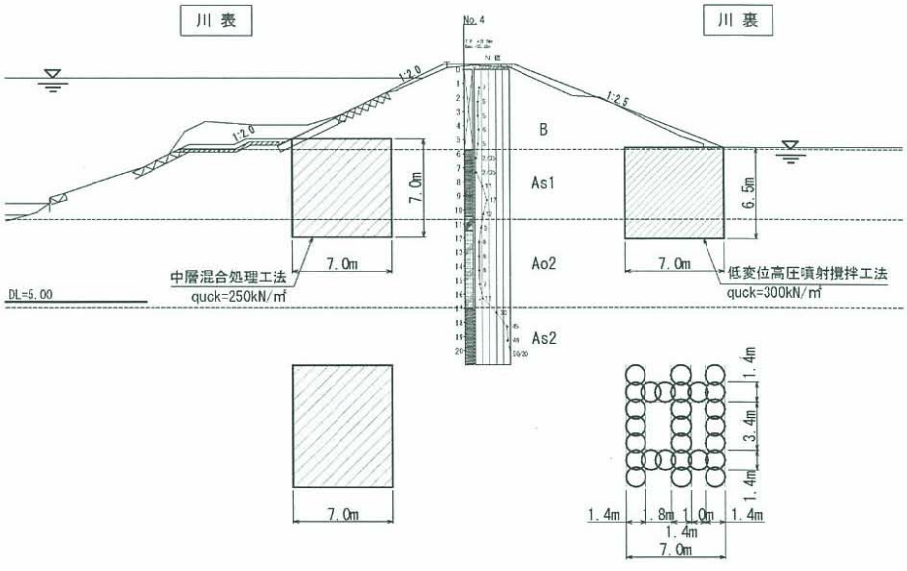
図－3　LDis 排土原理

2.5　低環境負荷型低変位高圧噴射攪拌工法（LDis 工法）による対策施工

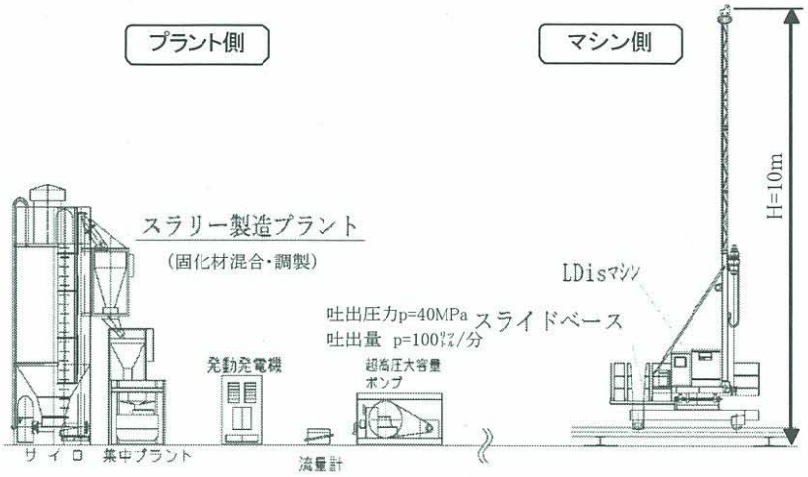
(1) 工法概要

LDis 工法は、ロッド先端に特殊な機械排土型噴射モニタを装着し、機械攪拌と高圧噴射攪拌を併用した複合混合攪拌工法である。機械排土型噴射モニタの先端ノズルから水平方向に固化材スラリーを圧力 p=30～40MPa の超高圧噴流を吐出し、回転引上げ施工により、地盤変位の抑制と同時に、改良径φ1.0m～φ1.6mの円柱状の改良体を造成する低環境負荷型の地盤改良工法である。

一般的に地盤変位は、圧入する固化材スラリー液量によることが要因である。本工法では造成時には、地盤内に固化材スラリーの供給を必要最小限に抑えるとともに、改良時に原土の一部を機械排土型噴射モニタの押し上げ作用により地表に排土させる。図－3は LDis 工法の排土原理である。この排土機構は、機械排土型噴射モニタの土砂押上げ作用により、注入液量に見合う原土をスムーズに地表部へ機械的に排出する。このため、改良地盤内の注入液量と排土量との体積収支はバランスし、地盤変位の発生を最小限に抑制することができることになる。



図－4　刈谷田川地盤改良配置図



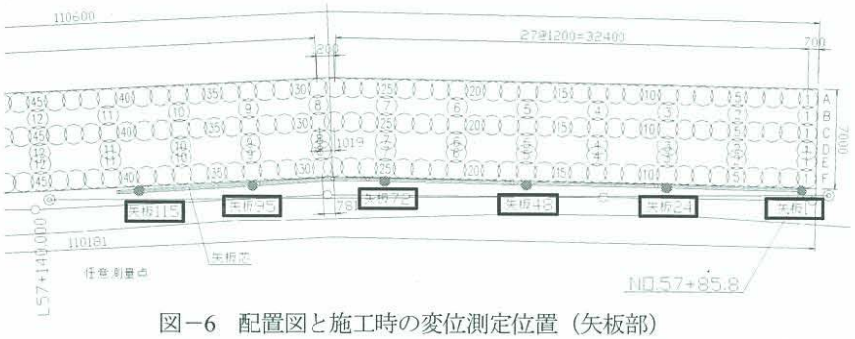
図－5　LDis 工法の施工機械構成図

表－1　LDis 施工仕様

改良径	φ1.4m
吐出圧力	40MPa
吐出量	100ﾘｯﾄﾙ/分
改良時間	3分/m
固化材	ケミコC201
混入量	107kg/m^3
設計改良強度	qu=300kN/m^2

(2)LDis 工法による格子状改良杭配置

図－4 は堤内側に LDis 改良域を、また堤外部に中層処理工法の改良域の改良配置図である。改良方式は格子状改良とした。改良深度は格子状内の液状化層を拘束させるために、平均 6.5m で非液状化層に確実に根入れさせる設計とした。改良形式は中層処理工法の改良域では全面改良であるが、LDis 改良域では河川堤防の耐震対策の実績が多く、全面改良に比べ経済性の高い格子状改良とした。改良体の配置は、改良径φ1.4m とし、幅 7m を格子状に配置した。表－1 は LDis 施工の施工仕様である。



図－6　配置図と施工時の変位測定位置（矢板部）

(3)施工機械

本工法に使用する施工機械の構成図を図－5 に示す。LDis マシンは、スライドベースに搭載され、H 鋼型レール上を走行させ正確に施工位置にセットでき、機動性が高い。またロッド継ぎ作業では、マシン本体に吊り機能を装備しており、補助クレーンは不要で効率的である。



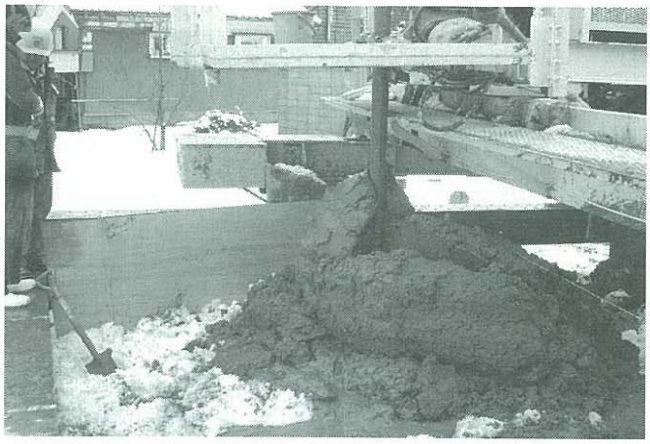
写真－3　LDis 施工状況（冬季施工）

またプラント側では、サイロに貯蔵された固化材と混練水を集中プラントにて、所定の配合の固化材スラリーに調製する。超高圧大容量ポンプを介し、LDis マシンに装着したロッド先端の機械排土型噴射モニタへ圧送し、噴射攪拌する。施工管理装置では、マシン側とプラント側にそれぞれ取り付けた専用の計測装置から施工に関するデータ（深度・回転数・吐出量・吐出圧力）をリアルタイムで検出し自動記録される。

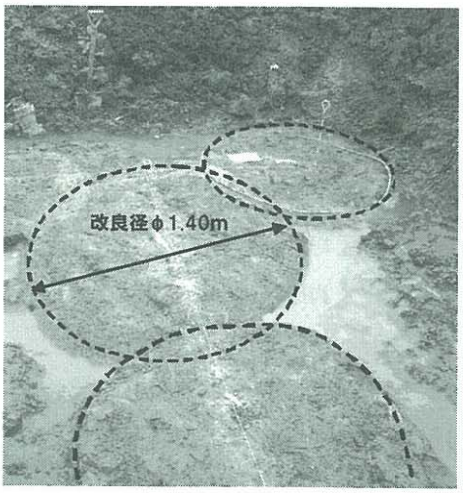
(4)施工結果

①施工時の変位観測

施工時に LDis 杭に接するように打設した仮設矢板（矢板 No.1、24、48、72、95 および No.115）の地表部の水平変位を定期的に測量し測定した。図－6 は矢板頭部にマーキングした測定位置を示す。



写真－4　LDis 施工と土砂の排出土状況



写真－5　LDis 改良杭体

写真－3 は施工状況である。施工中に発生した変位の測定結果は、矢板番号 NO.1 と No.48 では堤内方向に 2mm、その他の矢板位置では 1mm と押し出し側の変位であったが、いずれも極小で低変位施工が確認できた。

②排土状況

排出された土砂の状況を写真－4 に示す。排土砂の性状は原土に較べ、やや軟泥土状であり、従来のエア併用型変位高圧噴射施工にみられるセメント硬化材を含むスライム状とは異なる。リトマス試験紙によりアルカリ反応を確認した結果、排出された土砂にはアルカリ反応が示されず中性であった。また、排出した土は軟泥土状であり、バックホウで除去し山積みし仮置きすることができた。

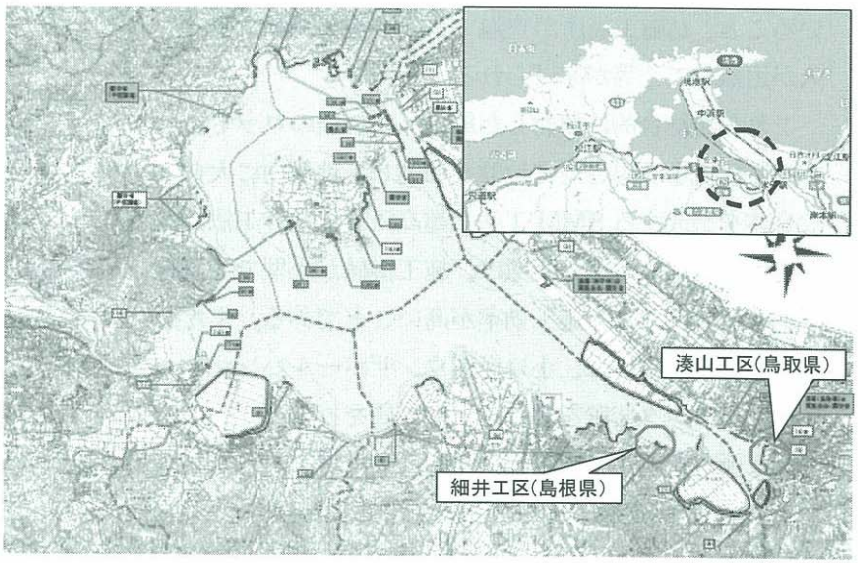
③改良杭径の確認

写真－5 は格子状改良体を試掘した状況である。改良径はφ1.4mが確認され、また、改良体相互が確実にラップし、格子状改良が確認された。

3. 鳥取県西部地震による護岸災害復旧工事事例

3.1　鳥取県西部地震ならびに被害の概要

2000年10月6日、鳥取県西部を震源とするマグニチュード7.3の地震が発生し、鳥取県境港市と日野郡日野町で最大震度6強の揺れを記録した。また震央距離約8kmの地点で最大加速度1135galが観測された。震源地は山間部で、市街地の一部を除き、人口が密集していない地域であったことが幸いし、死者を出すには至らなかった。しかし、鳥取および島根の両県の多く地域では、震度5強を観測し、堤防の液状化や沈下、海岸護岸のクラック等の深刻な被害が発生した。またライフラインの被害では15,000件にも達し、沿岸地域では液状化現象により港湾の破損し、地場産業に大きな打撃を与えた[4]。



図－7　中海細井地区および港山地区位置図[5]

3.2　中海護岸の被災と復旧工事計画

中海に面する島根県安来市細井地区とその対岸の鳥取県米子市湊山地区で鳥取西部地震によって護岸基礎部の液状化が生じ、護岸の一部に損壊が発生した。

図－7に中海の東側に面する両地区の位置を示す。特に湊山地区では、果樹園等の土地利用、広域な公園、病院等の公共施設に面しており、地域住民の生活環境の観点からも重要な拠点でもある。

このため、護岸の景観整備と耐震強化とを併せた復旧対策工事が計画され、細井地区ならびに湊山地区の護岸基礎に対して地盤改良を実施することとなった。工事は細井地区で延長約160m、湊山地区護岸では延長約610mであり、改良幅はいずれの場合も約2.0mである。

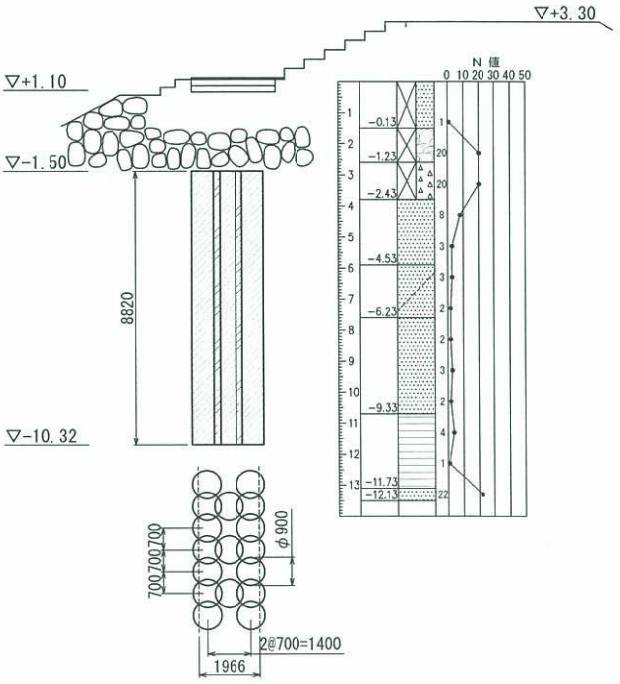


写真－6　護岸部の捨石層状況

3.3　ダウンザホールハンマー体化超高圧噴射攪拌工法（SMM－DH工法）による対策施工

(1)地盤改良工法の選定

施工箇所は、改良位置となる既設護岸部に護岸の根固めを目的とした捨石工が施されている。しかしながら、施工工程の短縮ならびに施工コストの低減を考慮し、捨石層を残置したまま施工可能な方法が検討された。写真－6は湊山地区護岸の捨石層の状況である。30～50cm大の切り石が不規則に分布している。



図－8　土質柱状図および改良体の格子状配置図

その他考慮すべき施工条件は、a)施工箇所に捨石層が約1.5m厚に敷設してあり、除去は困難なこと、b)施工位置に近接して病院等の公共施設が近接していること、c)施工箇所が狭隘で、大型施工機械の進入が困難なこと等が挙げられる。

これらを総合的に検討した結果、小口径のロッドから超高圧噴流を吐出させて地盤を切削し、地盤内に大口径改良体を造成するSMM工法（超高圧噴射攪拌工法）が選定された。同工法の特徴は、施工機械が小型で、現場制約を受けにくく、施工効率が高いことである。また捨石層の削孔技術には、小口径ダウンザホールハンマを一体化したモニタ装置を採用し、捨石層を打撃削孔し、そのまま所定深度まで削孔後に同時に改良施工が可能な機能を付加したSMM－DH工法（Super Mini Max －Down the Hole hammer Method）を用いた。

表－2　両工区の施工仕様

	島根県中海細井護岸	鳥取県中海湊山護岸
施工本数	536本	826本
削孔長	平均13.3m	平均14.1m
改良長	平均8.7m	平均8.8m
捨石層厚	1.5m～2m	平均1.5m
改良径	φ0.9m	φ0.9m
吐出圧力	40MPa	40MPa
吐出量	100ﾘｯﾄﾙ/分	100ﾘｯﾄﾙ/分
材料混入量	173kg/m^3	230kg/m^3
設計強度	600kN/m^2	900kN/m^2

(2)土質概要とSMM－DH工法の設計

図－8に両施工地区の代表的な土質柱状図と改良体の格子状配置を示す。改良対象土は、N値10以下の緩

い沖積砂質土層で、改良層厚は 8.82m である。また、現況では、沖積砂層と盛土の間に層厚約 2mの捨石層が設けられている。

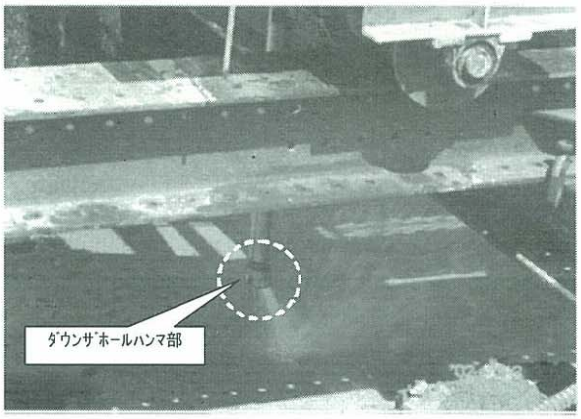
改良体の配置は液状化防止対策を目的として、SMM－DH 改良径φ0.9mを格子状配置とした。設計基準強度は、中海細井護岸では quck=600kN/m^2、中海湊山護岸は quck=900kN/m^2 である。

(3)施工概要

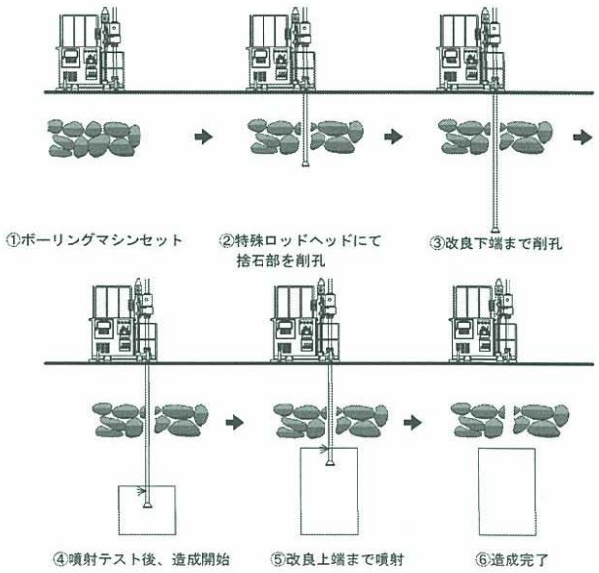
①ダウンザホールハンマ一体型特殊モニタの破砕機能

通常、捨石等の障害層がある場合には、ロータリー式ボーリングマシンで障害層を先行削孔し、孔内崩壊防止として塩ビ管等を建て込む。次いで専用マシンに入れ替えて、塩ビ管内にロッドを挿入し直して改良施工を行う2工程の施工方法が用いられる。この方法では、施工後にも塩ビ管が残置されること、2工程施工では効率が低下すること等の課題が指摘された。

ロッドモニタ先端のダウンザホールハンマを一体化させた特殊モニタによる破砕機能は、コンプレッサから圧縮空気をモニタ内部のシリンダに供給し、接続するピストンを上下に往復運動させる。不規則に分布する捨石は、ピストン先端のビットに装着したボタンチップで破砕され、細かく砕れた破砕物はブローエアにより地上に吹き上げられる。本方式の特徴は、岩層部の削孔時間の短縮、どのような岩質層も削孔可能で、また土中での打撃となるため低騒音である。写真－7はダウンザホールハンマとの一体型特殊モニタの外形である。特殊モニタは、打撃による衝撃磨耗が大きいため、硬磨耗材を用いている。なお、本施工方式は特許工法である。また、これまでの施工実績は31件、施工延長は約11万mである。



写真－7 ダウンザホールハンマと一体型特殊モニタ



図－9 SMM-DH 工法の施工方法



写真－8 仮設設置と施工状況

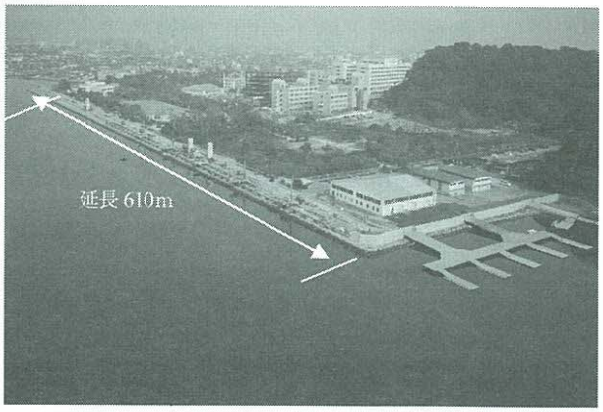
②SMM－DH工法の改良施工方法

表－2は両地区護岸復旧工事の施工仕様である。図－9はSMM－DH工法による捨石層部の打撃削孔方法と地盤造成方法である。施工方法は、ダウンザホールハンマとの一体型特殊モニタにより捨石層厚を打撃削孔する。捨石層を貫通すると打撃を停止させ、所定改良深度まで従来と同様にロータリー回転にて削孔する。特殊モニタに装備している超高圧噴射装置部より固化材スラリーを吐出圧力p=40MPa、吐出量q=100ℓ/分の施工仕様にて回転攪拌しながら改良造成する。写真－8は仮設設置と施工状況である。写真－9は湊山地区の施工延長610mの全景である。仮設の施工足場として施工延長方向にスライドベースを設け、SMM－DH施工機

をこのレール上を走行させて施工性の効率化と経済性の向上を図った。

(4)改良強度

改良後の現場改良強度は、中海細井護岸地区ではquck=600kN/m^{2}に対し、quf=1283～5995 k N/㎡であった。また中海湊山護岸はquck=900kN/m^{2}に対し、quf=985～3110kN/m^{2}といずれも目標強度を十分満足した。



写真－9　中海皆地山地区護岸復旧工事全景

3．まとめ

2004 年 10 月に発生した新潟県中越地震は、「7.13 新潟豪雨災害」の直後の地震発生であった。特に刈谷田川の堤防に対する住民の不安は想像の域を超えるものである。緊急堤防復旧工事は、翌年 3 月～4 月の融雪期間に出水が懸念されるなか、24 時間態勢で計画・実施されたものである。LDis 施工は、家屋等への近接施工にもかかわらず、低変位で低振動・低騒音の低環境負荷型の施工ができた。その後、3 月下旬には地盤改良が終了した。写真－10 は LDis 工法が施された刈谷川堤防で 4 月初旬に築堤が完了した状況である。



写真－10　LDis 施工後に復旧された堤防

また、2000年10月に発生した鳥取県西部地震による中海護岸の復旧工事では、日本海側特有の冬季の激寒時期であるにも関わらず、大きなトラブルもなく順調に完了した。捨石層が介在するなど、従来地盤改良工法では、2工程が必要とされる施工方法をダウンザホールハンマと超高圧噴射攪拌工法の一体型のハイブリッドな新たな発想による技術提案により、効率的に施工を行うことができた。

これまでの地震災害の経験を通じ、各地域で災害に強い街作りが施行されており、防災意識の高まりと共に被災の程度は低減されるものと考えられる。公共土木施設は、市民の生活をはじめ産業や流通と強く結びついており、社会システムを支える要であり、その機能を保持することは極めて重要である。しかしながら、最善を尽くして構築されたインフラと言えども、その一部が被災・損傷して機能不全を生じることは十分考えられる。そうした場合、一刻も早く被災現場の修復を図ることが最優先の課題となる。今回の 2 事例の低環境負荷型の地盤改良技術の工事事例が参考になれば幸いである。

参考文献

1）国土交通省北陸地方整備局信濃川河川事務所：新潟県中越地震における信濃川河川事務所管内における被害状況と復旧方針（ホームページ），2005.6

2）新潟県中越大震災で液状化により崩壊した刈谷田川堤防の復旧工事－低環境負荷型高圧噴射攪拌工法を用いた地盤改良工事－：佐藤豊，鈴木孝一，猪瀬淳雄，CEM'S(太平洋セメント㈱広報誌)，2005. 7

3）新潟県長岡振興局：技術レポート「新潟県中越地震で被災した河川堤防の復旧工事について～被災環境に配慮した低変位高圧噴射攪拌工法による液状化対策～」，北陸の建設技術 VOL.172，2005.10

4）鳥取県：平成 12 年（2000 年）鳥取県西部地震「震災誌」，2000

5）国土交通省中国地方整備局：中海護岸等整備協議会ホームページ，2009.11

「地盤改良複合杭基礎工法」の紹介

～ 杭と地盤改良体がひとつになって地震に強い基礎をつくります～

(株)竹中土木　技術・生産本部　技術部　市川　晃央

1. はじめに

東日本大震災など災害の多い我が国では，防災・減災への技術開発が昨今の優先的課題である。一方で，社会資本整備におけるコスト縮減や環境負荷低減は避けられない状況である。このような背景から、コスト縮減や環境負荷低減が可能な基礎工法である「地盤改良複合杭基礎工法」を本報において紹介する。

2. 地盤改良複合杭基礎の概要

地盤改良複合杭基礎は，地盤改良体と杭からなる新しい複合基礎形式である。本基礎形式は，軟弱地盤において，杭が水平抵抗に関与する深さまで地盤改良体が存在し，従来の杭基礎に比べて大きな水平抵抗を期待することができる。したがって，杭径の縮小化や杭本数の削減，原位置撹拌混合による地盤改良体を構造体とすること等により，建設に伴う排土量や使用材料を抑えることができ，環境負荷低減に繋がる基礎形式である。

本基礎形式の技術的特徴は，**図-1** に示すように地盤改良体と杭を一体化し複合構造体としたものである。また，**図-2** は従来の杭基礎と地盤改良杭の水平支持機構を比較したものであり，地盤改良複合杭は，地盤改良による抵抗面積の増加と杭と地盤改良の合成構造による剛性向上等により杭基礎単独に比べ水平支持力の向上が図られる。

この基礎の適用を図るため，室内や原位置において本基礎工法の支持力特性に関しての幾つかの載荷試験および，数値解析を実施している[1),2),3),4)]。

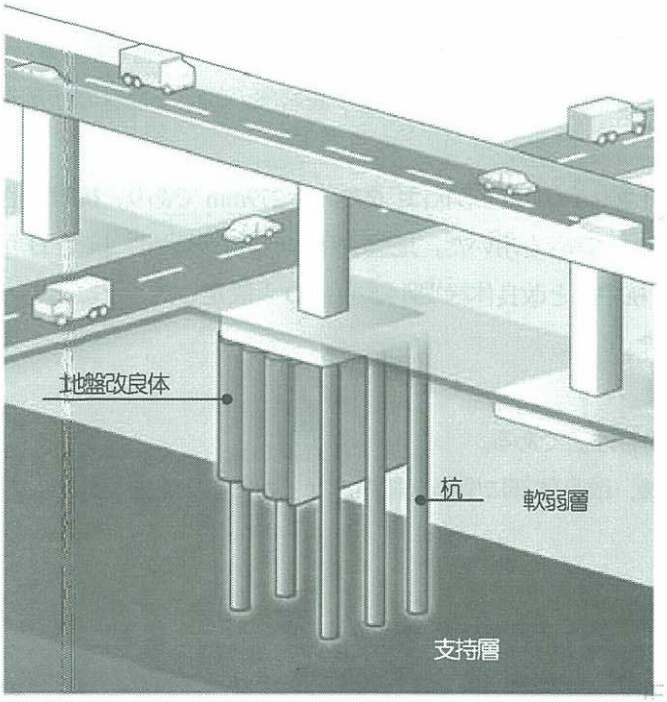


図-1　地盤改良複合杭基礎

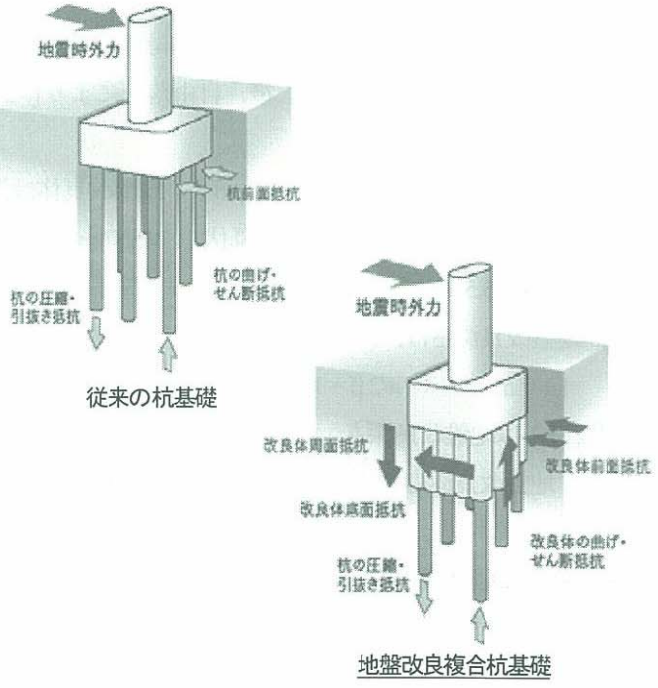


図-2　水平支持力向上の概念

AkioICHIKAWA　東京都江東区新砂一丁目１番１号　TEL：03-6810-6317　FAX：03-6660-6304

3. 載荷試験による水平支持性能の評価

地盤改良複合杭基の水平載荷試験は，次の２例を実施している[1)]。

① 大型模型を用いた室内載荷試験

② 原位置における載荷試験

上記の載荷試験の概要を**表-1** に示す。それぞれ，杭頭固定条件や杭本数，地盤の異なる条件で実施している。本章では，これらの実験結果に基づく地盤改良複合杭基礎の水平支持性能について述べる。

表-1 載荷試験概要

項　目	①大型模型を用いた室内載荷試験	②原位置における載荷試験
杭頭固定条件	固定	自由
地盤条件	砂質地盤(飯豊硅砂6号)	軟弱粘性土地盤
杭種	鋼管杭	鋼管ソイルセメント杭
杭本数	4本(2本×2本)	2本
地盤改良体の施工	室内配合による型枠内への打設	深層混合処理工による原位置撹拌混合
一軸圧縮強さqu	2.4MPa	8.6MPa
変形係数E_{50}	2.4×10^3MPa	4.0×10^3MPa

(1) 大型模型を用いた室内載荷試験

a) 室内載荷試験概要

大型土槽（深さ 8m，内寸 2.5m 角）内に設置した鋼管杭（φ50.8mm，t=3.2mm）4 本の周りに地盤改良体を作製し，杭頭部に打設したコンクリート製フーチングを 1 台の 100kN のジャッキを用いて水平載荷する試験を行った。試験方法は，地盤工学会基準「杭の水平載荷試験方法・同解説」に準拠した一方向多サイクル方式にて，荷重制御で実施した。

試験地盤は，鋼管杭を設置した後，自由落下により作製し，落下高さを調節することで表層部の軟弱な地盤の状態を再現させた（**写真-1** 参照）。

試験体の概要を**図-3** および**図-4** に示す。地盤改良体は深さ 1,200mm，平面形状は□279mm×279mm であり，杭は長さ 4.7m，直径 50.8mm，肉厚 3.2mm，降伏点 215N/mm2（公称値）の鋼管を用いた。地盤改良体の平面形状は，杭径 D が 50.8mm より，5.5D（279mm）とした。これは，杭間隔が 2.5D，杭中心と改良体縁端距離を 1.5D と設定したことによる。また，地盤改良深さは，(1)式により $a=\pi/2$ と設定して算出した。

$$L1=a/\beta \quad (=\pi/2\,\beta=1.2\text{m}) \qquad (1)$$

ここに，L1 は地盤改良深さ，a は係数（$1\leqq a\leqq\pi/2$），β は杭の特性値である。

なお，地盤改良体の製作は，GL-1.5m 程度まで地盤を作製後，改良体部に型枠を組み，ソイルセメントを型枠内に打設する方法で行った。脱型は打設から 15 日後に行った。

b) 室内載荷試験結果

室内試験は，杭基礎と地盤改良複合杭基礎の２ケース行った。**図-5** に載荷試験の結果を示す。

地盤改良複合杭基礎の試験結果は，3.2%B 変位程度(9.12mm)まで増荷時の荷重保持時間内にクリープ変形が殆ど無い挙動を示しており，載荷荷重 16.75kN，水平変位 9.12mm 時（6 サイクル目の最大荷重時：改良体破壊時）に荷重保持が困難となっていることが分かる（B は改良体幅 279mm）。しかしながら，7 サイクル以降も急激な耐力の低下は生ずることがなく，水平抵抗は増加の傾向にある。基礎の水平変位が 1%B 時，地盤改良複合杭基礎の耐力は 7.75kN であり，

杭基礎の耐力は3.03kNである。すなわち，両基礎形式が同様な杭配置と杭本数であるとき，地盤改良複合杭基礎が杭基礎の約2.5倍の水平耐力を有していることが分かる。

図-6に対数表示した載荷荷重～水平変位曲線を示す。載荷荷重16.75kN，水平変位9.12mm時（6サイクル目の最大荷重時）に変曲点がみられ，変位が進行していることが分かる。この載荷荷重～水平変位曲線上の折れ点を地盤改良複合杭基礎の降伏点（弾性限界）と考えることができる。

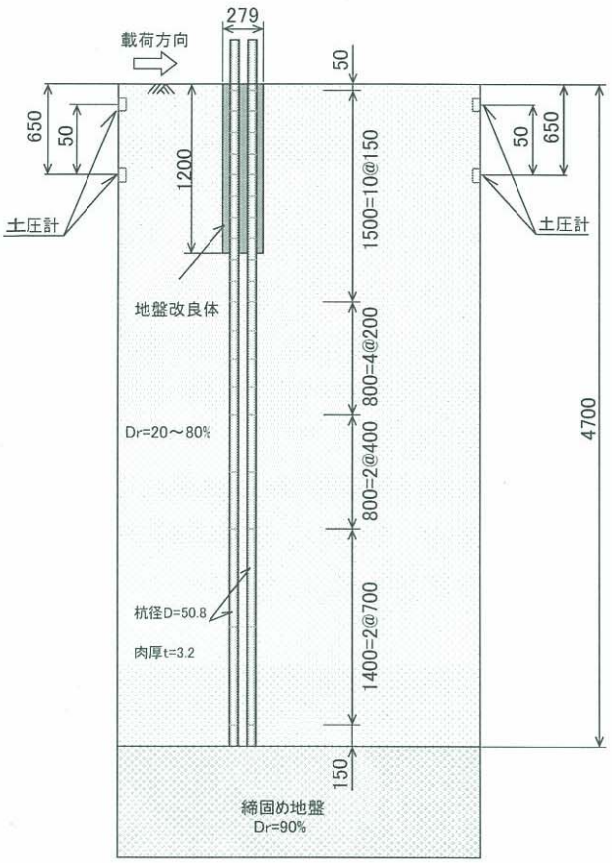


図-3 試験体 断面図（室内試験）（単位：mm）

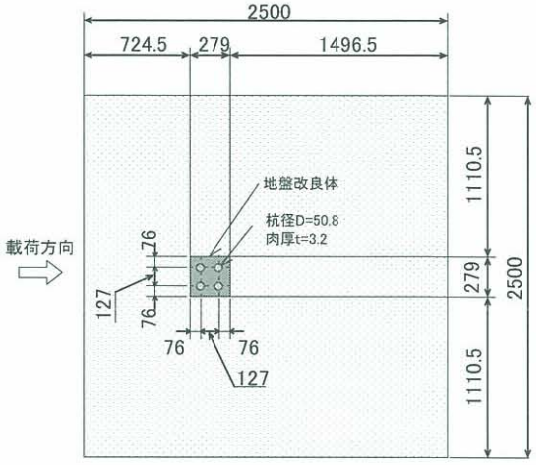


図-4 試験体 平面図（室内試験）（単位：mm）

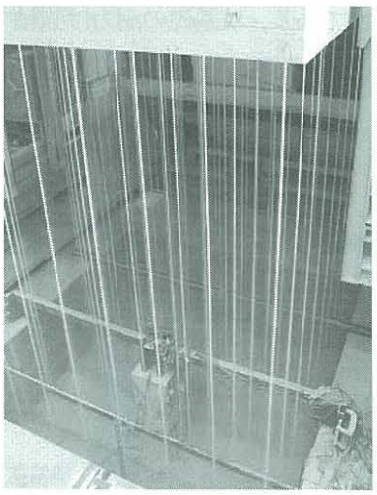


写真-1 地盤製作状況

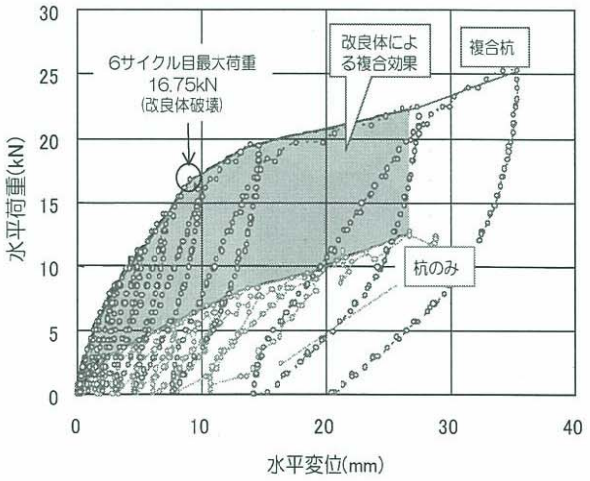


図-5 荷重～変位関係（室内試験）

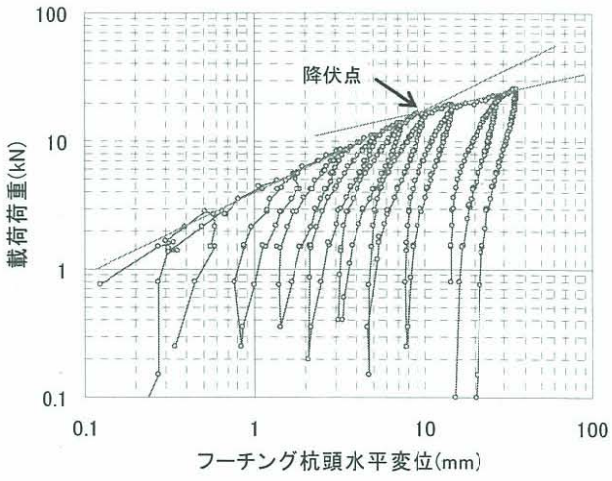


図-6 荷重～変位関係（対数表示）（室内試験）

(2) 原位置における載荷試験

a) 原位置載荷試験概要

試験位置の地盤は，TP-40m 以浅は N 値が 0～10 程度のシルト細砂と砂質シルトの沖積層であり，良好な支持層は TP-47m 以深に存在する。載荷試験における試験体概要を図-7 に示す。

改良体はソイルセメント径 800mm，深さ 8.4m，計 8 本のコラムでラップさせ，平面形状 1.4m×3.2m のブロック状改良体を作成した。その後，鋼管ソイルセメント杭（鋼管径 600mm）を 2 本建て込み，試験体を作成した。載荷方向が強軸と弱軸の 2 ケースを実施するため 2 つの試験体を作成した。試験の目的が水平支持特性の確認であるため，杭の根入れが改良深さの 3 倍程度あれば，杭先端が不動点であると考えられ，杭長を 30.0m とした。試験体の頭部には，コンクリートフーチングを打設し，その上に水平および鉛直荷重を載荷した。

載荷方法は，2 台のジャッキを用いて 1000kN の鉛直荷重を保持した状態で水平荷重を載荷した。試験方法は，一方向多サイクル方式にて，変位制御で実施した。

b) 原位置載荷試験結果

図-8 の強軸方向載荷試験結果より，水平変位 1.5% B (20mm)程度まではほぼ弾性的な挙動を示すが，水平変位 2.1%B (30mm)において明確な変曲点が生じる。これは，地盤改良体側面にクラックが発生していることを確認していることから，改良体の破壊により生じたものであると推定できる。これは，室内載荷試験における変曲点の発生原因と同じであり，地盤改良複合杭基礎の降伏は，地盤改良体の破壊時と定義することができる。

また，基礎の水平変位が 1%B（強軸：32mm，弱軸 14mm）時，地盤改良複合杭基礎の耐力は強軸方向で 1,773kN，弱軸方向で 947kN であり，杭基礎の耐力は強軸で 780kN，弱軸で 450kN である。すなわち，両基礎形式が同様な杭配置と杭本数であるとき，地盤改良複合杭基礎が杭基礎の 2 倍以上の水平耐力を有していることが分かる。

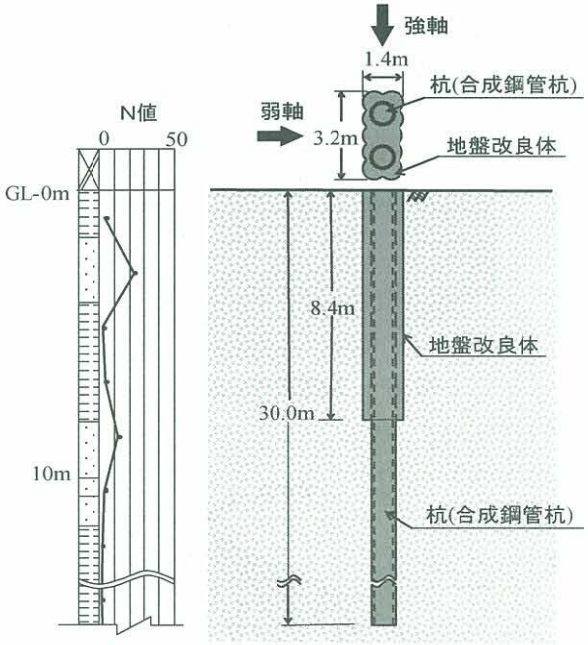


図-7 試験体（原位置試験）



写真-2 試験体 概観

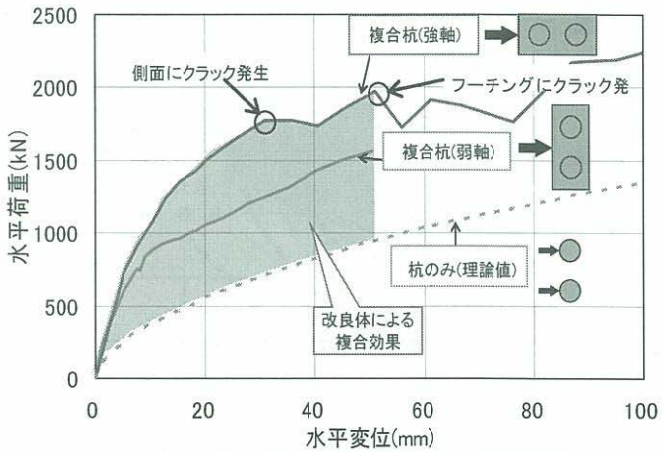


図-8 荷重～変位関係（原位置試験）

4. 設計手法

水平載荷試験結果を基に，杭基礎の一般的な設計手法と同様の梁ばねモデルによる設計手法の適用性の検討を行った。設計モデルは，**図-9** に示すような上部の改良体と杭の複合部をケーソンとみなし，下部の杭部を通常の杭基礎とする梁ばねモデルとした。

3章で述べた 2 例の載荷試験結果に梁ばねモデルを適用した結果を**表-2** に示す。解析において，地盤ばねをバイリニア型で定義し，地盤改良体のモデル化は，室内試験結果への適用は線形弾性として考慮しており，原位置試験結果への適用は非線形として改良体破壊後の剛性低下を考慮している。

なお、詳細な地盤定数については、文献 1)を参照されたい。

表-2 より，**表-1** に示したように条件の異なる 2 例の水平載荷試験において，それぞれ挙動を再現可能であり，杭の各断面力の深度分布に関しても評価可能である。また，地盤改良体破壊後の大変形挙動について，室内試験結果は地盤改良体を弾性としてモデル化していることから改良体破壊後の挙動を再現しきれていないが，原位置試験への適用結果は地盤改良体の剛性低下を考慮することにより再現可能であることが分かる。

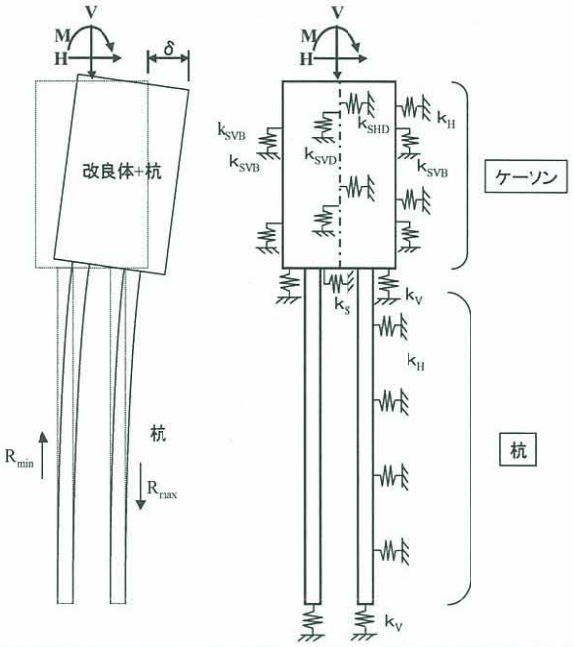
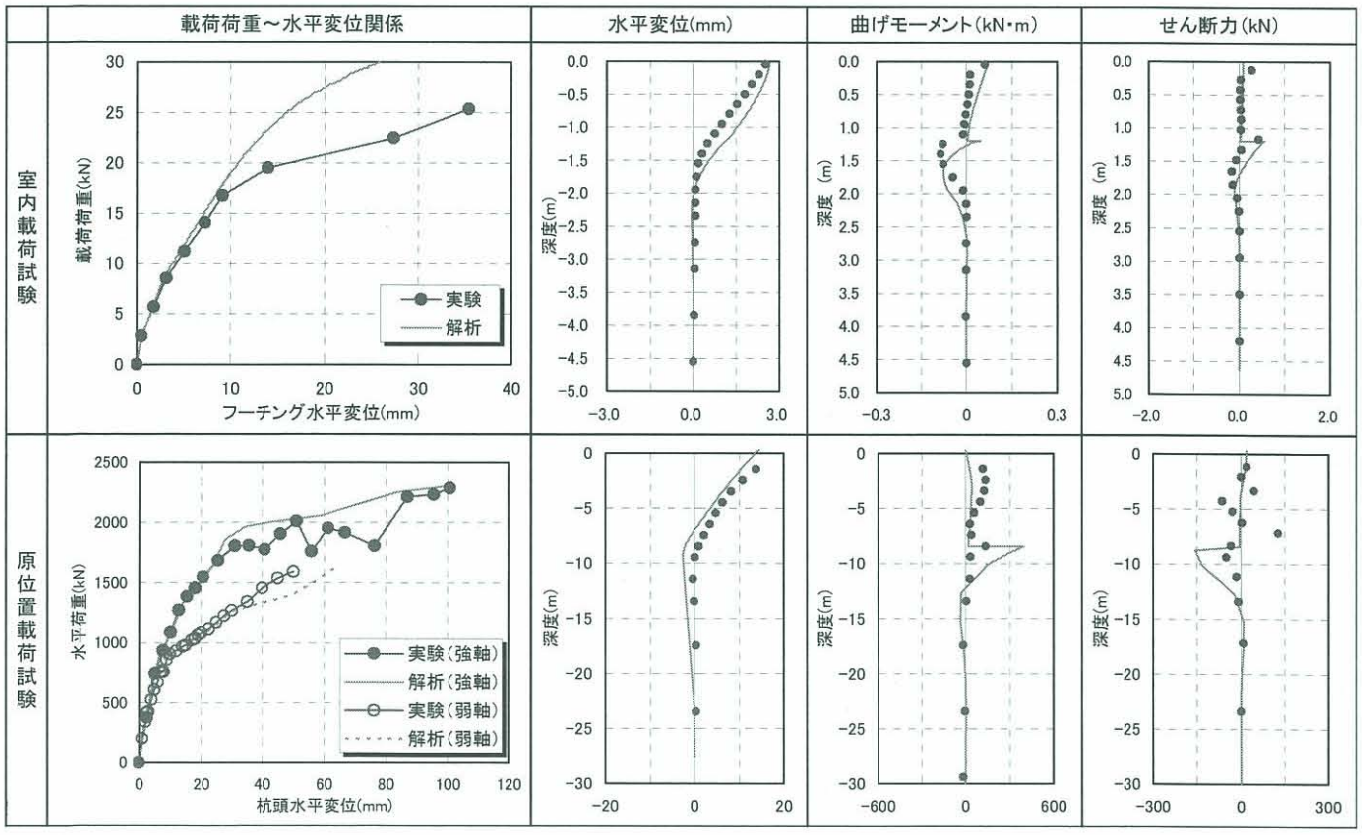


図-9 梁ばねモデル

表-2 梁ばねモデルによる計算結果



5. 施工法について

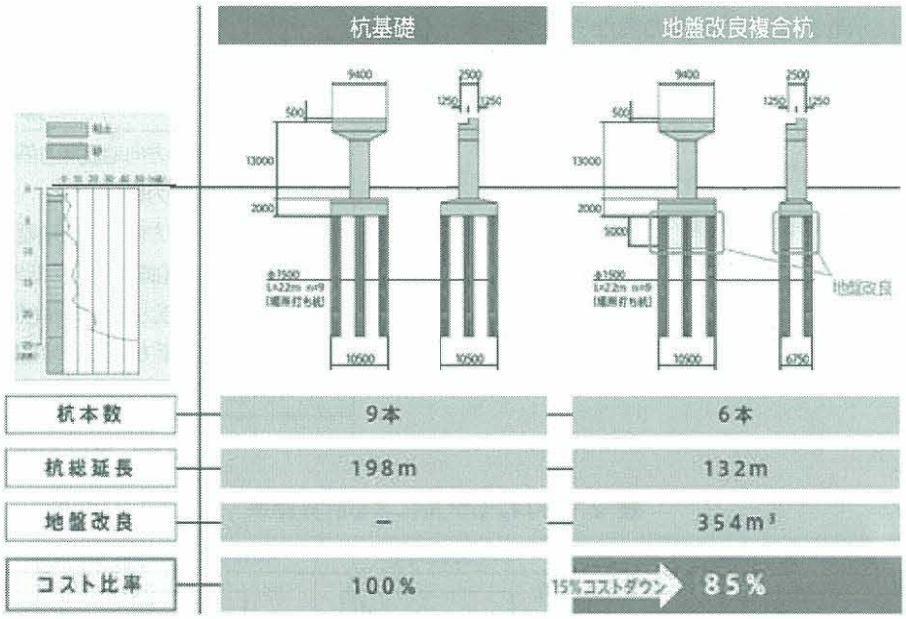
本基礎工法の施工は，地盤改良と杭の施工順序，杭種の違いにより，地盤改良を先行させる方法と杭施工を先行させる方法がある。

施工において留意すべき事項は，改良体と杭が密着して複合構造体として挙動するような品質を確保することである。

6. コスト比較

表-3 に橋脚を対象とした場所打ち杭（φ1,500mm）による“従来の杭基礎形式“と”地盤改良複合杭基礎形式“の場合のコスト比較結果を示す。地質条件は，支持層が GL-25m であり支持層上部をゆるい砂層と粘土層の構成と想定している。従来の杭基礎形式では 9 本必要な杭が地盤改良複合杭基礎形式の場合は 6 本となり，地盤改良を含めてコストを約 15%低減することが可能である[4]。

表-3 コスト比較表



7. まとめ

地盤改良複合杭基礎工法ついて実験および解析，設計手法等について概説した。本工法は，新設構造物への適用は勿論，既設構造物においても噴射撹拌工法などにより既設杭周辺の地盤を改良することにより，本基礎工法が適用可能である。

なお，本基礎工法は，国土交通省 新技術情報提供システム（NETIS）の登録技術である[5]。

【参考文献】

1) 前田良刀，市川晃央，鶴窪誠司，斎藤雄也，広瀬剛，坂手道明：地盤改良複合杭基礎の支持力特性と実務への適用性の検討，地盤工学ジャーナル，Vol. 3，No. 1，pp37～54，2008
2) 市川晃央，前田良刀，坂手道明：地盤改良複合杭基礎の水平支持力特性とその評価法，基礎工，Vol. 36，No. 1，pp70～73，2008.1
3) 複合構造シリーズ 03 複合構造技術の最先端－その方法と土木分野への適用－，土木学会，pp127～132，2007.7
4) 市川晃央：地盤改良複合杭基礎工法，中国地方建設技術開発交流会，2011.10
5) NETIS 登録 No. KT-100025-A：http://www.netis.mlit.go.jp/NetisRev/Search/NtDetail1.asp?REG_NO=KT-100025

2. 東日本大震災報告

補強土（テールアルメ）壁工法

東北地方太平洋沖地震

被災調査報告

1．はじめに

2011 年（平成 23 年）3 月 11 日 14 時 46 分頃に、三陸沖（牡鹿半島の東南東約 130km 付近）の 深さ約 24km（暫定値）でモーメントマグニチュード(Mw) 9.0（暫定値）の地震が発生した。[1)] この地震により人命，資産およびライフライン等の社会基盤に対する被害が数多く報告された。

補強土（テールアルメ）壁工法は，広域に亘る東北・関東地区に多くの施工実績があり，強震度が観測された施工済現場について現地調査（一次調査）を実施した。

なお、今回の調査は、東北地方太平洋沖地震を対象としており 3 月 12 日、3 月 15 日に長野地区、静岡地区で発生した誘発地震の被害地を除外している。また、本地震においては 交通手段、立ち入り規制等により全ての調査対象に対して実施を完了していない。

本書は，地震概要を整理すると共に，テールアルメ工法の調査概要ならびに現在での調査結果について報告するものである。

2．地震概要

今回の地震では表-2 に示す範囲で最大震度 6 以上が観測された。 西北西-東南東方向に圧力軸を持つ逆断層型、太平洋プレートと北アメリカプレート境界域（日本海溝付近）における海溝型地震である。 また、地震によって日本のほか太平洋沿岸各国に到達する津波が発生し、1896 年（明治 29 年）の明治三陸地震を上回る最大遡上高 40.5m（岩手県宮古市）を記録した[2)]。ほかに、地すべり、液状化現象、地盤沈下などを引き起こした。

本地震に対し，気象庁は「平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震」と命名した。

本震発生後1ヶ月間で震度4以上を観測した余震は，100 回を超え，調査対象としている震度5強以上の少なくとも 10 回観測している。本震と主な余震の履歴の整理を表-1[3)]に示す。

表－1 地震発生履歴と震度の整理 [3)]

NO	年月日	発生時刻	マグニチュードM	最大震度	震源地		
					北緯	東経	深さ(km)
本震	2011/3/11	14:46	9.0	7	38 度 00 分	142 度 52 分	10
2		15:06	7.0	5弱	38 度 00 分	142 度 52 分	10
3		15:15	7.4	6弱	38 度 00 分	142 度 52 分	80
4		16:29	6.6	5強	39 度 00 分	142 度 48 分	0
5		17:41	5.8	5強	37 度 30 分	141 度 18 分	30
6	2011/3/12	3:59	6.6	6強	37 度 00 分	138 度 36 分	10
7	2011/4/7	23:32	7.4	6強	38 度 12 分	142 度 00 分	40
8	2011/4/11	17:16	7.1	6弱	36 度 54 分	140 度 42 分	10
9	2011/4/12	14:07	6.3	6弱	37 度 00 分	140 度 42 分	10

表－2 各地の震度 [3)]

	宮城県	岩手県	福島県	茨城県	栃木県
7	栗原市				
6強	涌谷町 登米市 大崎市 名取市 蔵王町 川崎町 山元町 仙台市宮城野区 塩竈市 東松島市 大衡村		白河市 須賀川市 二本松市 鏡石町 楢葉町 富岡町 大熊町 双葉町 浪江町 新地町	鉾田市 日立市 高萩市 小美玉市 那珂市 笠間市 筑西市 常陸大宮市	大田原市 宇都宮市 真岡市 市貝町 高根沢町
6弱	気仙沼市 南三陸町 白石市 角田市 岩沼市 大河原町 亘理町 仙台市青葉区 仙台市若林区 仙台市泉区 石巻市 松島町 利府町 大和町 富谷町	大船渡市 釜石市 滝沢村 矢巾町 花巻市 一関市 奥州市	郡山市 桑折町 国見町 川俣町 西郷村 中島村 矢吹町 棚倉町 玉川村 浅川町 小野町 田村市 伊達市 いわき市[注 1] 相馬市 広野町 川内村 飯舘村 南相馬市 猪苗代町	水戸市 北茨城市 ひたちなか市 茨城町 東海村 常陸太田市 土浦市 石岡市 取手市 つくば市 鹿嶋市 潮来市 美浦村 坂東市 稲敷市 かすみがうら市 行方市 桜川市 常総市 つくばみらい市 城里町	那須町 那須塩原市 芳賀町 那須烏山市 那珂川町

(3)地震動の大きさについて

本震で震度 5 以上を記録したデータを集計したものを表-3 に示す。

表-3 本震で大きな最大加速度を記録した強震度記録

2011/03/11 14:46 『東北地方太平洋沖地震』

観測点	経度(deg)	緯度(deg)	最大加速度(gal)	計測震度	震度階
築館	38.729	141.022	2933	-	7
塩竈	38.318	141.019	2019	-	6+
日立	36.592	140.645	1845	-	6-
仙台	38.266	140.929	1808	-	6-
鉾田	36.159	140.489	1762	-	6-
今市	36.726	139.715	1444	-	5+
白河	37.123	140.191	1425	-	6+
西郷	37.162	140.093	1335	-	6-
大宮	36.552	140.410	1312	-	6-
芳賀	36.548	140.075	1305	-	6-
茂木	36.545	140.174	1291	-	5+
広野	37.234	141.002	1240	-	6-
一関	38.933	141.117	1226	-	6-
岩瀬	36.370	140.140	1224	-	6+
山元	37.941	140.892	1137	-	6+
郡山	37.396	140.362	1110	-	6-
船引	37.436	140.567	1069	-	5+
御前山	36.557	140.301	1062	-	5+
佐倉	35.723	140.227	1054	-	5+
笠間	36.385	140.237	996	-	6+
牡鹿	38.305	141.504	939	-	6-
都路	37.470	140.723	914	-	6-
馬頭	36.734	140.178	908	-	6-
東和	38.735	141.311	870	-	5+
陸前高田	39.031	141.532	864	-	6+

※ 最大加速度は，3 成分合成値を示す。

※ 地震データは，K-NET，KIK-NET より引用した。

地震動の大きさについては，最大加速度の 3 成分合成値で『平成 20 年(2008 年)岩手宮城内陸地震』の 4022gal(一関)より小さい 2933gal(築館)を示している。今回の地震は S 波(横揺れ)が 2700gal と卓越する“プレート型地震動”で，『平成 20 年(2008 年)岩手宮城内陸地震』は，P 波(縦揺れ)が卓越する“直下型地震動”の特徴を示している。

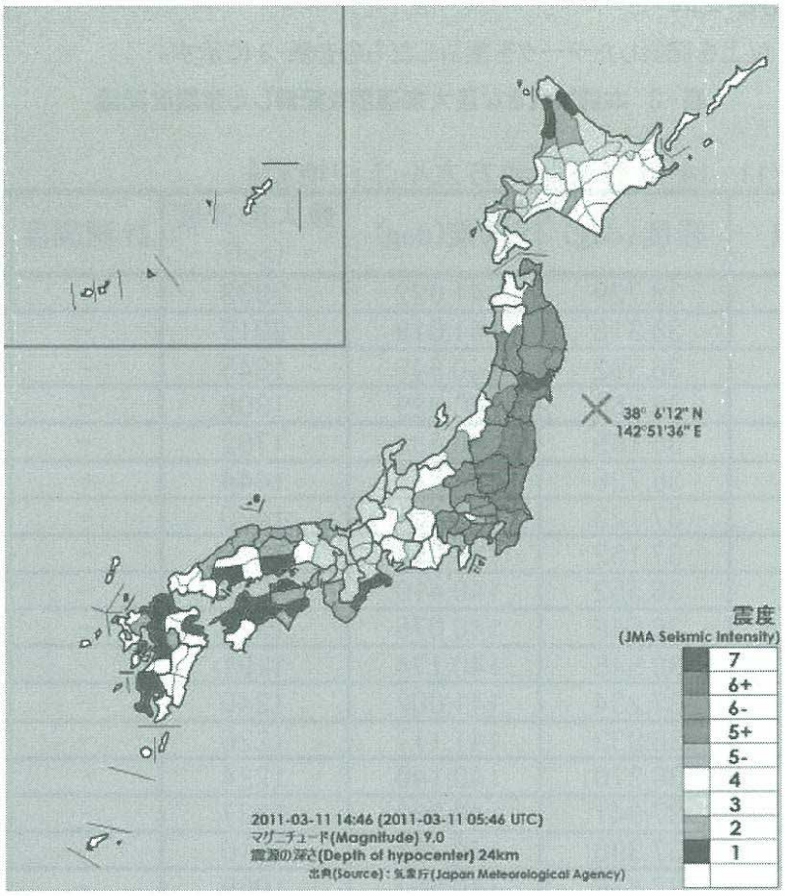


図-1　本震による日本各地の震度分布 [4)]

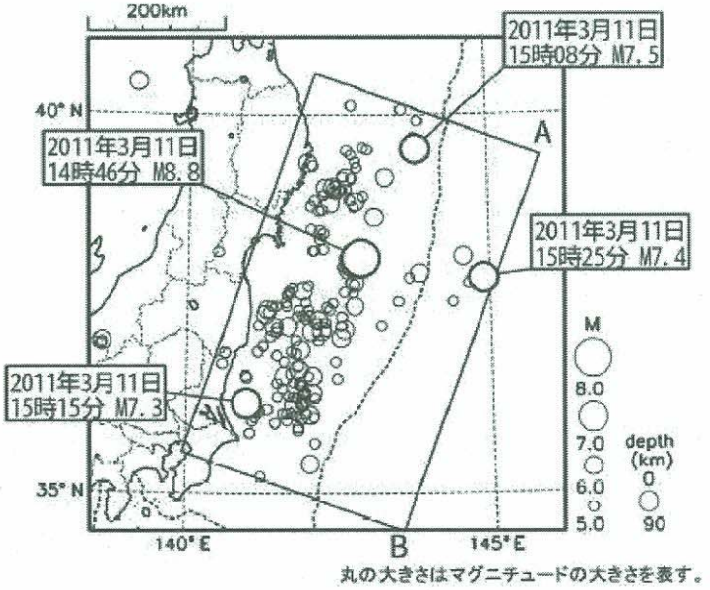


図-2　震央の分布 [1)]

3．調査概要

（1）調査の目的

調査の目的は，現地テールアルメの本体ならびに周辺の被災状況を把握し，追加調査の必要性の判断等，次の行動に向けた判断材料を得ることが最大の目的である。また調査結果は，調査後の被災構造物の安定性評価を検討する際の基礎資料に活用すると共に，補強土（テールアルメ）壁工法の耐震性能を評価するための研究にも活用する。

（2）調査概要

① 調査箇所

今回の調査における調査対象と調査率を表－4 に示す。

補強土（テールアルメ）壁工法は，東北・関東地方に多くの施工実績があり，日本テールアルメ協会の実施件数は，東北地区内と関東地区内とを合わせて 4,000 壁を越える。特に強震度が観測された地区では 2,540 壁あり，今回，交通規制の影響を受けず，立地が判明している 1,423 壁（東北：1,029，関東：394）について現地調査を実施した。

実施した調査壁数を県別に図－3 に示す。今回の地震規模が大きく，震度分布が広範囲で調査対象も広範囲の地域に渡っている。

表－4　調査件数および調査率

	実績	調査対象	調査壁数	調査率
青森	110	7	1	14
宮城	358	332	284	86
岩手	870	705	488	69
秋田	303	53	21	40
山形	249	55	36	65
福島	792	674	199	30
茨城	389	311	155	50
栃木	313	229	117	51
千葉	330	116	76	66
群馬	413	58	46	79
合計	4127	2540	1423	55

今回実施した調査において，製品別集計と断面形状について，表－5 に示す。
調査実施した 1,423 壁の約 40%は路肩タイプの断面形状で，土羽タイプは約 60%である。
また，表－6 に示すように，震源が太平洋沖であったため，震源から調査対象までの距離は，200kM を越えるものが多く見られる。

表－5 製品別集計と断面形状

調査対象の壁種別		壁数	断面形状	
			路肩	土羽
直壁	メタルスキン	8	5	3
	コンクリートスキン(18cm)	467	154	313
	コンクリートスキン(14cm)	656	278	378
	ミニテールアルメ	32	20	12
	スーパーテールアルメ	113	62	51
	カラーウォール	22	7	15
斜壁	テラトレール	100	29	71
	テラヴェール	25	3	22
合　計		1423	558	865

表－6 震源からの距離別件数集計

	震源からの距離(km)			
	～100	100～150	150～200	200～
青森	0	0	0	1
岩手	0	43	221	224
宮城	0	64	176	44
福島	0	0	28	171
秋田	0	0	0	21
山形	0	0	0	36
茨城	0	0	0	155
栃木	0	0	0	117
群馬	0	0	0	46
千葉	0	0	0	76

表－7 壁高別件数集計

	壁高(m)			
	0≦H＜5	5≦H＜10	10≦H＜15	15≦H
青森	0	0	1	0
岩手	96	297	84	11
宮城	106	150	26	2
福島	39	107	49	4
秋田	5	15	1	0
山形	9	19	8	0
茨城	31	102	22	0
栃木	21	83	11	2
群馬	4	36	6	0
千葉	35	37	4	0

表－8 壁体構造別件数集計

	盛土体の構造						
	単段	多段	架台	両面	水辺	長大法面	橋台
青森	1	0	0	0	0	0	0
岩手	346	25	27	68	16	6	25
宮城	249	0	4	34	1	0	18
福島	151	3	6	17	3	0	19
秋田	17	0	0	4	0	0	0
山形	36	0	1	0	0	0	0
茨城	131	1	7	15	0	0	1
栃木	95	3	0	17	0	1	1
群馬	38	0	3	5	0	0	0
千葉	63	5	0	8	0	0	0

② 調査日時

現場調査は，平成 23 年 3 月 14 日から 7 月 11 日にかけて実施した。

現地調査地図（東北・関東地区）



図-3　東北・関東地方における県別調査件数

(3)調査方法および評価方法

現地調査方法は，基本的に現地踏査による目視確認が主体で，図面ならびに被災台帳を携行し，現地状況を漏れなく記載するとともに写真撮影した。

表-9に被災度台帳，表-10に被災度応急判定表を示す。本資料は，「平成16年新潟県中越地震」後に，土木研究センター主催で「被災度評価および災害復旧に向けての基本方針等検討委員会（委員長：東京工業大学　太田秀樹教授）」を開催し，被災度の判定および復旧について検討したものである。

日本テールアルメ協会では自然災害発生時に現地調査を実施し，調査案件毎に状況を記録することにより，健全度の評価や応急対策の必要性の判断に役立てている。構造物の被災のレベルを調査者の主観によらず客観的に評価できるため，道路管理者等への説明資料としても利用している。

表-9 被災度台帳 [5)]

物件概要					
物件ID			工事名		
所在地（住所）			施設（路線）名		
東経・緯度	東経	北緯	施工年月	年　月～　年　月	
壁面材等			壁面積	㎡	
最高壁高	m		設計条件	γ　c　φ　kh	
上載盛土	m ～　m	勾配 1:	基礎地盤		
壁前面～路肩（水平距離）	m		基礎天端～路肩（鉛直距離）	m	
上部法面保護（含切土）	□ 植生 □ 法枠 □ アンカー □ コンクリート吹付け □ その他（　）				

	チェック項目	変状の有無	変状の状況
構造物全体の変状	1.盛土材の流出	□有 □無	①流出土砂の面積（　㎡），②流出土砂の平均厚さ（　m），①×②（　m3）
	2.地盤の変状	□有 □無	クラック（幅：　mm，長さ：　m，　個所）隆起（高さ：　mm，長さ：　m，　個所）
	3.すべり	□有 □無	a）兆候のみ，b）部分的で1個所，c）部分的で複数（　）箇所，d）全体
	4.沈下，支持力，滑動	□有 □無	a)沈下（　mm），b)局部的な沈下（　mm），c)沈下を伴う傾斜，d)水平移動（　mm）
壁面	5.壁面の傾斜	□有 □無	a）壁高の3%または300 mm以内，b）壁高の3%～20%，c）壁高の20%以上
	6.壁面のはらみor折れ	□有 □無	a）はらみ量（　mm），b）折れ角（　°）
	7.壁面からの排水	□有 □無	a）水跡有り，b）染み出し，c）湧き出し，天候（　），雨後（　日）
壁面材	8.壁面材の脱落	□有 □無	a）1枚，b）2～5枚，c）6～10枚，d）11～20枚，e)21枚～，（　枚）
	9.壁面材の損壊	□有 □無	a）1枚，b）2～5枚，c）6～10枚，d）11～20枚，e)21枚～，（　枚）
	10.目地の開き・段差・ズレ	□有 □無	開き：（　mm），（　枚）段差：（　mm），（　枚）ズレ：（　mm），（　枚）
	11.壁面材全長にクラック	□有 □無	a)0.2mm以下（　）枚，b)0.2～1mm（　）枚，c)1～2mm（　）枚，d)2mm～（　）枚
	12.角欠け，局部クラック	□有 □無	角欠け：（　枚）局部クラック：（　枚）
基礎フーチング	13.滑動，転倒	□有 □無	a）兆候のみ，b）部分的で1個所，c）部分的で複数（　）箇所，d）全体
	14.クラック	□有 □無	a)0.2mm以下（　）個所，b)0.2～1mm（　），c)1～2mm（　），d)2mm～（　）
	15.支持力不足による変状	□有 □無	a）兆候のみ，b）部分的で1個所，c）部分的で複数（　）箇所，d）全体
	16.目地の開き	□有 □無	a)5mm以下（　）個所，b)5～20mm（　），c)20～50mm（　），d)50mm～（　）
付帯構造物	17.笠コンの変状	□有 □無	概要（　），変状の最大値（　mm），（　）個所
	18.防護柵基礎の変状	□有 □無	概要（　），変状の最大値（　mm），（　）個所
	19.布基礎の露出	□有 □無	a）洗掘のみ，b）洗掘され基礎が露出，c）基礎下まで洗掘し盛土材が流失
	20.排水施設の変状	□有 □無	a)排水溝（・天端，・前面）の機能不全（・見込み，・不全），c)排出管の機能不全有り
周辺の状況	21.路面のクラック，段差	□有 □無	幅（　）mm，段差（　）mm，長さ（　）m，（　）個所
	22.隣接物との目地の開き	□有 □無	左側：構造物（　），開き（　mm），右側：（　），開き（　mm）
	23.隣接構造物との段差	□有 □無	左側：段差（　mm），右側：没差（　mm）
	24.隣接構造物の損傷	□有 □無	概要：
	25.上載盛土の損壊	□有 □無	概要：
	26.周辺地山の崩壊	□有 □無	概要：
	27.周辺水路の機能不全	□有 □無	概要：
地形等	28.集水（沢）地形，沢留め	□有 □無	概要：
	29.壁面の地山が急峻（1:0.5より）	□有 □無	（1:　，%，°，分）
	30.周辺に民家等がある	□有 □無	□壁前，□壁上，□その他（　）：（　）が有り

災害概要					
災害名称					
災害種別	・地震　・降雨　・その他（　）				
地震	マグニチュード		震源からの距離	km	震度階級
降雨	最大時間雨量　mm		最大日雨量	mm	総雨量　mm
その他					
【スケッチ・写真・図】					
【コメント・総評】					

表-10 被災度応急判定表 [5)]

被災度応急判定表 （補強土(テールアルメ)壁工法）

危険度	損傷ランク	使用条件【応急時】	壁面材【壁面部材自体の損傷】			壁面材の目地開き，段差【隣接する壁面材間の鉛直および水平目地の開き・ずれ】		土砂の流出【目地等からの土砂流出の有無】		壁面の鉛直度【壁下端と上端を結んだ線の鉛直度】		はらみみ出し【壁下端と上端を結んだ線に対し壁面が撓んだ状態】			基礎フーチングの変位	
			被災台帳関連項目	8,9,11,12	評価	10	評価	1	評価	5	評価	6		評価	13,14,15,16	評価
赤	Ⅵ	使用不可・立ち入り禁止	壁面材が脱落もしくは破壊による鉄筋露出	広範囲で盛土崩壊伴う		－		壁背面に空洞を生じる土砂が大量（1個所当たり1.0m3以上）に流出		壁高の20%以上		壁高の20%以上			転倒・滑動による破壊	
黄	Ⅴ	応急対策，観測，使用制限等の単独又は併用により使用可	壁面材が脱落もしくは破壊による鉄筋露出	広範囲		－		壁前面への土砂流出が1箇所当たり1.0m3未満,かつその範囲が広範囲		－		－			段差目違い，クラック等の発生 ※今後の擁壁基準参考	
	Ⅳ		壁面材が脱落もしくは破壊による鉄筋露出	部分的		－		壁前面への土砂流出が1箇所当たり1.0m3未満,かつその範囲が部分的		－		－				
	Ⅲ	経過観測により使用可	角欠け・クラック等	広範囲		施工許容値以上の目地開きが壁面全体にわたる		土砂流出なし		－		あり	広範囲に大きく孕む（平坦性が確保されない）			
青	Ⅱ	無条件あるいは経過観測により使用可	角欠け・クラック等	部分的		施工許容値以上の目地開きが部分的に生じる		土砂流出なし		－		あり	部分的に大きく孕む（平坦性が確保）			
	Ⅰ		なし	なし		目地開き施工許容値以下（ずれ±10mm）		土砂流出なし		壁高の3%もしくは30cm以内		あり	多少の孕み出し		なし	

【損傷ランクについて】

Ⅵ：完全に崩壊または大変形し，構造物としての機能を有していない。
Ⅴ：比較的に大きな変形・損傷をしたが，構造物としての機能は当面維持可能。
Ⅳ：部分的に変形・損傷し安定性は損なわれたが，構造物としての機能は当面可能
Ⅲ：全体が変形したが，構造物の安定性に大きく影響しない。
Ⅱ：部分的に変形・損傷したが，構造物の安定性に大きく影響しない。
Ⅰ：変形・損傷なし。

【使用条件について】

・使用条件は，飽くまでも応急判定時におけるもので，恒久判定ではこの限りではない。
・恒久判定は，その後の観測・調査等の結果や重要度，ライフサイクルコスト等を加味した上で決定すること。

周辺構造物等の状況,他

総合評価	経過観察の必要性の有無等

注1）本判定表は，被災直後の応急判定用のものであり，恒久的な判定を想定したものではない。
注2）本判定表は，テールアルメのみを対象としたものであり，その周辺，上部の施設（道路等）については，本表の評価を加味した上で，総合的に評価すること。

補強土（テールアルメ）壁工法と多数アンカー式補強土壁工法を対象に協議された「被災度評価および災害復旧に向けての基本方針等検討委員会（財団法人土木研究センター報告）」にて作成。

4. 調査結果

（1） 調査結果集計（総調査壁数＝1, 423 壁）

被災度応急判定表をもとに集計した調査結果を表-11 ならびに図－4 に示す。

表-11 調査結果集計

危険度	損傷ランク	状態	青森	宮城	岩手	福島	秋田	山形	茨城	栃木	群馬	千葉
赤	Ⅵ	完全に崩壊または大変形し，構造物としての機能を有していない	-	1	2	-	-	-	-	1	-	-
	Ⅴ	比較的に大きな変形・損傷をしたが，構造物としての機能は当面維持可能	-	4	-	1	-	-	-	-	-	-
	Ⅳ	部分的に変形・損傷し安定性は損なわれたが，構造物としての機能は当面可能	-	-	5	2	-	-	-	-	1	1
	Ⅲ	全体が変形したが，構造物の安定性に大きく影響しない	-	1	3	-	-	-	1	-	-	-
黄	Ⅱ	部分的に変形・損傷したが，構造物の安定性に大きく影響しない	-	23	26	12	-	-	17	11	-	6
青	Ⅰ	変形・損傷なし	1	255	452	184	21	36	137	105	45	69

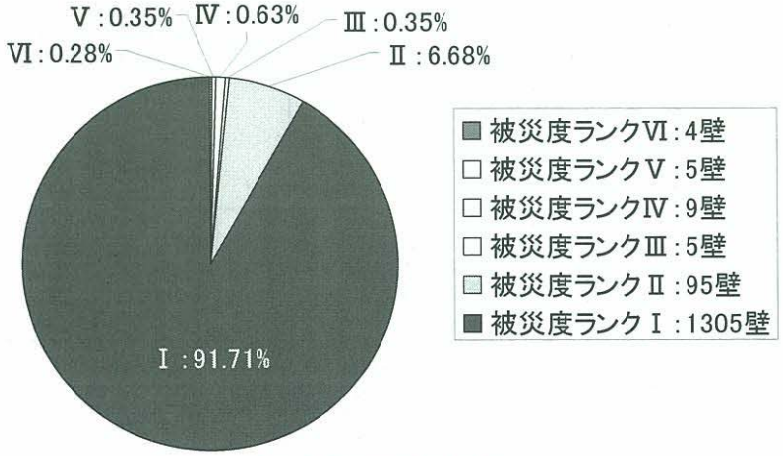


図-4 調査結果集計

被災度ランクと震度の関係（東北・関東地区）

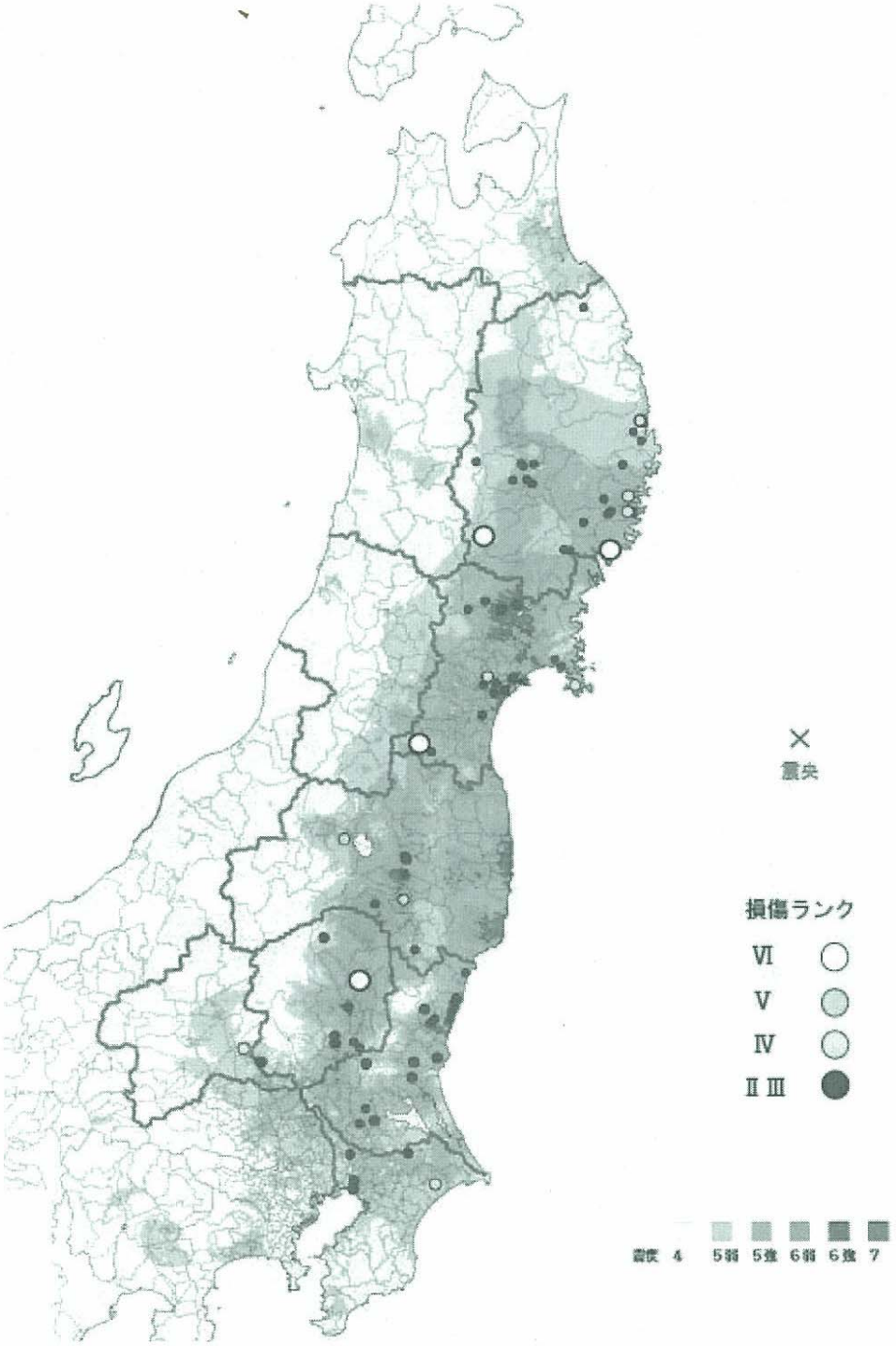


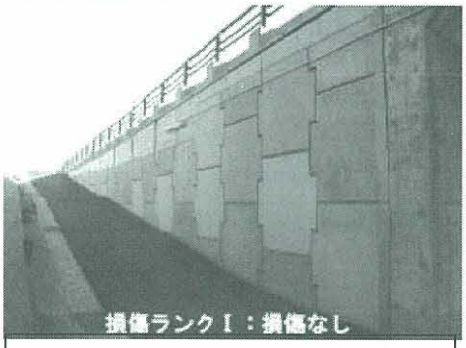
図-5 震度と損傷ランク別のマッピング

今回の調査においては，全ての調査箇所 1,423 壁において，危険度が「青」の「変状や損傷が軽微もしくは無い」と判断される損傷ランクⅠ又はⅡが 1,400 壁(98.4%)であった。
また，危険度が「赤」の「損傷が著しく，機能を有していない」と判断される損傷ランクⅥは 4 壁(0.28%)であった。

今回の地震において，道路舗装面のクラック，目地の開き等の周辺への影響は，損傷ランクが比較的高いもので確認された。

（２） 調査対象および調査状況（抜粋）

①強震度(6 強～7)観測地区の状況



・特に損傷なし
・防護柵基礎後傾(軽微)



・特に損傷なし
・防護柵基礎後傾(軽微)



・特に損傷なし



・特に損傷なし



【原因の推定】・盛土の圧縮沈下に伴う剛性防護柵の後傾
・目地部における応力集中によるせん断クラック

②地震に起因する強被害度（損傷ランクⅤ・Ⅵ）の状況

＜損傷ランクⅥ＞





【原因の推定】・盛土材料不良（スレーキング材料）
・排水不良（表面水，地下水）⇒旧盛土沢部

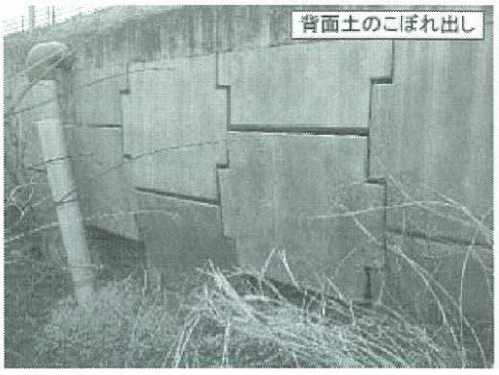




【原因の推定】・基礎地盤不良および背面地盤不良（ローム層）
・長期的な横揺れ（繰返し振動）による底面摩擦抵抗力の低下

＜損傷ランクⅤ＞





【原因の推定】・盛土材料不良（スレーキング材料）
・排水設備の機能不全による盛土内への雨水の流入





【原因の推定】・周辺地山の地すべり影響
・路肩崩壊による応力集中

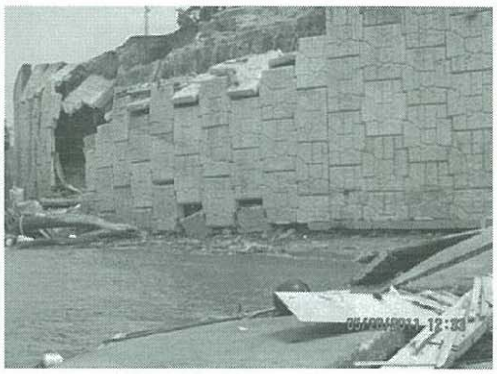




【原因の推定】・融雪による地表面から盛土内への雨水の流入

③津波に起因する損傷状況





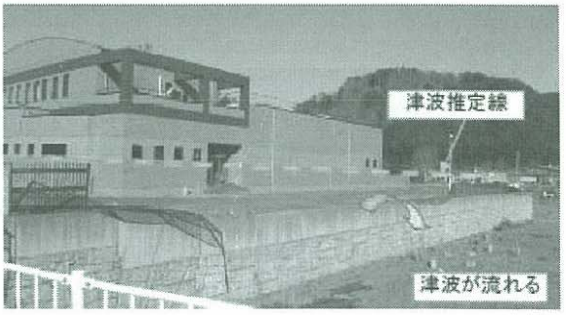
【原因の推定】・津波による壁面材の脱落と基礎の洗掘
・堤防の破壊による開口部からの盛土材の流出





【原因の推定】・津波による路肩部と背面盛土の部分洗掘⇒壁面端部損傷





【原因の推定】・津波の引き波による背面盛土の部分洗掘⇒壁面損傷なし





・特に損傷なし





・特に損傷なし



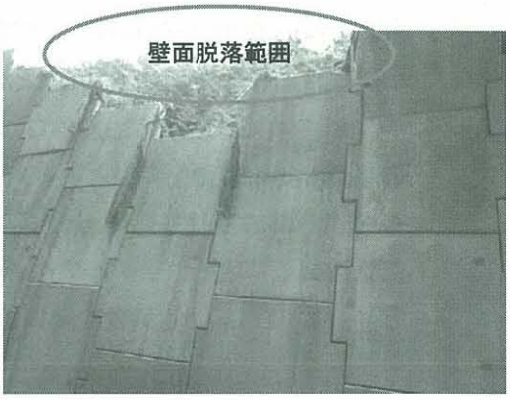


・特に損傷なし

④震災誘因の被災事例（他の主因変状現場が震災により変状被害が進行したもの）

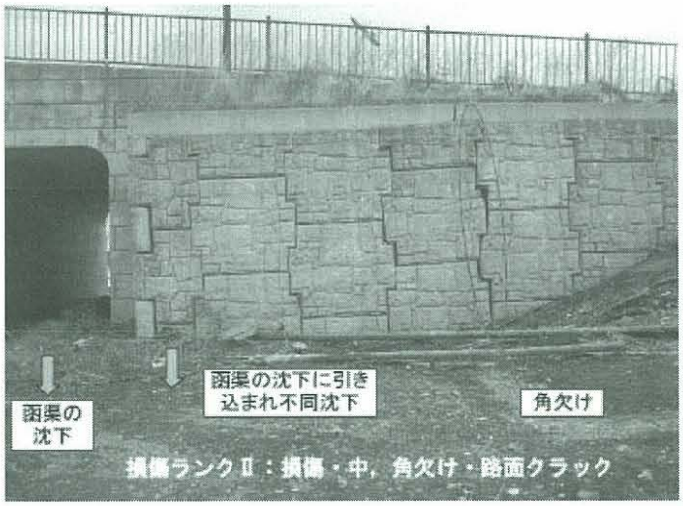
④-1 凍上





【原因の推定】・融雪による未舗装道路面から盛土内への雨水の流入
・積雪寒冷地と盛土材料不良による凍上現象による被害
・地震（岩手宮城・東日本大震災）による被害の拡大

④-2 不等沈下



【原因の推定】・護岸工の移動による周辺地盤の不同沈下
・軟弱地盤

（３） 総括

日本国内にテールアルメ工法が導入されて約 40 年間，数多くの大規模地震に見舞われてきた。 こうした度重なる地震を被災しながら，数多くの耐震実績が示すとおり，極めて耐震性に優れた工法であることが実証されている。

しかしながら，今回の地震はこれまでの直下型内陸地震とは全く異なるもので，横揺れの卓越した地震動を特徴とするプレート型海溝地震であった。 この様な地震動に対しても，ごく一部の壁体を除き，ほとんどのテールアルメ壁において直接的に安定性を損なう変状は無く，補強土（テールアルメ）壁工法は「平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震」においても高い耐震性を発揮したと考えられる。

以　上

【参考資料】
1）気象庁報道発表資料 「平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震」について （第 15 報）
平成 23 年 3 月 13 日
2）全国津波合同調査グループ 「東北地方太平洋沖地震津波に関する合同調査報告会」
2011 年 7 月 16 日
3）気象庁報道発表資料 「平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震」により
各地で観測された震度について 平成 23 年 3 月 30 日
4）気象庁 「平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震」 M9.0 での震度の分布図
5）土木研究センター「被災度評価および災害復旧に向けての基本方針等検討委員会」報告書

3．第10回技術報告会記念講演

地盤力学進展の70年－災害，地域土の視点から－

三浦　清一

（北海道大学大学院 教授）

１．はじめに

2011年3月11日14時46分頃，東北を中心とする東日本に未曾有の被害を誘発した大地震が発生した．2011年東北地方太平洋沖地震（M=9.0，東日本大震災）である．本震の規模も凄まじいものであったが，引続く余震の規模・頻度・期間も今までの地震を遙かに上回るものである．津波被害とともに，地盤の崩壊・劣化に伴う地すべり・構造物の破壊などについて，未だ被災の規模・範囲等が定量化に至らならない状況であり，被害は現在も進行中といってもよい．関東地区の大規模液状化被害のみならず，地盤崩壊の巨大化とともに，地盤工学分野においても新たな破壊形式が具現化している様子を窺い知ることが出来る．

降雨，地震・津波，凍上・凍結などの様々な自然外力により大規模化・多様化してくる地盤災害を地盤力学理論の範疇でどの程度解釈できてきたのか，また実践で活用する際に今後必要とされる研究について，以下概観する．

２．地盤力学の発展史

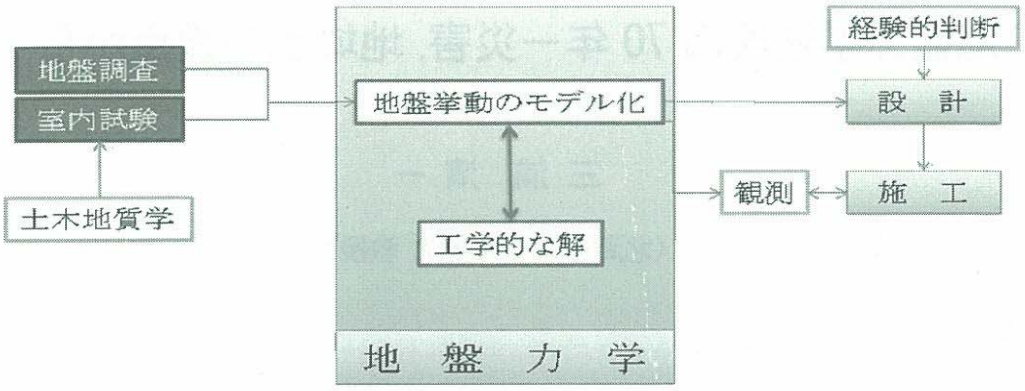
2.1　古典地盤力学

地盤力学は，従来から土木工学における重要な基礎科目と見なされているが，一般に馴染み難い分野とされている．これは，土の性質が複雑な上，地盤の性状が場所的に均一ではない場合が多いためである．単一な法則のみでは，多様な荷重下の挙動を十分に説明しがたく，経験的な知見や情報に頼る面が少なくないという事情も反映している．

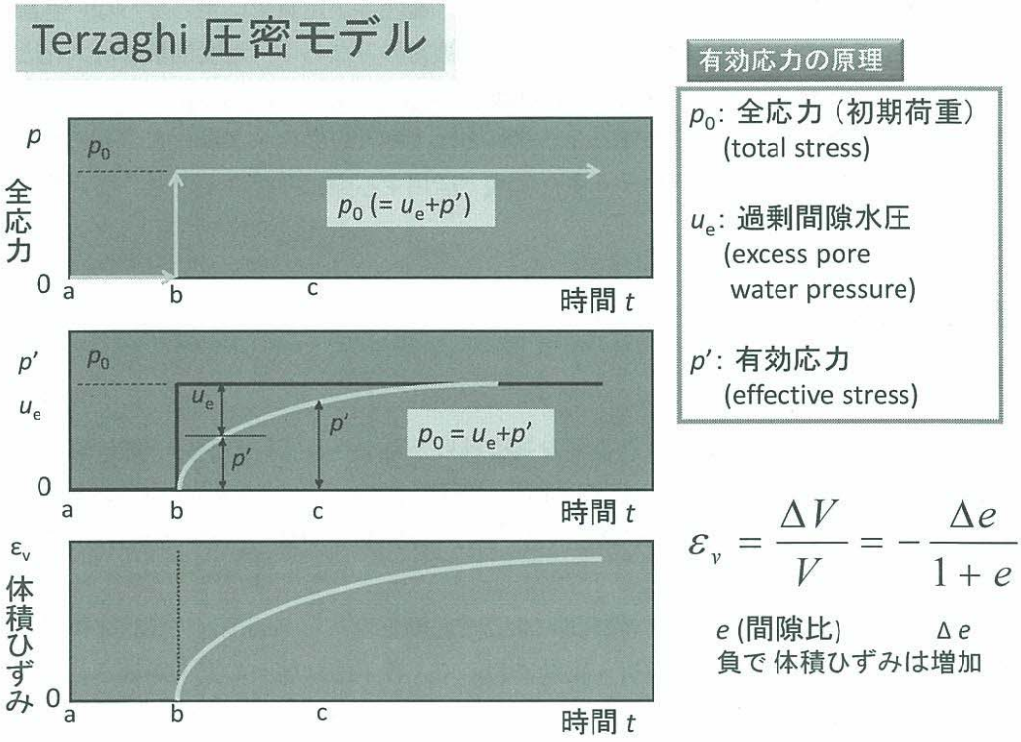
古典的な土の力学の源流は，Coulombの摩擦則によるせん断強度式とRankineの塑性平衡条件下における応力解析法にある．土圧，斜面，基礎等の解析・設計において，各手法に種々の工夫が施されながら，現在も実務で活用されているのは周知の通りである．地下水流動に関しては，Darcy原理に基づく透水解析法が地盤中の水の浸透問題を解く際の基本的な方策とされている．さらに，Proctorが見出した「締固めの原理」（最大の締固め密度を生むような含水状態が存在すること（最適含水比の存在））は，理論的な裏付けを得るには未だ至っていないが，堤防，盛土，高フィルダム等の土構造物の設計・施工に必須の基本情報となっている．ここで古典的と称している地盤力学は，Darcy法則やProctor原理等を取り込みながら，土が保有する粒子論的な意味での基本的物性を吟味し，実務に貢献することを念頭に発達してきたと言えよう．図－1の地盤工学の実務におけるフローに示すように，調査解析を基本に設計・施工へ繋ぐ役割を充分意識していたことが伺える．

2.2　地盤力学の父　K.Terzaghiによる有効応力

地盤力学が近代的科学の一分野として認知されるようになったのは，1925年にKarl Terzaghi先生により発刊された「Erdbaumechanik」によるものとされている．世界の土木技術者を始め関係者に強い影響を与えたとされる．筆者は，この原著を精読した経験はないが，ほぼ70年前の1942年に執筆された「Theoretical Soil Mechanics」によって，学生時代の講義・ゼミを通じ，Terzaghi先生の世界に浸った．学部の専門講義の中でも，体系化されて20年ほどしかたっていない，土木工学の中では極めて若い，地盤力学理論に触れることができた．



図－１　地盤工学・基礎工学における実務フロー



図－２　Terzaghi の有効応力と圧密モデル

しかし，その力学構成は，土材料や地盤の応力-変形-強度特性を，提唱された「有効応力の原理」により一貫して論じている点に，当時強い関心と違和感を抱いて学生時代を過ごしたことが思い出される．

Terzaghi 先生の発想の原点は有効応力よりみた土の工学的性質の解明にあり，引続き力学構成の理論的構築を目指していた．土のような粒状体は，その構成粒子の大小によらず，外的作用応力 p_0 をその粒子間力（有効応力）p' と間隙圧の２つが支えるというアイデアである．もし，間隙が完全に満たされている飽和状態であれば，後者は間隙水圧 u_e となり，中立応力として存在することになるというものである．

$$p_0 = u_e + p' \cdots \quad (1)$$

載荷がなされている間，上記の関係は，たとえば図－２のような応力－変形挙動を支配することになる．

このような考えのもと，Terzaghi 先生は Darcy 法則を援用して、地盤の圧密変形に関する次のような方程式（2 次元）の導出に成功した．

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = Cv\frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad \cdots \quad (2)$$

ここに，Cv：圧密係数，t：載荷時間，z：深さ

一方，地盤強度に関しては，Coulomb の破壊規準を尊重し，次のような有効応力表示式を提示している．

$$\frac{\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}}{2} = c'\cos\phi' + \frac{\sigma'_{1f} + \sigma'_{3f}}{2}\sin\phi' \cdots (3)$$

ここに，σ_{1f}'，σ_{3f}'：破壊時の有効最大主応力，破壊時の有効最小主応力，c'：有効応力による粘着力，ϕ'：有効応力による内部摩擦角

一方，Terzaghi 先生の発刊約 40 年前になるが，土材料がせん断を受けると，せん断の進行に伴ってみられる体積変化現象が無視できないことを，Reynolds は Dilatancy（ダイレイタンシー）現象として初めて見出していた．同じ土材料が同じせん断を受ける場合でも，体積が減少したり（初期にゆるい状態），増加する（初期に密な状態）場合があり，その詰まり具合によってはせん断特性が「多面的に変化する」ことが示されていくことになる．いわゆる連続体に対するアプローチでは理解できない，土のような粒状体特有のせん断挙動である．

このような典型的な不連続体（粒子集合体）の力学特性を，客観的に精確に把握するための室内試験装置の高度化研究が進んだ．特に Skempton や Bishop，Henkel などを中心とする英国 Imperial College グループによる三軸試験機の開発研究は，この分野のパイオニア研究として注目を浴びた．その後，土要素の応力や変形の測定ばかりではなく，試験中の間隙圧や体積変化を精確に自動測定可能な平面ひずみ試験機，三主応力制御型試験機，中空ねじりせん断試験機，単純せん断試験機等が次々と開発され，「有効応力の原理」による土の多様なせん断特性の記述が地盤力学にとって不動の地位を築いていくことになる．

応力－ひずみ－強度－体積変化現象解明のためのこれらの広範な実験的研究とともに，その定式化研究へと進んで行った（構成式研究の展開）．Hvorslev らの正規・過圧密粘土を対象とした研究や Schofield らの粘土や砂のような材料についての構成式化を目指した研究を中心に，一般的な土材料の圧密・せん断による変形－強度特性を合理的に説明する構成方程式の開発研究が国際的にも盛んになっていった．我が国でも，多数の研究論文が競って発表され，特に若い多くの研究者が学会で激しい議論をしていたことが思い出される．たとえば，1970 年代ころから，土木学会年次学術講演会第Ⅲ部門の発表でも，せん断や圧縮，動的性質などのセッションにおいて構成式がらみの発表が主体的となり，地盤工学の研究発表会場とはとても感じられない雰囲気を醸し出していたものである．

そのような状況から，多様なせん断条件下にある多種の土材料の優れた構成式が次々と提案されてきた．地盤材料に関する構成式の発展は，当然のように数値解析手法の高度化を強く促し，技術者・研究者にとって地盤の変形や破壊挙動予測をするうえで，欠かせないツールとなっていることは周知の通りである．

ところで，筆者の学生の頃，有効応力式に違和感をおぼえていたと上述したが，それはこの量が「概念量」であって，直接計測・観測されるものではなく，間隙圧と全応力を知って初めて求まるいわゆる「間接量」であることによるものであった．特に不飽和状態にある地盤では間隙空気圧も併存するため議論が極めて複雑・混乱化したためである．近年は，当研究室においても，種々の不飽和土の間隙空気圧も間隙水圧とほぼ同じような精度で計測できるようになり[1)2)]，遅ればせながら，若い頃の疑問がひとつ消えたことに安堵している．

Terzaghi 型地盤力学は，今日多くの地盤工学問題に活用されているが，実務におけるその一般的な役割は，図－1 のように位置づけられる．すなわち，地盤調査・室内試験などの結果を（土木）地質学の情報をも踏まえて取り纏め，そこから地盤の性質をモデル化し，工学的な解を導くことである．引続き，設計・施工へと進ん

表－１　1964 年新潟地震以降の我が国の大規模地震と地盤被災

近年の地震記録例　（顕著な液状化・土砂災害等、日本）

日　時	地 震 名	M
1964.06.16	新　潟	7.5
1968.05.16	十 勝 沖	7.9
1973.06.17	根室半島沖	7.4
1978.01.14	伊豆大島近海	7.0
1978.06.12	宮城県沖	7.4
1983.05.26	日本海中部	7.7
1993.01.15	釧 路 沖	7.8
1993.07.12	北海道南西沖	7.8
1994.10.04	北海道東方沖	8.2
1994.12.28	三陸はるか沖	7.6
1995.01.17	兵庫県南部	7.3

日　時	地 震 名	M
2000.10.06	鳥取県西部	7.3
2001.03.24	芸　予	6.7
2003.05.26	三 陸 南	7.1
2003.07.26	宮城県北部	6.4
2003.09.26	2003十勝沖	8.0
2004.10.23	新潟県中越	6.8
2005.03.20	福岡県西方沖	7.0
2007.03.25	能登半島	6.9
2007.07.16	新潟県中越沖	6.8
2008.06.14	岩手・宮城内陸	7.2
2011.03.11	東北地方太平洋沖	9.0

1964 新潟地震以降
東北域で45%の出現　(10/22)
北海道域で27%の出現(6/22)

でいくのであるが，モデル化（単純化）過程で実際の土挙動を反映できない可能性も多く孕んでいる．最近は，「観測」による修正を施しながら，また経験豊富な技術者による判断を交えて，実際の問題解決を図っていくという手法が妥当であるとされている．実務レベルでは，このプロセスが極めて重要な地位を占めているのが現状であり，現在の地盤力学理論の枠組みだけでは説明に至らない事象が多いことを，以下，我が国のいくつかの被災事例で述べたい．

３．地震・豪雨・洪水等による最近の地盤災害

3.1　地震による地盤被害

表－１は，我が国の近年の大規模な地震被害，特に地盤液状化や斜面崩壊等を誘発した大地震をとりまとめたものである．ここでは，1964 年の新潟地震からリストアップしているが，その理由は近代的な地盤力学アプローチで調査・解析が行われたのがこの地震からであるとの認識に基づいている．当然のように，1923 年関東大震災や 1948 年福井地震などでも顕著な液状化や地盤流動破壊などが誘発されたとされているが，このような形式での調査・分析が行われてなかったとの理由である．

新潟地震については，我が国の地盤動力学研究者・技術者や海外の研究者の研究活動が活発になされている．特に米国 California 大学 Seed 教授を中心とする研究グループの卓越した研究は注目される．動態時の地盤挙動を再現する極めて簡単の試験法である繰返し三軸試験法を開発し，見事に液状化現象を再現したものである．動的繰返し載荷による間隙水圧の上昇すなわち有効応力の低減による砂地盤の軟化，さらに液状化発生条件は有効応力の消滅によって定義できることを，「有効応力の基本原理」に従って明快に説明している．同年に発生したアラスカ地震でもたらされた地盤崩壊の再現とともに彼らの研究手法は高く評価される．

表に示された地震ではそれぞれの発生機構に違いはあるが，日本列島を襲う地震の発生頻度は近年極めて高く，特に東日本域では新潟地震以降 70%を超える割合になっていることが注目される．最終的なデータの総括は出来ていないが，今回の東北地方太平洋沖地震において関東地方でみられる極めて広範な液状化の被害，また 2008 年岩手・宮城地震の大規模土砂崩壊など，破壊の巨大化・多様化が進んでおり，地盤の災害問題は確実に進化・深刻化していることを物語っている．

なお，地震動による地盤の有効応力低下現象は，せん断応力が卓越するよりは主応力の回転が支配的になる波浪場のような条件でも同様に発生する[3)4)5)]など，繰返し荷重をうける沿岸域地盤等の安定問題において考慮すべき新たな事項になっている．

3.2 降雨等による被災と地盤の特徴

最近，低気圧や台風がもたらす豪雨や洪水も，大規模な地盤崩壊を導いている．世界でも有数の造山帯にある日本列島では，特に，脆弱な地質と急峻な地形に起因する豪雨災害が頻発しやすい．たとえば，2009 年 7 月山口県防府地区を中心に，豪雨による大規模な土砂災害が発生し，17 名に及ぶ死者を誘発するなど過去に例を見ない人的被害の他，住家・社会基盤施設被害をもたらしたことは記憶に新しい．土石流が特別養護老人ホームを埋め尽くし，7 名の死者を出す大惨事になったことで，報道も大きく取り上げた．同年 8 月にも類似の被災が発生している．発達した熱帯低気圧が台風 9 号となり，九州地方から東北地方の広い範囲で大雨となった．特に兵庫県佐用郡佐用町佐用では，1 時間 89.0 ミリを観測するなど猛烈な降雨となった．このゲリラ豪雨により，洪水災害，斜面崩壊・土石流・がけ崩れなどの土砂災害が発生し，人，住家，公共施設等々に多大の被害がもたらされた．

2009 年 7 月の豪雨で特に甚大な被災を誘発した地盤は，主に広島型花崗岩類からなっており，比較的深層部まで風化によりまさ化して分布し，粘性が乏しくかつ水により流動しやすい，いわゆる「まさ土」と称される代表的な日本の特殊な土（風化残積土）である．ほぼ 10 年前の 1999 年広島豪雨災害でも大規模な斜面崩壊を群発させたことが知られている．

風化残積土としての花崗岩分布域は北海道から九州まで広範囲に亘っているが，この地域を含む西日本地方は，特にまさ土の多い地域として知られている．地盤工学会災害緊急調査団の地盤災害発生機構の考察[6)]によれば，粒径区分上は砂や礫に分類される細粒分 10～20%を含むまさ土が土砂災害の広域化をもたらしたこと，さらにこのような崩壊はまさ土が保有する力学的・工学的特異性に起因することが最近の研究により明らかにされてきている．

まさ土以外にも，日本各地では，後述のような地域に特有の地盤が形成されている．それらは各種災害の誘発要因になったり，崩壊規模拡大の元凶になっている．地域特有の土の多くは難解なパーフォーマンスを示し，力学的な解釈や評価が通常の土と同じ範疇（Terzaghi 型地盤力学）では議論できない場合がある．そのため従来地盤工学分野では，教科書的な地盤力学の手法では実務の設計や施工が困難なこのような土を特殊土と呼び，普通ではない土，あるいは問題のある土との意味合いで使われてきている．英訳としては “problematic soil” あるいは “unusual soil”，“special soil” などが慣用されてきている．

日本地盤工学会における特殊土の範疇は，地質学や土壌学上で採用される物差しよりもはるかに広く，地域や地名，粒子の色調，さらには形態名を用いるなど，様々な俗称が使われてきている．これらの分布や起源には強い地域的特殊性があるため，このような土を抱える地域では，実務において頻繁に遭遇する土でそれぞれ独自の対応を求められているところも少なくない．従って，それらの地域では，地盤工学的研究や設計・施工事例の蓄積も多く，特殊な土というよりは，むしろ当該地域では普通の土との認識が強いように考えられる．

一方，最近の大規模地震やゲリラ的異常降雨など，地盤や土材料にとっては教科書的ではない極めて特殊な荷重条件下に置かれていることも，特殊土を議論する場合，無視できないように思われる．つまり，外力条件や地形条件，あるいは堆積条件によっては，通常の砂や粘土のような挙動をする土が特殊な力学材料としての考察を必要とするようなケースも増えてきている．さらに，社会が要求する性能レベルが高度化・緻密化し，極めて厳しい遮水性の要求や積雪寒冷地のような凍結融解履歴による劣化阻止に係わる耐久性を求められる場面もある．通常の土や材料土であっても，特殊な考察や特殊な評価が必要になるケースも散見されるのである．この意味で，各地域に存在する従来型の特殊な土に加え，上記のような特殊な条件下にあるとみなした材料（いわゆる特殊土）についてさらなる研究を展開することが求められてきているといえよう．

以下では，日本各地に広く存在する特殊土，とくに火山灰質土や高有機質土について，被った土砂災害との関連で紹介し，特殊土の実態を概観する．

4．日本の特殊土地盤と被災事例

4.1　火山灰質地盤の力学特性

日本は世界有数の火山国・地震国である．特に環太平洋火山帯に属する日本列島には第四紀火山による爆発的な噴火によって，火山噴出物が大量に放出され，各地の地域土を形成している[7]．ここで，火山噴出物とはテフラ＝火砕物を指し，具体的には火山灰，軽石，スコリアなどの一次および二次堆積物である．これのうち風化などにより形成された細粒分含有率が50%以下のものを火山灰質粗粒土と呼び，火山灰質細粒土と区分して，火山灰土にかかわる試験法が解説されている[8]．火山灰土は日本に広く堆積していることから，特殊土というよりも汎用的な地盤土としての認識が必要であるといわれてきている．

粗粒あるいは細粒な火山灰質土の工学的性質は，その構成粒子の破砕性や，非塑性細粒分の取扱いなどで通常の砂質土や粘性土とは明らかに異なる評価軸をもとめられていることは，最近の一連の研究からも示されている[9]．

たとえば北海道では，60%にもおよぶ地域で様々な力学性状を有する火山灰質地盤がみられる．その代表的な噴出源域を図－３に示す．各堆積層の代表的な地層から採取した試料について室内三軸試験を行った結果の一部を図－４～６に示す．これらの結果から，砂のような砂質系粒状体と比較して，火山灰質粗粒土のいくつかの力学的特異性を指摘できる[10)11)12)]．

(1) 応力－ひずみ関係は，噴出源により著しく異なるものの，基本的には砂のような粒状体の枠組みとなる．しかし，破砕性の卓越する火山灰土（たとえば摩周降下火砕堆積物，NAKASHIBETSU M）では，応力－ひずみ－強度特性の有効拘束圧依存性は極めて顕著であり，それは無視できないせん断抵抗角の低減を導く（図－５参照）．明らかにCoulomb型破壊規準では説明できない現象になっている．また表－２に示すように，せん断に伴う変形の発生特性にも，噴出源の違いによる顕著な差が認められる．

(2) 排水・非排水条件の違いによらず，また載荷応力条件の違いによらず，せん断中有効平均主応力が増加する試験では，駒ヶ岳降下火砕堆積物（MORI）を除いて，構成粒子の破砕が顕著となる．もたらされる粒子の破砕は細粒分の増加量によって評価できる（図－６(a)，(b)参照）．

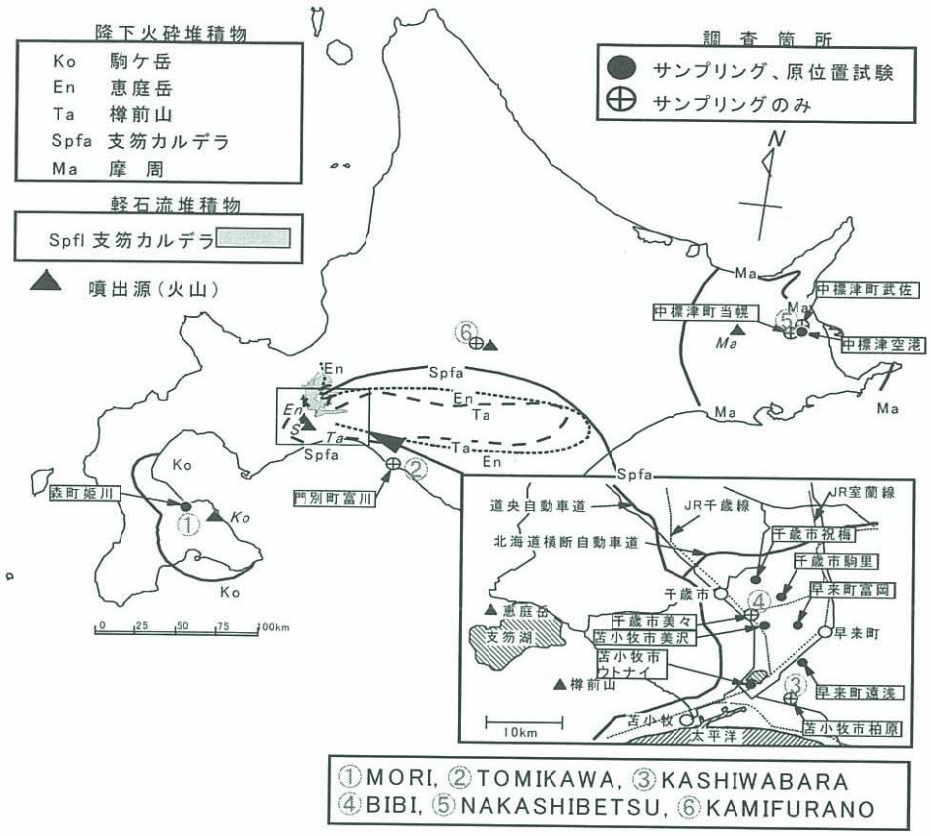
その他図示は省略しているが，次のような通常の土とは異なる力学挙動がみられる．

(3) 破砕の顕著な火山灰土では，特異なダイレイタンシー特性を示す．たとえば，脆弱な粒子からなる火山灰土では，排水条件下でのせん断において極めて激しい体積収縮傾向を示すが，非排水条件での有効応力経路はせん断の進行とともに破壊線に沿って着実に有効応力が減少するという，非常に緩い砂のそれに似た挙動を示す．

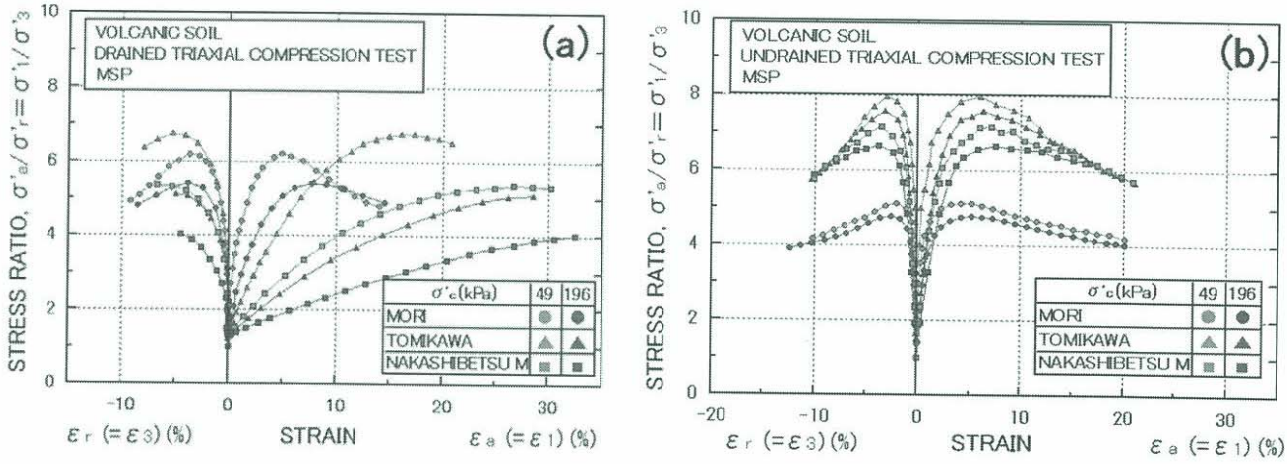
(4) 不攪乱供試体と再構成供試体の強度差は，通常の自然堆積砂地盤でみられるものよりはるかに大きい．このことは降下火山灰土の力学特性における粒子間接点での溶結作用ならびにセメンテーション効果の評価が非常に重要であることを示唆している．

(5) 降下生成物で構成されている火山灰地盤の力学特性には，構成粒子の破砕の有無や応力系の相違に関わらず著しい異方性がみられる．またこの異方性の特徴は，基本的に自然堆積砂地盤で認められているものと一致することから，力学特性の異方性は堆積時にもたらされる構成粒子の配列構造の異方性（生得的異方性）に基づくものであるとされている．

火山灰土における粒子破砕は無視できない内部摩擦角の低減を導いているのであるから，原位置試験とし



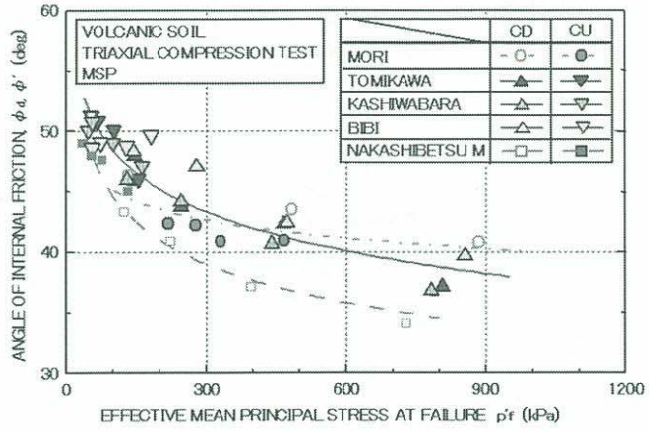
図－３　北海道に分布する代表的火山灰地盤



図－４　火山灰土の応力—ひずみ挙動
(a) 圧密排水三軸試験 (b) 圧密非排水三軸試験

て頻繁に用いられる動的貫入を伴う標準貫入試験においても，試験時に誘発される粒子破砕が標準貫入試験N値に無視できない影響を及ぼすものと推察される．以下に，ほぼ同じ地点で実施された標準貫入試験（SPT）やコーン貫入試験（CPT）結果に基づいて，その一例を示す．

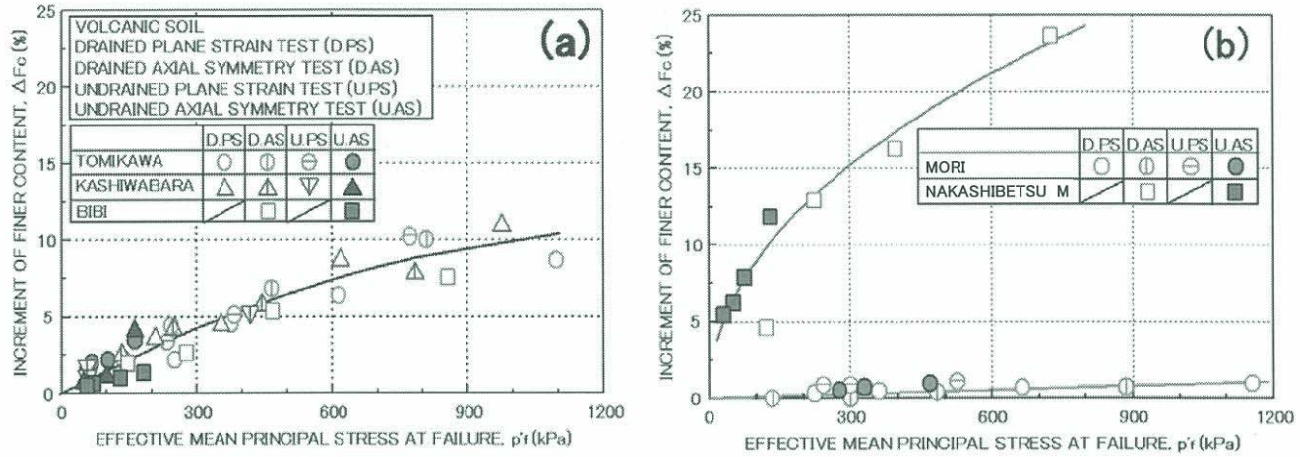
図－７(a)，(b)は，モールの応力円（等方圧密圧力σ_c'＝49～392kPa）によって求めた不撹乱火山灰土の排水(CD)，非排水(CU)せん断抵抗角ϕ_d，ϕ'とN値との関係を，降下火砕堆積物（二次堆積を含む）および軽石流堆積物に分け，砂質土やしらすにおいて提案されている関係と比較してみたものである．駒ヶ岳の



表－２　三軸圧縮条件におけるひずみの発生挙動比較

破壊時の主ひずみ比 $(-\varepsilon_3/\varepsilon_1)_f$				
SAMPLE NAME	σ'_c (kPa)			
	49	98	196	392
①MORI	0.68	0.45	0.47	0.41
②TOMIKAWA	0.30	0.25	0.17	0.14
③KASHIWABARA	0.27	0.22	0.17	—
④BIBI	0.36	0.29	0.24	0.19
⑤NAKASHIBETSU M	0.22	0.15	0.14	0.10

図－５　火山灰土におけるせん断抵抗角の有効応力依存性



図－６　圧密・せん断に伴う構成粒子の破砕：(a) 支笏・樽前系火山灰土 (b) 駒ヶ岳，摩周系火山灰土

Ko-d を除けば降下火砕堆積物と砂質土の ϕ_d，ϕ' －N 関係が良く一致することは興味深い．これは，破砕性火山灰土では大変形時にせん断強度に及ぼすセメンテーションの影響が小さくなることや，静的せん断試験と動的貫入試験の両者で粒子破砕の影響が現れた結果，非破砕性粒状体と同様の関係になったものと判断される．また Ko-d のみにおいて N 値が低くなっているのは，静的せん断では現れない粒子破砕が動的貫入時にもたらされるためであろうと推察している．

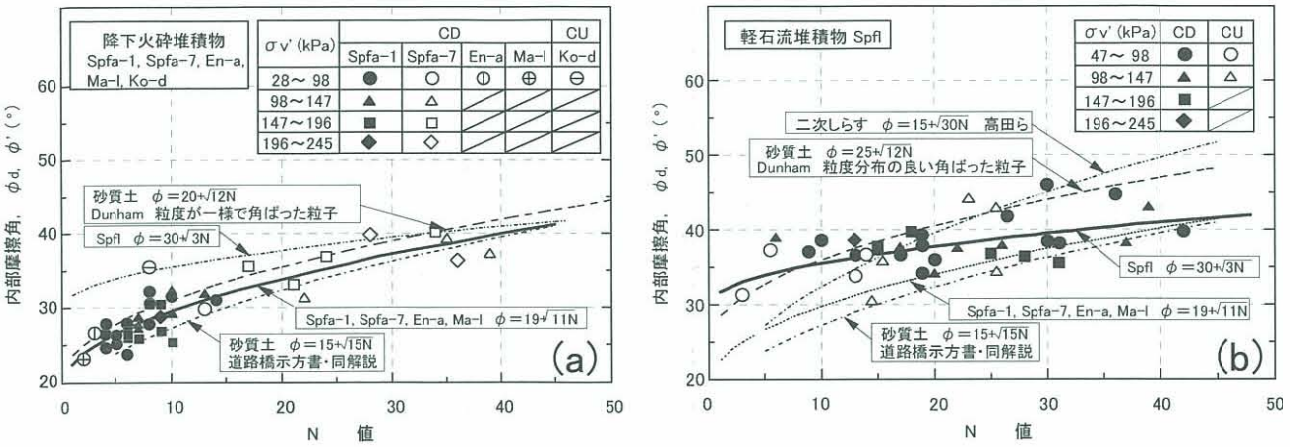
一方，軽石流堆積物(図－７(b)の支笏系の Spfl)では，N 値に対応する ϕ の値が降下火砕堆積物や砂地盤の場合よりも高く，また N 値の増加に伴うせん断抵抗角の変化は小さくなっている．これは軽石流堆積物が高熱状態で流下堆積する際に熔結作用を受け，強いセメンテーションが与えられたためである．

降下火砕堆積物と軽石流堆積物の ϕ_d，ϕ' と N 値との関係は，それぞれ式（４）と式（５）によって表すことができる[13]．

(降下火砕堆積物)　ϕ_d，$\phi' = 19 + \sqrt{11N}$ ・・・　（４）

(軽石流堆積物)　ϕ_c，$\phi' = 30 + \sqrt{3N}$ ・・・　（５）

このように，粒子破砕やセメンテーションの影響を受ける火山灰地盤の ϕ －N関係は明らかに砂質土とは異



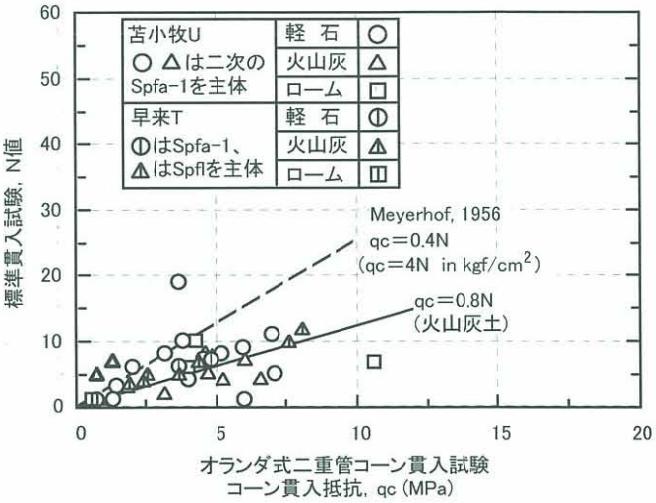
図－7　火山灰地盤の内部摩擦角と標準貫入試験N値の関係
(a) 降下火砕堆積物 (b) 軽石流堆積物

なることに，設計上の注意が必要である．

図－8は，N値と静的試験であるオランダ式二重管コーン貫入試験によるコーン貫入抵抗 q_c との関係である．対象は支笏降下火砕堆積物や支笏軽石流堆積物が主体となる苫小牧，早来地区である．二次堆積層で，データのばらつきがあるが，両者の正の相関に注目し，火山灰地盤の q_c とN値との平均的な関係を求めると次式が与えられる[13]．

$$q_c = 0.8\ N\ (\text{in MPa}) \quad \cdots \quad (6)$$

図中には，比較として，現在も実務で利用されているMeyerhofの砂質土の q_c とN値関係も示した．Meyerhofによる静的・動的貫入抵抗比 q_c/N は0.4であるが，大半の火山灰地盤の q_c/N はこの値よりもはるかに高く，N値が粒子破砕によって過小に評価されるという事実が明確に現れている．この傾向は，電気式コーン貫入試験による先端抵抗 q_t との関係においても同様[13]に認められており，標準貫入試験の打撃回数が増えるほどN値が過小に評価されることを確認することができている．



図－8　標準貫入試験N値と静的貫入試験 q_c 値

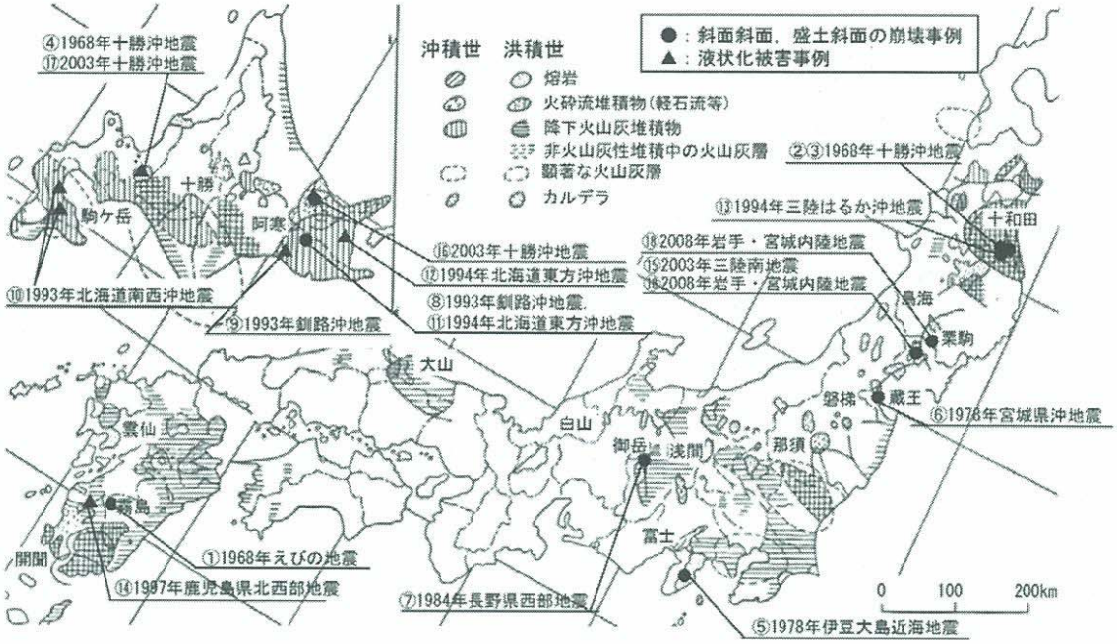
以上のように，構成粒子の破砕が主因とみられる影響が，火山灰質土の設計・施工において無視できない問題を生んでいる．従来の土力学モデルによる設計の手法に考慮が必要である．

4.2 火山灰質地盤の地震被害事例

ここでは，火山灰質土にかかわる代表的な地震被害事例[14]を紹介する．

図－9は，日本の第四期テフラの分布図に表－3に示す1968年えびの地震以降の巨大地震において発生した火山灰質土の自然斜面・人工盛土の崩壊および液状化被害の事例位置を加筆したものである．表－3では，海外における火山灰地盤被害の代表例として，約2万数千人の死者を出した1970年ペルー地震，約千名の死者を出した2001年エルサルバドル地震も含めてまとめている．日本以外の火山国でも，被害は広範囲でもたらされていることの事例である．

図－9から，山陰地方および関東平野東部地域を除くすべての火山灰質地盤において，地震による災害が誘発されていることを知ることができる．関東平野や山陰地域でこのタイプの地盤被害が少ないのは，火山灰質



図－９　地震による我が国の火山灰地盤の崩壊事例

表－３　我が国の火山灰地盤を襲った地震

年	月 日	地震名	M	図中番号	被害発生箇所	震央距離	震度	被害形態	火山灰質土の起源	被害箇所
1968	2.21	えびの地震	6.1	①	宮崎県えびの町	約35km	Ⅳ	斜面崩壊	加久藤火砕流	自然斜面
								液状化		水　田
1968	5.16	十勝沖地震	7.9	②	青森県三戸町	約200km	Ⅴ	斜面崩壊	十和田・八甲田軽石流	道路盛土
				③	青森県五戸町	約200km	Ⅴ	斜面崩壊		自然斜面
				④	北海道札幌市清田	約310km	Ⅳ	液 状 化	支笏軽石流	宅　地
1970	5.31	ペルー地震	7.8	－	ペルー　ワスカラン山	約130km	－	斜面崩壊	未確認	自然斜面
1978	1.14	伊豆大島近海地震	7.0	⑤	静岡県河津町見高入谷	約20km	Ⅴ	斜面崩壊	火山砕屑物	自然斜面
1978	6.12	宮城県沖地震	7.4	⑥	宮城県白石市寿山	約140km	Ⅳ	斜面崩壊	浮石質火砕流	宅地用沢埋め盛土
1984	9.14	長野県西部地震	6.8	⑦	長野県王滝村(御岳山)	約5km	Ⅵ	斜面崩壊	千本松軽石層	自然斜面
					長野県王滝村(松越地区)	約1km	Ⅵ	斜面崩壊	御岳第3軽石層	河岸段丘
1993	1.15	釧路沖地震	7.8	⑧	北海道標茶町	約40km	不明	斜面崩壊	軽石流	宅地用沢埋め盛土
				⑨	北海道釧路市緑ヶ岡	約15km	Ⅵ	斜面崩壊	屈斜路軽石流	宅地用盛土
1993	7.12	北海道南西沖地震	7.8	⑩	北海道森町	約145km	不明	液状化	駒ケ岳火砕流	宅地　埠頭　岸壁
1994	10.4	北海道東方沖地震	8.2	⑪	北海道標茶町	約250km	Ⅴ	斜面崩壊	軽石流	宅地用盛土
				⑫	北海道中標津町	約220km	Ⅴ	液 状 化	摩周降下軽石	自然堆積地盤
1994	12.28	三陸はるか沖地震	7.6	⑬	青森県新郷村	約230km	Ⅵ	斜面崩壊	十和田・八甲田軽石流	沢(谷)埋め盛土
1997	3.26	鹿児島県北西部地震	6.2	⑭	鹿児島県入来町	約30km	Ⅳ	斜面崩壊	入戸火砕流	宅地盛土
2001	1.13	エルサルバドル地震	7.6	－	エルサルバドル ラスコリナス	不 明	－	斜面崩壊	軽石，凝灰岩質土	自然斜面
2003	5.26	三陸南地震	7.1	⑮	宮城県築館町館下	約35km	Ⅴ	斜面崩壊	鬼首火砕流	農地用沢埋め盛土
2003	9.26	十勝沖地震	8.0	⑯	北海道端野町協和	約230km	Ⅴ	斜面崩壊	屈斜路軽石流	農地用沢埋め盛土
				⑰	北海道札幌市美しが丘	約255km	Ⅳ	液 状 化	支笏軽石流	宅地盛土
2008	6.14	岩手・宮城内陸地震	7.2	⑱	宮城県栗原市(冷沢上流)	約15km	Ⅵ	斜面崩壊	栗駒火砕流・降下軽石	沢　谷
				⑮	宮城県栗原市築館町館下	約35km	Ⅵ	斜面崩壊	鬼首火砕流	農地用沢埋め盛土
2011	3.11	東北地方太平洋沖地震	9.0	--	---	---	(Ⅶ)	斜面崩壊	-----	道路盛土
						---		液 状 化	-----	宅地盛土

土としては関東ロームのような火山灰質細粒土が主体になっていることと無縁ではないのかもしれない．また，2000 年に発生した鳥取県西部地震では，河川敷（沖積砂）や埋立て地盤（海底からの浚渫土）の液状化は報告されているが，火山灰質土そのものの液状化は報告されていない．なお関東地方では，1964 年以降今回の 2011 年東北地方太平洋沖地震までは，大きな地震におそわれていないため，図には記載していない．

液状化の被害が集中しているのはほとんどが粗粒の火山灰土で構成される地盤である．また礫分をかなり含

む火山灰質土でも明確な液状化が誘発されている．特に北海道地域を襲った地震による火山灰地盤災害にその典型を見ることができる．

以下，2003年十勝沖地震（9月26日午前4時50分，M8.0）による地盤被害の実態を詳述する[14)15)]．

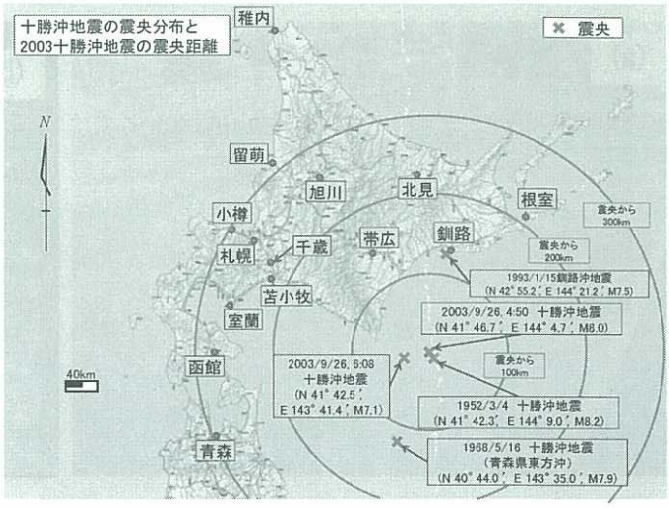
4.3 2003年十勝沖地震による火山灰質地盤の被害

本地震では道路，河川堤防，港湾・漁港，農地・農業施設およびライフラインに，道央，十勝，道東地域の沿岸部や内陸部で地盤の液状化に起因する被害や影響が多発した．これら海岸砂地盤や河川堆積物地盤の液状化被害に加え，道央の札幌市清田区，道東の北見市広郷や端野町などで埋立て・盛土された火山灰地盤で液状化が発生し，住宅や農地に大きな被害が生じた[15)]．

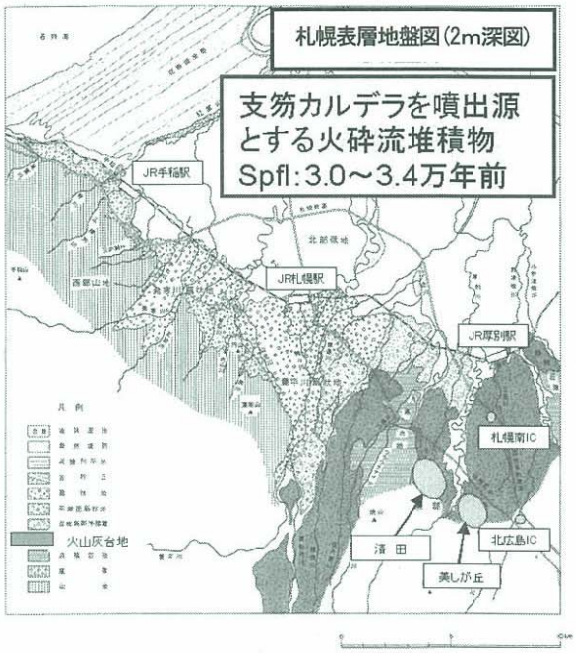
図－１０に示すように，札幌市（清田区）は震央距離約255km，北見市（端野町）は震央距離約230kmに位置する．札幌市清田区には，図－３で概説したように札幌市～千歳市～早来町に広く分布する支笏軽石流堆積物（特に先述したSpfl，噴出源：支笏カルデラ，噴出年代：4～4.5万年前）が表層に厚く堆積している．詳細を表層（２m深度）の地盤情報として示すと図－１１のようである．また，北見市端野町で液状化が認められた火山灰は屈斜路軽石流堆積物（Kpfl-4，噴出源：屈斜路（クッチャロ），噴出年代11.5～12万年前）である．この火山灰の分布域は屈斜路湖を中心として半径約70kmに及び，その層厚は20mを超えることも珍しくはない．

先述のように，軽石流堆積物は北海道各地に分布している．軽石流堆積物は，火山から高熱状態で流下堆積した際の溶結作用によって自然堆積状態ではやや固結した様相を呈し，N値は30以上になることが多い．ただし，掘削等によって乱すとその固結効果はほとんど失われ非～低塑性の地盤材料となる．地盤を構成する粒子の細粒分含有率は概ね15～60%の範疇にあるが，多孔質な粒子を含むために土粒子の密度が小さく，乱すと降雨等によって流動しやすいという性質を有している．これらの軽石流堆積物は，一般的な土工事では扱いやすい地盤材料との認識のもとで，盛土にもよく利用されている．

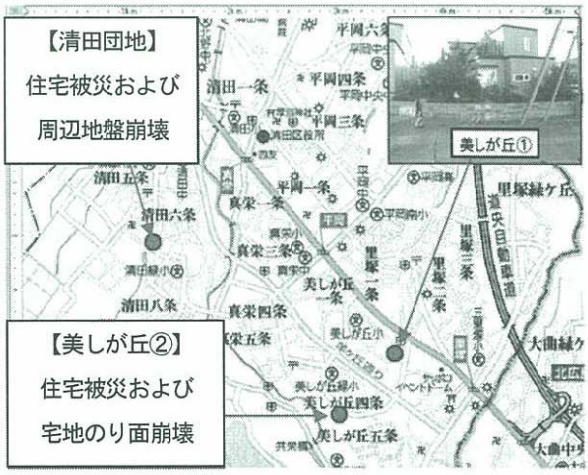
(1) 札幌市の液状化被害状況



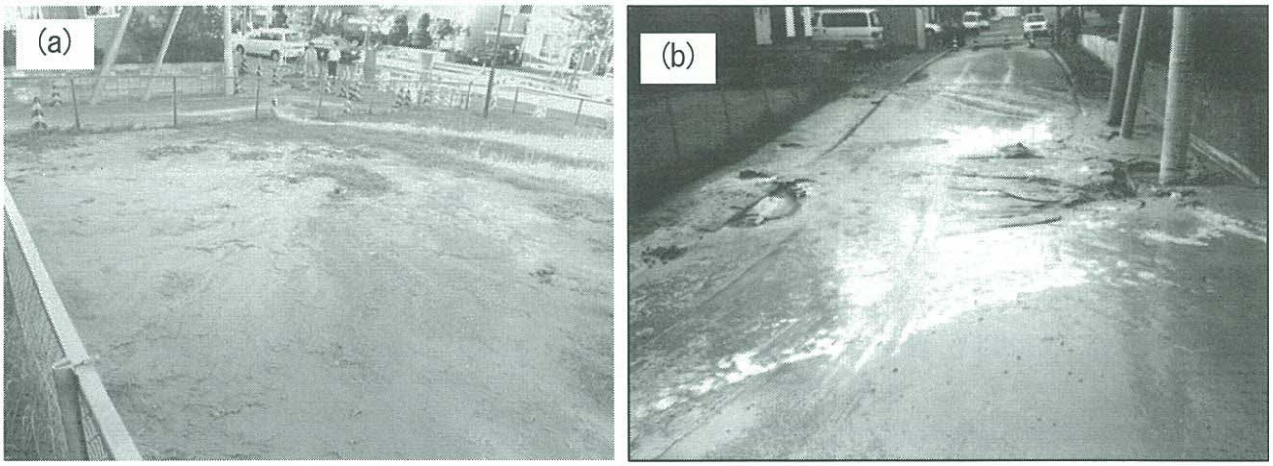
図－１０　十勝沖地震の震央分布と震央距離



図－１１　札幌市清田地区の表層地盤図



図－１２　住宅地の被災状況



写真－１　火山灰地盤の液状化
(a) 出現した噴砂現象 (b) 地表に吹き出し市道を覆った泥流化火山灰

札幌市の南東部に位置する清田区で，地震によって約16地点で家屋の損壊，道路の沈下・亀裂・段差（14地点），斜面崩壊（1地点），マンホールの浮上り（1 地点），水道管の抜け出し（1地点）などの地震被害が生じた．札幌市消防局清田消防署での計測震度は4.6（震度5 弱）である．これらの被災箇所のうち，火山灰盛土の液状化による被害と考えられる箇所は清田区内の清田団地と美しが丘に限定されていた．

図－１２に本地区における被災家屋の状況を示す．清田地区では基礎が沈下・傾斜した家屋の周辺が地震で約1.0m 沈下し，建物壁に大きな亀裂が生じた事例が多くあった．ほとんどの家屋の周辺では，盛土に用いられた火山灰の噴出が認められたことから，これらの被害は火山灰の液状化によるものと推測された．当然のように周辺の道路でも顕著な沈下や亀裂が発生している．

美しが丘地区では約17軒の家屋が被災し，4箇所の道路で沈下や亀裂が生じた．写真－１は，空地で生じた支笏軽石流堆積物の噴出跡である．この空地の市道を挟んだ向かい側にある家屋では基礎が著しく沈下・傾斜し，居住に全く耐えない状況になった．また市道でも泥流化した火山灰が噴出し（写真－１(b)），最大で40cm程度の沈下が生じた．地震時に大量の水と火山灰が噴出した状況について，本震約1時間後の余震の際に注視していた住民の次のような証言がある．

①道路舗装面で2度の波打つような変状が認められた，
②空地では，約1.5～2.0mの高さまで火山灰が大量噴出した，
③このような現象と同時に道路の沈下や家屋の傾斜が進んだ．

これらは噴砂現象や流動現象を伴う火山灰地盤の液状化によるものであることを示すとともに，マグニチュードの大きい余震（M7.1）が被害をさらに拡大させたことがよく理解できる．

盛土に用いられた支笏軽石流堆積物は細粒分を多く含んでいるが，粒径レベルではシルト分が卓越する．含水比の範囲は約40～76%，液性限界は約41～70%にあったことから，ある程度の粘性が期待されたが，地盤力学上この火山灰は非塑性もしくは低塑性に分類されるべきであった．火山灰質土に含まれる細粒分は基本的に非塑性であるため長年の堆積経過でも固結が進まず，繰返しせん断に対する抵抗が発揮されづらくなっている．また粒子の多孔質性に起因して保水性が極めて高く，空隙の大きい緩い骨格構造を形成しやすいことも注意を要する点であった．このように軽石を含む火山灰の粒子は内部空隙を保有するため，粒径が大きくなるほど土粒子の密度は小さくなる．同様な傾向は他の火山灰でも一般的に認められている．

(2) 1968年十勝沖地震時の被災との比較

2003年十勝沖地震は再来が懸念されていた海溝型の大地震であり，規模・位置的にも，1952年十勝沖地震の再現になった．しかし本近傍では，図－１０にも示したように，1968年に大地震が発生している．1968年十勝

沖地震（5月16日午前9時48分，M7.9）である．この地震は北海道と東北に甚大な被害をもたらしたが，震度4 を記録した札幌市の清田団地でも地盤沈下，噴泥，道路や家屋の沈下や傾斜など無視できない被害がもたらされたことが，北郷・土岐の現地調査と解析[16]により明らかにされていた．

1968年の清田団地内には279 戸の住宅があったが，完全に切土の上にあった家屋（143 戸）の被害は 0件であったのに対して，盛土上の家屋（136 戸）の被害は76戸に及び，このうち7戸は居住不能になったとのことである．盛土箇所は沢地を支笏軽石流堆積物である火山灰で埋め立てたものであるが，場所によっては盛土の下に泥炭層が分布する箇所もあったようである．



図－１３　1968 年と 2003 年の十勝沖地震による被災家屋，道路の沈下箇所と盛土の範囲

図－１３に，1968年と2003年の十勝沖地震による被災家屋，道路の沈下箇所と盛土の範囲を示す．図には，上述した2003年の被災家屋や支笏軽石流堆積物の噴出位置も示した．この図から，2003年十勝沖地震による被災家屋と道路の沈下の位置は，1968年の地震時と同様に全て盛土上にあることが理解される．35年後の同規模の地震で，同様の崩壊が，再現されたことになる．なお，2003年十勝沖地震は1968年の地震に比べてマグニチュードが大きく，札幌市清田区と震央との距離は約60km短い．この地盤の被害が比較的小となった原因についてはさらなる調査・研究を必要としているが，暗渠の設置によって地下水位が低下した効果があったのではとの指摘もある．その後当該地区の旧地形を航空写真記録等の精査によれば，美しが丘地区で被災した家屋の位置は，清田団地の場合と同じく，全て沢地形の谷部や旧河道を埋めた箇所に位置していたことが示されている．

札幌市清田区における火山灰地盤の液状化発生箇所は，小河川を中心とした低地を埋立てた範囲に限定されていること，震央から極めて遠い火山灰地盤に液状化被害が集中したこと，同じような地震で繰返し起こっていたこと等は，宅地盛土工の安定問題を耐震地盤工学の面で再考察することを促した．

(3) 北見市の大規模液状化被害

北見市端野地区・広郷地区の火山灰造成農地6箇所で液状化とそれに伴う地盤の大規模変動・破壊が発生した（写真－２参照）．端野地区では，大規模な火山灰噴出・流下を伴う農地陥没が幅（北西－南東方向）約35～62m，奥行き（北東－南西方向）約190m にわたって発生した．陥没は最大で3～4mに達していた．この大規模な陥没域の北西側の農地でも沈下があり，農地面の変動は最大幅（北西－南東方向）約80m，奥行き（北東－南西方向）約255m の範囲に及ぶ．液状化した火山灰は陥没域周縁に生じた複数の噴出口から噴き出し，幅（北西－南東方向）約100m，奥行き（北東－南西方向）約150m に及ぶ農地，道路および道路沿いの明渠を埋め，さらに近傍の河川に流れ込んで，河道を下流側約900m，上流側約100m にわたって埋めた．陥没域内での噴砂現象により多くの噴砂丘が見られた．

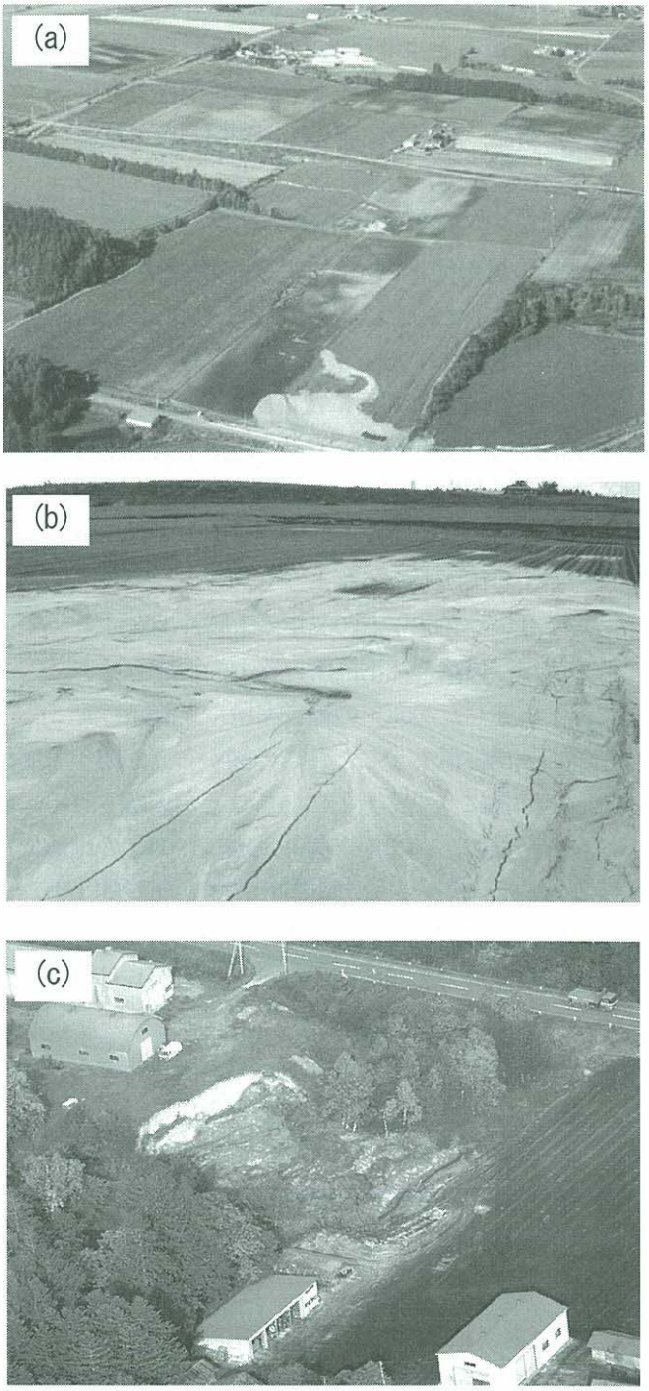
端野町の液状化域はいずれも，現在，畑作地として利用されている傾斜の非常に緩い斜面であるが，1947年撮影の空中写真観測によれば，起伏の小さな丘陵を刻む狭く，浅い埋積谷あるいはそれに流れ込む小沢に沿う低湿地である．埋積谷は水田として開発され始めており，1971年撮影の空中写真によればほぼ全域が水田となっており，用水確保のためのため池や堰堤も点在していた．1983年頃から丘陵は切土，埋積谷や低湿地は埋め立て盛土され，畑作地へ転換されていったようである．さらに1986年撮影の空中写真では，いずれの液状化域も緩傾斜の畑作地となっている．液状化域はいずれも旧地形の丘陵斜面に囲まれた埋積谷の範囲に限られてお

り，谷部の埋め立て・盛土後も地表水が集水し易い地形条件にあったことがうかがえる．

液状化した火山灰土は間隙比が高いため高含水状態にあったこと，軽石を多く含み土粒子密度も低くかったこと，細粒分が30%と高く砂質土よりも透水性が低かったため間隙水圧の消散が遅く液状化状態の持続時間が長かったこと等から，泥流状態となり下流域まで流出したことが，地震後の室内液状化試験・原位置試験から明らかにされている．このような火山灰質土が関係している斜面崩壊の事例としては，2003年5月に三陸南地震で発生した宮城県築館町館下地区の斜面災害でも火山灰質土が泥流状態となって高速流動したことが報告されている[14]．

火山灰質土においても土工は切土と盛土が一般的であるが，被害は明らかに盛土に集中している．特に最近は，宅地の造成等について盛土か切土なのかなど社会的関心の高い話題である．盛土工の適切な管理法の見直しとともに土材料のモデリングにきめ細かい配慮が改めた求められた事例として注目されるべきである．

以上説明したように，被害に至った直接的な要因としては，火山灰質土の分布の地域性がまず挙げられるが，構成粒子の物理・工学特性が力学特性に強く関与していることは間違いない．したがって，火山灰質細粒土に関してもその動的力学特性を詳細に究明し，適切な耐震性能確保の要求が高まっていくのは必然のように考えられる．



写真－２　北見市の火山灰地盤の大規模液状化
(a) 端野地区の農地面に噴出した泥流化火山灰
(b) 出現した多数の噴砂孔　(c) 広郷地区

4.4　その他の特殊土地盤

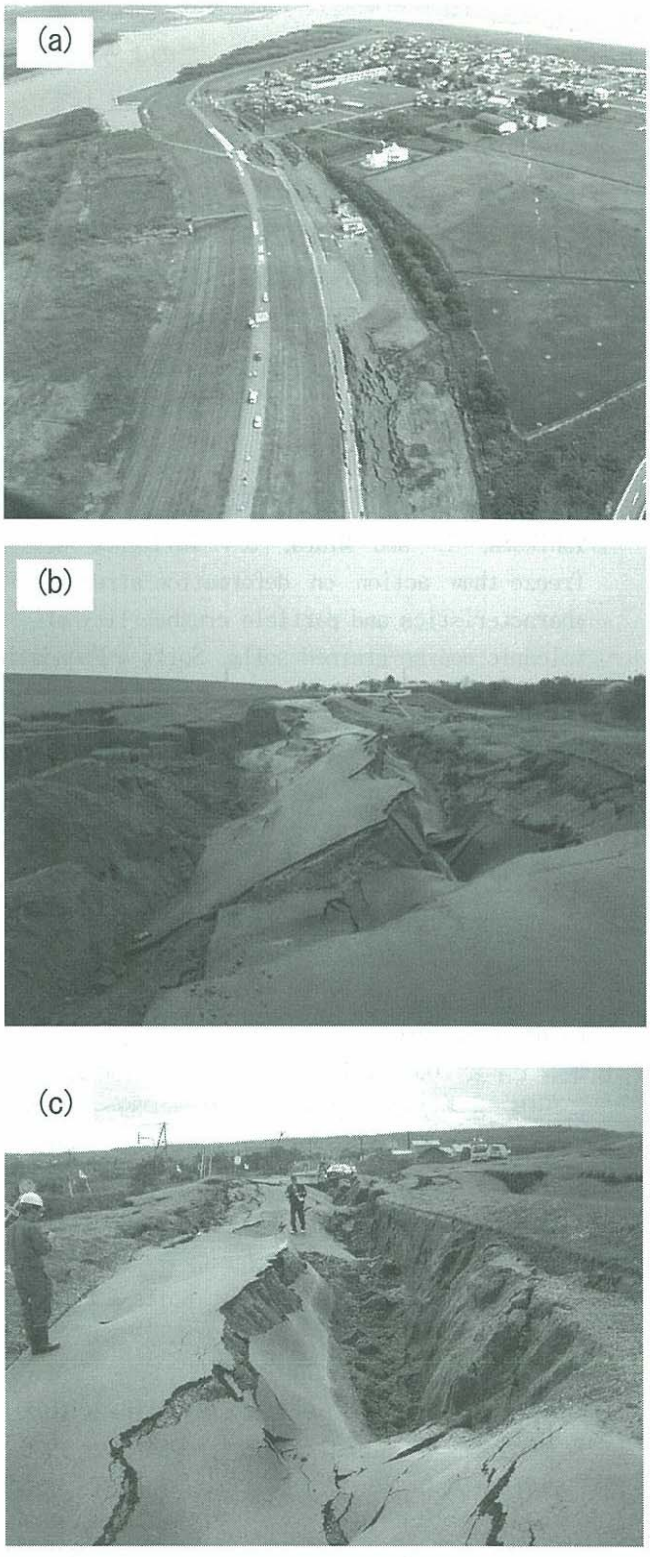
軟弱粘性土の代表格である高有機質土（泥炭あるいは黒泥を指す）が広域にみられるのは北海道と東北地区である．特に北海道では，概算で 2000km^2 におよぶ地域で堆積しており，北海道平野面積の 6% 強にも及ぶとされている．なお規模の大小はあるものの，高有機質土は全国各地に地域土として散在している．これらが少面積であると調査設計段階で見落とされるケースもあるようで，本工事を始めてから，問題の対応が求められることがたびたびある．

従来この種の地盤では，静的場の沈下（圧密・せん断による）問題が大きなテーマになっており，変形予測や設計パラメータについて詳細な研究がなされてきている．近年では，真空圧密工法などに工夫を加え，強制圧密に効果的な手法が開発されるなど，地盤改良技術が進んでいる．

ところで，2003 年十勝沖地震の際に，十勝川流域や石狩川流域の高有機質土（特に泥炭）地盤を含む大規模な堤防の破壊が誘発された．特に被害は震源に近い十勝川水系下流域に集中し，被害形態としては，堤防天端

の縦断方向の亀裂・沈下・法面のすべりが卓越していた（たとえば写真－３参照）．泥炭地盤が強震時にどのように応答し，破壊にどのような影響を与えたのかが，問題視された．

2003年十勝沖地震による堤防破壊は液状化を絡んだ極めて複合的なものであったが，破壊の主因については次のように考察[15]している．すなわち堤防基礎下にある泥炭層が，その圧密沈下を受けたために，地下水以下に没した堤体土が液状化し，堤防を崩壊に導いたものである（図－１４参照）．この点に関しては，1993年釧路沖地震の際にも指摘されていたが，本地震で改めて注目されたものである．このような破壊は，通常の沖積粘性土と比較しても，遙かに圧縮性の高い泥炭地盤特有の性質に起因するものであり，泥炭地盤が地震動を増幅させたこと，そもそもせん断抵抗力の小さなものであったこと等が，堤体の変状を拡大したものと見ている．泥炭のような軟弱な地盤上の堤防盛土の耐震性能を確保するという観点から，本事例は重要な知見とみなされる．泥炭地盤上に築造された河川堤防は相当な延長になっていることから，河川堤防の耐震性向上にいっそうの努力を傾注する必要がある．残念ながら，当時は泥炭に関する動的変形特性や解析に用いるべき妥当なパラメータの設定がデータの欠如のため叶わない状況にあった．動態時の力学特性の把握に全力を挙げる必要があると痛感した特殊土であった．



写真－３　十勝川水系の堤防崩壊の様子
（a）法面崩壊全景（b）天端面の崩壊状況
（c）液状化とみられる堤防のすべり崩壊

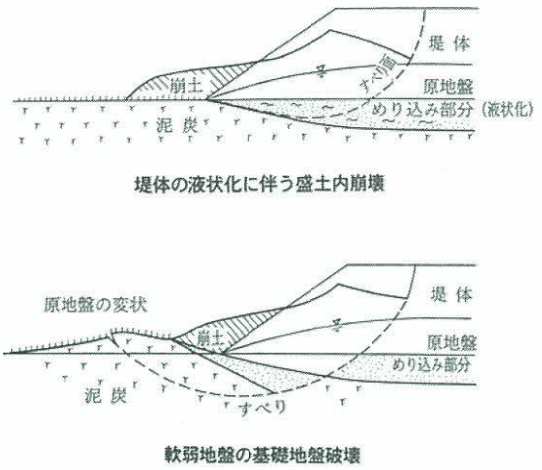
５．おわりに

日本各地にみられる特殊土について，その災害履歴との観点で概説し，地盤力学が果たしている役割を考察した．多様な地盤が，多様化する外力に対してどのように応答しているか，未知の部分が多々あり，研究上の課題が多岐にわたることを理解していただけたと思う．特に，土木・建築工学などの工学各領域からもとめられる問題に適確に対応しうる地盤工学の確立のためになすべき仕事が，まだまだ多いことを汲み取っていただければ幸いである．

地盤工学の大きな役割は，地震，降雨，急激な気温・環境変化などの自然外力に対して，社会基盤を支える地盤が示す反応を正当に評価し，適切に管理する術を構築することである．そのことをなし遂げるためには，地域土が示す特異な力学的応答を熟考し，従来の物差しであるTerzaghi型地盤力学と大いに対話する必要がある．多くの場合，そこでの物差しでは事足りず，

新たな物差し（新たな地盤パラメータや試験法）が求められることになると予想される．このような意味で，新たな視点で力学を構成する法則が誕生してくる可能性が，地盤力学にはあると思う．

上述のように，各地域土は特別なものでもなく，特殊なものでもない，その堆積環境が創出した地域固有の地盤である．今後とも地盤工学の学理に基づいた普遍的な議論をもとに，真理を追究していくことが，工学における地盤力学の健全な発展を促すことになると信じている．



図－１４　堤体材料の液状化と基礎地盤のすべり破壊に伴う堤防盛土の崩壊

参　考　文　献

1) Ishikawa, T. and Miura, S.: Influence of freeze-thaw action on deformation-strength characteristics and particle crushability of volcanic coarse-grained soils, Soils & Foundations, Vol. 51, No. 5, 2011 (in press).
2) Ishikawa, T., Tokoro, T., Ito, K. and Miura, S.: Testing methods for hydro-mechanical characteristics of unsaturated soils subjected to one-dimensional freeze-thaw action, Soils & Foundations, Vol. 50, No. 3, pp. 431-440, 2010.
3) Ishihara, K. and Towhata, I.: Sand response to cyclic rotation of principal stress directions as induced by wave loads, Soils & Foundations, Vol. 23, No. 4, pp. 11-26, 1983.
4) Miura, K. and Miura, S. and Toki, S.: Deformation behavior of anisotropic dense sand under principal stress axes rotation, Soils & Foundations, Vol. 26, No. 1, pp. 36-52, 1986.
5) Kawamura, S., Miura, S. and Yokohama, S.: Mechanical behavior of anisotropic sand ground beneath structures subjected to cyclic loading such as wave loading, Soils & Foundations, Vol. 50, No. 5, pp. 645-657, 2010.
6) 地盤工学会 2009年7月豪雨による山口県土砂災害緊急調査団：2009年7月21日豪雨による山口県防府地区での斜面災害，土と基礎，Vol. 57，No. 12，pp. 39～42，2009.
7) 三浦清一・八木一善・石川達也：講座 火山灰質土 -その性質と設計施工- 2. 日本に分布する火山灰質土の概要と分類，土と基礎，Vol. 53，No. 10，pp. 39～46，2005.
8) 地盤工学会編：地盤材料試験の方法と解説 -二分冊の2-，第8編 特殊土の試験，pp. 945～1022，2009.
9) Miura, S., Yagi, K. and Asonuma, T.: Deformation-strength evaluation of crushable volcanic soils by laboratory and in-situ testing, Soils & Foundations, Vol. 43, No. 4, pp. 47-57, 2003.
10) 三浦清一・八木一善・川村志麻：北海道火山性粗粒土の静的および動的力学挙動と粒子破砕，土木学会論文集，No. 547/Ⅲ-36，pp. 159-170，1996.
11) 三浦清一・八木一善・川村志麻：破砕性粗粒火山灰土の繰返し非排水変形－強度特性に及ぼす応力履歴の影響，土木学会論文集，No. 547/Ⅲ-36，pp. 221-229，1996.
12) 三浦清一・八木一善：火山灰質粒状体の圧密・せん断による粒子破砕とその評価，土木学会論文集，No. 561/Ⅲ-38，pp. 257-269，1997.
13) 三浦清一：火山灰質地盤におけるN値評価と活用上の留意点，基礎工，Vol. 31，No. 2，pp. 257-269，2003.
14) 風間基樹・三浦清一・八木一善・海野寿康・鈴木輝之・伊藤陽司：講座 火山灰質土 -その性質と設計施工- 6. 火山灰質地盤の被害事例，土と基礎，Vol. 54，No. 2，pp. 45～54，2006.
15) 2003年十勝沖地震地盤災害調査委員会(委員長 三浦清一)：2003年十勝沖地震地盤災害調査報告書，地盤工学会，pp. 60-72，2004.
16) 北郷繁・土岐祥介：地震による火山灰および砂地盤の沈下に関する土質工学的研究，1968 年十勝沖地震調査委員会調査報告，北海道大学工学部，pp. 463～494，1969.

参考資料

(第1～１０回技術報告会プログラム)

第1回技術報告会

地盤環境問題に関する技術報告会プログラム

1．土質基礎研究委員長　開会挨拶（12:50～13:00）　三浦清一（北海道大学大学院）

2．技術報告

a．セッション1（リサイクル）　(13:00～14:30）座長：小野丘（北海学園大学）

a-1石炭灰の地盤分野への適用

北海道電力（株）　五十嵐由一，小野寺収

a-2石炭灰の土木材料への活用

北海道開発土木研究所　天野公人，西川純一，佐藤厚子

a-3未分解チップおよび現地発生土を有効利用したリサイクル緑化「ネッコチップ工法」

日特建設（株）　山田守，鈴木潔，有光重典

b．セッション2（土壌浄化）　(14:40～16:10）座長：境吉秀（クリエイト技研（株））

b-1重金属汚染土壌の洗浄分級技術の開発

（株）竹中土木　技術本部　長沢太郎

b-2油分汚染土壌のバイオレメディエーションによる浄化

清水建設（株）　岡村和夫，田崎雅晴，戸叶春樹

b-3協同組合地盤環境技術研究センターの紹介とＶＯＣ汚染サイトの調査・対策実施例

協同組合地盤環境技術研究センター　技術開発委員会　堀内康光（（株）ドーコン）

c．セッション3（拡散防止）　(16:20～17:20）座長：稲直美（（有）地盤工房）

c-1ＴＲＤ工法による鉛直遮水壁工の土壌・地下水汚染対策について

（株）テノックス　平山勇治，上周史，太田和善，加藤真也

（株）大林組　小谷克己　北海道大学大学院　古市徹

c-2三層構造遮水壁（トリナー工法）

不動建設（株）　ｼﾞｵｴﾝｼﾞﾆｱﾘﾝｸﾞ本部　原田健二，小飼善弘，佐藤敏和

閉会（17:20）

第2回技術報告会

地盤環境問題に関する技術報告会（その2） プログラム

1．開会挨拶（13:00～13:10）土質基礎研究委員会委員長　三浦清一（北海道大学大学院）

2．技術報告

a．セッション1　(13:10～14:50)座長：田辺治樹（會澤高圧コンクリート（株））

a-1　地盤環境対策としての地盤改良技術の適用

日置和昭　櫛原信二　小飼喜弘　佐藤敏和　大林淳　（不動建設（株））

a-2　セメント改良土からの六価クロムの溶出特性および還元化特性に関する一考察

谷中仁志　（サンコーコンサルタント（株））
加藤喜則　（日本道路公団試験研究所）
武　昌信　（（株）サンコー環境調査センター）

a-3　テフロン処理防塵固化材による軟弱地盤安定処理

西田浩行　畠山誠　阿部直也　（日鐵セメント㈱）

a-4　揮発性有機塩素化合物による深層土壌汚染の原位置浄化方法

白井克巳　富田洋　森嶋章　（（株）竹中土木）
斉藤聰　奥田信康　木村玄　岩本宏　山本光起　（（株）竹中工務店）

b．セッション2　(15:00～16:15)座長：真田慎一（（株）竹中土木）

b-1　粒度調整による河川工事発生土の有効利用

数田茂　水嶋稔　（北海道開発局）
西村右敏　（（株）開発工営社）

b-2　建設発生土に含まれる重金属流出に関する検討

橋本祥司　伊東佳彦　田本修一　（北海道開発土木研究所）

b-3　中性無機改良材（ＳＴ－エコロ）による建設発生土の改良

竹内雄三　竹田敏彦　佐藤勝義　（小野田ケミコ（株））

3．特別講演：「安全と環境との整合をめざす海外の冬期道路管理」　(16:30～17:40)

石本敬志　（(財）日本気象協会）

閉会（17:40）

（敬称略）

第3回技術報告会

土質基礎の仮設に関する技術報告会 プログラム

1．開会挨拶（13:00～13:10）土質基礎研究委員会委員長　三浦　清一（北海道大学大学院）

2．技術報告

a．セッション1　土留め　(13:10～14:40)座長：西村右敏（（株）開発工営社）

a-1　地盤凍結工法における設計･施工及び新技術
小椋　浩，野木　明，伊豆田　久雄，櫛田　幸弘（(株）精研）

a-2　河川内の既設現道桁下における鋼管矢板仮締切施工
真田　俊治（（株）クボタ建設）

a-3　SCB 工法(控え壁式自立鋼矢板工法)の施工事例
千代　洋一，　藤田　範夫（ヒロセ（株））

b．セッション2　固化処理　(14:50～16:20)座長：小飼喜弘（不動建設（株））

b-1　開削工事仮設における高速低変位深層混合処理工法(ＳDM工法)の適用例
齋藤　雅洋，松岡　大介，竹田　敏彦，末島　錬寿郎（小野田ケミコ（株））

b-2　長期耐久性および高強度を目的とした薬液注入工事
宇梶　伸（ライト工業（株））

b-3　細粒火山灰土における生石灰安定処理の有効性
高氏　昇，八木　一善（（株）地崎工業）
豊田　邦男（日本道路公団）

c．セッション3　材料　(16:30～17:30)座長：本間誠（（株）竹中土木）

c-1　静かな覆工板の開発と施工結果報告
田坂　幹雄（(株）大林組）
池田　良典，亀ヶ谷　勲（首都高速道路公団）
日野　雅夫，富井　孝喜（大林・青木・大日本ＪＶ）

c-2　先端に切断機構を備えた新型除去式アンカー工法　－カップスアンカー工法－
伏屋　行雄（日特建設（株））

3．閉会挨拶（17:30～17:40）技術小委員会委員長　神谷　光彦（北海道工業大学）

（敬称略）

第4回技術報告会
土質基礎の技術に関する「創意工夫」技術報告会 プログラム

1．開会挨拶（13:00～13:10）土質基礎研究委員会委員長　三浦　清一（北海道大学大学院）

2．技術報告

a．セッション1　(13:10～14:40)座長：　対馬一男（（株）ｼｰ･ｲｰ･ｻｰﾋﾞｽ）

a-1　飛散を防止した固化材散布機の開発
佐藤厚子，西本聡（北海道開発土木研究所）
久保和朗（道路工業（株））

a-2　ロータリー式攪拌工法の開発と施工事例
西尾経，竹田敏彦，松岡大介，末島錬寿郎（小野田ケミコ（株））

a-3　パワーブレンダー工法（トレンチャー式浅層・中層混合処理工法）
有光重典，相坂秀巳，豊嶋清一（日特建設（株））

b．セッション2　(14:50～16:20)座長：　高橋秀彰（（株）ドーコン）

b-1　泥炭性軟弱地盤における大深度地盤改良工のJR近接施工
－JACSMAN工法の適用－
竹越公一（（株）本田組）
小飼喜弘，飯田清（不動建設（株））

b-2　幾春別川新水路締切築堤工事における土質基礎に関する工事報告
鈴木寿紀，飯田博史（タカハタ建設（株））
廣瀬純司，嶋崎正美（北海道開発局石狩川開発建設部）
高橋慶行，西村右敏（（株）開発工営社）

b-3　既設の橋梁桁下におけるジャイロプレス工法の施工
外山聡朗，八木一善，後藤和彦（（株）地崎工業）

c．セッション3　(16:30～17:30)座長：　飯田清（不動建設（株））

c-1　U字管内臓型PCエネルギーパイルシステムの開発
濱田靖弘，窪田英樹，中村真人，上野雅悠子（北海道大学）
青木涼（會澤高圧コンクリート（株）），増田均（北菱産業）

c-2　ＧＮＳＳを用いた地すべり連続観測のフィールド実験について
伊藤憲章，伊東佳彦，坂本多朗（北海道開発土木研究所）

3．閉会挨拶（17:30～17:40）技術小委員会委員長　神谷　光彦（北海道工業大学）

（敬称略）

平成 19 年 1 月 25 日

第5回技術報告会

土質基礎に関する「コスト縮減」技術報告会 プログラム

1．開会挨拶（13:00～13:10））土質基礎研究委員会委員長　三浦　清一（北海道大学）

2．技術報告

a．セッション1　(13:10～14:40)座長：　小野丘（北海学園大学）

a-1　火山防災地域における無人化施工の事例
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
菅野友紀，田村博邦（（株）竹中土木）
西山嘉一（（株）ﾃﾞｰﾀ･ﾄｳ）
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
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　(14:50～16:20)座長：稲直美（（有）地盤工房）

b-1　すき取り物によるのり面緑化工法
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
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－
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　(16:30～17:30)座長：伊藤慶司（北海道土質ｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ（株））

c-1　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（(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
吉田聡志，伊豆田久雄（(株) 精研）
小野丘（北海学園大学）

3．閉会挨拶（17:30～17:40）技術小委員会委員長　田中　洋行（北海道大学）

（敬称略）

平成20年1月18日

第6回技術報告会
土質基礎に関する「防災・減災」技術報告会 プログラム

1．開会挨拶（13:00～13:10））土質基礎研究委員会委員長　三浦　清一（北海道大学）

2．技術報告

a．セッション1　「地震に関する防災・減災」(13:10～14:25)

座長：　伊藤慶司（北海道土質ｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ（株））

a-1　地震時の液状化に対する防災技術
井戸口清孝，飯田清（（株）不動ﾃﾄﾗ）

a-2　下水道マンホールの地盤液状化による浮き上り防止工法　LAM工法の開発
井伊博之，中村幸雄，佐藤仁（（株）ドーコン）
鈴木潔（ライト工業（株））

a-3　ツイスター工法の防災分野への適用事例について
横田季彦，平田亨（日本国土開発（株））

b．セッション2　「構造物に関する防災・減災」(14:35～15:50)

座長：　荒井芳孝（（株）竹中土木）

b-1　ISM工法を適用した砂防堰堤基礎の築造例（災害対策）
田中修，佐藤文雄，堀口哲夫（ISM工法研究会）

b-2　砂防工事中の土石流被災事例と芋川（塩谷地区）砂防におけるリスク回避について
須藤　敦史（岩田地崎建設（株））

b-3　道路トンネルにおける最近の火災防災技術
近信明（（株）竹中土木）

c．セッション3　「斜面に関する防災・減災」(16:00～17:40)

座長：対馬一男（（株）シー・イー・サービス）

c-1　連続繊維補強土の生育基盤としての適用性と施工事例
堀江直樹，山田浩（日特建設（株））
福永健司（東京農業大学）

c-2　クライミング調査技術を駆使した斜面評価手法
安藤勧，新妻重明，長瀬眞央（（株）開発工営社）

c-3　遠心実験による岩盤斜面の安定度評価法
日下部祐基，伊東佳彦，石川博之（（独）寒地土木研究所）
三浦均也（豊橋技術科学大学）

c-4　高強度ネットを用いた環境保全型の法面対策事例
佐々木裕一（北海道三祐（株））

3．閉会挨拶（17:40～17:45）技術小委員会委員長　田中　洋行（北海道大学）

（敬称略）

平成２１年１月２２日

第7回技術報告会

土質基礎に関する「新工法・新技術」技術報告会 プログラム

１．開会挨拶（13:00～13:10）技術小委員会委員長　田中　洋行（北海道大学）

２．技術報告

a．セッション1　「地盤改良に関する新工法・新技術」(13:10～14:50)

座長：有光重典（日特建設（株））

a-1　エポコラム-Loto 工法（大口径深層混合処理工法）の概要と適用事例
鈴木孝一，立石光一（小野田ケミコ（株））
原満生，高倉功樹（エポコラム協会）

a-2　低変位高圧噴射攪拌工法による地盤変位の抑制と施工事例
鈴木孝一，西尾経，田中信哉，近藤省一，立石光一（小野田ケミコ（株））

a-3　縦型回転攪拌方式による中層改良工法の概要と施工事例
鈴木孝一，西尾経，伊藤達也，末島練寿郎，木下和徳（小野田ケミコ（株））

a-4　機械攪拌工法と高圧噴射攪拌工法の複合技術概要と施工事例
鈴木孝一，西尾経，松岡大介，今井治憲（小野田ケミコ（株））

b．セッション2　「斜面・盛土に関する新工法・新技術」(14:55～16:10)

座長：金田雅文（（株）アクアジオテクノ）

b-1　固化破砕土による補強土壁背面盛土の施工
佐藤厚子，西本聡　（寒地土木研究所），九笹英司（函館開発建設部）

b-2　微小電位発生のメカニズムの検討と現地適用性について
宍戸政仁，伊東佳彦，日下部祐基（寒地土木研究所）
村山秀幸，丹羽廣海（(株)フジタ）

b-3　SAAM ジャッキを用いたグラウンドアンカーの面的調査手法について
酒井俊典（三重大学大学院），福田雄治（(株)相愛）
工藤康雅（北海道土質コンサルタント（株））
山本高司（川崎地質（株）），後藤祐二（日本地研(株)）

c．セッション3　「維持補修材料に関する新工法・新技術」(16:15～17:30)

座長：池添修（會澤高圧コンクリート（株））

c-1　さまざまな構造物の維持補修に適用できるグラウト充填工法（パフェグラウト工法）
阿部義宏，松原健藏，菊池聡，笹谷達也，竹内仁哉，阿部智彦（日特建設（株））

c-2　寒冷地における流動化処理土の施工
小野尚二，中西浩輝（札幌開発建設部），伊藤定由（小樽開発建設部）
毛利栄征（農村工学研究所），清水和也（（株）中研コンサルタント）
真鍋拓吾（(株)エステック）

c-3　長距離圧送が可能な可塑性裏込め注入材の施工事例
井口敬一郎（四国電力(株)），原志織（四国エンジニアリング(株)）
真釼年次（住友大阪セメント(株)）三浦理滋，志和裕人，笠井寿太郎（(株)エステック）

３．閉会挨拶（17:30～17:40）土質基礎研究委員会委員長　三浦　清一（北海道大学）

（敬称略）

平成２２年１月２２日

第8回技術報告会

土質基礎に関する「新工法・新技術その2」技術報告会 プログラム

１．開会挨拶（13:00～13:10）土質基礎研究委員会委員長　田中　洋行（北海道大学）

２．技術報告

a．セッション1　「調査・計測・環境に関する新工法・新技術」(13:10～14:25)

座長：伊藤　慶司（明治コンサルタント（株））

a-1　原位置せん断摩擦試験(SD-FPT)の紹介
○林弘修，小海尚文，斉藤和夫，豊岡義則（基礎地盤コンサルタンツ(株)）

a-2　レーザーカメラによる昼夜連続斜面監視システム
○高橋幸継，伊東佳彦，日下部祐基（土木研究所寒地土木研究所）
坂本多朗（北海道開発局）

a-3　環境に配慮した道路側溝の実現に向けた浸透側溝の検討
○安達隆征，西本聡，佐藤厚子（土木研究所寒地土木研究所）

b．セッション2　「地盤改良に関する新工法・新技術」(14:35～16:15)

座長：高橋慶行（（株）開発工営社）

b-1　泥炭性地盤おける縦型回転攪拌中層改良工法による改良品質評価
山内良輔（北海道開発局），斎藤貴視（岩見沢市建設部）齋藤邦夫（中央大学理工学部）
鈴木孝一，西尾経，古澤政夫，○木下和徳（小野田ケミコ（株））

b-2　石狩湾新港岸壁改良工事における耐震対策への高速低変位深層混合処理工法の適用
河合淳，渥美洋一（北海道開発局），林宏親（土木研究所寒地土木研究所）
齋藤邦夫（中央大学理工学部）
鈴木孝一，西尾経，近藤省一，○今井治憲（小野田ケミコ（株））

b-3　砂圧入式静的締固め工法（SAVE-SP工法）の開発
福島信吾，○橋本則之，井戸口清孝（（株）不動テトラ）

b-4　4軸処理機を用いた深層混合処理工法の開発と適用事例
望月一，松川宏志，中村義文，大西常康（（株）竹中土木）

c．セッション3　「土留めに関する新工法・新技術」(16:25～17:40)

座長：酒向明子（基礎地盤コンサルタンツ（株））

c-1　空気連行型攪拌翼を用いた低変位高圧噴射攪拌工法
上岡雅司（農林水産省 中国四国農政局）齋藤邦夫（中央大学理工学部）
鈴木孝一，西尾経，○森邦広，浦田晃（小野田ケミコ（株））

c-2　水際線自立土留め壁としてのJACSMAN工法の適用
本間大輔（北海道開発局），加地隆之，奈良俊介（北日本港湾コンサルタント（株））
○井戸口清孝，樋口良（（株）不動テトラ）

c-3　軟弱な地盤に設置する拡径型グラウンドアンカー「スプリッツアンカー工法」
菅浩一，三上登（日特建設（株））

３．閉会挨拶（17:40～17:50）　技術小委員会委員長　小野　丘（北海学園大学）

（敬称略）

平成23年1月25日

第9回技術報告会

土質基礎に関する「エコ技術」技術報告会 プログラム

1．開会挨拶（**13:00～13:10**）土質基礎研究委員会委員長　田中　洋行（北海道大学）

2．技術報告

a.セッション1　「土壌汚染対策に関するエコ技術」(13:10～14:25)

座長：本田　周作（（株）ドーコン）

a-1　重金属汚染土壌に対するオンサイト土壌洗浄工法の適用事例
○中野圭輔，鶴窪誠司，井上博文，大内研，藤田豊彦（（株）竹中土木）

a-2　環境負荷低減遮水壁ＥＣ（エコクレイ）ウォール工法
荒木進，杉山好司，○池田幸一郎（ライト工業（株））

a-3　「デナイト®」による重金属汚染土壌の対策技術の紹介
○守屋政彦，松山祐介（太平洋セメント（株））

b.セッション2　「地盤改良に関するエコ技術」(14:35～15:50)

座長：長谷川　潤（（株）竹中土木）

b-1　高トルク型複合相対撹拌工法（エポコラム工法）による既製杭破砕施工と硬質地盤への適用事例
鈴木孝一，西尾経，○田中信哉（小野田ケミコ（株））
齋藤邦夫（中央大学理工学部），原満生，高倉功樹（エポコラム研究会）

b-2　建築工事における SDM－Dy 工法の適用
鈴木孝一，西尾経，○松岡大介，今井治憲（小野田ケミコ（株））
河野貴穂，田屋祐司（(株)竹中工務店），齋藤邦夫（中央大学理工学部）

b-3　縦型回転式撹拌中層改良工法の適用性と改良特性
鈴木孝一，西尾経，田中信哉，○木下和徳（小野田ケミコ（株））
齋藤邦夫（中央大学理工学部）

c.セッション3　「環境保全・コスト縮減に関するエコ技術」(16:00～16:50)

座長：杉野　秀一（不動テトラ（株））

c-1　ベントナイト混合土充填マットによる堤防の質的強化技術（リバーベント工法）の紹介
○野地朋和，浜井邦彦，山田宏（(株) 大林組），鍋嶋靖浩（旭化成ジオテック（株））
稲元裕二，溝渕健一郎（アキュテック（株）），水野正之（(株) ホージュン）

c-2　グランドアンカーの残存緊張力モニタリング手法
○田中尚（日特建設（株））

3．閉会（**17:00**）

（敬称略）

平成 24 年 1 月 20 日

第10回技術報告会

土質基礎に関する「地震防災・復旧」技術報告会 プログラム

1．開会挨拶（**13:00～13:10**）土質基礎研究委員会技術小委員長　小野丘（北海学園大学）

2．技術報告　セッション「**地震防災・復旧**」**(13:10～14:50)**

座長：西村右敏（（株）北海工営社）

a-1　東北地方太平洋沖地震におけるSAVEコンポーザーの改良効果
○杉野秀一，原田健二（（株）不動テトラ）

a-2　スラリー揺動攪拌方式による中層混合処理工法（WILL工法）
○市坪天士（新日本グラウト工業（株）），久保和朗（道路工業（株））
中馬忠司（（株）エステック），島野嵐（三信建設工業（株））

a-3　石狩湾新港耐震強化対策と高速低変位深層混合処理工法の適用
矢野隆博，浜田和哉（北海道開発局小樽開発建設部小樽港湾事務所）
加地隆之，奈良俊介（北日本港湾コンサルタント(株)）
西尾経，田中信哉，○今井治憲（小野田ケミコ（株））
齋藤邦夫（中央大学理工学部），

a-4　高圧噴射攪拌工法における河川堤防、護岸の震災復旧工事施工事例
西尾経，田中信哉，○松岡大介，今井治憲（小野田ケミコ（株））
齋藤邦夫（中央大学理工学部）

a-5　「地盤改良複合杭基礎工法」の紹介
○市川晃央（(株) 竹中土木）

3．東日本大震災報告**(15:00～16:00)**
補強土（テールアルメ）壁工法　東北地方太平洋沖地震被災調査報告
○大谷 義則，高尾　浩司郎（ヒロセ（株））

4．第 10 回技術報告会記念講演**(16:10～17:10)**
地盤力学進展の 70 年　－災害,地域土の視点から－
三浦清一（北海道大学大学院　教授）

5．閉会

（敬称略）

編集委員から

土質基礎研究委員会　技術報告会は、今回で一区切りとなる第 10 回を迎えることになりました。一度も休むことなくここまで続けてこられたのも、本報告会に参加していただいた発表者や聴講者のご協力があったからこそと考えております。ここに、深く感謝申し上げます。

本報告集も今回で 10 冊となりましたが、実はこの冊子は 7 冊で一区切りになっています。写真に示すように、冊子の色は 7 色の虹の色を順次採用しており、現在は 2 つ目の虹が架かりかけているところです。事務室等に是非一組置いていただければ幸いです。これからもこの虹がたくさん架かりますように、皆様方のご協力をよろしくお願い致します。



第 1～9 回技術報告会の報告集