

技 術 報 告 集

第 47 号

平成19年 2 月



社団
法人

地盤工学会北海道支部

技術報告集目次

1) パイルドラフトを併用した構造物基礎の支持機構検討.....	1	寒地土木研究所 ○富澤 幸一 北大院工学研究科 三浦 清一 株式会社 青地 知也
2) 大型加圧土槽を利用した回転貫入杭の模型実験.....	7	室工大院 ○中沢 楓太 室工大工学部 土屋 勉 室工大院 大杉 富美一 室工大工学部 島田 正夫, 円谷 司, 田島 一人
3) 大型平板載荷試験による直接基礎の寸法効果および極限支持力の評価.....	15	寒地土木研究所 ○福島 宏文, 西本 聡, 富澤 幸一
4) 大口径深礎杭の現地計測に基づく周面摩擦力の評価.....	25	寒地土木研究所 ○角田 富士夫, 西本 聡, 富澤 幸一, 福島 宏文
5) 泥炭地盤の透水特性に関する検討.....	31	寒地土木研究所 ○林 宏親 北大院工学研究科 三田地 利之 寒地土木研究所 西本 聡
6) 泥炭及び有機質粘土のダイレイタンスー特性に関する一考察.....	37	北大院工学研究科 ○岡 尚志 株式会社 エンジンエンジニアリング 山添 誠隆 北大院工学研究科 三田地 利之
7) CRS による泥炭のひずみ速度依存性.....	45	北大院工学研究科 ○堤 彩人, 田中 洋行
8) 有限変形理論に基づく泥炭地盤の変形挙動解析.....	49	株式会社 エンジンエンジニアリング ○山添 誠隆 北大院工学研究科 三田地 利之
9) 真空圧密工法による泥炭地盤の変形挙動.....	59	株式会社 ドーコン ○高橋 秀彰, 藤田 友幸 寒地土木研究所 林 宏親
10) プレローディング工法と真空圧密工法の沈下抑制効果に関する実験的検討.....	65	北大院工学研究科 ○森木 翼, 福田 文彦, 田中 洋行 寒地土木研究所 林 宏親
11) An axisymmetric-to-plane-strain conversion method for modeling soft ground improved by vacuum-surchage preloading.....	69	北大院工学研究科 ○Tuan Anh TRAN, 三田地 利之
12) 泥炭地盤におけるフローティング式低改良率深層混合処理の改良効果.....	77	寒地土木研究所 ○城戸 優一郎, 西本 聡, 林 宏親, 橋本 聖
13) トレンチャー式攪拌工法で施工された改良地盤に関する評価.....	85	寒地土木研究所 ○橋本 聖, 西本 聡, 林 宏親
14) ぜい弱岩の盛土品質管理手法の検討.....	91	東日本高速道路株式会社 豊田 邦男, 西岡 恵治 札幌道路エンジニア株式会社 ○山内 智
15) ベントナイト緩衝材の浸水時における膨張・圧縮挙動.....	97	北大院工学研究科 ○浅野 純, 田中 洋行, 三田地 利之
土質力学の父 テルツァーギの素顔.....	101	東洋大学名誉教授 赤木 俊允

- 16) 十勝沖地震による火山灰地盤の液状化とその地形的要因 103
 株式会社地崎工業 ○八木 一善
 北大院工学研究科 三浦 清一
- 17) 複合地盤の液状化性状 (第1報) 109
 苫小牧高専 吉澤 耿介
 苫小牧高専専攻科 ○竹腰 史章
 苫小牧高専 中村 努
- 18) 液状化地盤に対する上載構造物の影響に関する基礎的実験 115
 苫小牧高専 澤田 知之
 苫小牧高専専攻科 ○小林 靖明
 苫小牧高専 吉澤 耿介, 近藤 崇
- 19) せん断弾性波速度および残留有効応力による試料の品質評価 (第2報) 119
 北大工学部 ○小原 隆志
 北大院工学研究科 西田 浩太, 田中 洋行
 東亜建設工業㈱ 深沢 健, 中村 明教
 北大院工学研究科 三田地 利之
- 20) 繰返し一面せん断試験に基づく強度パラメータに及ぼす諸要因の検討 125
 北大院工学研究科 ○梅谷 晋平
 ㈱ドーコン 高橋 秀彰
 北大院工学研究科 三田地 利之
- 21) 凍結融解履歴が破碎性火山灰土の液状化強度に及ぼす影響 131
 北大院工学研究科 ○所 哲也, 山木 正彦, 三浦 清一
 北大工学部 高木 歩維
- 22) 凍結融解履歴が破碎性火山灰土の動的変形特性に及ぼす影響 139
 北大院工学研究科 ○山木 正彦, 三浦 清一, 所 哲也
- 23) 江別市美原の原位置試験および室内試験結果 145
 北大院工学研究科 ○西田 浩太, 田中 洋行
 寒地土木研究所 林 宏親
 東亜建設工業㈱ 深沢 健, 中村 明教
 北大院工学研究科 三田地 利之
 北大工学部 小原 隆志
- 24) 有機物を含む土層への新しい原位置試験の適用について 151
 ㈱ダイヤコンサルタント ○高坂 敏明, 佐藤 春夫, 江副 智成, 近藤 桂二
- 25) 繰返し変形特性に及ぼす粒径及び主応力回転の影響 155
 北大院工学研究科 ○福津 圭基, 石川 達也, 三浦 清一
 鉄道総合研究所 関根 悦夫
- 26) 繰返し载荷による支持地盤の力学特性の変化を考慮した防波堤・地盤系の変形解析 161
 北大院工学研究科 ○吳 哲浩, 三浦 清一, 横浜 勝司
- 27) 遠心場における降雨再現実験での間隙水圧の挙動 167
 北大院工学研究科 ○笠間 太樹, 金子 広明, 田中 洋行, 工藤 豊
- 28) 降雨による火山灰質土斜面の崩壊機構とその影響因子 171
 室工大工学部 川村 志麻
 室工大院 ○井野 寿人
 室工大工学部 木幡 行宏
- 29) 3種類の自然堆積粘土における弾性係数の異方性について 181
 函館高専 ○川口 貴之
 函館高専専攻科 川村 龍平, 高木 康輔

- 30) 粘性土の遠心場における分散係数測定方法に関する研究.....185
北大院工学研究科 三田地 利之
産業安全研究所 ○Surendra Bahadur Tamrakar
岩手大工学部 大河原 正文
北大院工学研究科 工藤 豊, 笠間 大樹
北大工学部 金子 広明
岩手大院 川崎 正洋
- 31) 原子間力顕微鏡による異なる温度条件下での高純度粘土の摩擦力・粘性係数測定.....189
岩手大院 ○久常 雄大
岩手大工学部 大河原 正文
北大院工学研究科 三田地 利之
- 32) 残留状態せん断面のその場観察/分析用「小型せん断ユニット」の開発.....195
岩手大工学部 大河原 正文
岩手大院 ○九千房 修司
北大院工学研究科 三田地 利之
- 33) 北海道における切土法面被害の形態について.....199
寒地土木研究所 ○泉澤 大樹, 西本 聡
- 34) 芝生保護法面の凍結・融解過程における挙動と凍上被害対策.....205
北見工大院 ○楊 明宇
北見工大工学部 芮 大虎
シー・エス・プランニング 上野 邦行
北見工大工学部 鈴木 輝之, 山下 聡
- 35) 寒冷地における凍結・凍上による斜面の問題事例.....211
日特建設株 ○平田 文, 秋元 康男, 山崎 裕幸
- 36) 凍結を利用した不良土の改良.....213
寒地土木研究所 ○佐藤 厚子, 西本 聡
北見工大工学部 小倉 憲之, 鈴木 輝之
- 37) ジオテキスタイルフィルターの垂直方向通水性能に及ぼす目詰まりの影響.....217
室工大院 ○佐藤 織絵
室工大工学部 木幡 行宏
室工大院 島谷 文卓
三井化学産資株 弘中 淳一, 平井 貴雄
- 38) 連続繊維補強土の品質管理に関する研究.....223
北見工大工学部 ○堀 智仁
北見工大工学部 山下 聡
日特建設株 山田 浩, 三上 登
北見工大工学部 鈴木 輝之
- 39) セメント安定処理土のせん断波速度に関する研究.....233
北大院工学研究科 ○小林 慎之介, 田中 洋行
北大工学部 高瀬 匡人
- 40) 土槽境界面の剛性が引抜き試験結果に及ぼす影響について.....237
苫小牧高専 中村 努
苫小牧高専専攻科 ○桑島 知香
苫小牧高専 吉澤 耿介
- 41) 微生物活性化材による地盤改良の設計法 (第1報)243
苫小牧高専 吉澤 耿介
苫小牧高専専攻科 ○長谷川 沙織
苫小牧高専 中村 努

42) 覆土による重金属汚染対策に関する現場実験.....	247
	寒地土木研究所○田本 修一, 伊東 佳彦, 日下部 祐基 北大院工学研究科 五十嵐 敏文, 渡邊 歩 北海道開発局 青木 卓也
43) 重金属汚染土の合理的不溶化処理と力学特性.....	251
	北大院工学研究科 ○横浜 勝司 株協和环境サービス 白山 興道 北大院工学研究科 中野 文裕 株協和环境サービス 渡邊 雅直 北大院工学研究科 三浦 清一
44) バイカル湖における表層型メタンハイドレート賦存地盤の工学的特性.....	255
	北見工大院 ○片岡 沙都紀 北見工大工学部 山下 聡, 南 尚嗣 清水建設株 西尾 伸也, 安部 透 応用地質株 横山 幸也 山口大学工学部 兵動 正幸 Limnological Institute, SB RAS Mikhail Grachev
平成 17 年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告.....	265

パイルドラフトを併用した構造物基礎の支持機構検討

寒地土木研究所 ○国際会員 冨澤 幸一
北海道大学大学院 国際会員 三浦 清一
開発工営社 青地 知也

1. はじめに

構造物基礎は支持形態により、浅い基礎である直接基礎と深い基礎である杭基礎に大別されるが、近年、従来の直接基礎（ラフト）と杭基礎（パイル）を組み合わせたパイルドラフト基礎が注目されている^{1), 2)}。パイルドラフト基礎は直接基礎では十分な支持力が確保できない条件で適応され、直接基礎で不足する支持力を杭基礎（先端支持力および周面摩擦力）で補う基礎形式である。このためパイルドラフト基礎を採用した場合、一般に強固な支持層まで杭を打設する必要はなく、杭本数を減少させることができることなどから建設コスト削減が可能になる。

パイルドラフト基礎は主に建築基礎で用いられているが、土木構造物では偏心・傾斜荷重に対してどのような支持機構となるか解明されていない。そのため、道路橋ではパイルドラフト基礎の採用は認めていないが、今後一定の変形を許容できる擁壁工などの簡易構造物には適用が可能と考えられる。そこで、パイルドラフト基礎の支持機構の基礎資料を得るため、杭基礎の有無および杭配列に注目した3次元FEM解析を実施した³⁾。

2. パイルドラフト基礎の基本的設計法

2-1. 支持機構

一般に、直接基礎は地盤反力のみで、杭基礎は杭のみで構造物を支えるのに対し、図-1に示すようにパイルドラフト基礎は地盤反力と（摩擦）杭の支持力の両方に期待して構造物を支持する基礎工法である。

このため、パイルドラフト基礎の設計には、基礎スラブ-地盤-杭系の相互作用を考慮した連成解析が必要であり、杭、地盤をバネモデル、基礎スラブを梁要素としたFEM解析などを実施し、地盤が受け持つ支持力と杭基礎の応力状態をより詳細に検討することが重要となる。

パイルドラフト基礎は異種基礎に分類され、1つの構造物に2つ以上の基礎を併用した形式で、土木・建築ともに極力避けるべき基礎形式となっていた。これは基礎形式の違いにより各基礎間で沈下差や地震時における変位差が生じ、構造物に悪影響を及ぼす恐れがあるためである。しかし、建築基礎構造設計指針⁴⁾の(2001年)改定で、解析技術の向上などの理由から基礎・地盤状況を慎重に考慮することを前提に、異種基礎の採用を設計者が判断することと記載された。

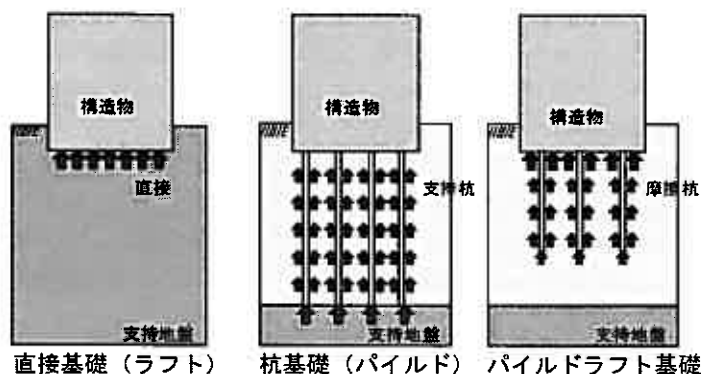


図-1 各基礎形式の支持機構

2-2. パイルドラフトの土木構造物基礎への適応性

パイルドラフトを含めた異種基礎は、地盤-構造系挙動が複雑であり地震時を含め非常に高度な解析が必要となるものの、各箇所の構造物および地盤反力特性を考慮し必要十分な基礎構造を選定できることから、基礎構造の規模を縮小し建設コスト削減が可能となる。このため、地震時を含めた荷重状態が比較的明確である土木構造物⁵⁾として擁壁構造を対象として、パイルドラフトを含めた異種基礎構造の適応性について検討する。

3. 直接基礎と杭基礎の支持機構の解析

3-1. 3次元FEM解析概要

3次元FEM解析には、土圧構造物であり比較的荷重状態が明確な擁壁構造を対象とした、図-2に示すように一般的なRC擁壁構造として国土交通省制定土木構造物標準設計よりL型擁壁(03-RCL-21)を用いて検討を実施した⁶⁾。

本擁壁構造は直接基礎として策定されたものであり、基礎下の支持地盤が砂質地盤でN値が20程度以上、粘性地盤

Bearing capacity mechanism for foundation by using piled raft
Kouichi TOMISAWA (Civil Engineering Research Institute for Cold Region)
Seiichi MIURA (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)
Tomoya AOCHI (KAIHATSUKOEISYA Corporation, Structures Division)

では N 値が10~15程度以上あるいは一軸圧縮強さ $q_u > 100 \sim 200 \text{ kN/m}^2$ である必要があり、これを満足できない場合には杭基礎として支持力を確保する必要がある。本擁壁構造を対象として偏心を受ける構造物の支持機構を明確にするため、直接基礎と杭基礎の両方について3次元FEM解析を実施し、その特性を検証した。

3-2 3次元FEM解析条件

3次元FEM解析は最も基本的な常時の状態を仮定し、3次元FEM解析の実施をする。図-3に解析モデルを示した。3次元FEM解析に用いた地層構成は、地表面から10.0mの範囲を N 値10回の軟弱地盤として、10.0m以深を N 値50回の支持地盤とし、線形平面ひずみ要素でモデル化した。

FEMによるモデル化は擁壁前面、背面方向に境界条件が影響しない十分な範囲として、軟弱層厚と同等の10.0mを確保した。また、擁壁構造は奥行き方向に連続的な構造であることから、便宜的に杭2本分の受け持ち幅2.5mの奥行きを確保させた。

境界条件として側面境界を水平方向変位固定、底面境界は全方向固定とした。検討ケースは直接基礎1ケース、杭基礎2ケースを実施し、擁壁工の安定および地盤の応力状態について解析を行う。Case1として一般的な基礎形式である直接基礎を解析することにより、軟弱地盤上に直接設置した場合の検討を行う。また、Case2として杭基礎を擁壁工の前趾側のみに配置した解析することにより、常時の荷重状態での偏心を主に杭基礎で受け持たせた場合の検討を行う。さらに、Case3として通常の前後趾両側に配置した杭基礎形式の解析を行うことにより、常時荷重状態での偏心と支持力を杭基礎で受け持たせた解析を行う。

杭基礎は、一般的な諸元として鋼管杭 $\phi 500$ 、肉厚 $t=9\text{mm}$ の支持杭とし、 N 値50回の支持地盤まで達する長さのフレーム要素配置とした。表-1に示す杭1本あたりの物性値を用いて解析を実施した。

作用荷重は図-4に示すように常時の荷重状態を再現するため、鉛直荷重として擁壁壁自重 122.5 kN/m^2 を擁壁天端に、裏込土重量および擁壁底板自重 97.2 kN/m^2 を底板上面に等分布荷重として作用させた。また、水平方向荷重として裏込土圧 79.17 kN/m を土圧作用位置 1.667 m に作用させた。

表-1 入力物性値一覧表

地層	深度(m)	層厚(m)	N 値(回)	$E(\text{kN/m}^2)$	ポアソン比
軟弱地盤	10.000	10.000	10	28000	0.45
支持地盤	20.000	10.000	50	140000	0.45

杭径(m)	肉厚(m)	断面積(m^2)	断面2次(m^4)	$Z(\text{m}^3)$	$E(\text{kN/m}^2)$	ポアソン比
0.5	0.009	0.0139	0.00042	0.00167	2.0×10^8	0.167

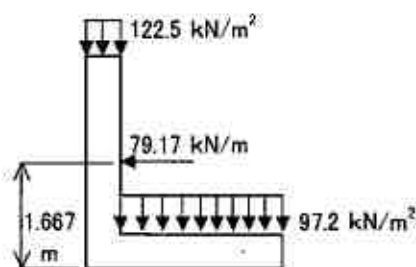


図-4 作用荷重概要図(レベル1地震動)

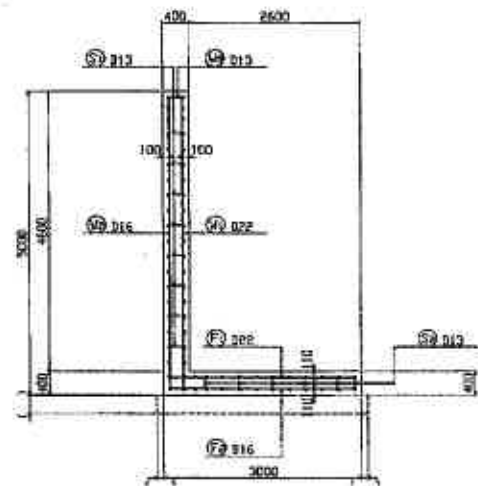


図-2 RC擁壁工事断面図

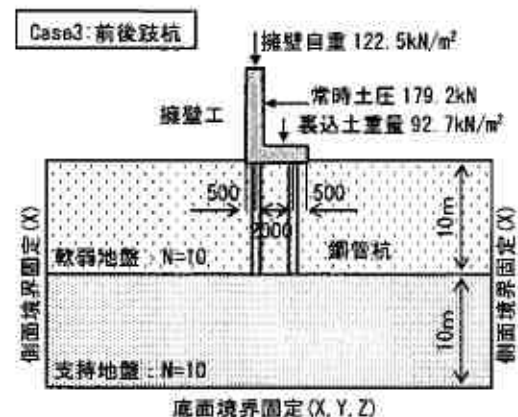
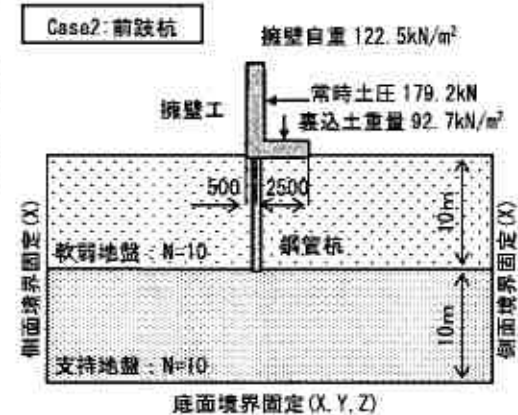
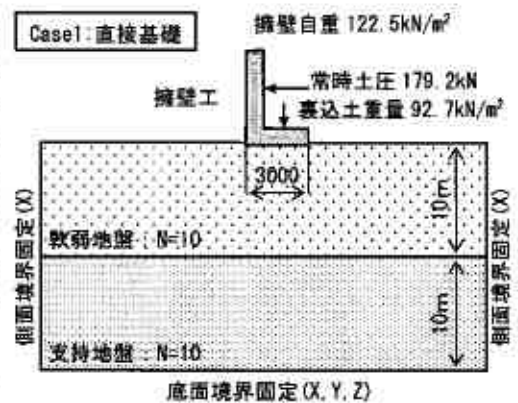


図-3 FEM解析モデル図

表-2 擁壁の変位量一覧表

変位	箇所	方向	Case1	Case2	Case3
水平 (mm)	天端	左	18.20	7.77	13.70
	前肢	左	3.68	3.28	3.22
	後肢	左	3.78	3.45	3.32
鉛直 (mm)	天端	下	12.60	4.44	4.44
	前肢	下	12.40	4.30	4.30
	後肢	下	6.36	4.96	1.82

3-3. 解析結果 (変位・応力)

各 Case の解析で得られた擁壁工の変形量を表-2 に示す。変位の着目点は堅壁天端、底板前肢、底板後肢の水平変位および鉛直変位である。

底板前肢および後肢位置における水平変位は、直接基礎の Case1 で若干大きいものの、各位置とも 3~4mm 程度とほぼ同等となっている。これと比較して偏心による押し込み力が作用する底板前肢の鉛直変位は直接基礎が最も大きく、杭基礎の 3 倍程度の値が生じている。これは、杭基礎の有無が擁壁底板の水平変位に与える影響は小さく、主に杭基礎が擁壁を支持し鉛直変位を抑える部材として機能しているためであると考えられる。このため、直接基礎は底板前肢と後肢の鉛直変位の差によって擁壁自体が回転し、擁壁工の前肢方向に倒れ込むように変位しているため堅壁天端で大きな水平変位が発生している。また、前肢側のみに杭を設けた Case2 の場合、前後肢に杭を配置した Case3 の場合に比べ、前肢側の鉛直変位は同等であるものの、後肢側の鉛直変位が大きくなり、前肢側の沈下量とほぼ同等値となっている。これにより擁壁自体の回転が小さくなり、堅壁天端の水平変位が小さな値を示している。

これらの結果から、常時の荷重状態においては直接基礎である Case1、前後肢に配置した杭である Case3 と比べ、前肢側のみに杭を設置した Case2 が最も擁壁全体としての変位は小さい結果となった。これは前肢側のみに杭を設置することにより、底盤前肢側の鉛直変位を抑えるとともに底板前後の沈下差が小さくなることで擁壁自体の回転変位が小さくなるためと考えられる。

これらは、地盤の軟弱の度合いや擁壁工の規模さらに地震時の状態により傾向が変化すると考えられるが、底板前肢側のみに杭基礎を設置することにより、前後肢に杭を配置した杭基礎構造とほぼ同等の変位抑制効果が得られた。

図-5 に地盤の鉛直応力度の分布図を示す。鉛直方向応力度は直接基礎の場合には底板下面に応力球根を形成する形で支持地盤まで伝播している。杭を配置した場合は、杭先端の支持地盤に大きな鉛直方向応力度が発生している。

前肢のみに杭を設置した場合と通常の杭基礎を比較すると、前肢のみに杭基礎を設置した場合の方が、前肢側杭先端支持での地盤の鉛直応力度が 15% 程度大きな値を示している。これは後肢側の杭がなくなったことにより、後肢側杭が受け持っていた鉛直荷重が直接基礎のように擁壁底板を介して地盤に伝達されるとともに、前肢側杭の押し込み力を増加させたためと考えられる。

図-6 に地盤の水平応力度の分布図を示した。水平方向応力度においても同様の傾向を示し、杭基礎とした場合は杭先端の支持地盤で最も大きな水平応力度が発生しており、擁壁構造にかかる水平力が杭基礎を介して支持地盤に伝達されていることが確認できる。

これらの結果を表-2 に示した擁壁底板の水平変位を総合すると、杭基礎は鉛直方向には応力を支持地盤に伝達す

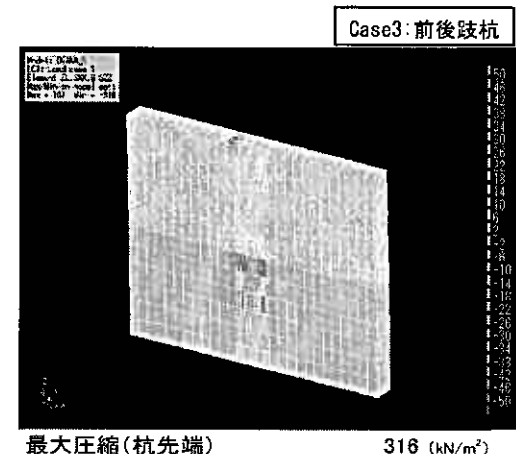
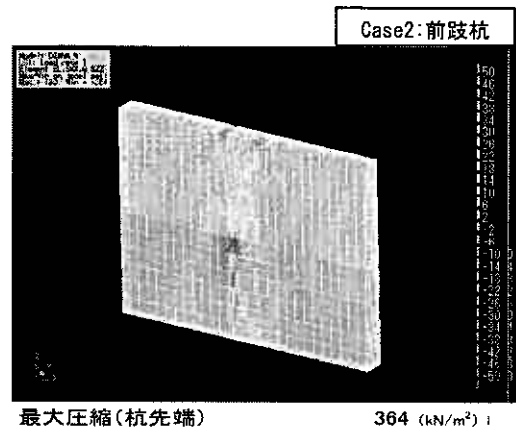
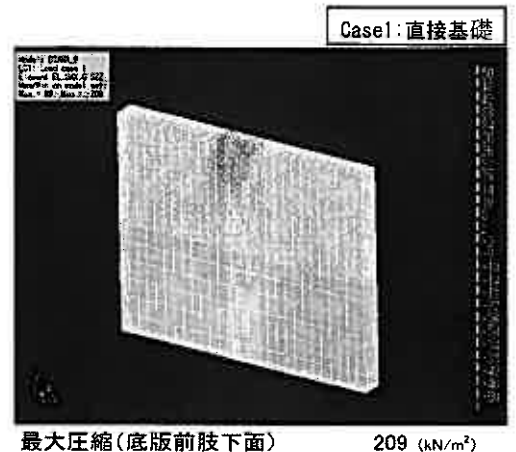
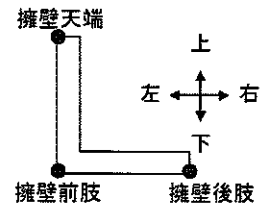


図-5 地盤の鉛直応力度分布図

るとともに擁壁の変位を抑制するが、水平方向には応力伝達をするものの杭剛性による水平変位の抑制効果は小さく、擁壁工の水平方向の安定に対して杭基礎の有無はほとんど影響のない結果が得られた。

表-3 に杭体応力結果を示す。軸力、せん断力は 15% 程度の差であるのに対し、曲げモーメントは前肢のみに杭を設置した場合と前後肢に杭を配置した場合を比較すると前肢のみに杭を設置した場合の値が大きくなっている。これは前肢のみに杭基礎を設置した場合、後肢側の杭がなくなったため、前肢側より大きく沈下し土圧作用方向と反対方向に底版が回転することにより杭頭に大きなモーメントを発生したためと考えられる。

表-4 に示す杭頭変位の結果からも、擁壁変位、地盤応力度と同様に、杭基礎の配置することにより鉛直方向変位の抑制効果はあるものの水平方向変位には影響が現れない結果となった。

3-4. 杭軸力の発現機構

杭基礎および底版の部分の直接基礎の地盤の鉛直支持に着目し、3次元 FEM 解析の結果と設計値とを比較検討を行った。

表-5 に杭軸力の比較表を示す。設計においては鉛直荷重全てを杭のみで受け持つものとして計算している。このため計算値においては、Case2 の前肢側杭の値と Case3 における前後肢杭の合計値が一致し、擁壁構造全体の押し込み力が 1 列あたり 377kN と結果となる。

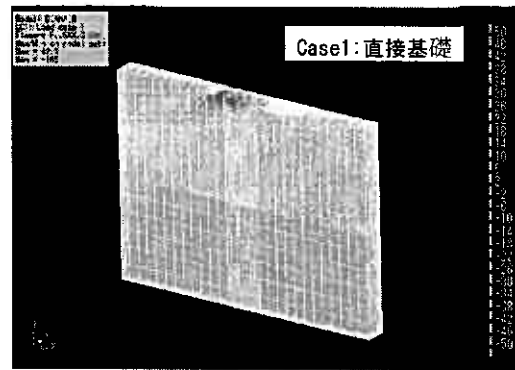
これと比較し、3次元 FEM 解析の結果は、Case2 の場合、設計値と比較し 60% 程度の軸力のみ杭体に作用している。また、Case3 の場合には後肢に作用する軸力は設計値、解析値とも変わらないものの、前肢側の軸力は設計値と比較し、75% 程度、前後肢の合計で 81% 程度が杭体に作用していない結果となった。これは、擁壁工の構造全体の押し込み力に対して、杭のみで支持するのではなく、底板下面の地盤が直接的な役割を果たし擁壁工を支持しているためと考えられる。地盤が受け持つ割合は前後肢に杭を設置した場合で 20% 程度、前面側のみに杭を配置した場合で 40% 程度となっている。ただし、この割合は杭の総本数、地盤の物性、擁壁底板の大きさにより変化するものと考えられる。

これらの結果から、本条件の解析においては杭基礎に作用する鉛直方向の押し込み力に対し、約 20~40% は底板下面の地盤が受け持つことにより擁壁工全体を支持していることが分かった。

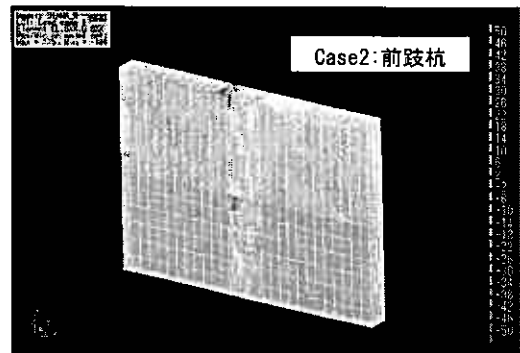
4. パイルドラフト基礎の支持機構の解析

パイルドラフト基礎は底板下の地盤反力と摩擦杭の支持力の両方に期待して構造物を支持する基礎工法である。

このため図-7 に示すように、前章で行った解析のうち Case2 を用いて杭基礎を支持層より 2.5m 手前まで設置した摩擦杭基礎モデルとした Case4 の解析を行った。



最大圧縮(底版前肢前面) 165 (kN/m²)



最大圧縮(杭先端) 136 (kN/m²)



最大圧縮(杭先端) 119 (kN/m²)

図-6 地盤の水平応力度分布図

表-3 杭体応力一覧表

杭体応力 (1 本当)	Case2		Case3	
	最大	最小	最大	最小
軸力 (kN)	238	84	210	39.8
曲げモーメント (kN・m)	9.8	-32.5	18.3	-19
せん断力 (kN)	28.6	-1.88	26.7	-4.4

表-4 杭頭(最大)変位一覧表

杭頭変位		Case2		Case3	
水平方向 (mm)	左方	3.30	左方	3.31	
鉛直方向 (mm)	下方	4.07	下方	3.66	

表-5 杭軸力における解析値と設計値の比較表

杭体断面力		Case2		Case3	
		前杭	前杭	後杭	合計
軸力 (kN)	設計値	377	279	98	377
	解析値	238	210	97	307
比率		0.63	0.75	0.99	0.81

また、パイルドラフト基礎における杭配置の違いによる影響を確認するため、底板中央に杭を配置した Case5 についても検討した。

表-6 に各 Case の解析で得た擁壁工の変形量を示す。底板前肢および後肢位置における水平変位は、支持杭とした Case2 と比較してほぼ同等値である。また、杭配置を変更した Case4 と Case5 の間には大きな差が見られず、支持杭と摩擦杭の違いおよび杭配置は擁壁底板の水平変位に及ぼす影響は小さいと考えられる。これに対して底板の鉛直変位は摩擦杭とした Case4 では支持杭の Case2 と比較して前肢側で 2.3mm、後肢側 1.0mm 沈下量が増加している。これは摩擦杭のために擁壁工からの押し込み力に対して受け持てる杭の支持力が低下し、底板下の地盤が分担する押し込み力が増加したことにより、底板全体の沈下量が増加したためと考えられる。

また、杭配置を底板中央に設置した Case5 でこの傾向はより顕著になり、底板前肢と後肢の鉛直変位の差によって擁壁自体が回転し、擁壁前肢方向に倒れ込むように変位し、堅壁天端で大きな水平変位が発生している。これは直接基礎である Case1 の傾向に同様であり、摩擦杭が底板中央に配置されている分、沈下量自体は Case1 の 3/4 程度であるが擁壁底板の回転が大きいため擁壁天端での水平変位は Case1 とほぼ同等値を示している。表-7 に示す杭体軸力は、Case4、Case5 とともに摩擦杭へと変更したことで、支持杭の Case2 と比較し約 20% 程度、杭体が負担する押し込み力が低下している。

図-8 に地盤の鉛直応力度の分布図を示す。鉛直方向応力度の分布は直接基礎に分布に近く、底板下面に応力球根を形成する形で支持地盤まで伝播している形状に近い。ただし、杭を配置した影響により杭先端の地盤で応力球根を形成し、最大の鉛直応力度が発生するような傾向が見られる。底板中央に杭配置した Case5 では、擁壁工で偏心による押し込み力により前肢側地盤に大きな鉛直応力度が発生している。

これらの結果より、パイルドラフト基礎として配置された摩擦杭は直接基礎を補助する役割を果たし、より支持地盤に近い位置に応力球根を形成し支持力を確保する特徴を有している。このような支持機構であるため、摩擦杭はより支持地盤に近くまた偏心した押し込み力に

表-6 パイルドラフト基礎の擁壁変位量一覧表

変位	箇所	方向	Case4	Case5
水平 (mm)	擁壁天端	左	9.81	18.10
	擁壁前肢	左	3.54	3.45
	擁壁後肢	左	3.69	3.67
鉛直 (mm)	擁壁天端	下	6.76	9.33
	擁壁前肢	下	6.62	9.18
	擁壁後肢	下	5.98	3.96

表-7 杭体応力一覧表

杭体応力 (1 本当)	Case4		Case5	
	最大	最小	最大	最小
軸力 (kN)	196	22.3	183	23.2
曲げモーメント (kN・m)	11.3	-17.3	34.2	0
せん断力 (kN)	25.0	3.24	23.1	-9.51

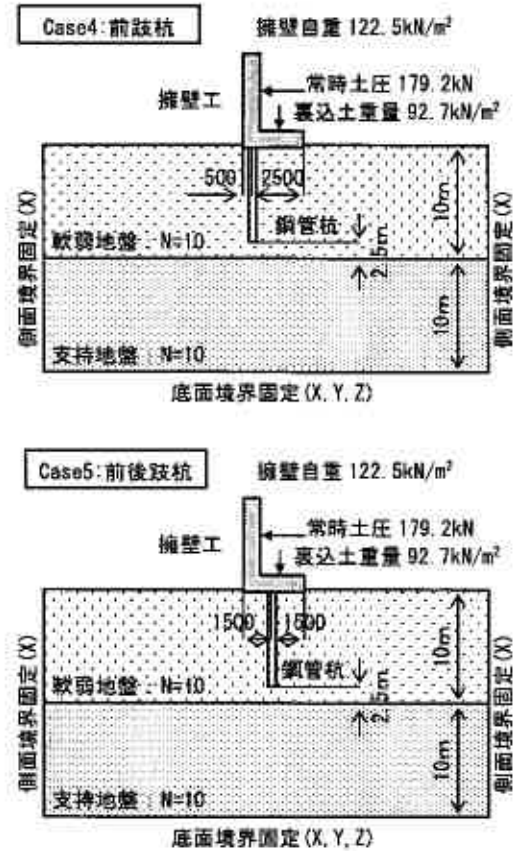


図-7 FEM 解析モデル図

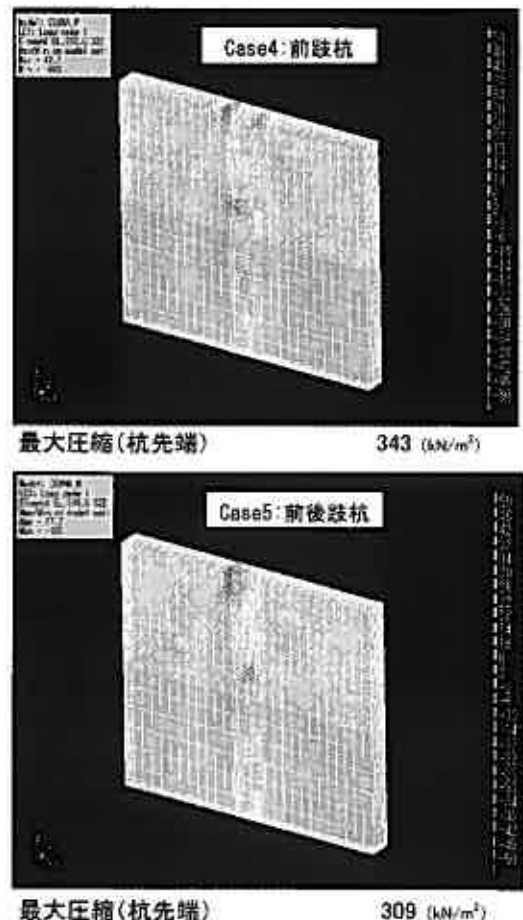


図-8 パイルドラフト基礎の地盤鉛直応力度分布図

対して効率的に配置することで、擁壁工の変位量を前趾側に支持杭を配置した Case2 に近い値まで抑制することが可能と考えられる。ただし、底板下に対する負担が大きくなることから、軟弱な地盤では 3 次元 FEM 解析では考慮されていない地盤のすべり破壊などに対して留意する必要がある。つまりパイルドラフト基礎では押し込み力に対して杭と底板下の地盤にバランス良く分担させることが重要となる。

5. 擁壁構造のパイルドラフト併用の可能性

直接基礎を基本とし、種々の杭基礎配置の擁壁構造を 3 次元 FEM 解析し、通常の設計では考慮しない底板下の地盤の支持機構が検証された。本条件モデルにおいては擁壁工全体の鉛直方向の押し込み力に対して 20%~40%程度を底板下の地盤が分担することが明らかとなった。

今後、既往の設計において考慮していない底板下の地盤の支持機構を有効に活用することで杭の規模（杭径・杭本数）を低減することが可能と考えられる。また、従来の直接基礎の設置が困難な軟弱地盤においても、パイルドラフト基礎を含む異種基礎を適応することで、比較的安価な擁壁施工の可能性が考えられる。

6. 結論

パイルドラフトを併用した構造物基礎の支持機構に関し、3 次元 FEM 解析から概ね以下の知見が得られた。

- ①3 次元 FEM 解析より、底板前趾側のみに支持杭を設置した場合に前後趾に杭を配置した杭基礎構造とほぼ同等の変位抑制効果が得られた。
- ②3 次元 FEM 解析より、パイルドラフトを併用した異種基礎とした場合、支持杭・摩擦杭ともに擁壁工の水平変位に与える影響は小さく、主に杭基礎が擁壁工を支持し鉛直変位を抑える部材として機能していることが分かった。
- ③本条件モデルの検討において、杭基礎に作用する鉛直方向の押し込み力に対して、約 20~40%は底板下面の地盤の支持効果が明らかとなった。

7. おわりに

本検討により擁壁構造におけるパイルドラフトを併用した異種基礎の基本的な支持機構を把握した。その結果、パイルドラフト基礎では押し込み力を杭と底板下の地盤にバランス良く分担させる必要があることなどが明らかとなった。今後はこの成果を踏まえ、地盤構成や擁壁規模の違いによる支持特性を解析するとともに、遠心力模型実験でさらに検証を進めていく考えである。また、パイルドラフト基礎の実設計のための支持力式を用意する予定である。

参考文献

- 1). 山田 英司, 高稲 敏浩, 水野 和憲, 大野 雅幸, 野田 利弘:パイルド・ラフト基礎が設置された地盤の水～土連成弾塑性変形解析, 土木学会論文集Ⅲ No.659, pp.113-128, 2000.
- 2). 木村亮, 長谷川雅:模型急速載荷試験による群杭およびパイルド・ラフトの鉛直支持力特性の検討, 土木学会論文集Ⅲ No.778, pp.29-39, 2004.
- 3). 渡辺啓介, 中井正一, 石田理永, 加藤寛之, 真野英之:有限要素法によるパイルドラフト基礎の荷重分担特性の検討, 第 39 回地盤工学研究発表会発表講演集 No.735, pp.1467-1468, 2004.
- 4). 社団法人 建築学会:建築基礎構造設計指針, pp.327-348, 2001.
- 5). 社団法人 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, pp.348-433, 2002.
- 6). 社団法人 日本道路協会:道路土工 擁壁工指針, pp.54-131, 1999.

大型加圧土槽を利用した回転貫入杭の模型実験

室蘭工業大学	○学生会員	中沢 楓太
同	国際会員	土屋 勉
同	正会員	大杉 富美一
同	正会員	島田 正夫
同	非会員	円谷 司
同	非会員	田島 一人

1. はじめに

騒音振動等の問題があるため、都市部やその近郊で打込み杭を使用することはほとんど不可能であるが、支持力的には打込み杭のように地盤を掘削することなく施工できる杭工法（Displacement Pile）が優れていることは明らかである。そこで、場所打ち杭や一般の埋込み杭に見られる残土処理、更に騒音振動の問題を克服した回転貫入型の杭工法（以下、本報告では回転杭と呼ぶ）の開発が活発¹⁾になっている。

これらの杭工法では、鋼管の先端面または杭周面に溶接された螺旋羽根や平板（以下、本報告ではこれらをまとめて羽根と呼ぶ）が回転推進力となって、土を側方に押しつけて設置される。設置後にはこれらの羽根が杭の鉛直支持力を増加させる要素として機能することを基本的な特徴としている。

回転杭の特徴である杭 1 本毎に得られる施工時の様々な情報（回転トルク、押圧力、1 回転当たりの貫入量）を、杭の打止め管理や支持力推定に利用出来れば、回転杭の信頼性は飛躍的に向上するであろう。しかし、この杭工法の貫入メカニズムが十分に解明されていないことや回転杭特有の残留応力の問題もあり、施工情報を鉛直支持力と関連づけることは、現段階では精度的に満足できるものとはなっていない。

本報告では、大型加圧土槽における模型砂地盤を利用して、地盤密度、上載圧および支持層への根入れ長を変化させて、回転杭の貫入実験および鉛直載荷実験を実施し、二層地盤における貫入性状や鉛直支持力性能について検討した。

2. 実験装置および実験方法

2. 1 実験装置

実験装置の構成を図-1 に示す。

土槽は内径 2,000mm、深さ 2,500mm の円柱形であり、土槽の内壁面にはシリコングリスを塗布したテフロンシート（厚 0.1mm）を二重または三重に貼り付けた。砂を充填して上載圧のみを負荷させた実験を行い、土槽外壁面に貼付したワイヤーストレインゲージ（WSG）や土槽底面の土圧計の値から、土槽内壁面と砂との間にはほとんど摩擦力が生じないことを確認している。

上載圧負荷装置はエアコンプレッサに接続して、空気

圧により模型砂地盤に上載圧（容量 500kPa）を負荷するもので、直径 2,000mm、厚さ 50mm のドーナツ形状をしたゴム製空気袋である。上盤の開口部（直径 114.3mm）に適合し、砂地盤と上盤の間に装填できる。

回転貫入装置は、重量 4.3kN、回転数 14rpm、回転トルク 13.5kN・m を有しており、ガイドレール上を下降する。

載荷フレームは、土台、支柱、反力梁で構成されており、設計鉛直荷重は 1,000kN である。鉛直載荷実験では、油圧ジャッキ（200kN、500kN）を用いている。

以上の実験で測定される全ての WSG、ロードセル、変位計等の各種センサによる測定値は、全て計測端末に表示・記録される。

2. 2 模型地盤

使用した砂試料は珪砂 6 号（東北珪砂）であり、表-1 にその物理的性質を示す。

本実験では、図-2 のように平面内に出来るだけ流量が均一になるよう配置された 121 個のノズル（E-E 断面）とネット（C-C 断面）を組み合わせた空中落下法で地盤作製を行った²⁾。この時のノズル先端からネット

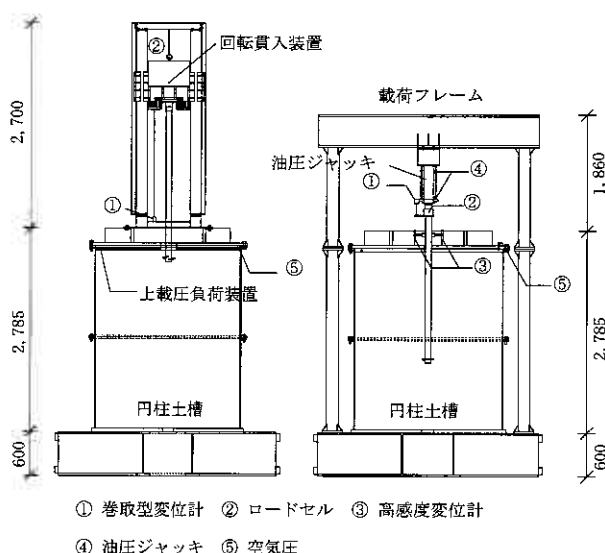


図-1 実験装置

Model test of screwed piles in a calibration chamber.

Futa Nakazawa, Tsutomu Tsuchiya, Fumikazu Ohsugi, Masao Shimada, Tsukasa Tsuburaya, Kazuto Tajima (Muroran Inst. of Tech.)

までの距離は412mmである。ノズルは図-3に示す形状をしており、口径を表-2のように変化させて模型地盤の密度を調節している。

本報告で対象とした二層地盤は以下の手順で作製する。

- ①高密度用のノズル(φ12)を用いて支持層を作製し、サンドレーナーを取り外して、支持層表面を水平にらす。
- ②低密度用のノズル(φ35)に交換し、再びサンドレーナーを土槽上部に設置し、所定の高さまで砂を堆積させる。

なお、実験では地盤への杭の貫入量を一定としているので、支持層深度を変更することで支持層への根入れ長Hを調節する。

2.3 模型杭

模型杭を図-4(1)に示すが、実験装置の高さ制限から、羽根や底板などが取り付けられた下杭部と、その上に継ぎ足される継杭からなっている。模型杭の材質はSTS410、F値=245MPa、ヤング率E=2.05×10⁵MPaである。これらの杭には図-4(1)に示す位置に各断面当たり4枚の軸ひずみ計測用のWSGを貼付してある。これらのWSGは事前にアムスラーを用いた圧縮試験を行ない、較正值が得られている。杭頭近傍および羽根近傍には杭体トルク計測用のWSGも貼付してある。

表-1 砂試料の物理特性

試料名	東北硅砂 6号
G_s	2.61
ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.74
ρ_{dmin} (g/cm ³)	1.42
D_{50} (mm)	0.32
U_c	2.00

表-2 ノズル口径と相対密度

	口径	相対密度
	φ (mm)	D_r (%)
低密度	35	32
中密度	33	72
高密度	12	94~98

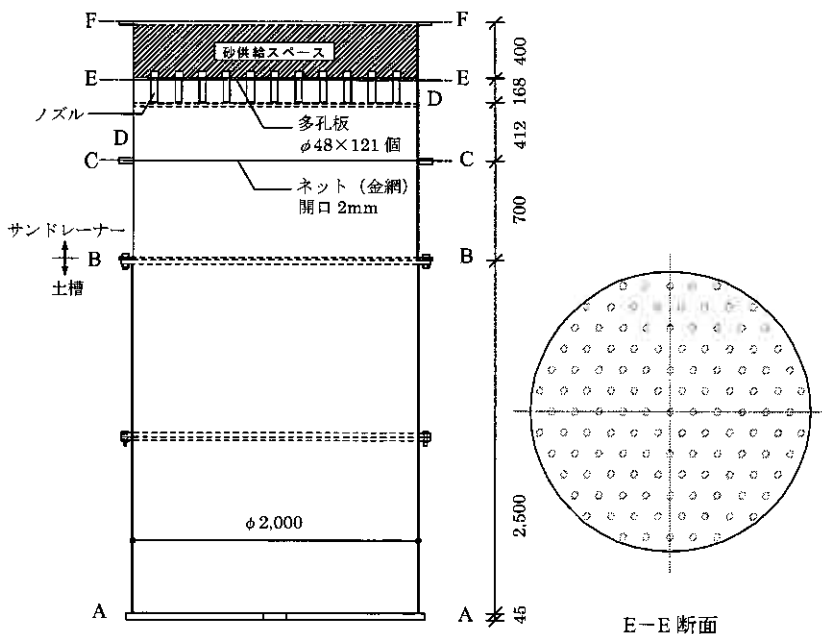


図-2 地盤作製装置

この模型杭では杭先端面荷重と羽根面荷重を独立して測定するために、二重管法³⁾を採用している。これは、図-4(2)に示すようにWSGを貼付した棒状の荷重計を鋼管杭に挿入することにより、杭先端近くの杭周面摩擦力が含まれない構造になっている。

なお、杭体の測定値は全て杭を地表面に建て込んだ状態(杭の自重のみが作用)を原点としている。

2.4 実験条件

表-3に実験条件の一覧を示す。表中の換算N値は、Gibbs and Holtzの実験結果から、Meyerhofが導いた次式を用いて求めた。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{0.01\sigma_0 + 0.7}} \quad \dots (1)$$

ここでは、 D_r : 相対密度 (%)

σ_0 : 上載圧 (kPa)

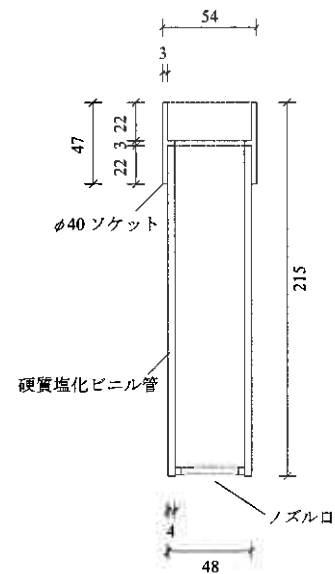


図-3 ノズル形状

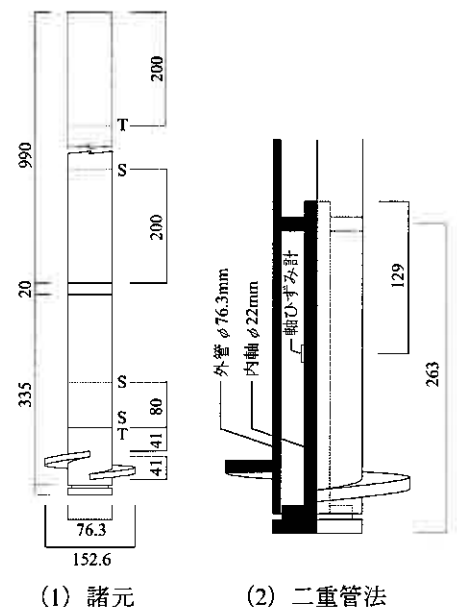


図-4 模型杭

表-3 模型杭の諸元および実験条件

実験名	地盤構成	軸径 d_0 (mm)	羽根径 d_w (mm)	羽根ピッチ p_w (mm)	杭長 l (mm)	相対密度 D_r (%)		上載圧 σ_0 (kPa)	換算 N 値		根入れ長 H ($\times d_w$)
						上部	下部		上部	下部	
76D100	均質地盤	76.3	152.6	41	1362	98		100	37		-
76M100						72			20		
76L100						32			4		
76D50						94		24			
76D150						150		44			
76LD100+1.0	二層地盤	76.3	152.6	41	1362	32	98	100	4	37	+1.0
76LD100+0.5											+0.5
76LD100+0.0						+0.0					
76LD100-0.5						-0.5					
76LD100-1.0						-1.0					

モデル名は、均質地盤の場合、軸径（整数部のみ）、地盤の相対密度（高密度：D、中密度 M、低密度：L）、上載圧の順で示した。二層地盤の場合、軸径、上部地盤の相対密度、支持地盤の相対密度、上載圧、支持層への根入れ長を羽根径 d_w で除した値（正：支持層より下で打ち止め、負：支持層より上で打ち止め）の順で示した。

実験は、模型砂地盤に上載圧を加えて貫入実験を実施する。次に、上載圧を維持したまま残留応力の推移を測定して、杭先端面、羽根面および杭周面の応力が概ね収束した後、鉛直載荷実験を行った。載荷は段階載荷方式であり、荷重の保持時間を新規荷重は2分、履歴荷重は1分とした。

3. 貫入実験結果および考察

3.1 貫入メカニズム

図-5は76L100モデルの貫入中における各部の荷重の推移を示している。それによると、杭先端面は圧縮力となっており、貫入開始直後に急増してほぼ定常状態となっている。羽根面は引張力となっており、貫入開始から、緩やかに上昇する傾向がある。羽根面の値は杭先端面と杭周面の抵抗力に打ち勝つ推進力となる。

図-6は杭軸部応力を図-7に示す4方向についてそれぞれ示したものである。それによると、a~c位置は引張力となっているが、d位置は圧縮力となっている。このことから、杭体は図-8のように曲げを受けながら貫入しているものと思われる。このような曲げを受ける要因としては、羽根刃先の抵抗や羽根面における不等分布な推進力があげられる。

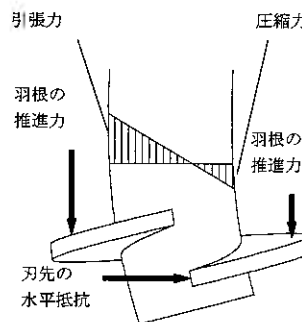


図-8 杭先端近傍概念図

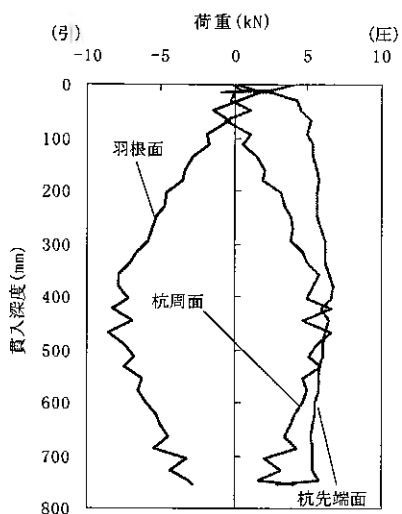


図-5 各部荷重

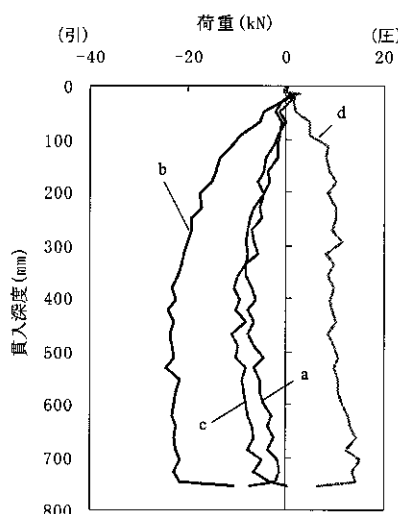


図-6 杭軸部応力

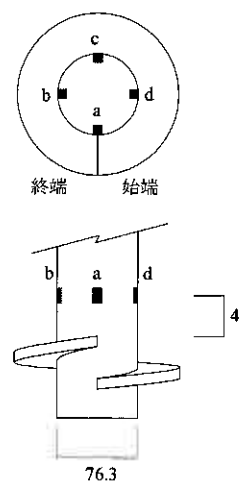


図-7 ゲージ貼付位置

図-9 は均質地盤における実験の杭先端面荷重の推移を示している。それによると、杭先端面荷重は地盤の相対密度が大きいほど大きい。また、76D100 と 76D150 の値が近似するなど上載圧の違いによる影響は小さいことから、大深度における回転杭の優れた施工性が示唆される。

3. 2 杭体トルクおよび貫入率

図-10 は均質地盤における実験の羽根近傍の杭体トルクと換算 N 値の関係を示している。杭体トルクは概ね定常状態となる 450mm 貫入時の値とした。これらは比例関係にあることから、羽根近傍の杭体トルクは地盤の N 値を相対的に表すものであるといえる。

また、図-11 は杭体トルクと杭先端面荷重の関係を示している。均質地盤および二層地盤共に、これらは概ね比例関係となっており、杭体トルクから一律に貫入中の杭先端面荷重を推定できる可能性を示している。

表-4 は均質地盤における実験の貫入率の一覧である。貫入率 μ は 1 回転当たりの貫入量を羽根ピッチ p_w で除したもので、貫入率を示す指標と考えている。それによると、地盤の相対密度によって貫入率は大きく変化している。しかし、高密度地盤では、上載圧 50~150kPa で貫入率は概ね 0.35 程度となり、上載圧の影響はほとんど受けないことがわかる。

以上の結果より、杭体トルクや貫入率は施工管理の指標として適していると思われる。

3. 3 貫入性に及ぼす支持層の影響

図-12 および図-13 は支持層へ根入れをしたモデル (76LD100+1.0, 76LD100+0.5, 76LD100+0.0) の杭体トルクおよび貫入率の推移を示している。図中には上部地盤と同様の条件である 76L100 モデルの定常値および支持層深度も示している。それによると、支持層の影響は杭先端面が支持層深度に到達する以前に生じている。すなわち、杭体トルクは支持層から 100mm 程度手前で上昇し、貫入率はその深度で低下している。

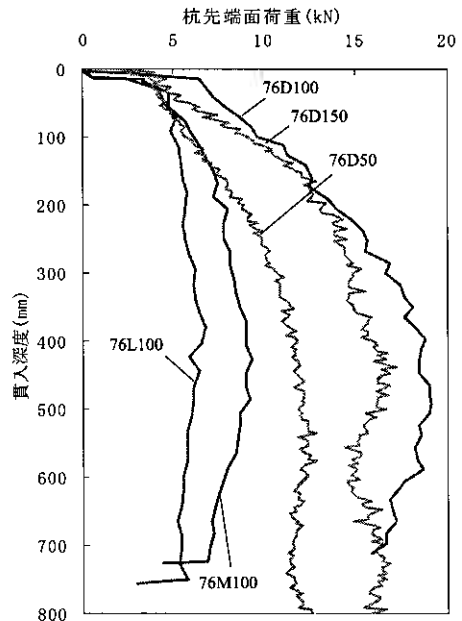


図-9 杭先端面荷重

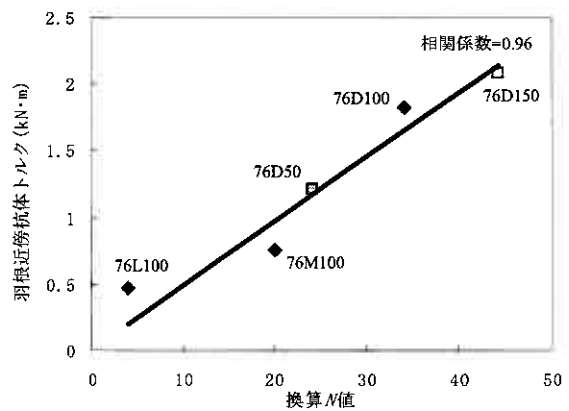


図-10 杭体トルクと換算 N 値

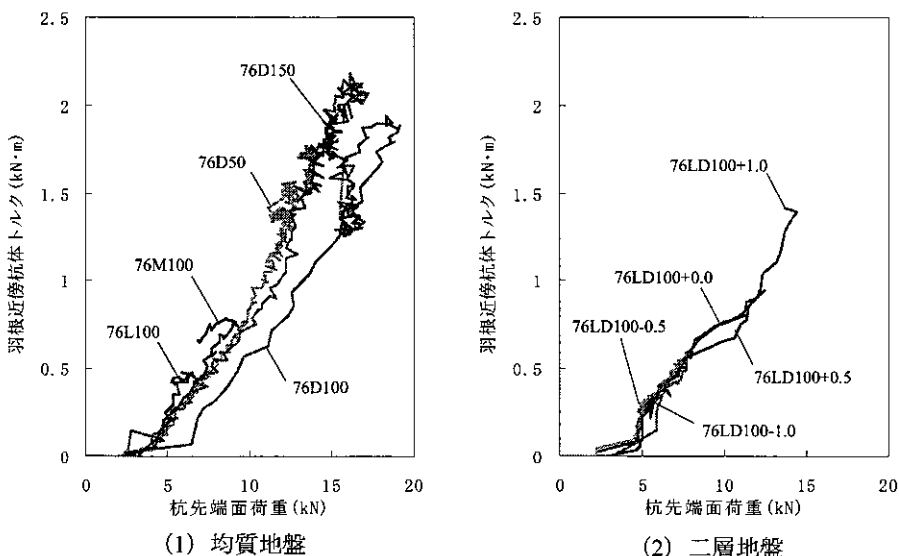


図-11 杭体トルクと杭先端面荷重

表-4 貫入率一覧

実験名	貫入率 μ
76D100	0.34
76M100	0.40
76L100	0.44
76D50	0.35
76D150	0.34

4. 杭の施工に伴う残留応力

4. 1 残留応力の発生メカニズム

図-14 は 76L100 モデルの杭貫入後に杭体各部に残留する応力の推移を示しており、施工終了時を経過時間 0 としている。それによると、杭の貫入を終了すると、杭先端面荷重および羽根面荷重の圧縮力および引張力は一

旦減少する。その後、杭先端面荷重はほぼ一定に推移し、羽根面や杭周面荷重は増加した後に、幾分減少しながらほぼ一定に推移している。なお、20分程度経過時点で杭先端面および杭周面の値が減少しているのは、回転トルク用のモーターを取り外したためである。このような残留応力の発生メカニズムを概念的に示したのが図-15

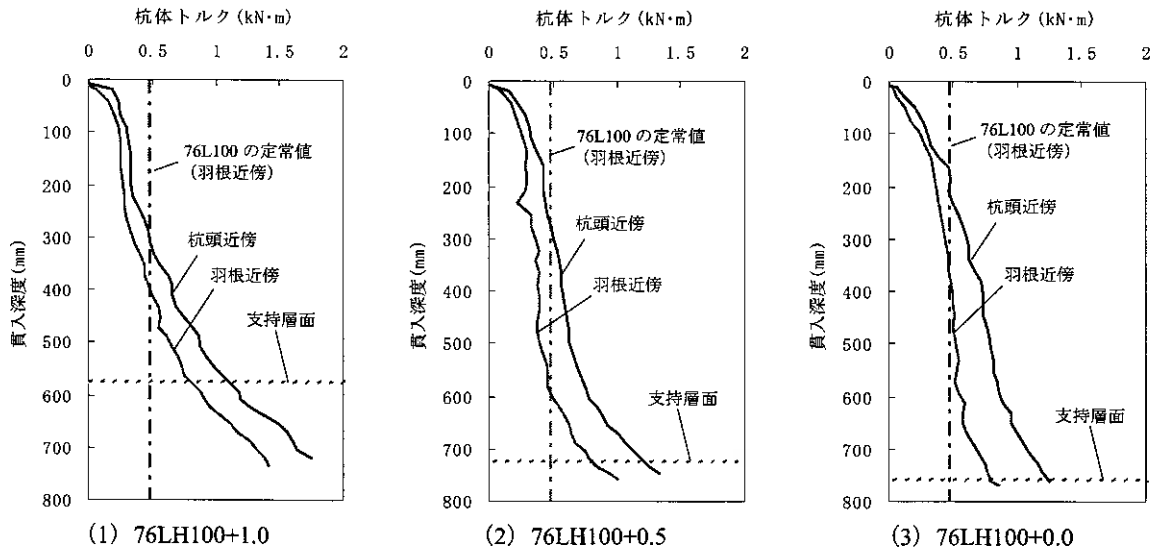


図-12 杭体トルクと貫入深度

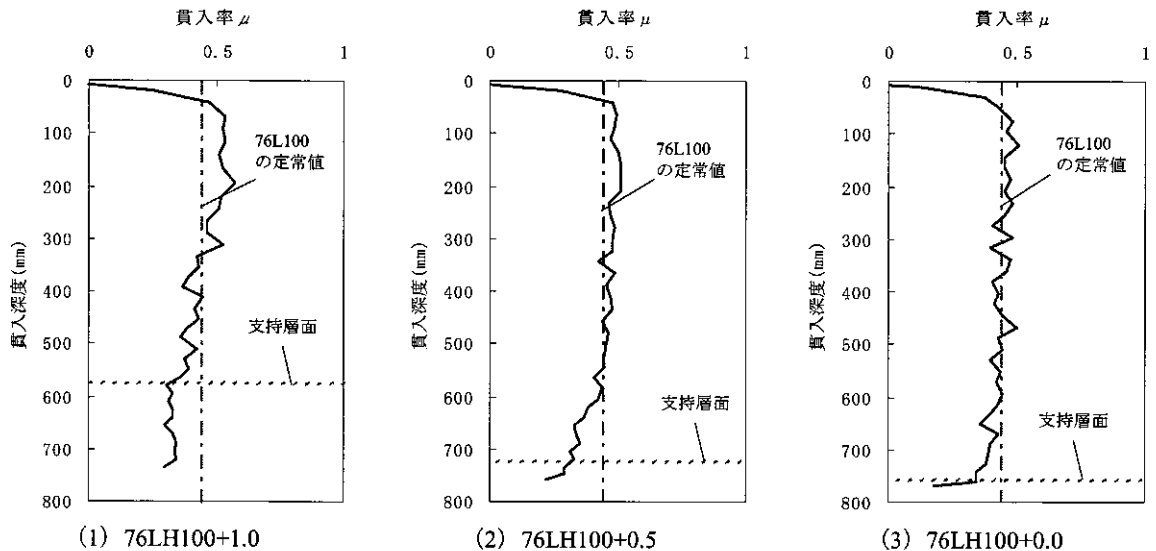


図-13 貫入率と貫入深度

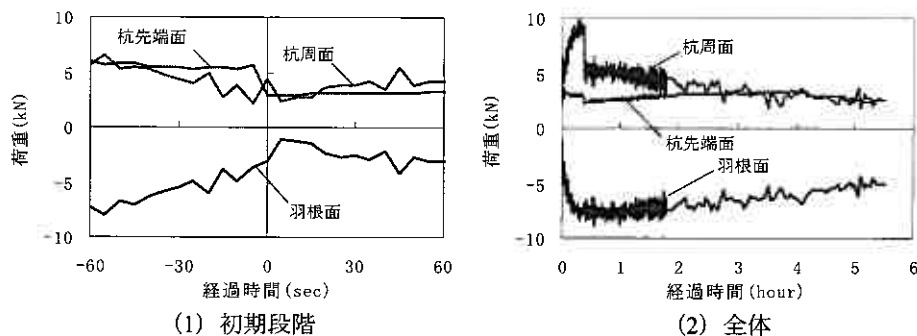


図-14 残留応力と経過時間

であり、次のようなことが推察される。

- ①杭貫入中、杭先端地盤の砂は押し込まれ、杭周面の砂は引き込まれる。
- ②杭の貫入が終了すると、変形した地盤は弾性的な性質により回復現象が起こり、変形以前の状態に戻ろうとし、地盤と接触する杭の各部位には杭体を上部へ持ち上げようとする復元力が作用する。
- ③羽根面がアンカーの役割となり、羽根上面には抵抗力が作用する。
- ④この結果、杭周面には正の摩擦力が作用して、羽根面には引張力が発生する。
- ⑤杭先端地盤にも復元力が作用するが、杭周面地盤の復元力による杭先端面の浮き上がりに相殺され、杭先端面の変化は小さい。

4. 2 残留応力に及ぼす因子

表-5 は鉛直載荷実験直前に計測した残留応力の一覧であって、残留応力がほぼ一定に収束したとみなされる時点のものである。

(1) 相対密度および上載圧の影響

相対密度が小さくなると各部の残留応力はいずれも小さくなる傾向がある。 $D_r=32\%$ および $D_r=72\%$ のモデルでは、特に、羽根面および周面部の残留応力が小さくなっている。

これに対して、上載圧を50~150kPaと変化させた場合の影響はあまり大きくない。

(2) 支持層への根入れ長の影響

通常の根入れ長である76LD100+1.0モデルの値は全層が支持層である76D100モデルに対して、杭先端面では約2/3の大きさであるが、羽根面では1/10にすぎない。

図-16 は杭体各部の残留応力と根入れ長 H の関係をプロットしたものである。杭先端面および羽根面共に H の増大に伴って大きくなっている。また、杭周面部の残留応力は極めて小さい。以上のことから、支持層への根入れが小さい場合、羽根面のアンカー効果による残留応力の発生はほとんどが杭先端面であることが明らかとなった。

5. 鉛直載荷実験結果および考察

貫入実験の後の残留応力測定に引き続き、同一模型杭で鉛直載荷試験を実施した。なお、以下の結果は全て載荷試験を開始する時点の原点として整理している。

5. 1 杭頭荷重～杭頭沈下量曲線

図-17 (1) は杭頭荷重と杭頭沈下量の関係を示したものである。ただし、76M100モデルは76L100モデルとほぼ同様の結果であったので省略した。

支持層へ根入れしたモデル(76LD100+1.0, 76LD100+0.5, 76LD100+0.0)を見ると、全層高密度の76D100モデルよりもやや荷重は小さいものの、根入れ長によらずほぼ同形状の曲線となっている。

支持層へ根入れしないモデル(76LD100-0.5, 76LD100-1.0)を見ると、明らかに杭頭荷重は小さくなる。ただ

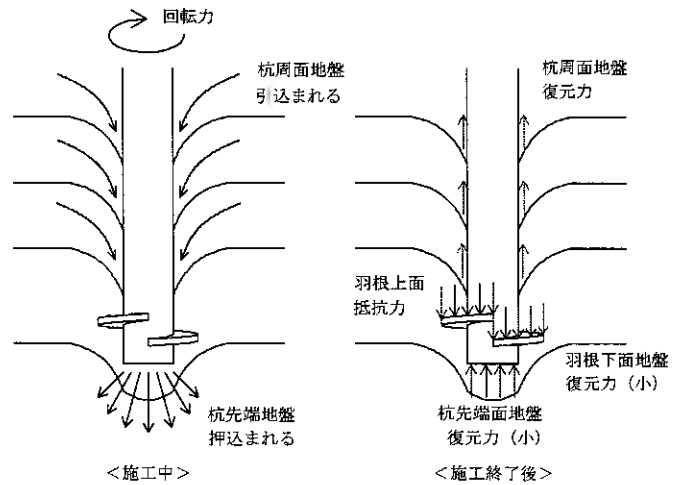


図-15 地盤挙動の概念図

表-5 残留応力一覧

	杭先端面 (kN)	羽根面 (kN)	杭周面 (kN)
76D100	10.75	-53.66	43.11
76M100	4.32	-4.20	-0.12
76L100	2.63	-4.79	2.16
76D50	10.09	-30.18	20.10
76D150	11.86	-33.98	22.12
76LD100+1.0	7.00	-4.72	-2.29
76LD100+0.5	4.93	-6.52	1.60
76LD100+0.0	6.90	-5.98	-0.92
76LD100-0.5	2.71	-3.18	0.47
76LD100-1.0	1.23	-2.21	0.98

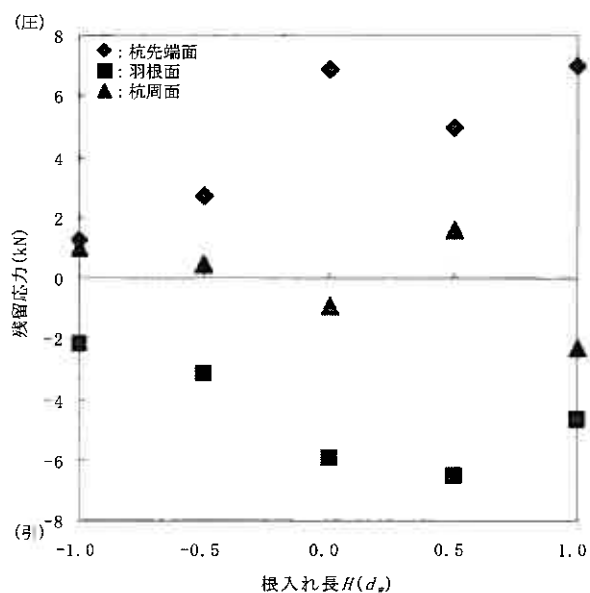


図-16 残留応力と根入れ長の関係

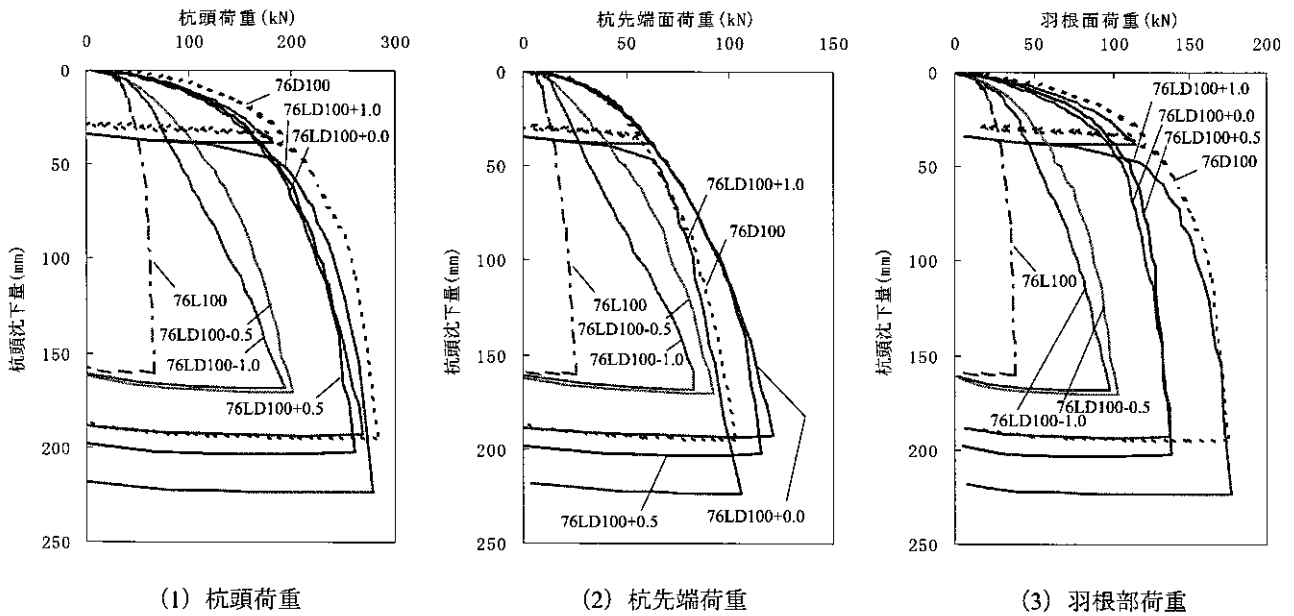


図-17 各部負担荷重のモデル比較

し、沈下が進むにつれて支持力の上昇する傾向が顕著である。

(2) 杭先端面荷重および羽根面荷重～杭頭沈下量曲線

図-17 (2) および (3) は杭先端面および羽根面の荷重～杭頭沈下量曲線を杭頭部と同様に描いたものである。

羽根径分根入れした 76LD100+1.0 モデルは、杭先端面および羽根面共に 76D100 モデルとほぼ同様の値となっている。しかし、支持層への根入れが浅いモデル (76LD100+0.5, 76LD100+0.0) は 76D100 モデルよりも杭先端荷重は大きく、羽根面荷重は小さくなっている。

支持層へ根入れしないモデルを見ると、76LD100-1.0 モデルでは杭先端荷重は軸径 (76.3mm) 程度沈下した時点から荷重の増加割合が上昇しており、支持層の影響が顕著に表れたものと推察される。

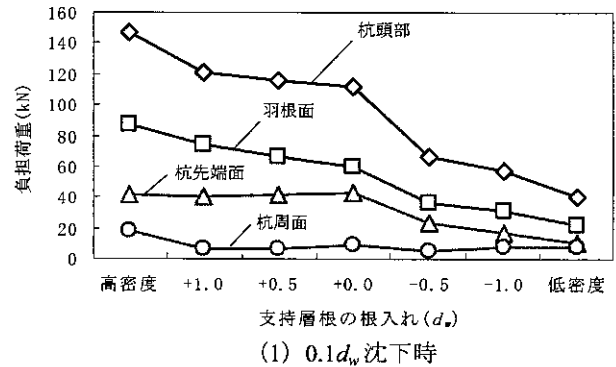
5. 3 支持層への根入れと杭体各部の負担荷重の関係

図-18 は杭頭部が羽根径の 10% および羽根径分沈下した時点の各部負担荷重を比較したものである。

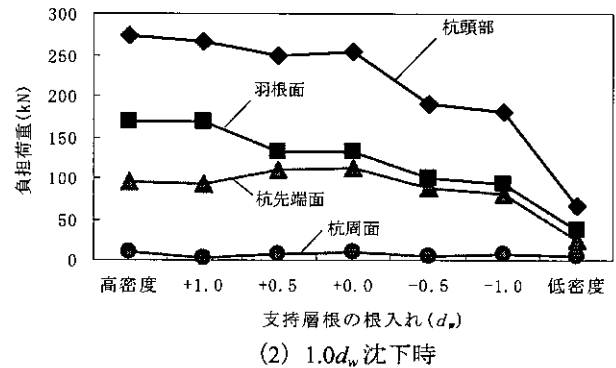
支持層へ根入れしたモデル (76LD100+1.0, 76LD100+0.5, 76LD100+0.0) を見ると、 $0.1d_w$ 沈下時においては支持層への根入れが深いほど、羽根面荷重は大きくなるが、杭先端面や杭周面荷重はむしろ小さくなる傾向がある。 $1.0d_w$ 沈下時においては、杭体各部における 76LD100+0.5 と 76LD100+0.0 モデルの差はなくなっている。

支持層へ根入れしないモデル (76LD100-0.5, 76LD100-1.0) を見ると、 $0.1d_w$ 沈下時および $1.0d_w$ 沈下時において、杭先端面荷重および羽根面荷重はいずれも支持層へ根入れしたモデルよりも小さいが、76L100 モデルよりは大きくなっている。また、 $1.0d_w$ 沈下時には、この2つのモデルに大きな違いは見られない。

図-19 は各部負担荷重を杭頭荷重で除した負担割合を示したものである。それによると、支持層への根入れの増大に伴って、羽根面の負担割合は大きくなるが、杭



(1) $0.1d_w$ 沈下時



(2) $1.0d_w$ 沈下時

図-18 $0.1d_w$ および $1.0d_w$ 沈下時の各部負担荷重

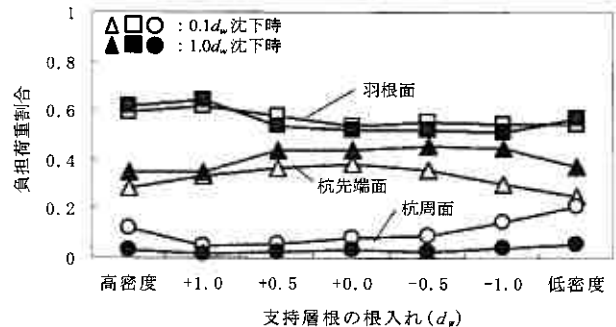
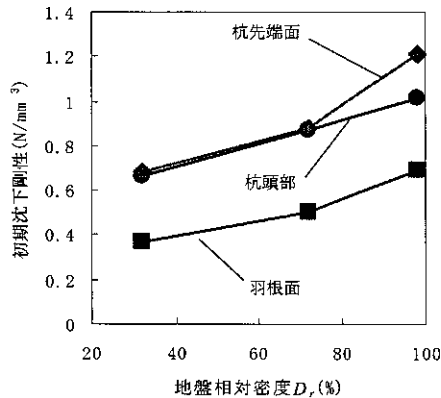
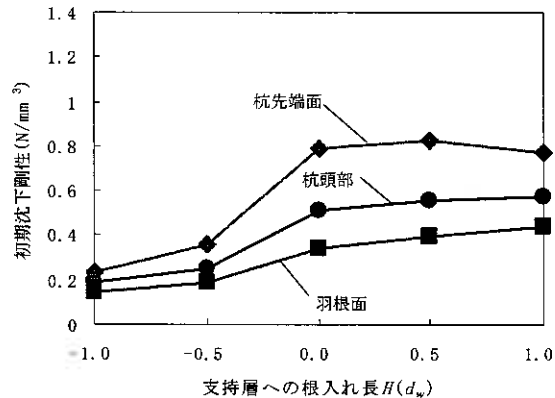


図-19 $0.1d_w$ および $1.0d_w$ 沈下時の各部負担荷重割合



(1) 相対密度の影響



(2) 支持層への根入れの影響

図-20 初期沈下剛性

先端面の負担割合は小さくなる傾向が見られる。また、沈下が進むと杭先端の負担割合が増加する傾向があり、支持層へ根入れしないモデルおよび 76L100 モデルでそれが顕著である。

以上の結果から、羽根面を支持力確保の面から機能させるためには $1.0d_w$ 程度の根入れが必要である。ただし、杭先端面の支持力確保からは支持層深度に杭先端が達した時点で施工を打ち止めすることも考えられる。

5. 3 初期沈下剛性

図-20 は杭頭部、杭先端面および羽根面の初期沈下剛性である。ここでの初期沈下剛性とは、杭頭では $1.0d_w$ 沈下時の杭頭荷重の $1/3$ をその時点の杭頭沈下量で除した値であり、同様に杭先端面および羽根面ではその時点の杭先端面支持力度および羽根面支持力度を杭頭沈下量で除した値である。

同図 (1) は均質地盤で相対密度を変化させた場合であり、 D_r の増大に伴って初期沈下剛性は大きくなっている。

同図 (2) は根入れの影響を見たものであるが、杭頭部の初期沈下剛性は支持層への根入れの増大に伴って大きくなる。ただし、 $1.0d_w$ 根入れしたモデルでも、全層高密度のモデルに比べて、60%程度となっており、支持層への根入れ長が初期沈下剛性に及ぼす影響は大きいといえよう。また、全モデルにおいて、羽根面が杭先端面よりも小さくなっている。

6. まとめ

本報告では、大型加圧土槽に二層地盤を作製して、回転杭の貫入実験に引き続き、残留応力の推移を測定し、その後鉛直載荷実験を行なった。これらの実験から得られた知見を以下に示す。

(1) 貫入時挙動

- ①杭体トルクは換算 N 値および杭先端面荷重と比例関係にあるので、施工管理指標として適している。
- ②支持層から羽根径程度手前の深度から、杭体トルクは上昇し、貫入率は減少する傾向がある。

(2) 残留応力

- ③回転杭の貫入後には羽根面のアンカー効果によって、杭先端面に圧縮力、杭周面に正の摩擦力が残留する。
 - ④これらの残留応力の大きさは相対密度に大きく影響する。
 - ⑤支持層への根入れが小さい場合、残留応力の発生は羽根面と杭先端面に限定される。
- #### (3) 鉛直支持性能
- ⑥支持層への根入れを大きくすると、羽根面の負担は増加するものの、杭先端面の支持力はむしろ減少するなど変化は小さい。
 - ⑦杭の初期沈下剛性は支持層への根入れの有無によって大きく変化する。

参考文献

- 1) 土屋勉：最近の埋込み杭施工法の動向と今後の展望，基礎工，Vol.31，No.9，pp.11-15，2003.9.
- 2) 島田正夫，土屋勉，菊地ゆかり：ノズル・ネットを用いた模型砂地盤の作製方法，日本建築学会北海道支部研究報告集，No.75，pp.21-24，2002.6.
- 3) 土屋勉，大杉富美一，他：翼付き鋼管杭の軸力測定法，土と基礎，Vol.48，No.8，pp.17-19，2000.8.
- 4) 大杉富美一，土屋勉，他：大型加圧土槽を利用した回転貫入模型杭の貫入実験，日本建築学会構造系論文集，第 591 号，pp.69-75，2005.5.
- 5) 大杉富美一，田内大紀，土屋勉，他：大型加圧土槽を利用した回転貫入杭の実験的研究(その 1，その 2)，第 41 回地盤工学研究発表会，pp.1465-1468，2006.7.
- 6) 中沢楓太，土屋勉，他：回転貫入杭の貫入中における羽根近傍地盤の観察(その 1，その 2)，第 41 回地盤工学研究発表会，pp.1469-1472，2006.7.

大型平板載荷試験による直接基礎の寸法効果および極限支持力の評価

寒地土木研究所 ○国際会員 福島 宏文
国際会員 西本 聡
国際会員 富澤 幸一

1. はじめに

近年の施工技術ならびに構造解析手法の飛躍的進歩により、高規格幹線道路事業の促進等にもない求められてきている構造物の大型化が可能となってきた。構造物基礎においてもそれは例外ではなく、大型構造物に対応した基礎構造の適切な調査・設計・施工法が必要となってきている。一方、公共事業における建設コスト縮減が強く望まれてきており、構造物の設計および施工に際しては、より合理的な手法の確立が必要な現状にある。

平成14年に改訂された道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(以下、道示)では、性能規定型基準への移行にもない、直接基礎底面地盤の極限支持力算定式に支持力係数の寸法効果に関する補正係数が導入された¹⁾。この補正係数は、基礎幅の増加が極限支持力を低下させる傾向にあることから、この基礎形状による寸法効果を適正に考慮するように設定されたものである。一方で、設計に用いる土質定数(c および ϕ)は一般的な物性値や推定式等から求める場合が少なくないため、その値は小さく評価される傾向にある。昨今の性能規定型設計の動向²⁾などを鑑みれば、新しい設計手法に対応した適正な設計条件が求められることになる。すなわち、適正な構造物設計のためには寸法効果を踏まえた、より正確な設計定数(c , ϕ , 補正係数等)の把握が必要とされている。

そのため本報では、寸法効果を考慮した適正な設計定数を把握する目的から、軟岩地盤、砂れき地盤、岩砕による試験盛土地盤において載荷板の寸法形状を変えた地盤の平板載荷試験を実施し、直接基礎の形状の変化に伴う極限支持力の寸法効果特性について考察した。さらに、実際の基礎構造物の設計に際して必要となる土質強度定数および寸法効果の補正係数の調査手法についても検討を行った。

2. 直接基礎における寸法効果

2-1 極限支持力の寸法効果の概説

地盤上の基礎幅の増加にもない直接基礎の極限支持力が低減する現象は1940年代から指摘され、1960年代にはDe Beer³⁾が実験事実や現実の基礎でこの現象を再確認してからこれを寸法効果と呼ぶようになるなど、古典的技術テーマとして知られている⁴⁾。

この現象はTerzaghiの支持力理論においては、支持力係数(N_γ)が基礎幅の増加とともに減少すると理解され、その理由については諸説あるが、主に以下の3つ、あるいはこれらの複合として整理される。

- 1) 応力増大に伴う ϕ の減少⁵⁾
- 2) 破壊の進行に伴うすべり線上で発揮される ϕ の場所毎での差異⁶⁾
- 3) 砂粒子と基礎幅との比の影響⁷⁾

以上1)~3)のそれぞれの要因が、どの程度支持力に影響するものか、現在のところ、はっきりした見解が無い。そのため、実務的には現場載荷試験等を実施し、支持力公式を修正する形で運用されているのが現状である。

2-2 道路橋示方書・IV下部構造編における極限支持力の寸法効果補正

平成14年の道示の改訂にもない、寸法効果の補正を考慮した以下に示す直接基礎の極限支持力式が採用された¹⁾。

この補正係数により、従来(平成8年道示)の支持力式⁸⁾と比較して大幅な支持力減少となり、一般的な基礎幅の直接基礎構造物設計例において許容支持力が4~6割程度低減する事例が確認されている。この減少の程度は、実務上無視できない範囲であるため、寸法効果の厳密評価に対応した、より正確な土質定数(c および ϕ)を調査・算定し適正な支持力評価を行うことが求められる。

また、補正係数のパラメータである λ , v , μ についても現状では現場条件によらない一般値が与えられているのみであり、各種条件毎での適用値の確認・設定が必要と考えられる。

したがって本報では、寸法効果を考慮した適正な設計定数および補正係数を把握する目的から、寸法を変えた載荷板を用いて軟岩、砂れき、岩砕盛土の各種地盤において平板載荷試験を実施し、極限支持力の寸法効果特性について検討を行うこととした。

Scale Effect of Spread Foundation and Evaluation of Ultimate Bearing Capacity Using Large Scale Plate Loading Test.

Hirofumi FUKUSHIMA, Satoshi NISHIMOTO and Kouichi TOMISAWA

Civil Engineering Research Institute for Cold Region, PWRI

$$Q_u = A_e \left(\alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right)$$

Q_u : 支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力(kN)	γ_1, γ_2 : 支持地盤および根入れ地盤の単位重量(kN/m ³), 地下水位下では水中単位重量.	N_c, N_q, N_γ : 支持力係数
A_e : 有効載荷面積(m ²)	B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m) $B_e = B - 2e_B$	S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数
α, β : 基礎の形状係数	B : 基礎幅(m)	$S_c = (c^*)^\lambda, S_q = (q^*)^\nu, S_\gamma = (B^*)^\mu$
κ : 根入れ効果に対する割増し係数	e_B : 荷重の偏心量(m)	$c^* = c/c_0$ ($1 \leq c^* \leq 10$), $c_0 = 10$ (kN/m ²)
c : 地盤の粘着力(kN/m ²)		$q^* = q/q_0$ ($1 \leq q^* \leq 10$), $q_0 = 10$ (kN/m ²)
q : 上載荷重(kN/m ²)で, $q = \gamma_2 D_f$		$B^* = B_e/B_0$ ($1 \leq B^* \leq 10$), $B_0 = 1.0$ (m)
D_f : 基礎の有効根入れ深さ(m)		λ, ν, μ : 寸法効果の程度を表す係数で, $-1/3$ としてよい.

2-3 地盤反力係数と基礎幅寸法の関係

道示において、地盤反力係数の推定式として、次式が与えられており、地盤反力係数が基礎幅の-3/4 乗に比例するとの考え方を採用している⁹⁾。

$$k_V = k_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、 k_V : 地盤反力係数(kN/m³)
 k_{V0} : 直径 0.3m の剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)
 B_V : 基礎の換算載荷幅(m)

これは、砂地盤および関東ローム層を対象地盤に、平板寸法を 300mm~1200mm で変化させて実施した載荷試験結果より導出された関係式である¹⁰⁾。

同式は、地盤条件によっては必ずしも同様の関係とならないことが十分考えられる。そのため、本検討のような粒径の大きい材料における同式の適用性確認のため、載荷板寸法と地盤反力係数の関係についてとりまとめ・検討を行うこととした。

3. 直接基礎支持地盤の土質定数推定法

直接基礎の支持力照査において、支持地盤の土質定数(粘着力 c , せん断抵抗角 ϕ) の評価は重要であるが、その評価手法は特に統一されたものがなく、現地の条件や各機関で独自に設定しているのが実情である。

ここでは、岩盤および砂れき地盤における一般的な土質定数の調査手法・試験手法・評価手法を示し、設計計算における現状の課題の整理を行う。

3-1 岩盤の土質定数評価手法

直接基礎の支持地盤となることの多い岩盤地盤の一般的な土質定数評価手法を列記し、図-1 にそのフローを示す。

(1) 室内試験より推定する方法

三軸圧縮試験や一面せん断試験等の室内試験により土質定数を得る方法は、室内試験としての精度は高いが、割れ目のない局部的な値を求める結果になるため、構造物の支持地盤としての土質定数の決定に当たっては、現況の状況を判断し、測定値の低減をする必要がある。

(2) 標準貫入試験により推定する方法

NEXCO の設計要領¹¹⁾等で提案されている方法で、標準貫入試験の N 値から推定式によって、土質定数を推定するものである。同推定式は、統計データからの平均値であり、岩盤の亀裂や風化の程度により、慎重に適用する必要がある。

(3) 一軸圧縮試験・RQD・亀裂等により区分する方法

北海道開発局道路設計要領¹²⁾に示された方法で、過去の試験データから統計的に、一軸圧縮強度・RQD・割れ目の状況により、岩の強度区分を設定したものである。

(4) 岩級区分により推定する方法

過去の試験データを岩級区分によって整理した表が、NEXCO の設計要領¹¹⁾に示されている。しかし、岩級区分と土質定数の関係は、強い相関性があるとは必ずしもいえないため、参考値として取り扱う必要がある。

(5) 平板載荷試験による方法

平板載荷試験は、支持地盤が浅い場合や露出している陸上部でのみ実施できる方法であり、設計時に採用するのは難しい。しかしながら、岩盤の強度は、要素としてではなく、亀裂や風化を含む地盤全体としての評価を行うことが重要である。この方法は、直接的に地盤の支持力、あるいは c, ϕ を推定する方法であり、もっとも信頼性の高い方法である。

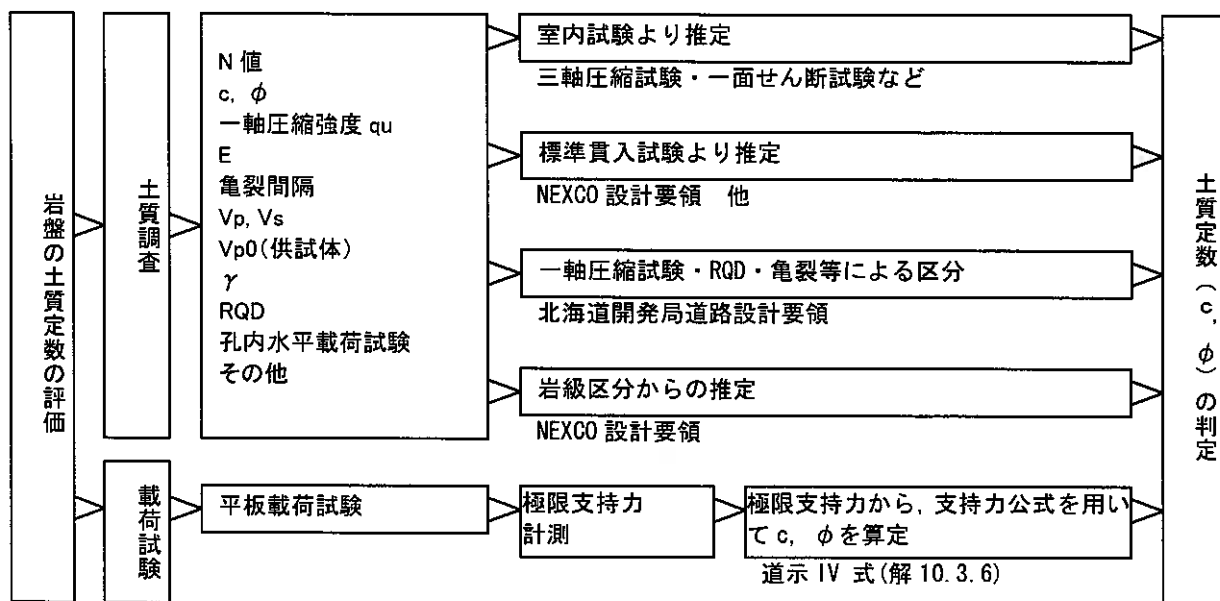


図-1 岩盤の土質定数推定フロー

3-2 砂れきの土質定数評価手法

砂れき地盤の一般的な土質定数評価手法を示す。

(1) 室内試験より推定する方法

砂れき地盤は、サンプリングの実施が極めて困難であることや、径が大きいため大型三軸圧縮試験等の特殊な試験が必要になる。そのため、設計条件を得るために特殊な室内試験を実施することは、現状では一般的ではない。

(2) 標準貫入試験により推定する方法

砂質土については道示等で、標準貫入試験の N 値からせん断抵抗角を推定する方法が提案されている。同方法を砂れきについても準用する場合があるが、 N 値が過大に出る傾向にあることから、 N 値の取り扱いに注意が必要である。

(3) 要領・指針等の一般値を用いる方法

道路土工や道路橋示方書等の要領・指針に、一般的な土質における値が整理されている。しかし、土質区分と土質定数の関係は、強い相関性があるとは必ずしもいえないため、参考値として取り扱う必要がある。

また、H8 道示までは、洪積世の固結している砂れきは、 $c = 50 \text{ kN/m}^2$ 程度の粘着力を有している場合があることが記載されていた¹³⁾が、H14 道示からは具体的な数値は示されていない¹⁴⁾。そのため、粘着力 c を考慮しない設計例が報告されているが、必ずしも現場条件を反映しているとは言い難い。設計定数の設定に当たっては、各種地盤条件を検討する必要がある。

(4) 平板載荷試験による方法

軟岩の場合と同様に、支持地盤が露出している必要があり、設計時に採用するのは困難であるが、信頼性の高い推定法である。

以上のように、各種機関の要領基準等において土質定数の推定方法がある程度示されている。しかしながら、安全側で評価される傾向にある統計的手法によって設計値が決定されることが多いのが現状と考えられる。

4. 直接基礎設計に関する実態調査

直接基礎設計における設計の実態と現状の課題を把握するため、H14 道示により設計された北海道開発局における道路橋の直接基礎構造物を対象に実態調査を行った。調査項目は、支持地盤（調査内容・設計条件・算出根拠）および安定計算（構造決定条件等）についてである。今回報告のあった 94 構造物に関する結果を以下に示す。

(1) 構造決定ケース：直接基礎の設計に際しては、滑動、転倒、支持に対する安定性照査を行うよう定められている。

実態調査からは、全体の 45% が支持により構造を決定している（図-2）。

(2) 支持地盤：直接基礎の内、支持地盤の 84% は、岩盤（軟岩、中硬岩、硬岩）である（図-3）。

(3) 砂れきの土質定数の推定根拠：砂れきのせん断抵抗角については、全てのケースにおいて道示で提案されている砂のせん断抵抗角を N 値から推定する方法を用いている。また粘着力については、全てのケースで考慮されておらず、 $c = 0$ として設計されていた。

(4) 岩盤の土質定数の推定根拠：開発局要領（一軸圧縮試験・RQD）による方法と、NEXCO 要領（換算 N 値から推定）による方法で、それぞれ半数程度となり、これ以外の方法はとられていない（図-4）。

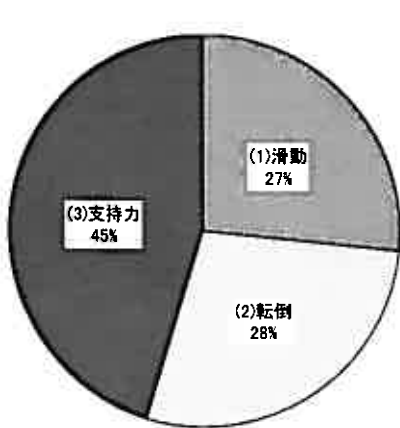


図-2 構造決定ケース

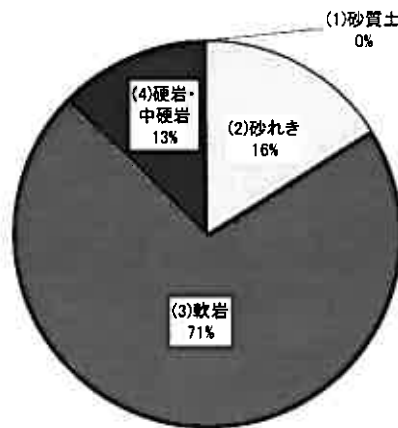


図-3 支持地盤

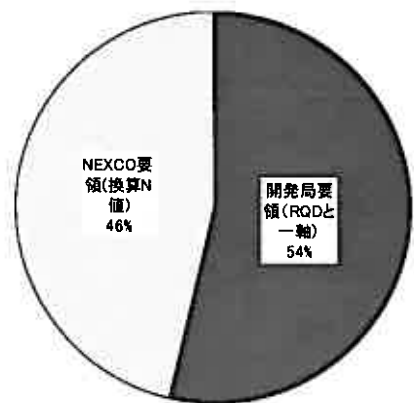


図-4 岩盤の土質定数決定根拠

今回報告のあった構造物について、以下のことがわかった。

半数近くの構造物が、寸法効果補正により従前より底版幅が大きく設計される傾向にある支持力の照査で構造決定していることがわかった。また、土質定数の決定根拠は、砂れき地盤・岩盤地盤ともに、 N 値等から間接的に推定する手法以外とられていない。特に、砂れき地盤の粘着力は設計で考慮していないことがわかった。今後、性能規定型設計への移行にともない高い精度の設計定数が求められることが考えられるが、現状ではこの要求に対応しているとは言い難い。

以上の実態をふまえ、本報では、直接基礎の性能規定型設計に関する基礎資料とすべく、より信頼性の高い試験方法として平板載荷試験を実施した。

5. 載荷板の寸法を変化させた平板載荷試験

5-1 試験概要

軟岩地盤、砂れき地盤、岩砕盛土地盤（良質な岩盤を掘削して盛土構築したもの）に関する極限支持力の寸法効果の検証を目的に、大型載荷板による平板載荷試験を実施した。

平板載荷試験は載荷板の寸法形状を変化させたものを5箇所、直径600mmの載荷板を用いたものを7箇所(計8ケース)で実施した(表-1, 2)。

載荷板の寸法形状を変化させた試験は、直接基礎の極限支持方式における寸法効果の確認のため、直径を300mm～1500mmの範囲で変化させた円形載荷板と、同式における形状係数の確認のため $B=1500$ mmの正方形載荷板を用意した。

載荷方向、反力装置は地盤種別毎に変えている。鉛直載荷試験時の反力装置はグラウンドアンカーとし、載荷ばりに結合した。計画最大荷重に対して十分な反力を確保した(写真-1)。軟岩地盤については、テストピットを掘削による水平方向載荷を実施し、反力を確保した(写真-2)。また、平成17年度以降実施の軟岩地盤における載荷試験時には2つの載荷面で載荷板寸法を変え、寸法の大きい側で十分大きい反力を確保して試験を実施した(それぞれ300-600, 600-900, 900-1200, 1200-1500)。

載荷方法は、地盤工学会「地盤の平板載荷試験方法」¹⁵⁾に準拠した多サイクル方式(4サイクル)とし、荷重保持時間は新規荷重30分(H14～H16)と15分(H17～H18)、履歴内荷重5分とした。

表-1 試験ケース一覧(載荷板寸法を変化させた試験)

実施年度	地盤種類	載荷方向	ケース数	円形					正方形
				300	600	900	1200	1500	1500
H17	軟岩地盤	水平	8	1	2	2	2	1	
H16	軟岩地盤(風化)	水平	6		3	2	1		
H15	砂れき	鉛直	4	1	1	1		1	
H14	岩砕盛土	無補強土	鉛直	4	1		1		1
	ジオグリッド補強土	鉛直	3	1		1		1	

表-2 試験ケース一覧(直径600mm載荷板による試験)

地盤種別	載荷方向	H14	H15	H16	H17	H18
軟岩地盤	水平	2	1	1	1	3



写真-1 載荷試験実施状況（鉛直載荷）

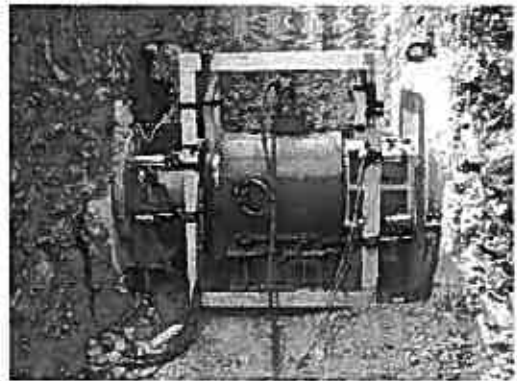


写真-2 載荷試験状況（水平載荷）

5-2 極限支持力の推定

試験ケースによっては、載荷装置の傾倒等により極限状態まで載荷することができなかつたことと、人為的な誤差を排除するため、本検討においては宇都らの方法¹⁶⁾によって極限支持力および降伏支持力を推定した。また、地盤反力係数の算出については、本方法により推定した降伏加重、降伏変位を基準として算出した。

この推定方法は、荷重と沈下の関係を以下のワイブル分布による近似式によってあらわし、最小二乗法により極限荷重 Q_{max} 、基準変位 S_0 等の変数を推定する方法であり、杭の載荷試験における適用例が数多く報告されている。

$$Q = Q_{max} \{1 - e^{-(S/S_0)^m}\}$$

ここに、 Q ：荷重 Q_{max} ：極限荷重
 S ：変位 S_0 ：基準変位量
 （降伏加重に対応する変位量）
 m ：変位指数

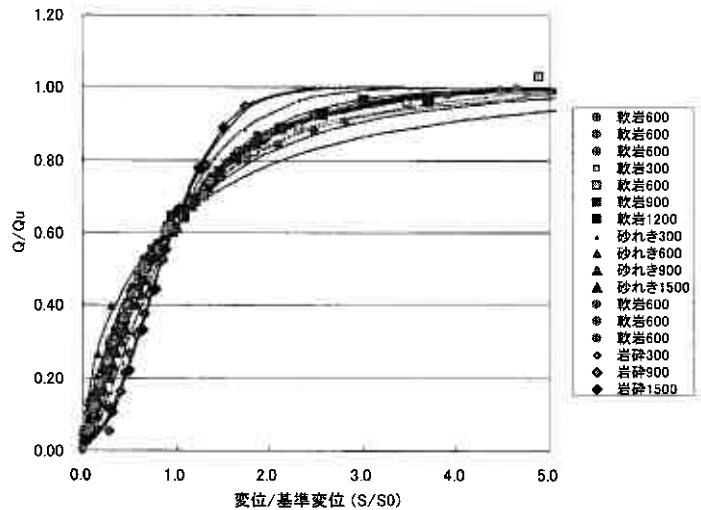


図-5 $Q/Q_u - S/S_0$ 曲線

図-5に、極限支持力および基準変位量で基準化した、荷重変位曲線を示す。ワイブル分布は、地盤種別、載荷板寸法にかかわらず、平板載荷試験の荷重変位関係をよく表しており、平板載荷試験においてもこの方法が十分適用できると考える。

図-6に、岩砕盛土（ジオグリッド補強および無補強）における荷重沈下曲線を示す。補強土と無補強の盛土を比較すると、無補強盛土の降伏後にジオグリッドの補強材が作用し、支持力が増加していることがみられた。

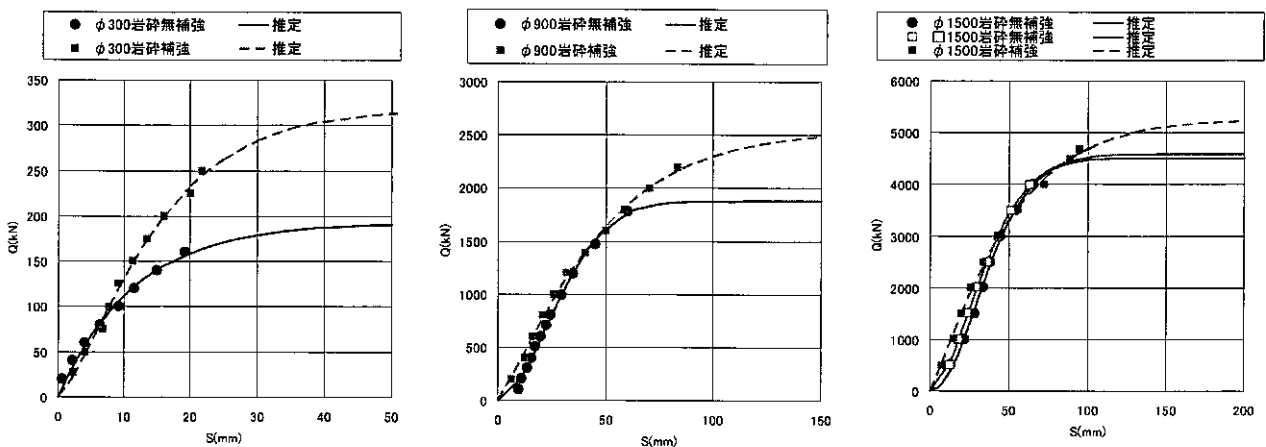


図-6 荷重沈下曲線と極限支持力の推定（岩砕盛土）

5-3 試験結果

表-3, 4に, ケース毎の平板載荷試験で得られた極限支持力と, 土質定数算出結果の一覧を示す。
土質定数の算出は, 次式に基づき極限支持力から算定を行った。

$$Q_u = \frac{\pi B^2}{4} (1.3cN_c S_c + 0.3B\gamma_1 N_\gamma S_\gamma)$$

この際, 以下の仮定を設けている。

- 1) 無補強土において粘着力は無視する ($c = 0$)。
- 2) ジオグリッド補強土においては補強土が見かけ上の粘着力の効果として作用する。
- 3) 砂れきおよび軟岩の粘着力 c は, 構造物の設計条件を用いる。
- 4) 補正係数のパラメータ λ , μ は, 道示の一般値 (-1/3) を適用する
- 5) ϕ および B^* , c^* が, 道示の適用範囲 ($\phi \leq 45^\circ$, $1 \leq B^*$, $1 \leq c^* \leq 10$) 外の場合でも, 寸法効果補正を適用する。

表-3 平板載荷試験結果一覧 (載荷板寸法を変化させた試験)

		円形									
載荷板寸法		B	300 載荷側	600 反力側	600 載荷側	900 反力側	900 載荷側	1200 反力側	1200 載荷側	1500 反力側	
軟岩	極限支持力	Q_u	1,563	2,174	1,825	2,950	2,334	3,082	6,196	6,302	
	極限支持力度	q_u	22,108	7,690	6,456	4,637	3,669	2,725	5,479	3,566	
	土質定数	ϕ	45	44	42.5	39.5	37.5	34.5	40.5	36.5	
		c	100	100	100	100	100	100	100	100	

		円形						
載荷板寸法		B	600			900		1200
軟岩 (風化)	極限支持力	Q_u	1,197	1,150	1,092	2,434	2,668	4,491
	極限支持力度	q_u	4,234	4,067	3,862	3,826	4,194	3,971
	土質定数	ϕ	38.7	38.3	37.8	37.3	38.3	37.5
		c	100	100	100	100	100	100

		円形					正方形
載荷板寸法		B	300	600	900	1500	1500
砂れき	極限支持力	Q_u	619	1,506	4,163	14,843	-
	極限支持力度	q_u	8,761	5,326	6,543	8,399	-
	土質定数	ϕ	44.9	42.8	43.7	44.7	-
		c	50	50	50	50	-
岩砕盛土 無補強	極限支持力	Q_u	193	-	1,878	4,504	4,581
	極限支持力度	q_u	2,735	-	2,952	2,549	2,036
	土質定数	ϕ	51.1	-	48.4	46.3	45.3
		c	0	-	0	0	0
岩砕盛土 補強土	極限支持力	Q_u	316	-	2,539	5,266	-
	極限支持力度	q_u	4,476	-	3,992	2,980	-
	土質定数	ϕ	51.1	-	48.4	46.3	-
		c	2.8	-	2.3	1.0	-

※単位は B : mm, Q_u : kN, q_u : kN/m², ϕ : °, c : kN/m²

表-4 平板載荷試験結果一覧 (直径 600mm 載荷板による試験)

		H14		H15	H16	H17	H18			
載荷板寸法		B	600	600	600	600	600	600	600	
軟岩	極限支持力	Q_u	1,960	1,992	800	3,004	2,995	812	4,013	350
	極限支持力度	q_u	6,931	7,045	2,829	10,624	10,593	2,870	14,193	1,238
	土質定数	ϕ	40	40	39	40	40	39	35	20
		c	149	149	50	100	100	45	500	137

※単位は B : mm, Q_u : kN, q_u : kN/m², ϕ : °, c : kN/m²

算出結果によれば, 概ね載荷板寸法の増加に伴って土質定数が低下する傾向が確認された。これは, 寸法効果の補正係数 S_γ によって一定値をとるべき支持力係数が, 本試験ケースにおいては適切に補正されていないことが一因と考えられる。そのため, 寸法効果補正の近似式およびそのパラメータについて検証する必要性が認められた。

また, 算出された土質定数は, 設計条件とは必ずしも合致せず, おおむね実測値の方が大きく推定される傾向にあった。

6. 考察

6-1 支持力係数 $N_{c\gamma}$ の寸法効果

(1) 正規化した極限支持力度による整理

各調査地盤における極限支持力度を次式で正規化し、
 載荷板寸法との関係で整理した (図-7)。

$$N_{c\gamma} = 2q_u / \beta B \gamma_1$$

$N_{c\gamma}$: 複合支持力係数 (正規化極限支持力度)

どのケースにおいても、正規化した極限支持力度 $N_{c\gamma}$ は、基礎幅 B の増加にともない減少する傾向にある。また、おおむね次式に示す道示の補正係数 S_γ と同様の直線関係にある。補正係数のパラメータ μ は、平成 17 年度実施の軟岩地盤は $\mu \approx -2$ 程度と大きい。他の地盤については大きな違いは見られなかった。

$$N_{c\gamma} = N_{c\gamma 0} (B/B_0)^\mu$$

$N_{c\gamma 0}$: 基準支持力係数 ($B=B_0$ における支持力係数)

B_0 : $B_0=1.0\text{m}$

(2) 各地盤条件におけるせん断抵抗角 ϕ および寸法効果補正係数のパラメータ μ の推定

それぞれの地盤条件において、せん断抵抗角 ϕ および寸法効果補正係数のパラメータ μ の推定を行った。

推定は、正規化した Terzaghi の支持力式について載荷板寸法と補正係数のパラメータ μ を変数に、最小二乗法によって求めた (図-8, 9, 10, 11)。

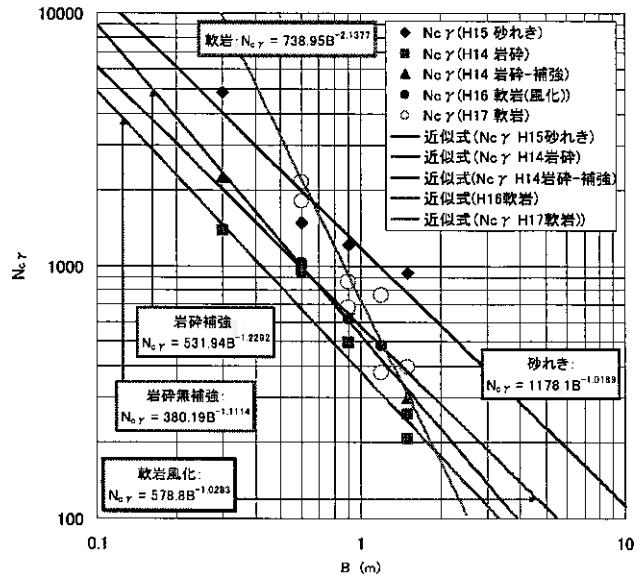


図-7 正規化した極限支持力度と載荷板寸法の関係

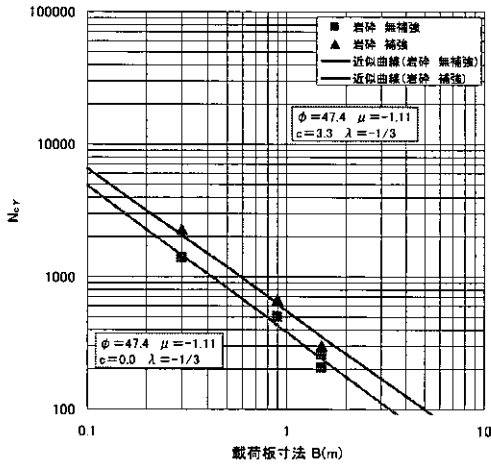


図-8 岩砕における試験値と近似式の関係

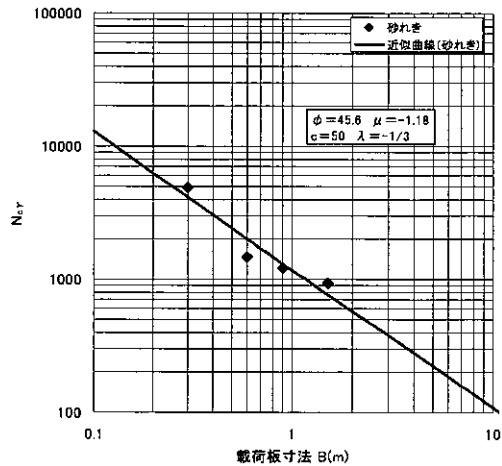


図-9 砂れきにおける試験値と近似式の関係

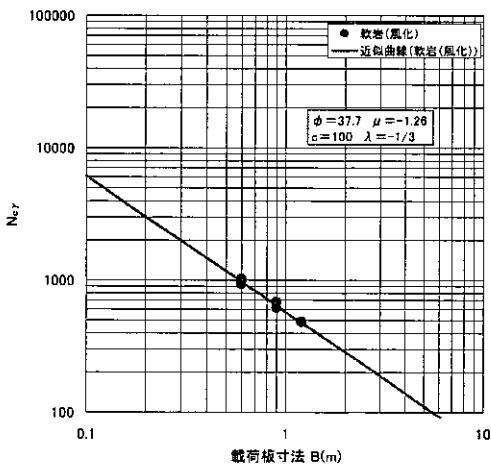


図-10 軟岩 (風化) における試験値と近似式の関係

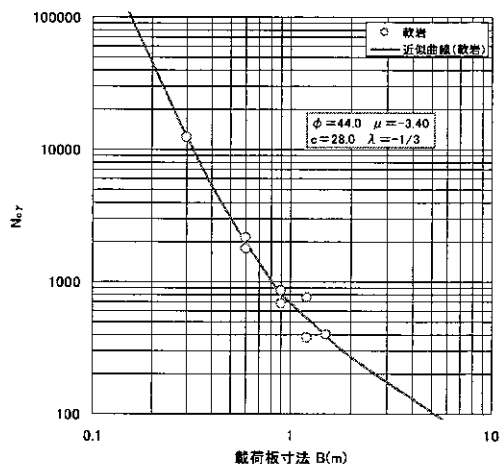


図-11 軟岩における試験値と近似式の関係

粘着力 c は、設計条件や既往資料の値で仮定した。また、 N_c の補正係数のパラメータ λ は道示の一般値 (-1/3) とした。岩砕盛土 (補強土) のケースについて、ジオグリッドによる支持力増加分を見かけ上の粘着力 c によるものと仮定し、粘着力 c の推定を行った (図-8)。

推定の結果を表-5に示す。

表-5 試験結果一覧

地盤種類	岩砕盛土 (H14 調査)	砂れき (H15 調査)
推定値	$\phi=47.4$ $c=0$: 無補強 $c=3.3$: 補強土 $N_y=380.2$ $\mu=-1.11$ $N_c=184.4$ $\lambda=-1/3$	$\phi=45.6$ $c=50.0$ $N_y=252.0$ $\mu=-1.18$ $N_c=144.6$ $\lambda=-1/3$
近似式	無補強 $q_u = 0.3B\gamma N_y \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-1.11}$ 補強土 $q_u = 1.3cN_c \left(\frac{c}{10}\right)^{-1/3} + 0.3B\gamma N_y \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-1.11}$	$q_u = 1.3cN_c \left(\frac{c}{10}\right)^{-1/3} + 0.3B\gamma N_y \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-1.18}$

地盤種類	軟岩 (風化) (H16 調査)	軟岩 (H17 調査)
推定値	$\phi=37.7$ $c=100.0$ $N_y=50.9$ $\mu=-1.26$ $N_c=60.0$ $\lambda=-1/3$	$\phi=44.0$ $c=28.0$ $N_y=179.4$ $\mu=-3.40$ $N_c=118.6$ $\lambda=-1/3$
近似式	$q_u = 1.3cN_c \left(\frac{c}{10}\right)^{-1/3} + 0.3B\gamma N_y \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-1.26}$	$q_u = 1.3cN_c \left(\frac{c}{10}\right)^{-1/3} + 0.3B\gamma N_y \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-3.40}$

正規化した極限支持力度 N_{cy} は、基礎幅 B の増加にともない減少する傾向にある。また、対数グラフにおいて直線関係にあった。

N_y の補正係数のパラメータ μ は、道示の一般値-1/3 に対して推定値が、軟岩地盤では-3.4, その他条件では -1 程度と、大きな開きがあった。道示における寸法効果のパラメータ μ の一般値 (-1/3) は、砂質土を対象とした実験結果を参考に算出されていると考えられ^{5) 17) 18)}、本試験が対象地盤とは地盤条件が大きく異なっていることが、パラメータが合致しなかった一因として考えられる。

また推定されたせん断抵抗角 ϕ は、既往資料から求めた値や設計条件とは大きく異なった。前述の通り、設計条件として用いる土質定数は、 N 値等を統計的に処理した間接的に推定する手法であることから、安全側で推定される場合が多いことが一因と考えられる。

今回調査対象としたような、軟岩地盤や比較的粒径の大きい地盤は、直接基礎構造物の支持地盤として適用されるケースが多いため、設計定数の設定にあたっては十分な調査を実施して総合的に判断することが望まれる。

(3) 600mm 載荷板による支持力係数 N_y の評価

上述の通り、 N_y の補正係数のパラメータ μ は、道示の一般値-1/3 に対して大きな開きがあり、支持力係数 N_y の推定値から、せん断抵抗角 ϕ を確認する際、影響が少くない。道示の方法に則り推定する支持力係数 N_y について、一般的に行われる 300mm 載荷板による値と、今回多く実施した 600mm 載荷板による値との比は以下で算出できる。

$$\frac{N_{y300}}{N_{y600}} = \frac{N_{y0} (0.3/B_0)^\mu}{N_{y0} (0.6/B_0)^\mu} = 0.5^\mu$$

N_{y300}, N_{y600} : それぞれ 300mm, 600mm 載荷板による平板載荷試験から推定した支持力係数 N_y

$\mu = -1.1$ の場合 : $0.5^\mu \approx 2.1$
 $\mu = -3.4$ の場合 : $0.5^\mu \approx 10.6$

本報で行った載荷試験ケースでは、 μ は-1.1 から-3.4 程度で推定されている。今回の試験ケースにおいては、600mm 載荷板により推定される N_y は、一般的な 300mm 載荷板による値と比べ、2~10 倍程度寸法効果の影響を軽減できたと考える。

6-2 地盤反力係数 k と載荷板寸法の関係

(1) 地盤反力係数の寸法効果

図-12, 13 に、地盤反力係数 k と載荷板寸法の関係を示す。

油圧ジャッキおよび載荷板が大きく傾倒し、正確な沈下量が計測できなかった砂れきの 600mm と 900mm のケースと

軟岩（風化）のケースを除いて、次式に示す道示で提案される近似式と同様の関係がみられた。

$$k = k_0 \left(\frac{B}{0.3} \right)^{-n}$$

k : 地盤反力係数(kN/m³)
 k_0 : 300mm 載荷板による地盤反力係数(kN/m³)
 B : 基礎の換算載荷幅(m)
 n : 補正パラメータ

それぞれのケースについて地盤反力係数の関係式を最小二乗法により推定し表-6に示す。

岩砕・砂れきの試験ケースにおいては、おおむね $n=1$ 付近に分布し、軟岩の試験ケースでは $n=1.75$ と、必ずしも道示で提案される $n=3/4$ とは合致しなかった。

これは、道示の値は関東ローム層および砂質土地盤における試験結果をまとめたものと考えられ¹⁰⁾、 n の値は一義的には決まらず地盤条件等によって変化することが一因と考えられる。調査地盤は比較的粒径の大きい材料であり、設計に際しては定数の設定に注意が必要である。

表-6 地盤反力係数の関係式

	k_0 (kN/m ³)	n	近似式
岩砕盛土 無補強	149.2	0.920	$k = 149.2 \left(\frac{B}{0.3} \right)^{-0.920}$
岩砕盛土 補強土	169.6	0.986	$k = 169.6 \left(\frac{B}{0.3} \right)^{-0.986}$
砂れき	143.5	1.003	$k = 143.5 \left(\frac{B}{0.3} \right)^{-1.003}$
軟岩	6430	1.751	$k = 6430 \left(\frac{B}{0.3} \right)^{-1.751}$

※砂れきは異常値($B=600, 900$)を除いた値

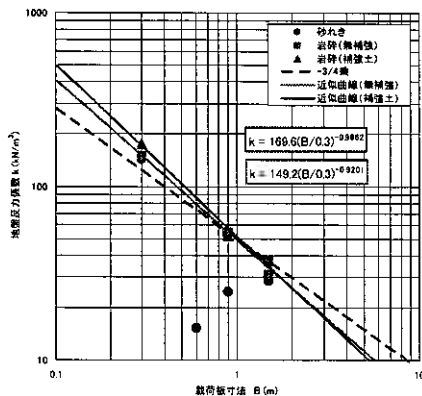


図-12 載荷板寸法と地盤反力係数の関係（岩砕、砂れき）

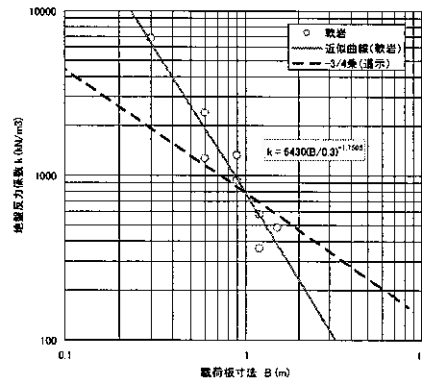


図-13 載荷板寸法と地盤反力係数の関係（軟岩）

(2) 600mm 載荷板による地盤反力係数 k の評価

上述の通り、 k の補正係数のパラメータ n は、道示の一般値 $n=3/4$ と必ずしも合致しないため、地盤反力係数 k を確認する際、影響が少なくない。道示の方法に則り推定する k について一般的に行われる 300mm 載荷板による値と、今回多く実施した 600mm 載荷板による値との比は以下で算出できる。

$$\frac{k_{300} \left(\frac{B}{0.3} \right)^{-3/4}}{k_{600} \left(\frac{B}{0.6} \right)^{-3/4}} = \frac{k_{300} \left(\frac{B}{0.3} \right)^{-3/4}}{k_{300} \left(\frac{0.6}{0.3} \right)^{-n} \left(\frac{B}{0.6} \right)^{-3/4}} = 2^{n-3/4}$$

$n=0.92$ の場合: $2^{n-3/4} \approx 1.13$
 $n=1.75$ の場合: $2^{n-3/4} \approx 2.00$

k_{300} , k_{600} : それぞれ、300mm, 600mm 載荷板による平板載荷試験により得られた地盤反力係数

本報で行った載荷試験ケースでは、最大で $n=1.75$ と推定されており、600mm 載荷板により推定される k は、一般的な 300mm 載荷板による結果と比べ、最大で 2 倍程度寸法効果の影響を軽減できたと考える。

6-3 平板載荷試験による設計定数の調査

今回の一連の試験結果により、直接基礎の支持地盤となるような地盤条件に対する平板載荷試験においては、載荷板の寸法が支持力係数および地盤反力係数に与える影響が大きいことが分かった。とりわけ現在最も一般的な 300mm の載荷板による試験結果は、過大に評価される傾向にあった。

この結果を踏まえ、今回の試験ケースのような代表的な直接基礎支持地盤において平板載荷試験により設計定数を推定する場合、以下の事項を十分に考慮することが望ましいと考える。

(1) 土質定数の推定手法として活用

昨今の性能規定型設計の動向を鑑みれば、現場状況に即した適正な設計条件を把握することの重要性は高い。しかしながら、直接基礎の支持地盤となるような比較的粒径の大きい材料や、亀裂・風化の影響が大きい地盤材料においては、室内試験によって土質定数を把握することは困難であり、 N 値との相関等による統計的な手法により安全側に推定される傾向にある。今回の試験結果から得られた土質定数は、既往資料から得られる一般値より大きい傾向にあった。平板載荷試験は、支持地盤を直接載荷する試験方法であり、また、実構造物の支持力理論と同一の理論で推定する方法であることから、統計的手法より信頼性が高い実用的な土質定数の調査手法であると考えられる。

(2) 大型載荷板による試験の有効性

道示の支持力式は、基礎幅 $B=1.0\text{m}$ を基準に支持力を推定する算定式になっており、300mm 載荷板の試験結果をもって基準となる 1.0m の設計値に適用することは、設計計算に与える影響が大きい。そのため、平板載荷試験は可能な限り大きい寸法により試験を行った方が、推定結果の信頼性が高い。

地盤工学会基準の解説および土木学会指針によれば、軟岩地盤においては 600mm 載荷板の使用割合が多くなっているとされている^{19) 20)}。載荷板寸法の大型化にともない反力の確保が問題となるが、現場条件が許せば 600mm の載荷板により試験を実施することが望ましい。また、反力装置等による制約条件から極限支持力まで載荷できない場合でも、5-2 で示したようなワイブル分布による推定方法等により、極限支持力の推定が可能である。

7. まとめ

今回 5 年にもわたり、直接基礎支持地盤の極限支持力の寸法効果・地盤反力係数の寸法効果の検証、土質定数推定方法の検討を目的に、代表的な直接基礎支持地盤(軟岩,砂れき,岩砕盛土)において、載荷板寸法を変化させた平板載荷試験を実施した。その結果を、特に道路橋示方書の算定式との関係に着目して検討したところ、以下の知見を得た。

- 1) 載荷板寸法を変化させた平板載荷試験により、設計に必要な土質定数および地盤反力係数、寸法効果補正のパラメータを推定した。
- 2) 支持力係数 N_p の補正係数 S_p に、道示と同様の近似式の関係が認められる。しかしながら、補正係数のパラメータ μ は、必ずしも道示の一般値 (-1/3) とはならなかった。
- 3) 試験結果から得られた地盤反力係数 k に、道示の推定式と同様の近似関係がみられた。しかしながら、パラメータは必ずしも道示の値 (3/4 乗) とは一致しなかった。
- 4) ワイブル分布は、平板載荷試験の荷重変位関係をよく表しており、極限支持力の推定や結果整理において十分適用可能である。
- 5) 寸法効果補正を踏まえた適正な設計定数(c, ϕ, k)の調査方法として、大型載荷板による平板載荷試験を提案した。
- 6) 直接基礎設計に関する実態調査を行い、現状の課題を整理した。

8. おわりに

現在、道路橋示方書をはじめとした各種要領基準は、性能規定型設計への移行期であり、性能規定に対応した調査および設計手法の確立が求められている。とりわけ、現場載荷試験により現地状況に即した適正な設計条件を把握することは、今後重要性が増してくるものと考ええる。本報での一連の試験・検討により、直接基礎支持地盤における平板載荷試験の載荷板寸法と極限支持力・地盤反力係数との関係が概ね明らかとなった。これら一連の成果は、直接基礎のみならず、各種基礎構造の性能規定に対応した設計手法に関する基礎資料となるものと考ええる。今後も基礎構造の合理的な設計手法確立に努めたい。

以上で示したような現在一般化されている評価手法に加え、最近の技術開発にともない、原位置で精度良く土質定数を測定する新しい試験方法が提案されている(例えば、原位置せん断摩擦試験²¹⁾)。これらの調査方法を取り入れながら、設計条件を検討することが重要になると考える。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説, pp.269-279, 2002.3.
- 2) 地盤工学会：「性能設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則」, pp.1-168, 2006.3
- 3) De Beer, E. E.: Bearing Capacity and Settlement of Shallow Foundations on Sand, Proceedings of a Symposium held at Duke University, Durham, USA, pp. 15-33, 1965.
- 4) 地盤工学会：支持力入門 pp. 102-103, 1990.11
- 5) 日下部治ほか：拡張した Kötter 式を用いた大型 3 次元基礎の載荷試験の解析, 第 25 回土質工学研究発表会 pp.1243-1246, 1990.
- 6) 山口柏樹, 木村孟, 藤井奇昭：遠心力載荷装置による浅基礎の支持力実験, 土木学会論文報告集, No.233, pp.71-85, 1975.
- 7) 龍岡文夫ほか：砂地盤の支持力問題におけるせん断強度・実験値・設計計算式の関係, 第 34 回土質工学シンポジウム, pp.17-22, 1989.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説, pp.250-258, 1996.12.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説, pp.254-257, 2002.3.
- 10) 吉中竜之進：横方向地盤反力係数, 土木技術資料 Vol.10, No.1, pp.32-37, 1968.1.
- 11) 日本道路公団：設計要領 第二集 橋梁建設編, pp.4-6-4-12, 1998.7
- 12) 北海道開発局：道路橋設計施工要領 第 3 集 橋梁, pp.3-B-1-3-B-12, 2006.4
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説, p.236, 1996.12.
- 14) 日本道路協会：道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説, p.131, 2002.3.
- 15) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説, pp.495-504, 2004.9
- 16) 宇都一馬ほか：杭の載荷試験結果の整理方法, 基礎工 Vol.10, No.9, pp.21-30, 1982.9
- 17) 川村祐三ほか：ケーソン自重を利用した直接基礎の大型載荷試験の計画と実施, 第 25 回土質工学研究発表会 pp.1239-1240, 1990.
- 18) 前田良刀ほか：密なスコリア層上の大型 3 次元基礎の支持力特性と破壊性状, 第 25 回土質工学研究発表会 pp.1241-1242, 1990.
- 19) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説, p.524, 2004.9
- 20) 土木学会：原位置岩盤試験法の指針, p.4, 2000.12
- 21) 前田良刀ほか：原位置せん断摩擦試験(SBIFT)の紹介, 基礎工 pp.76-78, 2006.9

大口径深礎杭の現地計測に基づく周面摩擦力の評価

寒地土木研究所 ○正会員 角田富士夫
 国際会員 西本 聡
 国際会員 富澤 幸一
 国際会員 福島 宏文

1. はじめに

深礎杭の施工において、近年の施工の機械化に伴い、孔壁土留工が従来のライナープレート方式にかわり、型枠を用いた直打ち方式のモルタルライニング、および吹付けコンクリートを用いた大口径の新しい土留工法による施工が可能となった。これらの新工法では、杭体と地盤の密着性が期待できることから、従来工法では考慮することが困難とされていた鉛直方向の周面摩擦力を設計に取り入れることができ、これにより杭を縮小できるため大きな建設コスト削減が得られることとなる。

そのため、国土交通省北海道開発局では深礎杭設計法を旧日本道路公団方式¹⁾に概ね準じ、モルタルライニング工法、吹付けコンクリート工法、吹付けコンクリート+ロックボルト工法の土留工法に対し、周面摩擦力を考慮する設計方法を道路橋設計施工要領²⁾³⁾(現：道路設計要領⁴⁾)に採用した。しかしながら現状において北海道では、モルタルライニングまたは吹付けコンクリートを用いた土留工法を採用した施工事例が少なく、周面摩擦力の発現機構は不明瞭である。

そこで、吹付けコンクリート+ロックボルト工法により施工を行った大口径深礎杭⁵⁾において、上載荷重の増加に伴う周面摩擦力の長期現場計測を実施し、設計値と発現周面摩擦力を比較し相違を FEM 解析等により検討し、同工法の今後の合理的設計施工法の確立に向け本編で整理した。また、施工管理を目的に深礎杭施工中に経時計測を行った。

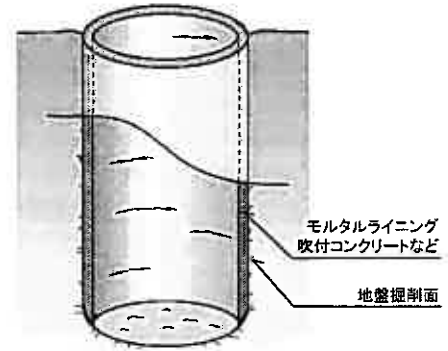


図-1 深礎杭新工法概念図

2. 設計周面摩擦力の設定手法

2-1 深礎杭の抵抗要素

道路設計要領によれば深礎杭は、モルタルライニング等による土留工法を用いた場合、鉛直荷重は杭周面の鉛直せん断地盤反力および杭底面の鉛直地盤反力で支持することと規定されている。

つまり、周面摩擦力はケーソン設計法⁶⁾に準じバネとして算定される。深礎杭体に作用する地盤抵抗要素を図-2に示す。この内、設計鉛直周面摩擦力は、 R_{SVB} と R_{SVD} である。

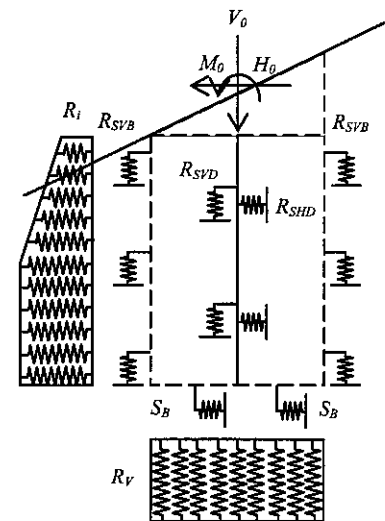
2-2 設計周面摩擦力の算定法

深礎杭の設計周面摩擦力である鉛直方向せん断地盤反力は、水平方向地盤反力係数を地盤定数から求めたのち、補正係数を乗じて鉛直方向せん断地盤反力係数を算定し、さらに鉛直変位を乗じて設定する。それぞれは以下の手順で算定される。

斜面傾斜および隣接杭の影響を考慮した水平方向地盤反力係数($k_{H\theta\mu}$) (kN/m^3)は式(1)より求める。

$$\left. \begin{aligned} k_{H\theta\mu} &= \alpha_\theta \mu k_H \\ k_H &= \alpha_k \alpha_{k\theta} k_{H0} (B_H / 0.3)^{\frac{3}{4}} \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

ここに、 α_θ : 斜面傾斜に関する補正係数、 μ : 隣接杭の影響に関する補正係数、 k_H : 水平方向地盤反力係数の基本値(kN/m^3)、 $k_{H0}=1/0.3\alpha E_0$: 直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向の地盤反力係数(kN/m^3)、 E_0 : 地



R_i : 杭前面水平方向地盤反力
 S_B : 杭底面水平方向せん断地盤反力
 R_{SHD} : 杭側面水平方向せん断地盤反力
 R_{SVB} : 杭前面鉛直方向せん断地盤反力
 R_{SVD} : 杭側面鉛直方向せん断地盤反力
 R_V : 杭底面鉛直方向地盤反力

図-2 地盤抵抗要素

盤の変形係数(kN/m²), α : E_0 の求め方に対応する係数, $B_H = \sqrt{D/\beta}(l < \beta l)$, $\sqrt{A_H}(l \geq \beta l)$: 基礎の換算載荷幅(m), D : 杭径(m),
 $\beta = \sqrt{k_h D/4EI}$: 深礎杭の特性値(m⁻¹) (常に周面摩擦を考慮しない値), k_h : 水平方向地盤反力係数(kN/m³), EI : 杭の曲げ

剛性(kN・m²), A_H : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積(= $D\ell$, ℓ : 杭長), α_k : 水平方向地盤反力係数の補正係数, $\alpha_{k\delta}$: 常時・暴風時・地震時(震度法)の地盤反力・変位・断面照査の設計で用いる水平地盤反力係数の補正係数である。

また, 杭前背面及び側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (k_{SVB} , k_{SVD}) (kN/m³)は式 (2) より求める。

$$\left. \begin{aligned} k_{SVB} &= 0.3k_{H0\mu} \\ k_{SVD} &= 0.3k_{H0\mu} \end{aligned} \right\} \dots (2)$$

さらに, 杭前背面及び側面の鉛直方向せん断地盤バネ定数 (K_{SVB} , K_{SVD}) (kN/m)は式 (3) より求める。

$$\left. \begin{aligned} K_{SVB} &= 2k_{SVB}D_e\Delta L \\ K_{SVD} &= 2k_{SVD}D_e\Delta L \end{aligned} \right\} \dots (3)$$

ここに, D_e : 杭の有効載荷幅(m)で, 一般に $D_e = 0.8 \times D$ (D : 基礎径), ΔL : バネ間隔長さ(m)である。

深礎杭の周面摩擦力である杭前背面及び側面の鉛直方向せん断バネ位置における鉛直方向せん断地盤反力 (R_{SVB} , R_{SVD}) (kN)は式 (4) より求める。

$$\left. \begin{aligned} R_{SVB} &= K_{SVB}\delta_{V1} \\ R_{SVD} &= K_{SVD}\delta_{V1} \end{aligned} \right\} \dots (4)$$

ここに, δ_{V1} : 杭軸位置での各深度における鉛直変位(m)である。

この手順により, 周面摩擦力を考慮した深礎杭設計が可能となる。後述する設計値の実測値との比較では, せん断地盤反力から各施工段階における荷重レベルに則した周面摩擦力度を算定した。

3. 現地計測概要

3-1 計測機器の配置

大口径深礎杭の周面摩擦力計測を実施した現場は, 旭川紋別自動車道上滝橋 P2, P6 橋脚, 一般国道 277 号赤岳橋 P1 橋脚, 一般国道 229 号尾根内大橋 P1 橋脚であり, 上滝橋 P2, P6 橋脚, 赤岳橋 P1 橋脚は下部工躯体まで構築している。また, 尾根内大橋 P1 橋脚は深礎杭体まで構築している。各杭形状を表-1に示した。

表-1 計測杭の形状

計測杭	深礎杭径(m)	杭長(m)
上滝橋P2	5	12.5
上滝橋P6	5.5	16.5
赤岳橋P1	9.5	16.5
尾根内大橋P1	5	11

計測は, コンクリート応力計を深礎杭周面の鉛直方向の応力分布および底面の応力を確認するため, 吹付けコンクリート内に設置した。位置は, 上滝橋 P2, P6 では応力計をそれぞれ橋軸方向に 2 列とし, 赤岳橋 P1 と尾根内大橋 P1 では, ひずみ計を橋軸方向と橋軸直角方向にそれぞれ 4 列とした。深度方向にはいずれも 2m ピッチを基本とした。無応力計を杭体コンクリートの温度応力と乾燥収縮応力の影響を調べるために赤岳橋 P1 と尾根内大橋 P1 に設置した。位置は深度方向にコンクリートひずみ計と同ピッチでいずれも鉛直 1 列とした。またロックボルト軸力計を施工管理に活用するために設置した。位置は施工するロックボルトの内最上段断面に, 上滝橋 P2, P6 は橋軸方向にそれぞれ 2 本, 赤岳橋 P1 と尾根内大橋 P1 は橋軸方向と橋軸直角方向にそれぞれ 4 本設置した。計測は各橋とも土留工構築の各段階より実施した。上滝橋 P2 計測機器設置位置図を図-3に示す。

軸力と区間ごとの周面摩擦力度 f を求めるため, 地盤工学会基準である杭の鉛直載荷試験方法・同解説⁷⁾の杭の押込み試験を準用した。

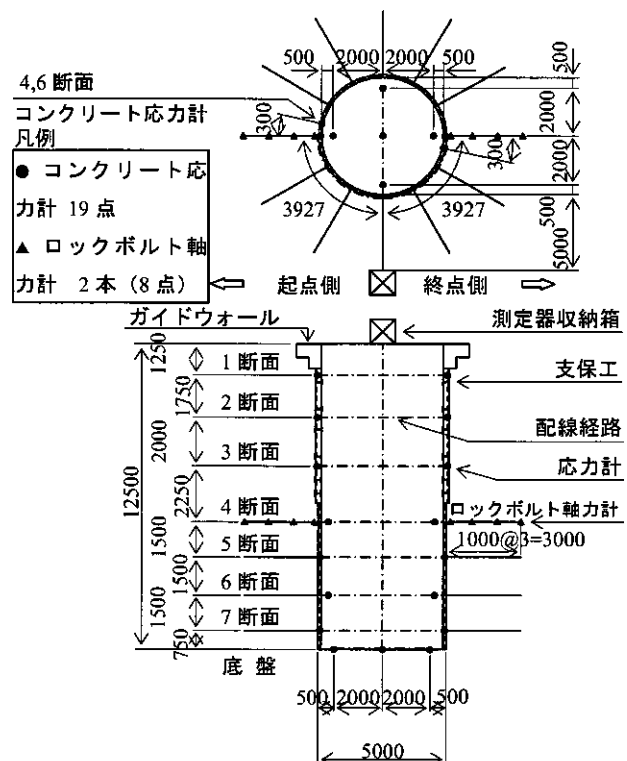


図-3 上滝橋 P2 計測機器設置位置図

3-2 軸力・周面摩擦力

上滝橋 P2 では図-4 に示すような載荷ステップにおいて長期計測した。なお、深礎杭体と下部工躯体の施工時期は7ヶ月隔てており温度応力などの除去は行っていない。深礎杭頭部への載荷重の増加を考慮し軸力・区間ごとの周面摩擦力度 f を整理した。その結果、軸力と周面摩擦力度 f の設計値と実測値はそれぞれ図-5、図-6 のようになった。図-5 に示す軸力値については、載荷ステップに従い増加の傾向を示すが、深度の浅い部分で引張力が発生している。これは、ガイドウォールが地盤と一体となって不動点となり、その下の吹付けコンクリートはそれにより引っ張られていると考えられた。底面では設計値よりも小さく作用した。図-6 に示す軸力の差し引きから得られた周面摩擦力度 f については、設計値が各載荷ステップにおいて深度方向に一定の傾向を示すのに対し、実測値は正負それぞれ大きな値が出て一定の傾向が見られない。底面では設計値よりも大きく作用した。

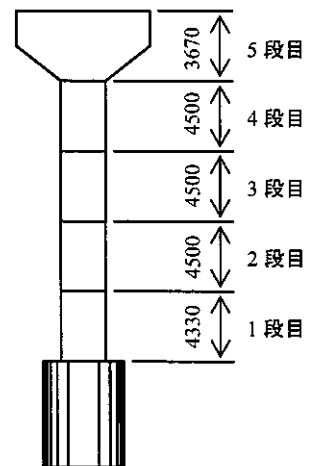


図-4 上滝橋 P2 施工ステップ

赤岳橋と尾根内大橋では無応力計を設置し、温度応力や乾燥収縮応力を削除したひずみを計測した。それを経時的に示したグラフが図-7 である。深礎杭体構築後、温度の降下とともに圧縮側にひずみが推移する傾向がある。赤岳橋橋軸終点側を除き、下部工躯体の打設前後の荷重増加と同時にひずみに変化が見られず、平坦なまま推移している。赤岳橋橋軸起点側では、深礎杭打設後に温度の上下変動とともにひずみも上下に変動している。これは局所的な温度変化と考えられる。温度応力などを補正したひずみにもかかわらず、このような変動をしたのは、コンクリート全体としての温度応力などが残っているものと推定された。

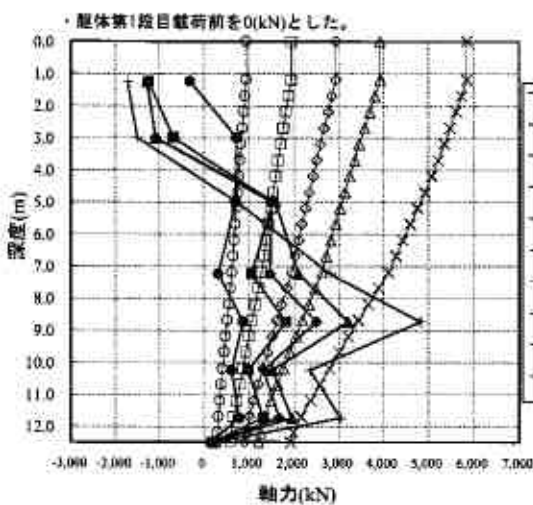


図-5 軸力変化図 (上滝橋 P2)

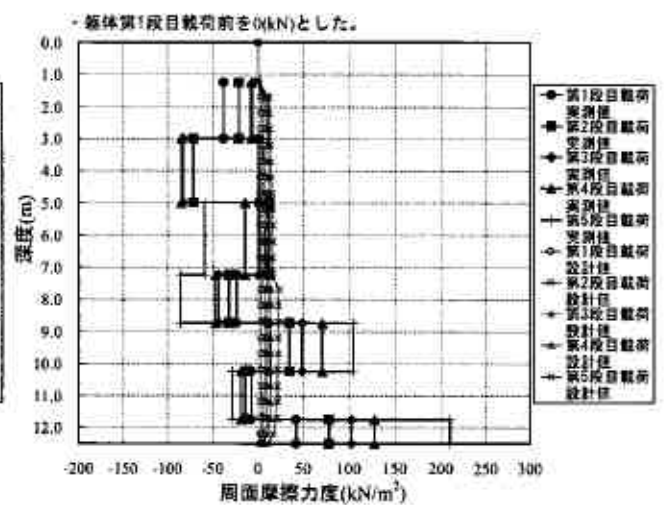


図-6 区間ごとの周面摩擦力度 (上滝橋 P2)

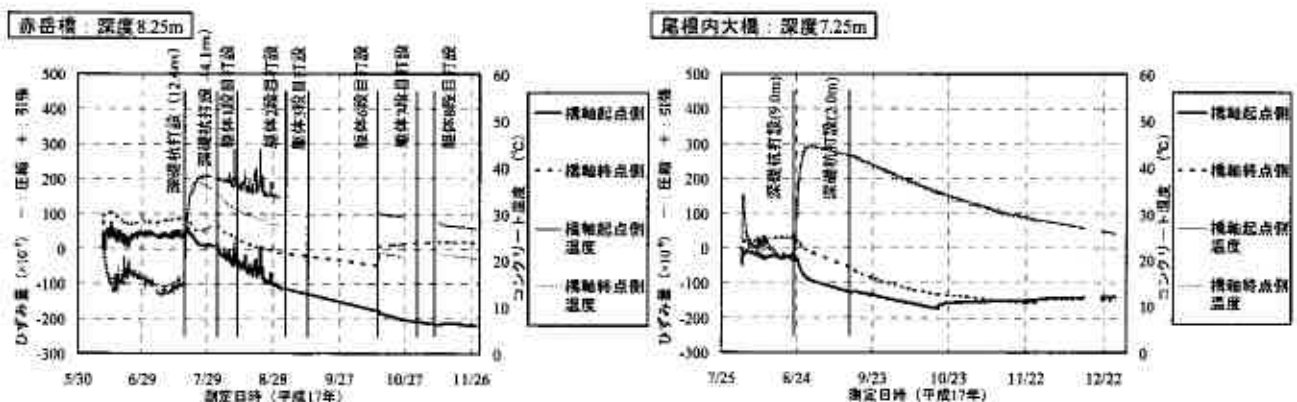


図-7 無応力計による補正後のひずみ

3-3 ロックボルト軸力計測結果

赤岳橋 P1 ではロックボルト軸力を計測した。図-8に配置断面を示す。ロックボルト軸力計により得られた軸力が図-9である。掘削時には、位置3, 4において軸力が変動しているのは、発破の振動によるものと考えられる。計測値は、掘削時の施工管理に用いた。深礎杭体の構築とともに、位置2, 3, 4において軸力は大きく圧縮側に動いた。No.3を除いて下部工躯体の打設前後で軸力の変化がほとんどみられない。位置3, 4においては、同じ深度である図-7の赤岳橋の温度降下とともに収縮し引張側に軸力は推移している。また、吹付けコンクリート側の軸力値は変動が見られ、ロックボルト先端側の軸力値は変動が少ない。

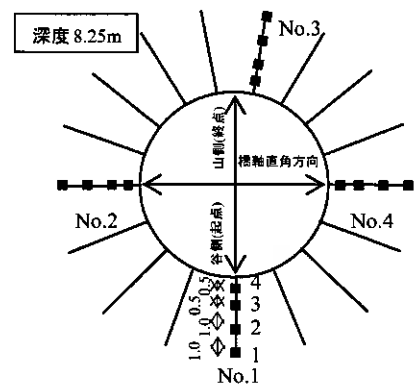


図-8 ロックボルト軸力計 (赤岳橋 P1)

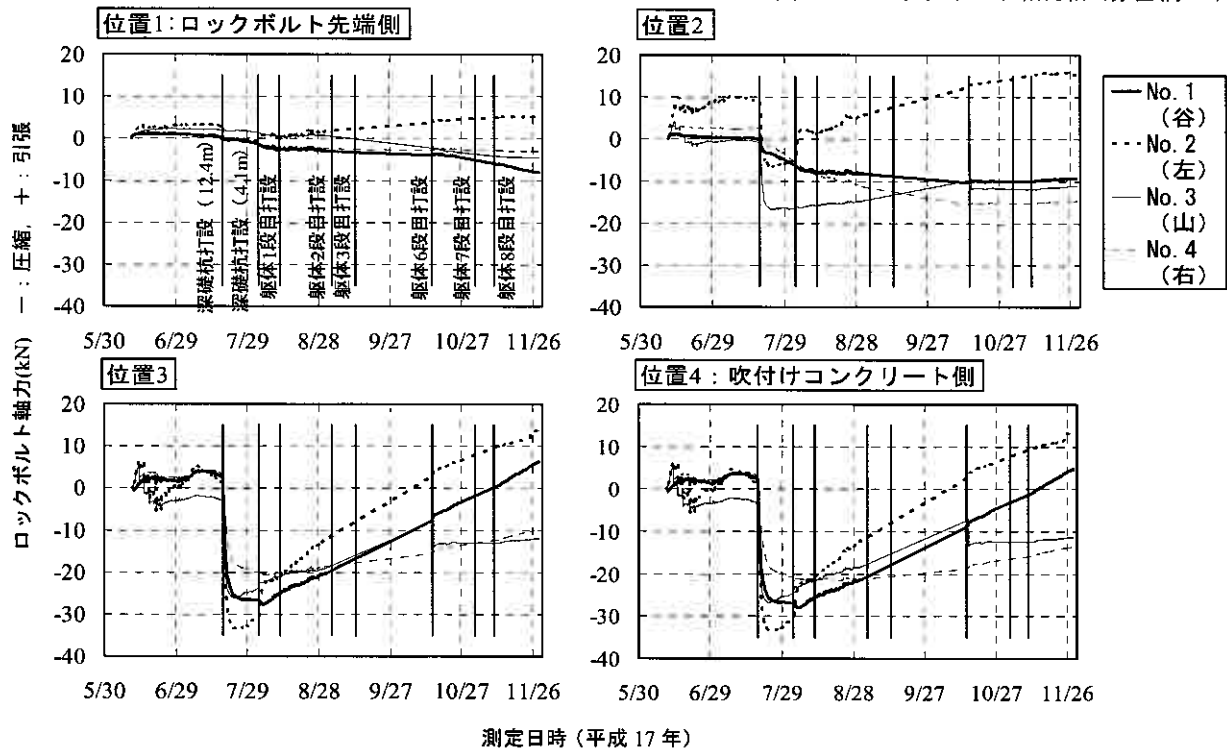


図-9 ロックボルト軸力 (赤岳橋 P1)

4. FEM 解析による検討

上滝橋 P2 橋脚においては、各施工段階で計測された吹付けコンクリートの軸力が前述のように設計値と異なった変化を示した。ガイドウォールによる影響に加え、さらに大口径深礎杭の断面積が大きく、支持力機構が通常の杭基礎ほど単純ではないためと考えられた。そこでこの原因を見極めるため、深礎杭の全断面ならびに周辺岩盤の変形挙動を考慮した2次元 FEM 解析を実施した。

4-1 解析モデルと解析結果

2次元 FEM 解析のモデル図を図-10に示す。入力物性値は深礎杭のおかれている状況を再現するため、杭体応力の計測結果と合わせる様パラメータスタディを行った。図-11に上滝橋 P2 の設計条件図を示し、表-2に P2 橋脚付近の孔内水平載荷試験結果を示す。また、解析で用いたパラメータを表-3に示す。解析は、杭体断面内に発生する応力に注目するため弾性ひずみ解析とした。

ガイドウォールと吹付けコンクリートを不結合とした。吹付けコンクリートの弾性係数は、設計基準強度の考え方に合わせ 28 日強度の 1/3 とした。下部層 (地盤 3) の変形係数は、設計では各橋脚の試験データを平均化して代表値としているが、P2 橋脚では平均値よりも大きい変形係数が出ていることを考慮して、パラメータスタディの結果 3 倍とした。

上記の条件を考慮したシミュレーションにより再現した第5段目載荷の解析結果を図-12に示す。概ね計測値と一致した。図-13に第5段目載荷の FEM 解析結果の鉛直方向応力分布図を示す。第5段目までの上載応力を 1.0 として無次元化している。中心と周面では応力が偏分布している。これは大口径であるためと考えられた。これより設計値と比較するには各段面で平均化する必要があることがわかった。



図-10 有限要素モデル

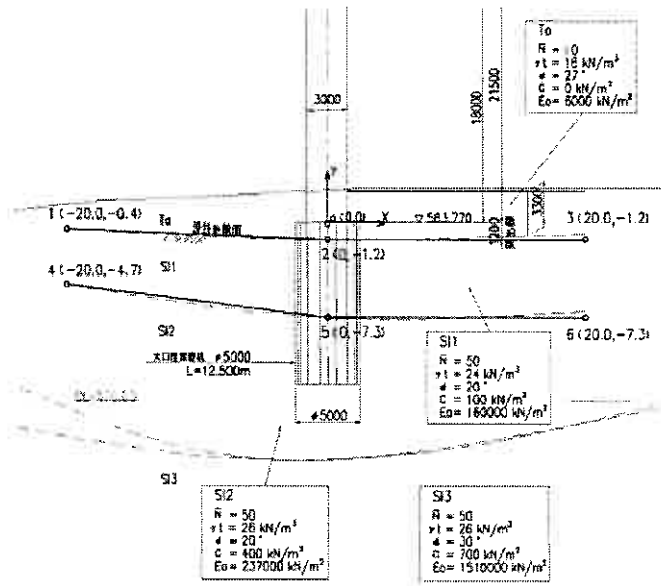


図-11 設計条件図

表-2 孔内水平載荷試験結果 (P2 橋脚付近)

試験深度	GL-10(m)	GL-17(m)
土層名	風化粘板岩	
変形係数E(kN/m ²)	172,000	426,000

表-3 物性値一覧

材料名	変形係数 (kN/m ²)	ポアソン比
地盤1	6,000	0.45
地盤2	160,000	0.4
地盤3	711,000	0.4
コンクリート	25,000,000	0.167
吹付けコンクリート	7,333,333	0.167
ガイドウォール	22,000,000	0.167

4-2 周面摩擦力の検証

FEM 解析による応力分布状況をもとに、杭体面積により荷重平均値を求め、全載荷過程における軸力と単位長さあたりの周面摩擦力を計算した結果を図-14、図-15に示した。軸力においては上部部分で、設計値に対して解析値が小さくなっている。これは、ガイドウォールと地盤の抵抗によるものと考えられる。周面摩擦力においては深度が深くなるに従い設計値よりも大きくなっている。軸力においては、深度が深くなるに従い設計値よりも小さくなっている。このことから、下部層においては設計値を上回る周面摩擦力が発現し、底面反力が設計値を下回ったことがわかった。

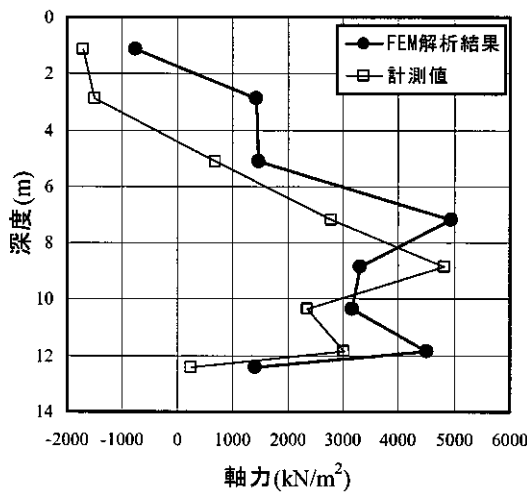


図-12 軸力解析結果と計測値の比較 (第5段目)

第5段目までの載荷量を1.0として基準化した。

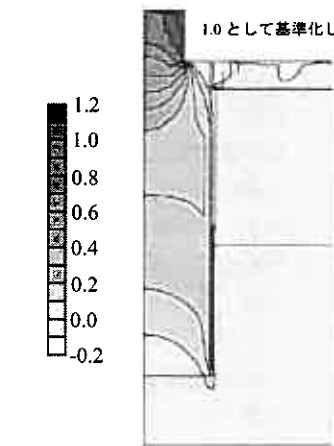


図-13 鉛直方向応力分布図 (第5段目)

これより下部工躯体を載荷重とした深礎杭計測結果は FEM 解析を併用することで、実際に作用する杭軸力を求め、周面摩擦力を推定することが出来た。その周面摩擦力も、設計値と同等以上の値が得られた一つの計測事例として評価した。

杭周辺地盤の鉛直方向応力を FEM 解析により求めた結果を図-16に示した。図-13と同様に第5段目までの上載応力を1.0として無次元化し、0.018以上は同一区分としている。

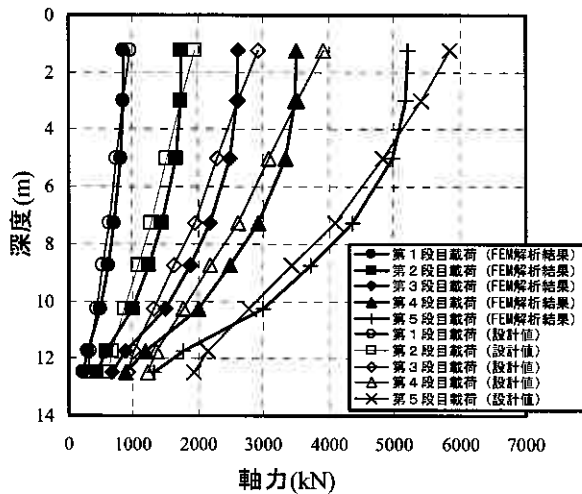


図-14 軸力の解析結果と設計値の比較

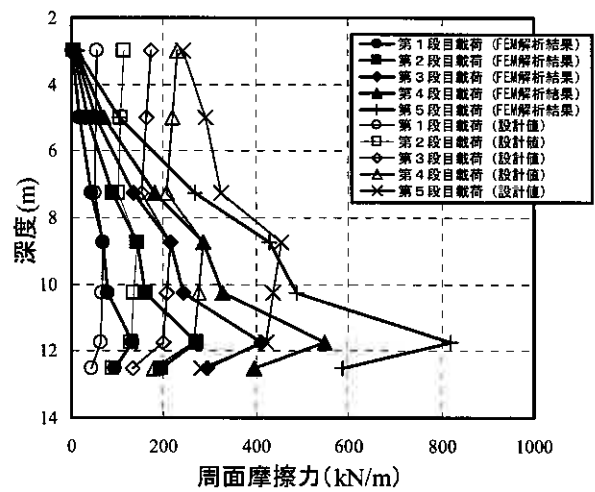


図-15 周面摩擦力の解析結果と設計値の比較

5. まとめ

本検討から、吹付けコンクリート+ロックボルト工法について概ね以下の知見が得られた。

- (1) 大口径深礎杭の長期計測により、載荷重増加に伴う杭の支持機構が概ね明らかとなった。
- (2) 大口径深礎杭の周面摩擦力の計測結果を考察するには計測値のほかに、杭断面を考慮した FEM 解析を併用することが有効である。その結果、計測値は設計値に概ね一致し、所要の周面摩擦力が発揮されていることが検証された。
- (3) ロックボルトに作用する軸力の経時計測値を用い、孔壁の安全を確保する施工管理に活用した。

6. 課題と今後の展開

- (1) 深礎杭の応力分布には、周面と杭中心で大きな違いがあり、軸力を求めるには周面以外の点や鉄筋にもひずみ計を設け計測値と設計値を評価する必要がある。周面付近の計測工では、吹付けコンクリートの内部と外部で違いがあるか検討することも課題である。また、ガイドウォールの影響度を把握可能な計測工、評価手法について検討を行う。
- (2) 赤岳橋 P1 と尾根内大橋 P1 の経時計測により、構造物の死荷重変化から本検討のように周面摩擦力の評価を行う現地計測は、深礎杭温度が安定した状況で行うのが望ましい。
- (3) 今後計測を継続し、下部工および上部工による死荷重作用時の杭体の応力状態から、各載荷重ごとの設計鉛直方向せん断地盤バネ定数と実測値を基にした各載荷重ごとの周面のバネ定数を比較し、設計手法の妥当性を確認したい。北海道開発局において吹付けコンクリート+ロックボルト工法のより合理的な深礎杭設計手法の確立を目指す展開である。

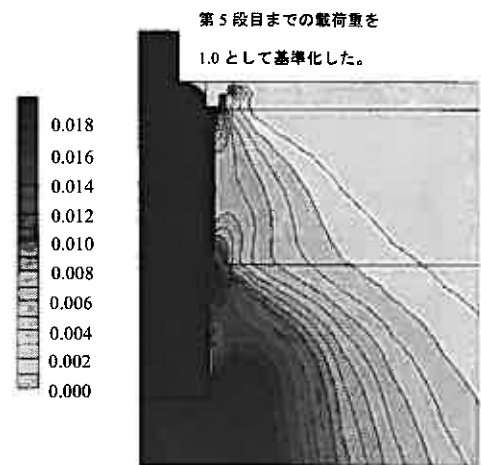


図-16 鉛直方向応力分布図(地盤)

参考文献

- 1) 旧日本道路公団：設計要領第二集，橋梁建設編4章，pp.56-92，1998.7
- 2) 北海道開発局：道路橋設計施工要領第4章，pp.1-61，2001.2
- 3) 福島宏文，富澤幸一，三田村浩：深礎杭の土留工法選定について—北海道開発局道路橋設計施工要領選定フロー案の検討—，北海道開発局土木研究所月報 No.592，pp.44-48，2002.9
- 4) 北海道開発局：道路設計要領第3集第4章，pp.1-62，2006.4
- 5) 大越健司，掛田浩司，福島宏文：吹付けコンクリート土留工を用いた新工法による深礎杭の設計施工法—上滝橋（L橋）下部工事における報告—，第48回北海道開発局技術研究発表会，2005.2
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書（I共通編・IV下部構造編）・同解説，pp.295-347，2002.3
- 7) 地盤工学会：杭の鉛直載荷試験方法・同解説，pp.43-44，2002.5

泥炭地盤の透水特性に関する検討

寒地土木研究所 ○国際会員 林 宏親
北海道大学大学院工学研究科 国際会員 三田地 利之
寒地土木研究所 国際会員 西本 聡

1. まえがき

著者ら¹⁾は、泥炭地盤の変形挙動解析手法として、カムクレイモデル^{2), 3)}を用いた水-土連成有限要素解析が有効なことを明らかにしている。一方で、泥炭地盤の力学特性には、未だ不明確な点が多くあり、解析に用いる土質パラメータの決定法に課題が残されている。このひとつに、解析に用いる透水係数の評価がある。

段階荷重圧密試験から求められる透水係数をそのまま解析用パラメータとして用いると、実際より沈下速度が遅い解析結果となることが、しばしば指摘されている^{例えば4), 5)}。さらに、泥炭の透水特性に関して、能登・荻野⁶⁾、山口ら⁷⁾および及川⁸⁾が、圧密の進行に伴って泥炭の透水係数が著しく減少することを報告している。また、宮川⁹⁾および大平¹⁰⁾が、泥炭の透水係数に比較的強い異方性があることを指摘しており、設定が難しい土質パラメータといえる。加えて、泥炭地盤は極めて不均質に堆積していることが、土層全体の代表値を決める問題を複雑にしている。

以上の背景を受けて、泥炭地盤の透水特性を解明し、その評価法を確立する目的で、泥炭地盤から採取した試料に対して段階荷重圧密試験ならびに現場透水試験を行った。

2. 調査箇所と試験調査の方法

透水係数を求める試験には、段階荷重圧密試験、室内透水試験および現場透水試験などがある。段階荷重圧密試験は、圧密に伴う透水係数の変化を調べることができる。しかし、供試体の寸法が小さく、泥炭地盤のように不均質な地盤の場合、土層全体の代表的な土質パラメータの決定には注意を要する。現場透水試験は、ある程度の厚さを持った土層の平均的な透水係数を求めることができるが、圧密に伴う透水係数の変化を得ることはできない。

室内透水試験も、圧密試験と同様に供試体寸法の問題を抱えている。加えて、供試体と透水試験リングの隙間に水が流れる恐れがあり、泥炭のように供試体周面に細かい凹凸がある試料には不適切と考えられる。そこで本検討では、現場透水試験と段階荷重圧密試験を実施する。

2.1 調査の概要

江別市美原地区、当別町蕨岱地区、釧路市鶴野地区および共和町梨野舞内地区の泥炭性軟弱地盤において調査を実施した。調査位置を図-1に、調査箇所の地盤物性および調査項目を表-1に示す。江別市美原以外の3地点では、ボーリング孔を利用した現場透水試験および不攪乱試料に対する段階荷重圧密試験を実施し、各々から透水係数を求めた。

調査対象となった泥炭の自然含水比 W_n および強熱減量 Li は、 $W_n=240\% \sim 888\%$ 、 $Li=23\% \sim 95\%$ の範囲であった。低含水で分解の進んだものから、高含水で有機物を多量に含むものまで広範囲な物性の泥炭で調査を行っている。泥炭の下位に存在する有機質粘土ならびに粘土についても試験を実施し、泥炭との比較検討を行った。

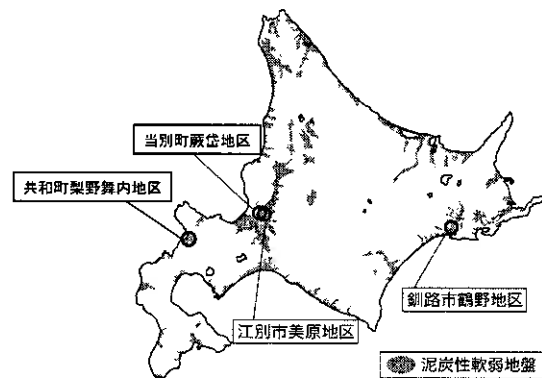


図-1 調査位置

2.2 現場透水試験

木暮¹¹⁾は、堆積年代や分解の度合いの違う層の混在、あるいは構成植物の違いや灌木類などの混入などによって非常に不均質に泥炭地盤は堆積しており、大きな植物遺体や灌木類の周りなどが水みちとなりやすいことを指摘している。この影響を調べるためには、小さな供試体寸法の室内土質試験では限界がある。すなわち、段階荷重圧密試験から得られる透水係数は、地盤全体の透水性を過小に評価している可能性がある。こう考えると、段階荷重圧密試験から求めた透水係数をそのまま解析用のパラメータとした場合、実際より沈下速度を遅く見積もってしまうことと調和的である。

表-1 調査地点の地盤物性と調査項目

箇所名	土質	層厚(m)	深度(GL-m)	物性				調査項目(○が実施)	
				W _n (%)	L(%)	I _p	C _c	現場透水試験	圧密試験
江別市美原	泥炭	2.7	0 ~ 2.7	240~740	23~79	—	3.7~6.2	—	○
	有機質粘土	1.5	2.7 ~ 4.2	89	11	—	0.90	—	○
	細砂	4.6	4.2 ~ 8.8	—	—	—	—	—	—
	粘土	11.5	8.8 ~ 20.3	47	6	24	0.43	—	○
当別町藤岱	泥炭	4.5	0 ~ 4.5	440~734	56~86	—	4.6~8.1	○	○
	粘土	2.2	4.5 ~ 6.7	81	7	26	0.79	○	○
釧路市鶴野	泥炭	6.5	0 ~ 6.5	445~644	50~81	—	5.4~5.5	○	○
共和町梨野舞内No.1	泥炭	5.5	0 ~ 5.5	466~764	49~94	—	3.7~8.5	○	○
	粘土	6.6	5.5 ~ 12.1	107	—	55	1.5	—	○
共和町梨野舞内No.2	泥炭	4.8	0 ~ 4.8	427~888	49~95	—	4.0~8.1	—	○
	粘土	5.8	4.8 ~ 10.6	109	—	61	1.2	—	○

そこで、試験区間の長さsを充分にとることによって、ある程度の厚みを持った土層の平均的な透水係数を測定していると考えられる現場透水試験を実施した。

現場透水試験の方法は、地盤工学会基準(JGS 1314-2003)に従い、ボーリング孔を利用した非定常法(回復法)とした(図-2)。具体的には、試験区間上部までケーシングパイプを挿入しながらボーリング孔を掘削した後、ケーシングパイプの先端から必要な試験区間をさらに掘削した。孔底のスライム処理を入念に行った上で、試験孔内から水を汲み上げた後、孔内水位の回復過程の測定を行った。なお、ボーリングの掘削時に泥水は使用していない。また、試験区間の長さLは試験区間の孔径Dに対して十分な長さを確保した。地盤工学会基準ではL/D=4以上とされているが、全ての調査地点においてそれを満足している。

非定常法の場合、式(1)を用いて現場透水係数を求める。

$$k_f = 0.66d^2/L \log(2L/D)m \quad (1)$$

ここで、 k_f は現場透水係数(cm/s)、 d は水位変動区間における(ケーシングパイプの)孔径(cm)、 L は試験区間(cm)、 D は試験区間の孔径(cm)、 m は孔内水位の回復測定から得られるlog-s曲線における直線部分の勾配、 s は平衡水位と測定水位の水位差(cm)である。

2.3 段階載荷圧密試験

固定ピストン式シンウォールチューブにて採取した不攪乱試料に対して、地盤工学会基準に従い「土の段階載荷による圧密試験(JIS A 1217)」を実施し、圧密特性および圧密に伴う透水係数の変化を調べた。荷重増分比 $\Delta P/P=1$ とし、24時間ごとに計8段階の載荷を行った。JIS A 1217における標準的な1段階目の荷重は、9.8 kN/m²であるが、泥炭の有効土被り圧は小さいことから、4.9kN/m²~628 kN/m²までの荷重段階とした。泥炭試料以外の試料については、圧密圧力を9.8kN/m²~1256 kN/m²の8段階とした。

各荷重段階の透水係数 k (cm/s)は、式(2)から求めた。ここで、 C_v は圧密係数(cm²/d)、 m_v は体積圧縮係数(m²/kN)、 γ_w は水の単位体積重量(=9.81kN/m³)である。なお、一次圧密比は考慮していない。

$$k = C_v m_v \gamma_w / (8.64 \times 10^6) \quad (2)$$

試料の採取は鉛直方向のボーリングによって行っており、圧密リングにその方向のままセットしている。加えて圧密試験における排水は、鉛直に限られている。つまり、ここで得られるのは鉛直方向の透水係数である。

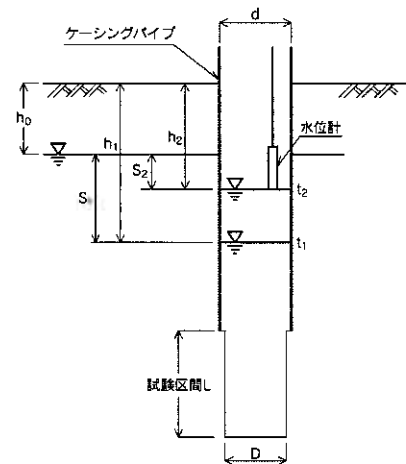


図-2 現場透水試験の方法

3. 結果と考察

3.1 現場透水試験結果と段階載荷圧密試験結果の比較

泥炭地盤の透水性は分解の度合いならびに植物や灌木類遺体の混入量など、つまり有機物量と関係があると推測されることから、強熱減量と現場透水試験から求めた透水係数（以下、現場透水係数）の関係を図-3 に示す。今回調査した範囲において、泥炭地盤の現場透水係数は $1.1 \times 10^{-3} \sim 2.0 \times 10^{-5}$ (cm/s) を示した。これは、当別町蔵岱において泥炭層の下位の粘土層（強熱減量 7%）で測定された現場透水係数 1.6×10^{-6} (cm/s) よりも高い透水性である。大平¹⁰⁾は、石狩地方の泥炭地盤で 10^{-5} (cm/s)、釧路地方で 10^{-4} (cm/s) の現場透水係数を報告している。今回の調査結果は、これらの値とほぼ変わらない結果であった。さらに、強熱減量が大きいほど、つまり有機物を多く含む泥炭地盤ほど現場透水係数が大きいことがわかる。

次に、図-4 に各調査地点における現場透水係数と段階載荷圧密試験から求めた透水係数（以下、室内透水係数）の関係を示す。ここで、室内透水係数は有効土被り圧に対応する値とした。いずれの結果も現場透水係数が室内透水係数より大きい結果となった。粘土の現場透水係数と室内透水係数の比（以下、 k_f/k_i ）は 3 程度であったのに対し、泥炭の k_f/k_i はそれよりも大きい 13 ~ 30 の範囲にあった。

図-5 に強熱減量と k_f/k_i の比を示す。強熱減量が大きいほど、 k_f/k_i が大きいことがわかる。強熱減量の大きい泥炭の方が、未分解で寸法の大きな植物遺体や灌木類を多く含んでいると考えられ、多くの水みちを内包した形で堆積している結果と推測される。近似式は以下の通りである。ここで、 L_i は強熱減量 (%) である。

$$k_f/k_i = 0.33 L_i(\%) \quad (3)$$

3.2 圧密に伴う透水係数の変化

先に述べた通り、泥炭の透水係数は、圧密の進行に伴って著しく減少することが報告されている。しかし、事例を示す程度にとどまっており、泥炭の透水係数の変化について定量的な評価には及んでいない。一方、従来の有限要素解析プログラムは、透水係数を一定値として与えるものが多かったが、最近のプログラム¹¹⁾¹²⁾では、圧密に伴う透水係数の変化を考慮するようになってきた。この点を考慮することで泥炭地盤の変形解析精度を高めることができると考えられる。よって、ここでは、段階載荷圧密試験結果に基づいて、圧密に伴う透水係数の変化について検討する。

一般に、透水係数は間隙比によって決まり、間隙比と対数表示の透水係数の関係 ($e - \log k$ 関係) に線形性が認められること（図-6）が多くの例から知られている¹³⁾。本検討において実施した段階載荷圧密試験結果の代表的なものとして、共和町梨野舞内で採取した泥炭および粘土の間隙比と対数表示の圧密応力の関係 ($e - \log P$ 関係)、透水係数と平均圧密応力の両対数関係 ($\log k - \log \bar{P}$ 関係) ならびに間隙比と対数表示の透水係数 ($e - \log k$ 関係) を図-7 ならびに図-8 に示す。ここの泥炭の自然含水比は、764%と 466%であった。

圧密圧力の増加に伴い間隙比が大きく減少していることがわ

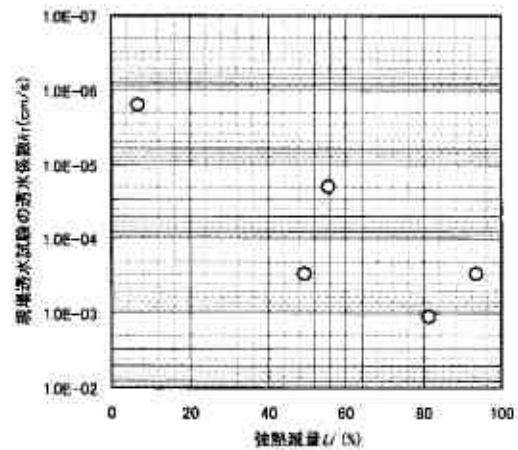


図-3 強熱減量と現場透水試験から求めた透水係数

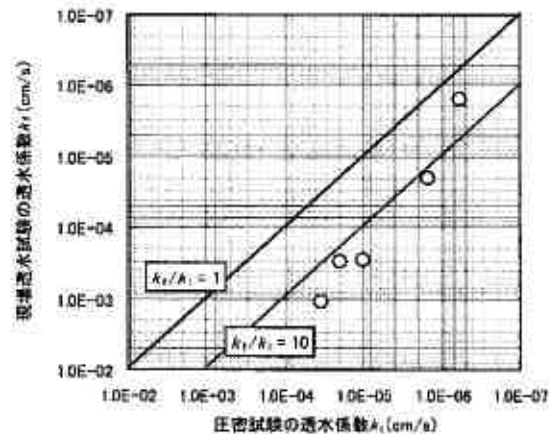


図-4 圧密試験の透水係数と現場透水試験の透水係数

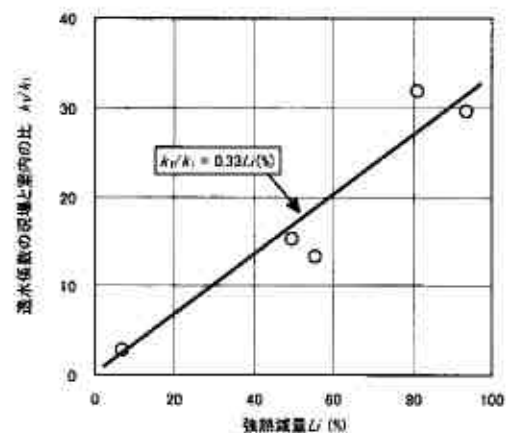


図-5 強熱減量と透水係数の現場と室内の比

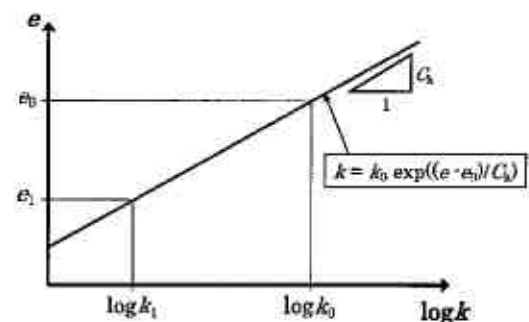


図-6 $e - \log k$ 関係の概念図

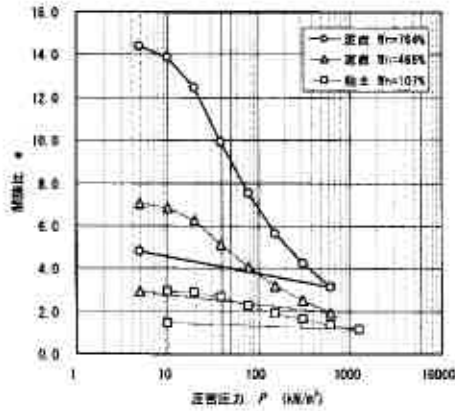
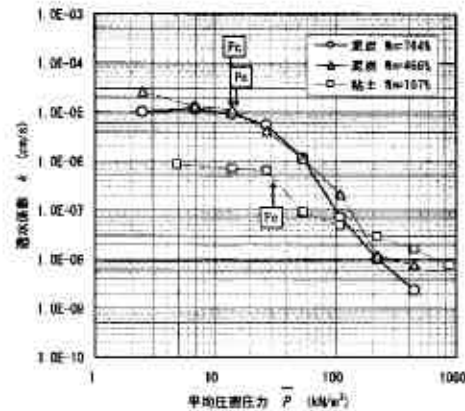


図-7 共和町梨野舞内 No. 1 の $e - \log p$ および $\log k - \log p$ 関係



かる。圧密降伏応力 P_c 時 ($P_c=12\sim 14\text{kN/m}^2$) の泥炭の透水係数は 1×10^{-5} (cm/s)程度であったが、正規圧密領域において圧密圧力の増加に伴いほぼ直線的に透水係数が減少し、最終荷重段階である $P=640\text{kN/m}^2$ の時には $2\sim 8\times 10^{-9}$ (cm/s)にまで低下した。3~4 オーダーの減少である。一方、粘土の透水係数は P_c 時に 7×10^{-7} 程度を示した。泥炭と比べて 1 オーダー低い透水係数である。 $P=640\text{kN/m}^2$ の時には 2×10^{-9} で、約 2 オーダーの低下であり、泥炭と比べて低下の度合いが小さい。次に、 $e - \log k$ 関係であるが、泥炭および粘土ともに正規圧密領域において、 $e - \log k$ 関係にほぼ線形的な関係が認められる。しかし、その傾きは粘土と比べて泥炭の方が大きい。

なお、今回調査した全試料の正規圧密領域の $e - \log k$ 関係には、土質に関係なく図-6に示すような直線の関係が、おおむね認められた。よって以下では、式(4)の関係が成り立つと考え、主に透水係数の変化係数 C_k について検討する。ここで、 k_0 は初期の透水係数、 e は圧密終了時の間隙比、 e_0 は初期の間隙比である。

$$k = k_0 \exp((e - e_0)/C_k) \quad (4)$$

Tavenas et al.¹⁴⁾は、カナダとスウェーデンの粘土 ($I_p=6\sim 73$, $e_0=0.8\sim 3$) を対象に透水係数を調査した結果、初期間隙比と透水係数の変化係数に式(5)のような関係があったとしている。図-9に今回の調査で得られた初期間隙比と透水係数の変化係数を示す。粘土については、式(5)とほぼ等しい関係が認められる。一方、泥炭および有機質粘土では、初期間隙比と透水係数の変化係数に比例関係はあるが、粘土と比較して傾きが小さく、式(6)のような近似関係であった。

$$C_k = 0.5e_0 \quad (5)$$

$$C_k = 0.12e_0 + 0.85 \quad (6)$$

図-10に強熱減量と透水係数の変化係数の関係を示す。強熱減量の増加に比例して透水係数の変化係数が線形に大きくなるのがわかる。つまり、有機物の含有量が多いほど間隙比の減少に伴う透水係数の低下が線形に著しくなる。近似式を以下に示す。

$$C_k = 0.015 L(\%) + 1.0 \quad (7)$$

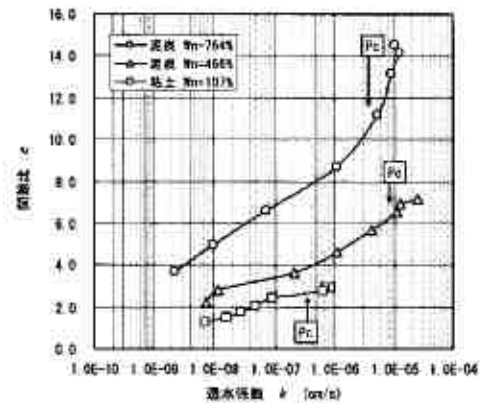


図-8 共和町梨野舞内 No. 1 の $e - \log k$ 関係

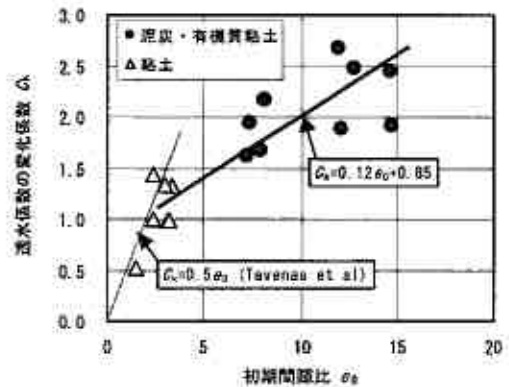


図-9 初期間隙比と透水係数の変化係数の関係

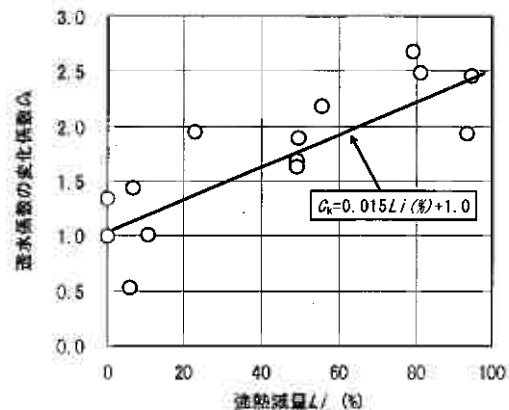


図-10 強熱減量と透水係数の変化係数の関係

次に、圧縮指数 C_c と透水係数の変化係数 C_k の比 C_c/C_k について検討する。 $C_c/C_k=1$ の場合、透水係数に応力依存はなく、透水係数を圧密中に変化しない定数として扱えることになる。Terzaghi の圧密理論では、透水係数を一定、つまり $C_c/C_k=1$ を仮定している。

図-11 に強熱減量と C_c/C_k の関係を示す。粘土（図中の強熱減量 5%未満のデータ）の C_c/C_k は 0.5~1.5 の範囲にあり、平均的には 1 であった。つまり、圧密中に大きく透水係数の変化がないことを示している。それと比較して、泥炭および有機質粘土の C_c/C_k は 2~4.5 と大きな値であった。強熱減量の増加に伴い C_c/C_k が直線的に増加し、その関係は式(8)で近似できる。図-12 に初期間隙比と C_c/C_k の関係を示す。土質に関係なく、初期間隙比と C_c/C_k には一義的な直線関係があり、式(9)で近似できる。

$$C_c/C_k = 0.029Li(\%) + 0.5 \quad (8)$$

$$C_c/C_k = 0.21e_0 + 0.5 \quad (9)$$

4. 有限要素解析に用いる透水係数の決定法

現在普及している市販の有限要素解析プログラムにおける透水係数の扱いには以下の 2 種類がある。

- (a) 式(4)によって、圧密の進行に伴う透水係数の減少を考慮できるもの
- (b) 透水係数を一定値として入力するもの

現在のところ、(b)が主流であるが、(a)のものもいくつかある。本検討において明らかとなったように泥炭の透水係数は、圧密に伴って大きく減少することから(a)の方法が望ましい。さらに、段階載荷圧密試験から得られる透水係数をそのまま解析に用いると、泥炭地盤の透水性を過小に評価することになるのは、先に述べた通りである。以下に、これらの点を考慮した有限要素解析用の透水係数の決定法を整理する。

4.1 圧密の進行に伴う透水係数の減少を考慮する方法

この方法では、式(4)を定義する必要がある。つまり、初期現場透水係数 k_0 と透水係数の変化係数 C_k を決定しなければならない。

- ①現場透水試験を実施し、初期現場透水係数 k_0 を求める。
- ②現場透水試験結果がない場合は、段階載荷圧密試験から得られる $\log k$ - $\log P$ 関係から、圧密降伏応力 P_c 時の k_0 を求めた上で、式(3)より推定した k_f/k_1 を乗じて k_0 を推定する。
- ③段階載荷圧密試験結果または式(6)または式(7)から透水係数の変化係数 C_k を求める。

4.2 透水係数を一定値とする方法

図-13 に泥炭地盤の透水係数と圧密圧力の関係の概念図を示す。圧密中の平均的な透水係数として、有効土被り圧 P_0 に盛土載荷による増加応力の 1/2 を加えた圧密圧力 ($P_0 + 1/2\Delta P$) に対応する $k_{fconst.}$ を解析に用いる。

- ①段階載荷圧密試験から得られる $\log k$ - $\log P$ 関係から、 $P_0 + 1/2\Delta P$ に対応する $k_{fconst.}$ を求める。
- ②現場透水試験結果 k_f と段階載荷圧密試験から得られる P_0 に対応する k_1 の比 k_f/k_1 を求める。適当な試験結果がない場合は、式(3)から推定する
- ③ $k_{fconst.}$ に k_f/k_1 を乗じて $k_{const.}$ を求める。

ただし、この方法で透水係数を与えると、次のような問題があるので、極力(a)の方法で解析するのが良い。すなわち、図-13 のように、実際の $\log k$ - $\log P$ 関係における有効土被り圧 P_0 時の初期現場透水係数 k_0 は、相当に大きな値であり、完全排水に近い。

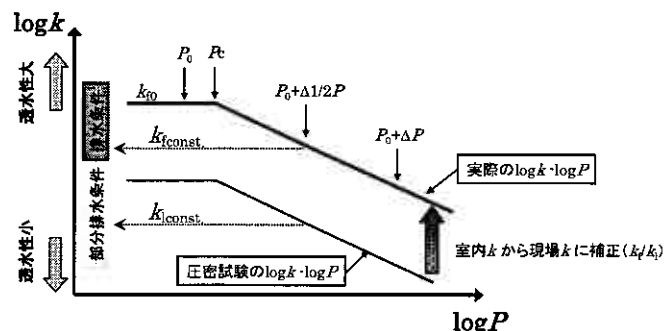


図-13 $\log k$ - $\log P$ 関係の概念図

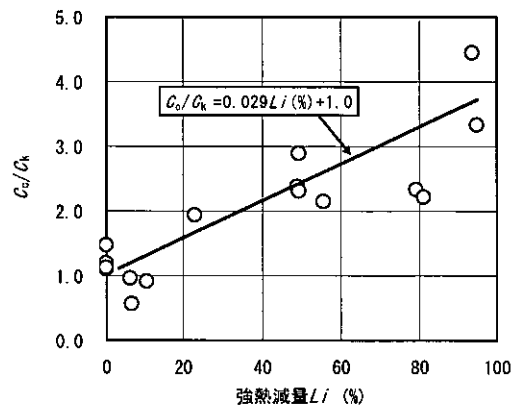


図-11 強熱減量と透水係数の変化係数の関係

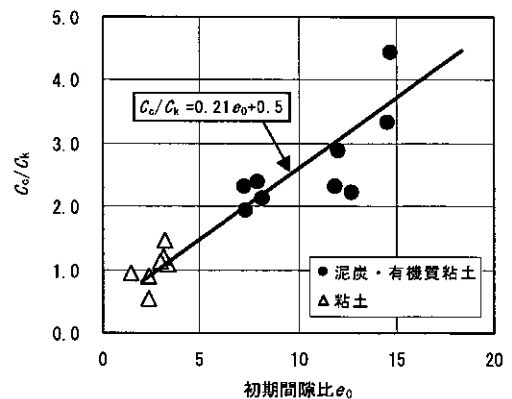


図-12 初期間隙比と透水係数の変化係数の関係

圧密圧力が増加し、圧密降伏応力 P_0 を超えた付近から透水係数が減少し部分排水領域に入る。このことによって、それ以降の沈下速度が徐々に遅れ、過剰間隙水圧の蓄積が増してゆく。以上のことが、泥炭地盤の実際の排水挙動と考えられる。ところが、透水係数を一定値 $k_{fconst.}$ として与えざるを得ない場合、有効土被り圧 P_0 における透水係数ではなく、 $P_0 + 1/2\Delta P$ に対応する透水係数とすることで、便宜的にある程度圧密による透水係数の低下を考慮している。(b)に示した方法で k_f/k_i を使って室内透水係数 k_i を現場透水係数 k_f に補正したときに、 k_f/k_i の取り方によっては、 $k_{fconst.}$ が完全排水条件領域の透水係数になってしまい、载荷初期から载荷後半まで常に完全排水条件下での解析となる恐れがある。結果として、沈下速度が実際よりも速くなる。同様なことを浅岡ら¹⁵⁾も指摘しており、解析結果の解釈には注意を要する。

5. 要約

本検討では、泥炭地盤の透水係数の特性およびその評価法を明らかにするために、泥炭の段階载荷圧密試験ならびに現場透水試験を行った。比較のために泥炭層下位の粘土についても同様な試験を実施した。その結果を要約すると以下の通りである。

- (1) 強熱減量の増加に伴って現場透水試験から求めた透水係数の増加が認められた。
- (2) 粘土の現場透水試験による透水係数 k_f と段階载荷圧密試験から求めた透水係数 k_i の比 k_f/k_i は3程度であったのに対し、泥炭の k_f/k_i はそれよりも大きい13~30の範囲にあった。
- (3) 強熱減量が大きいほど、 k_f/k_i が大きい傾向にあり、 $k_f/k_i = 0.33Li(\%)$ の近似関係であった。
- (4) 強熱減量の増加に比例して透水係数の変化係数 C_k が線形に大きくなり、 $C_k = 0.015 Li(\%) + 1.0$ で近似できた。
- (5) 泥炭および有機質粘土では、初期間隙比 e_0 と透水係数の変化係数 C_k に比例関係はあるが、粘土と比較して傾きが小さく、 $C_k = 0.12e_0 + 0.85$ の近似関係であった。
- (6) 粘土の圧縮指数 C_c と透水係数の変化係数 C_k の比 C_c/C_k はおおよそ1を示したが、泥炭および有機質粘土の C_c/C_k は2~4.5と粘土と比較して大きな値であった。さらに、強熱減量の増加に伴い C_c/C_k が直線的に増加し、 $C_c/C_k = 0.029Li(\%) + 0.5$ の近似関係が認められた。また、土質に関係なく初期間隙比 e_0 と C_c/C_k には一義的な直線関係があり、 $C_c/C_k = 0.21e_0 + 0.5$ で近似できた。
- (7) 上記の知見に基づき、泥炭地盤の有限要素解析に用いる透水係数の決定法を提案した。

宮川⁹⁾は、泥炭地盤の透水異方性を実験的に検討し、水平方向の透水係数が鉛直の3~7倍であったとしている。泥炭地盤は枯死した植物が水平になった状態で堆積している場合が多いことを考えると水平方向の透水係数が鉛直方向よりも大きいことは理解できる。以上のことから、泥炭地盤の透水性の評価にあたって、異方性の検討が必要と考えられるが、今後の検討課題としたい。

【参考文献】

- 1) Hayashi, H., Nishikawa, J., Odajima, H., Mitachi, T. and Fukuda, F.: Deformation analysis of peaty ground with cam clay model, Proceedings of IS-Hokkaido 94, Vol.1, pp.575-581, 1994.
- 2) Roscoe, K.H., Schofield, A.N. and Thurairajah, A.: Yielding of clays in states wetter than critical, Geotechnique, Vol.13, No.3, pp.221-240, 1963.
- 3) Schofield, A.N. and Wroth, C.P.: Critical State Soil Mechanics, McGraw Hill, London, 1968.
- 4) 関口秀雄、柴田 徹：盛土基礎地盤の側方流動解析上の問題点、土と基礎、Vol.30, No.5, pp.47-54, 1982.
- 5) 太田秀樹：地盤工学・基礎理論シリーズ「泥炭地盤の変形解析—基礎理論から応用まで—」、地盤工学会、pp.67-72, 2002.
- 6) 能登繁幸、荻野治雄：泥炭の時間—圧密量曲線予測の試み、第19回土質工学研究発表会講演集、pp.223-224, 1984.
- 7) 山口晴幸、松尾 啓、大平至徳、木暮敬二：泥炭および泥炭地盤の土質工学的性質、土木学会論文集、No.370/III-5, pp.271-280, 1986.
- 8) 及川 洋：自然含水比をパラメータにした軟弱土の e - $\log P$ 曲線および $\log C_v$ - $\log P$ 曲線の予測方法、土木学会論文集、No.412/III-12, pp.43-49, 1989.
- 9) 宮川 勇：泥炭地の性質について、土木試験所月報、第50号、1957.
- 10) 大平至徳：泥炭、基本的性質と調査・設計、施工技術、Vol.4, No.6, pp.148-164, 1971.
- 11) 木暮敬二：高有機質土の地盤工学、東洋書店、pp.56-59, 1995.
- 12) 山添誠隆、三田地利之：真空圧密併用盛土下における泥炭地盤の変形挙動解析、地盤工学ジャーナル、Vol.1, No.4, pp.143-156, 2006.
- 13) 地盤工学会：土質試験の方法と解説、pp.356-357, 2000.
- 14) F. Tavenas, P. Jean, P. Leblond and S. Leroueil: The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics, Canadian Geotechnical Journal, Vol.20, No.3, pp.645-660, 1983.
- 15) 浅岡 顕、高稲敏浩、野津光夫：各種構造物の事例にみる地盤改良工法の選定と設計—5.地盤改良と土質力学（その2）、土と基礎、Vol.47, No.2, pp.49-54, 1999.

泥炭及び有機質粘土のダイレイタンシー特性に関する一考察

北海道大学大学院 ○学生会員 岡 尚志
 シーウェイエンジニアリング 正 会 員 山添 誠隆
 北海道大学大学院 正 会 員 三田地 利之

1. はじめに

近年、交通網の整備拡充，土木工事の大規模化のみならず，わが国では土地不足に伴う有効な土地利用という観点から，地盤として利用価値の低かった泥炭地を地盤資源の対象とする機会が多くなり，泥炭および泥炭地を地盤工学的に処理する必要性が増えてきている．このような状況はわが国の国土事情からして今後とも継続するであろうと考えられる．しかし，不等沈下等による構造物の被害も多発している．このような状況から，近年泥炭地盤でも通常の粘土地盤と同様に沈下予測のみならず側方への変形の予測が重要な工学的課題となっている．

現行の設計基準類^{1), 2)}では地盤の変形予測を一次元圧密沈下に限っており，測方流動の予測には経験的な方法^{1), 2)}によるかあるいは動態観測的手法が用いられる．動態観測的手法による場合，その性格上，施工前予測が困難である．したがって，泥炭地盤の不均一性と多次元圧密を考慮した高精度の施工前予測を行うためには，泥炭独自の構成式を組み込んだ変形解析が必要になる．しかしながら，現在のところ，泥炭の応力～ひずみ関係式を反映した泥炭独自の構成式は確立されていない．

そこで本研究では，泥炭独自の構成式の構築を目標とし，まずその第一歩として，泥炭の正規圧密領域における体積比 $v (=1+e) \sim$ 平均有効応力 p' 関係を， $\ln v \sim \ln p'$ 直線で近似するとともに，泥炭のダイレイタンシー特性を組み込んだ構成モデルについて検討するものである．

2. ダイレイタンシー係数 D について

柴田³⁾は， σ_m' で等方圧密したのち，平均有効主応力を一定 ($\Delta \sigma_m' = 0$) に保つ条件で実施した尾崎粘土についての排水試験結果および既往の実験データ^{4), 5)}を再整理して，以下のような関係を得ている．すなわち，せん断応力による体積変化 ΔV_d について， $(\sigma_1 - \sigma_3)$ がある限界値 σ_c をこえると， $\Delta V_d/V_1 \sim (\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_m'$ 関係が直線になり，

$$\frac{\Delta V_d}{V_1} = D \left\{ \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) - \sigma_c}{\sigma_m'} \right\} \quad (1)$$

が成立する．ここに， D はダイレイタンシー係数， σ_c はこの応力以下では，ダイレイタンシーがほとんど生じない主応力差の限界値である．

対馬ら^{6), 7)}は秋田泥炭についての一連の実験結果から，排水条件下におけるダイレイタンシー ε_{dd} を次の形式で表現可能であることを示した．

$$\varepsilon_{dd} = \varepsilon_v - 3C_s \Delta \sigma_m' \quad (2)$$

ここで $3C_s$ は，等方応力の変化による土要素の骨格構造の体積圧縮率であり， ε_v は応力変化に伴う全体積ひずみである．

対馬らはさらに式(2)で計算されるダイレイタンシー量および式(2)に $\varepsilon_v = 0$ (非排水条件) を適用して得られるダイレイタンシー相当量 ε_{du} を式(1)に代入して泥炭についてのダイレイタンシー係数 D_d, D_u を求めている．

3. $\ln v \sim \ln p'$ 関係およびダイレイタンシー特性に基づく応力～ひずみ関係式の誘導

せん断中に発生する体積ひずみ増分 $d\varepsilon_v$ を平均有効主応力の増分によるもの $(d\varepsilon_v)_p$ とせん断応力によるもの，すなわちダイレイタンシー $(d\varepsilon_v)_q$ の和と仮定し， $(\varepsilon_v)_q$ を応力比 $\eta (= q/p')$ の関数 $F(\eta)$ と仮定すると

$$d\varepsilon_v = (d\varepsilon_v)_p + (d\varepsilon_v)_q = \frac{\lambda^*}{p'} dp' + F'(\eta) d\eta \quad (3)$$

On the dilatancy characteristics of peat and organic soils : Takashi Oka (Graduate Student, Hokkaido University) Toshiyuki Mitachi (Graduate School of Engineering, Hokkaido University) Nobutaka Yamazoe (C-way Engineering Co.,Ltd)

が得られる⁸⁾。非排水試験の有効応力径路を求めるには、(3)式で $d\varepsilon_s = 0$ とおくことにより、

$$p'/p_c' = \exp(F(\eta)/\lambda^*) \quad (4)$$

ただし、 $\eta = 0$ のとき、 $p' = p_c'$ とする。

せん断ひずみの弾性成分は無視出来るものとし、かつ直交条件が成り立つと仮定すればせん断ひずみは次式で表される。

$$d\varepsilon_s = \frac{1}{\frac{\lambda^* - \kappa^*}{F'(\eta)} - \eta} \left\{ (\lambda^* - \kappa^*) \frac{dp}{p} + F'(\eta) d\eta \right\}$$

したがって非排水試験における応力比 (η) ~ せん断ひずみ (ε_s) 関係は(5)式で表される。

$$\varepsilon_s = F'(\eta) \frac{\kappa^*}{\lambda^*} \ln \frac{\left(\frac{\lambda^* - \kappa^*}{F'(\eta)} \right)}{\left(\frac{\lambda^* - \kappa^*}{F'(\eta)} \right) - \eta} \quad (5)$$

なお、ひずみは対数ひずみで定義している。

3.1 $F(\eta) = D \cdot \eta$ と近似した場合

(4), (5)式においてダイレイタンシーを $F(\eta) = D \cdot \eta$ と直線近似できると仮定した場合における有効応力径路および $\eta \sim \varepsilon_s$ 関係は(4), (5)式から(6)式, 式(7)のように表される。

$$p/p_c = \exp(D \eta / \lambda^*) \quad (6)$$

$$\varepsilon_s = D \frac{\kappa^*}{\lambda^*} \ln \frac{\left(\frac{\lambda^* - \kappa^*}{D} \right)}{\left(\frac{\lambda^* - \kappa^*}{D} \right) - \eta} \quad (7)$$

Original Cam-clay モデルによって計算されるダイレイタンシーは応力比 η の一次関数で表されることから、上記の(6)式, (7)式を OCC 型と呼ぶことにする。

3.2 $F(\eta)$ を曲線近似した場合

前節の直線近似の代わりに $F(\eta) = (\lambda^* - \kappa^*) \ln \frac{M^2 + \eta^2}{M^2}$ と曲線近似した場合における有効応力径路および $\eta \sim \varepsilon_s$ 関係は(8)式, (9)式のように表される。

$$p = p_c \left(\frac{M^2 + \eta^2}{M^2} \right)^{\left(1 - \frac{\kappa^*}{\lambda^*} \right)} \quad (8)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\kappa^*}{M} \left(1 - \frac{\kappa^*}{\lambda^*} \right) \left\{ \ln \left| \frac{M + \eta}{M - \eta} \right| - 2 \tan^{-1} \frac{\eta}{M} \right\} \quad (9)$$

(8)式, (9)式は Modified Cam-clay モデルによる有効応力径路および $\eta \sim \varepsilon_s$ と類似の(本研究の場合、 $\ln v - \ln p'$ 関係で λ^* , κ^* を定義しているのに、Roscoe らの式と同じではない)関係を表すことから、MCC 型とする。

3.3 ダイレイタンシー係数の算定

図 1 は稚内泥炭について三軸試験機を用いて実施された等方圧密・膨張(CIRI) 試験ならびに K_0 圧密・膨張(CK_0RK_0)試験から得られた圧密時の平均有効主応力 $p_c (= (\sigma_v' + 2\sigma_h')/3)$ 、鉛直有効圧密圧力 σ_v' と含水比 w の関係を両対数紙上に示したものである。この図⁹⁾から、 K_0 正規圧密領域において、 $\ln w$ と $\ln p_c$ は直線関係にあることが分かる。ここで、 $\ln v$ と $\ln p_c$ の関係を $\ln v$ と $\ln p'$ の関係に変換して、圧縮指数 λ^* 、膨張指数 κ^* を求めることができる。

図 2 は、稚内泥炭の等方圧密非排水三軸圧縮(CIUC)試験における $F(\eta)$ と、等方圧密後の平均有効応力一定(CIPC)試験で測定されたダイレイタンシー量($\Delta V/V_0$)の値を η に対してプロットしたもの⁹⁾である。ここでこれらの関係が直線近似出来るものとみなし、ダイレイタンシー係数 D_u , D_d を求めることができる。

3.4 実測値との比較

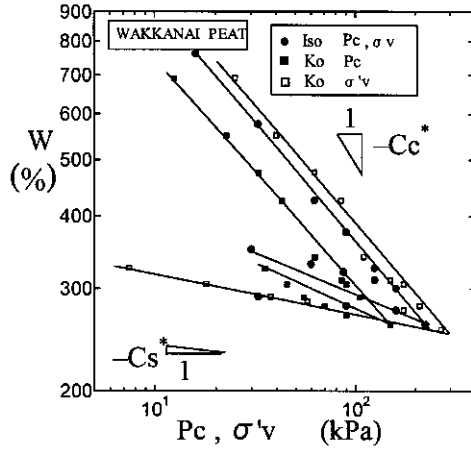


図 1. p_c と w の関係⁹⁾

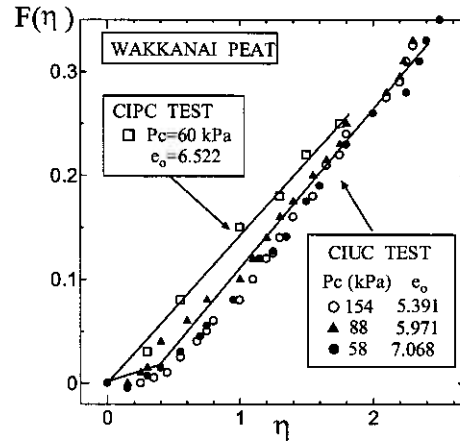


図 2. $F(\eta)$ と η の関係⁹⁾

図 1, 図 2 で求めた圧縮指数 $\lambda^*(=0.294)$, 膨張指数 $\kappa^*(=0.162)$ およびダイレイタンス係数 $D(=0.061)$ を式(6)~(9)に代入し, 実験値との比較をしたものが図 3 の $q/p_c' \sim p'/p_c'$ および $\eta \sim \varepsilon$ の関係である。有効応力径路(a)では, 初期の立ち上がりは MCC 型が実験値に近似しているが, 応力比の増大とともに実験値との差が大きくなる。一方, 応力比-ひずみ関係では初期部分で OCC 型と実験値が近似するものの, 全般的に計算値と実験値に大きな開きがある。

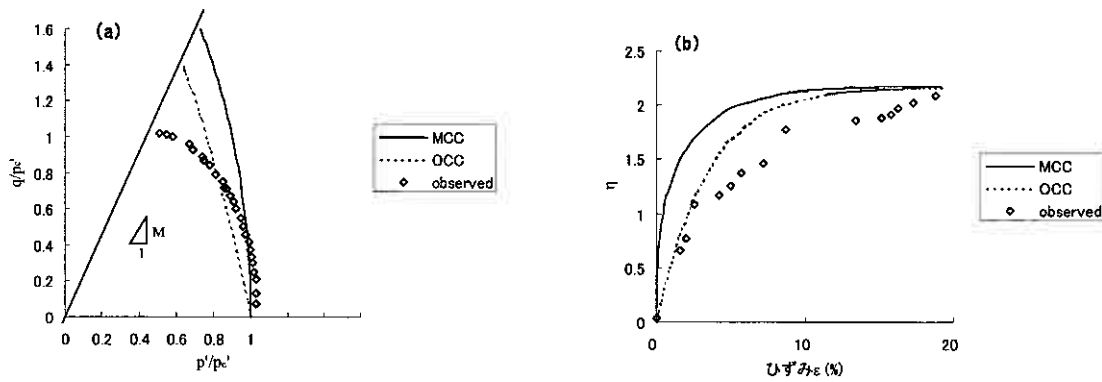


図 3. 有効応力径路(a)と応力比~ひずみ関係(b)の OCC 型, MCC 型モデルによる計算値と実験値との比較

この計算では, κ^* として図 1 の膨張線の勾配の最大値を採用したが, κ^* の値が計算結果に及ぼす影響について検討した結果を OCC 型の場合を例に図 4 に示す。 κ^* の具体的な数値は図中に示した通りである。

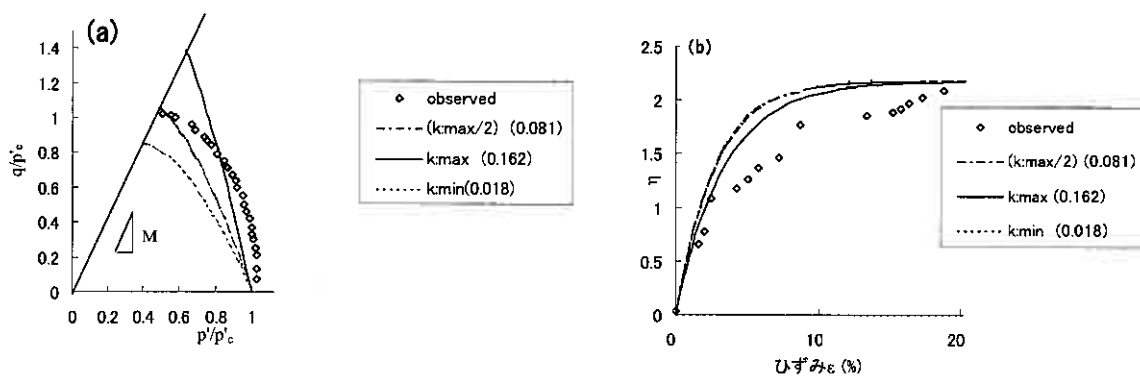


図 4. (a) $q \sim p'$ 関係 および(b) $\eta \sim \varepsilon$ 関係(OCC 型)

両図から分かるように、 κ^* の値が小さくなるほど応力径路は原点側に移動し、 $\eta \sim \varepsilon$ 曲線においては同じ η に対して κ^* が小さい程ひずみの発生量が小さいことが分かる。⁸⁾

4. 提案モデルの各種泥炭性軟弱地盤への適用性の検討

泥炭独自の構成式の構築を目標とした研究の第一歩として、道内の泥炭性軟弱地盤から採取された不攪乱の泥炭および有機質粘土試料について前述の応力-ひずみ関係式の適用性を検討した。用いた試験結果は、寒地土木研究所が平成15年から17年にかけて行った圧密非排水三軸圧縮試験および段階載荷圧密試験のデータを提供していただいた。なお、本研究に用いた試料は、江別市美原、江別市篠津、釧路市鶴野および天塩町川口(以下、それぞれ美原、篠津、釧路および天塩と略称)から採取したもの(表1)である。また、表2は、圧密試験の結果を用いて算出した圧縮係数 λ^* 、膨張係数 κ^* のそれぞれの値を地域別に示している。算出方法としては、実験結果の $e - \ln p'$ 関係を $\ln v - \ln p'$ の関係に変換して直線近似出来るものとした。なお、本試験では最大圧密応力から1段階で除荷されている。なお、三軸試験にはおおよそ $\Phi 75$ (泥炭)50(その他)mm、高さ150(泥炭)105(その他)mmの供試体を用い、せん断時のひずみ速度は0.1%/minである。段階載荷圧密試験には、 $\Phi 75$ mm、高さ25mmの供試体を用いた。

表1. 三軸および圧密試験用試料

年度	採取箇所	土質	三軸試験用		圧密試験用	
			深度(m)	試料番号	深度(m)	試料番号
15年度	江別市美原	泥炭	1.00~1.86	T1-1	1.00~1.86	T1-1
		有機質粘土	3.00~3.86	T1-3	3.00~3.86	T1-3
		粘土	12.50~13.36	T1-5	12.50~13.36	T1-5
		粘土	16.50~17.36	T1-7	16.50~17.36	T1-7
16年度	江別市篠津	泥炭	0.20~2.68	S1-1	1.27~1.44	S1-1-4
		有機質粘土	2.75~4.00	S1-2	3.17~3.34	S1-2-3
		粘土	4.00~5.29	S1-3	4.68~4.85	S1-3-2
	釧路市鶴野	泥炭	0.50~1.56	S2-1	0.74~0.92	S2-1-2
		粘土	2.60~3.45	S2-4	2.93~3.11	S2-4-2
		泥炭	5.12~6.18	S2-9	5.29~5.47	S2-9-2
17年度	天塩町川口	泥炭	0.50~2.84	T5-1'	0.50~1.25	T5-1
		泥炭	2.50~4.35	T5-2'	2.50~3.32	T5-3
		粘土	5.00~5.84	T5-3'	5.00~5.84	T5-5

表2. 圧縮指数・膨張指数

美原		T1-1(泥炭)		T1-3(有機質粘土)		T1-5(粘土)		T1-7(粘土)	
λ^*	κ^*	0.432	0.137	0.136	0.044	0.141	0.035	0.152	0.029
篠津		S1-1-4(泥炭)		S1-2-3(有機質粘土)		S1-3-2(粘土)			
λ^*	κ^*	0.308	0.064	0.320	0.055	0.317	0.065		
釧路		S2-1-2(泥炭)		S2-4-2(粘土)		S2-9-2(泥炭)			
λ^*	κ^*	0.366	0.103	0.098	0.015	0.523	0.085		
天塩		T5-1(泥炭)		T5-3(泥炭)		T5-5(粘土)			
λ^*	κ^*	0.390	0.089	0.357	0.084	0.137	0.025		

4.1 計算値と実験値との比較

各地の泥炭および有機質粘土についての圧密非排水三軸試験(圧密応力: 20,40,80kN/m²)から得られた有効応力径路および応力比 \sim ひずみ関係とOCC型およびMCC型のモデルによる計算結果との比較を地域別にそれぞれ図5~図13に示す。なお、参考までに篠津の粘土についての計算値と実験値との比較結果も図示している。

(1) 江別市美原

泥炭では応力経路・応力比～ひずみ関係ともに OCC 型モデルの予測精度はかなり高い。有機質粘土の場合にも、OCC 型モデルの計算値は実験値と比較的近似しているが、応力比～ひずみ関係では両モデルともに実験値との一致度はよくない。

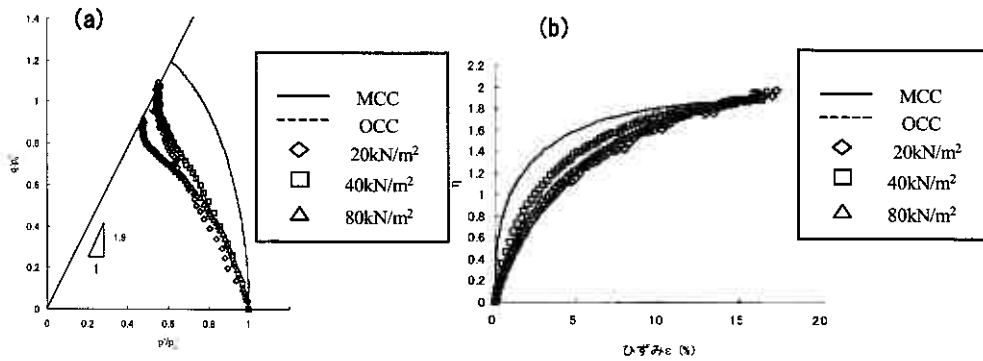


図 5. 応力経路および応力比～ひずみ関係の計算値と実験値との比較（美原：泥炭）

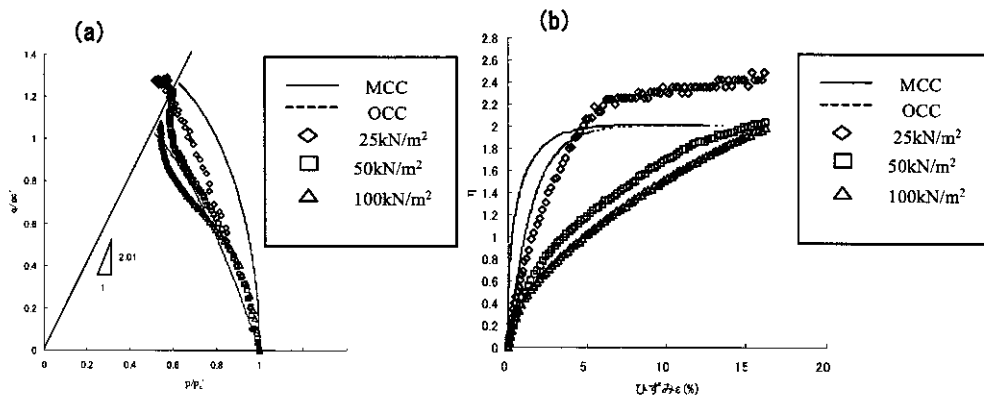


図 6. 応力経路および応力比～ひずみ関係の計算値と実験値との比較（美原：有機質粘土）

(2) 江別市篠津

泥炭では、OCC 型モデルの応力経路の計算値が比較的实验値に近似しているが、応力比～ひずみ関係の予測精度は低い。有機質粘土については応力経路では MCC 型モデルが、応力比～ひずみ関係では OCC 型モデルが比較的、実験値に近似している。また、粘土では応力経路において MCC 型が、応力比～ひずみ関係では OCC 型が実験値に比較的近似している。

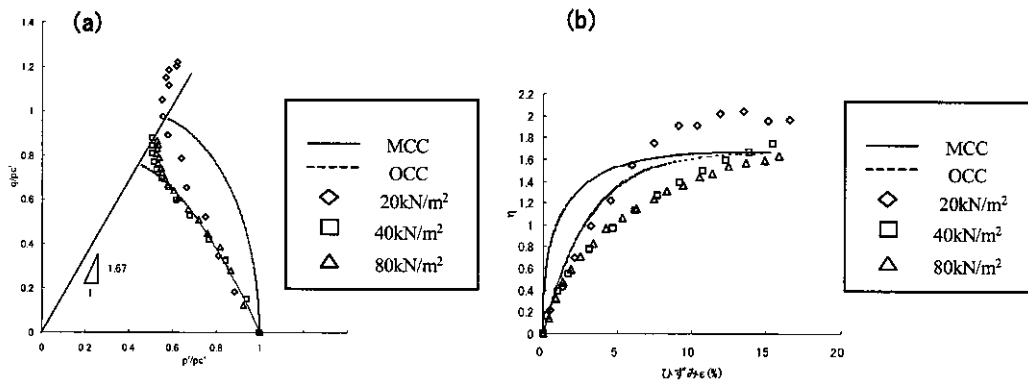


図 7. 応力経路および応力比～ひずみ関係の計算値と実験値との比較（篠津：泥炭）

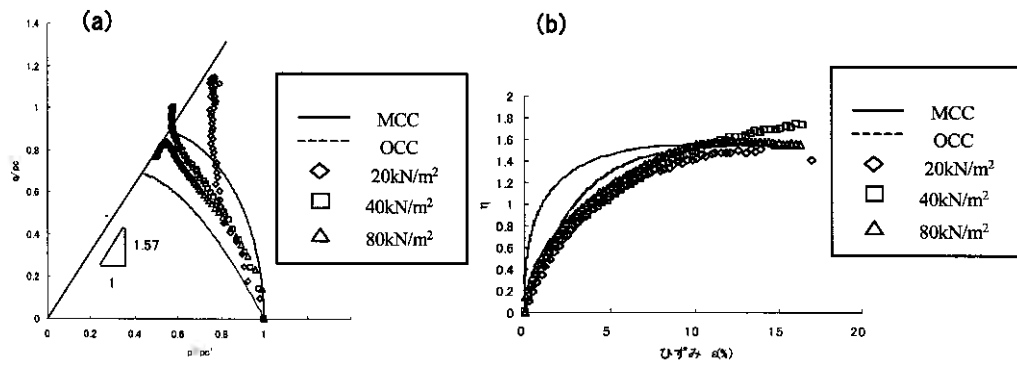


図 8. 応力径路および応力比～ひずみ関係の計算値と実験値との比較（篠津：有機質粘土）

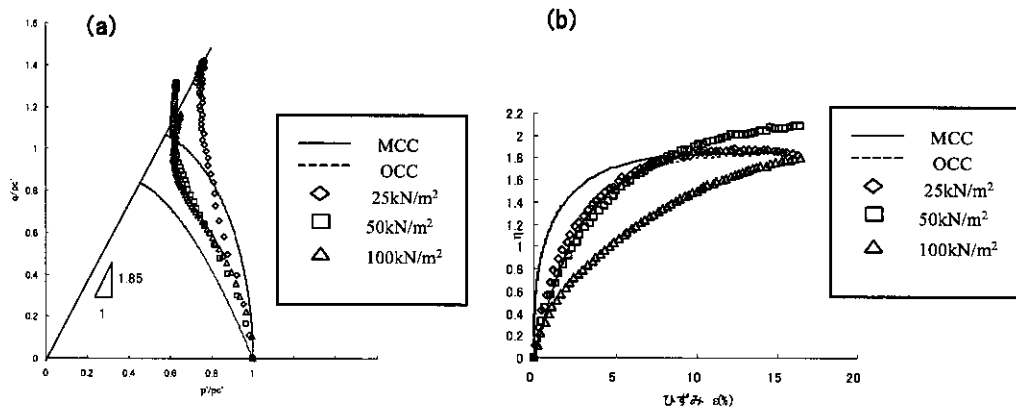


図 9. 応力径路および応力比～ひずみ関係の計算値と実験値との比較（篠津：粘土）

(3) 釧路市鶴野

上部・下部泥炭ともに実験値のばらつきが大きいですが、平均的な傾向としてとらえれば OCC 型モデルによる計算値が実験による挙動を比較的良好に表している。

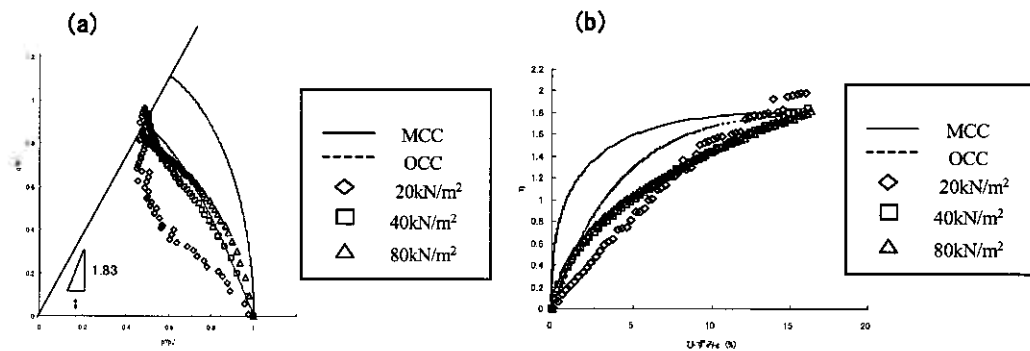


図 10. 応力径路および応力比～ひずみ関係の計算値と実験値との比較（釧路：上部泥炭）

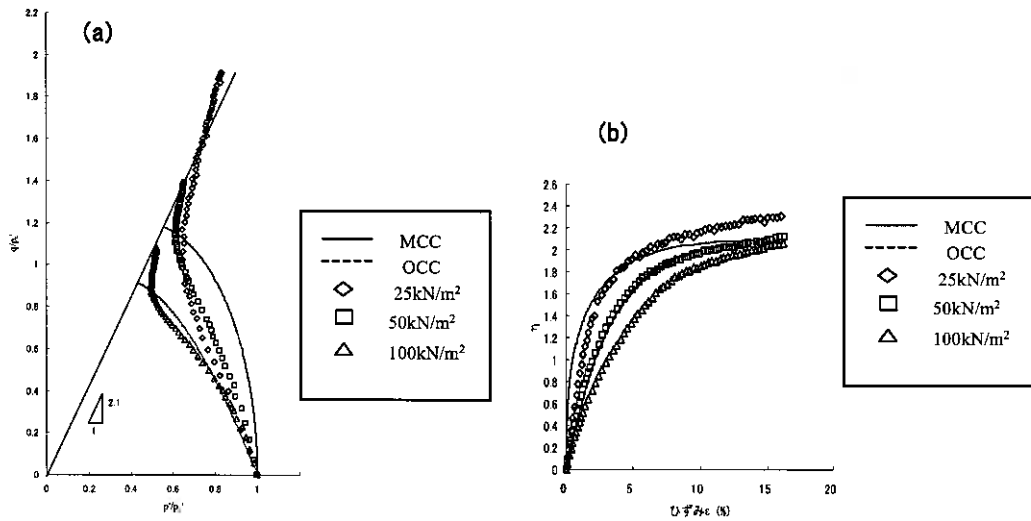


図 11. 応力径路および応力比～ひずみ関係の計算値と実験値との比較（銅路：下部泥炭）

(4) 天塩町川口

応力径路については MCC 型モデルが比較的良好に実験値に近似し、また応力比～ひずみ関係については OCC 型モデルの計算値が実測値をよく予測している。

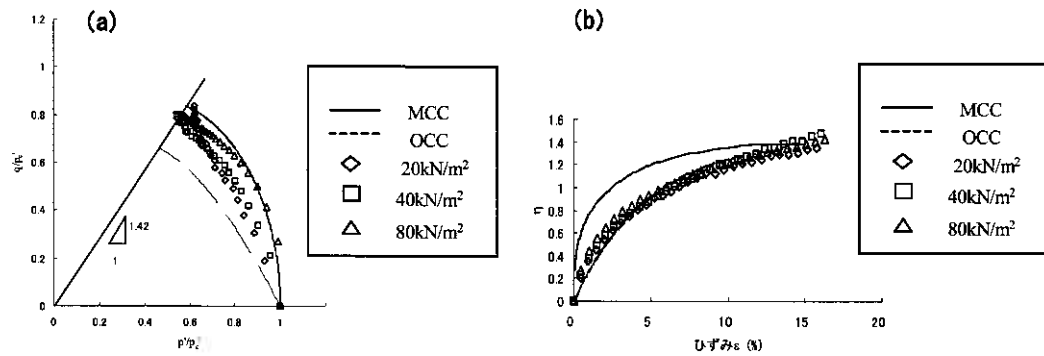


図 12. 応力径路および応力比～ひずみ関係の計算値と実験値との比較（天塩：上部泥炭）

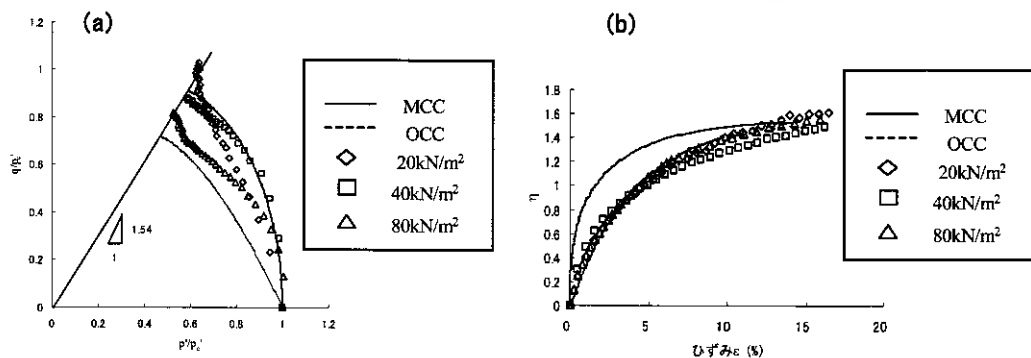


図 13. 応力径路および応力比～ひずみ関係の計算値と実験値との比較（天塩：下部泥炭）

以上、道内 4 地点における泥炭および有機質粘土についての三軸試験結果に対する提案モデルの適用例を示した。実験データのバラツキが大きい中での議論であるので、あくまで相対的な判断にならざるを得ないが、以上の検討結果を総合すると MCC 型よりは OCC 型モデルの方が実験値に近い挙動を示すと言える。

5. ダイレイタンシー係数 D と強熱減量 Li の関係

前章で述べたように OCC 型モデルが比較的良好に実験値を説明できることが分かった。このモデルではダイレイタンシーが応力比の一次関数($D \cdot \eta$)で表されるので、ダイレイタンシー係数 D を他の物理定数から推定できれば便利である。そこで対馬ら^{6),10)}にならってダイレイタンシー係数と強熱減量 Li の関係を示したのが図 14 である。

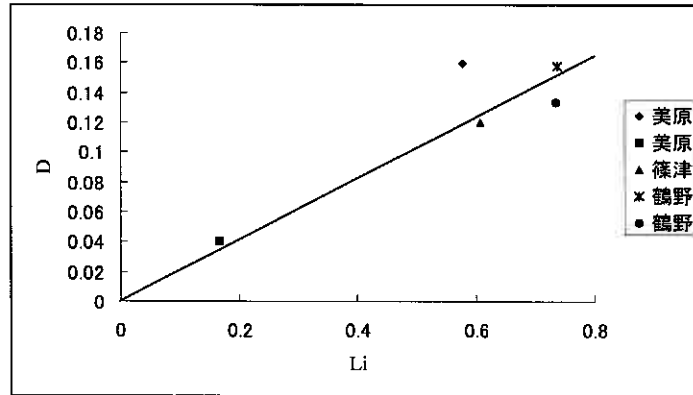


図 14. ダイレイタンシー係数 D と強熱減量 Li の関係

なお、ダイレイタンシー係数 D については、各地域の実験値の平均値を用いた。図から分かるように、大まかではあるが各地域に関係なく Li の増大とともに D が増大する傾向があると言える。このことは、ダイレイタンシー係数を推定する一つの手法の可能性を示すものととらえることができる。

6. 結論

泥炭の応力～ひずみ関係を反映した OCC 型、MCC 型モデルを提案し、両モデルによる計算結果と泥炭及び有機質粘土の圧密非排水三軸圧縮試験結果とを比較検討した。さらにダイレイタンシー係数と強熱減量との関係についても言及した。これらを要約すると以下の通りである。

- 1) すべての試料の挙動を精度よく予測することはできないが、相対的には MCC 型より OCC 型モデルの方が実験値に近似した結果を与える。
- 2) ダイレイタンシー係数と強熱減量の値に比較的良好な相関がみられ、ダイレイタンシー係数を推定する方法としての可能性が示されたが、今後データ数を増やしてさらなる検討が必要である。

謝辞

本研究に使用した、道内 4 地点の泥炭性軟弱地盤から採取された試料についての三軸圧縮試験および段階載荷圧密試験のデータは(独)土木研究所 寒地土木研究所より提供されたものである。また、データの利用にあたっては同研究所 寒地地盤チーム主任研究員 林 宏親氏より種々のご助言を頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会(1986):道路土工—軟弱地盤対策工指針, pp.55~70
- 2) 北海道開発土木研究所(2002):泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, pp.42~63
- 3) 柴田徹 (1963):粘土のダイレイタンシーについて,「京大防災研究所年報」,第 6 号, pp.128~134
- 4) 水野高明・徳光善治・川上浩(1963):三軸試験試験中の間隙水圧の挙動について,「土木学会 17 回次学術講演会概要 III」,pp.25~26.
- 5) Henkel, D.J. (1960):"The shear strength of saturated remoulded clays," Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, pp.533-554.
- 6) 対馬雅己・及川 洋 (1982):泥炭性有機質土の強度とダイレイタンシーについて,「土質工学会論文報告集」, Vol22, No2, pp.133~141
- 7) 対馬雅己 (1984):泥炭性有機質土のせん断特性に関する実験的研究,「土質工学会論文報告集」, Vol24, No3, pp.159~167
- 8) T.Mitachi and S.Kitago :The Influence of Stress History And Stress System On The Stress-Strain-Strength Properties Of Saturated Clay, Soils And Foundations Vol.19, No.2,June 1979
- 9) 三田地利之, 藤原幸彦 (1986):泥炭の三軸圧密非排水せん断特性,「北海道大学工学部研究報告」,第 129 号, pp.1~14
- 10) 対馬雅己, 三田地利之(1985):泥炭性有機質土のダイレイタンシー特性に及ぼす応力履歴の影響,「土質工学会論文報告集」, Vol25, No3, pp.206~216

CRS による泥炭のひずみ速度依存性

北海道大学大学院 ○学生会員 堤 彩人
 北海道大学大学院 国際会員 田中 洋行

1. はじめに

北海道のような寒冷地には軟弱な泥炭地盤地が広く分布し、構造物を建設する際、長期にわたる大きな圧密沈下が深刻な問題となっている。圧密沈下は過剰間隙水圧の消散によって生じる一次圧密と二次圧密といわれるクリープ的な沈下に大別されるが、泥炭は、一般的な粘土と比べ二次圧密が卓越していると言われている。これを抑制するためプレローディング工法などの地盤改良が施されているが、プレロードの大きさやその期間などの合理的な設計方法は確立されていない(森木, 他¹⁾)。

二次圧密をアイソタック理論で説明しようとする試みが、最近注目されている(例えば, 田中, 他²⁾)。現在用いられている Terzaghi の圧密理論では、 e - $\log p$ 関係は一義的に決定されるが、アイソタック理論では、**図-1** に示すように、ひずみ速度によって e - $\log p$ 関係が決定される。本研究では、このアイソタック理論が泥炭に適用できるか否かを検討するために、ひずみ速度を任意に選定できる定率圧密試験(CRS)を用いて泥炭のひずみ速度依存性を調べた。

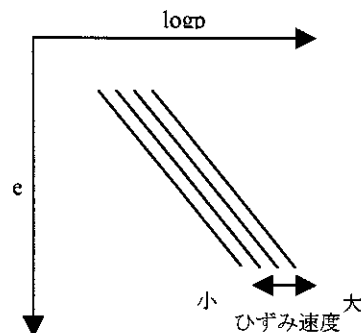


図-1 ひずみ速度依存性

2. 試料および試験方法

2.1 試料

試料は、江別市の美原で採取された泥炭を用いた。試料を採取した地盤の代表的な柱状図を**図-2** に示す。また、泥炭と比較するため、笠岡粘土(液性限界 62%、塑性限界 36%)の再構成試料を用いた実験も行った。

2.2 CRS 試験

地盤工学会の基準³⁾によると、CRS 試験に用いる圧密リングの寸法は、内径 60mm、高さ 20mm と規定されているが、本試験では内径 75mm、高さ 25mm を使用した。これは、泥炭の成形が非常に困難であるため、直径 75mm でサンプリングした試料をそのまま圧密リングにセットできるようにしたためである。また、供試体の直径と厚さの比 (3:1) を地盤工学会の基準と同じにするために、本試験では供試体の厚さを 25mm とした。一方、笠岡粘土に関しては、学会の基準に従って、供試体の寸法は直径 60mm、高さ 20mm とした。

試験は次に述べる手順で行った。

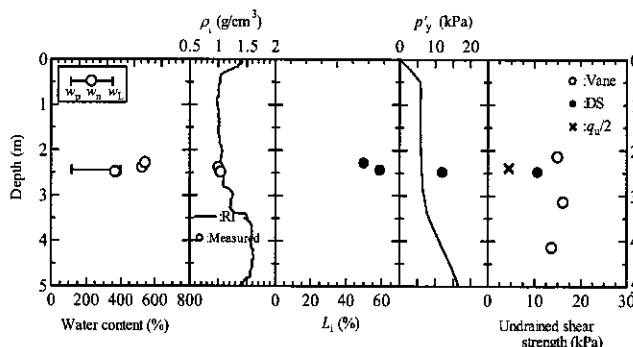


図-2 柱状図 (試料 6-1-5)

Strain rate dependency of peat by CRS test

Ayato TSUTSUMI, Hiroyuki TANAKA(Hokkaido University Graduate School)

- ① 背圧供給装置から脱気水を供給して、圧密試験器の間隙水圧測定系及び圧密容器底板の多孔板を飽和させる。
- ② 供試体を成形する。
- ③ 圧密リングに供試体をセットし、圧密容器に取り付ける。
- ④ 圧密容器を載荷台に載せ、供試体とロードセルをタッチングさせ、ダイヤルゲージを取り付ける。
- ⑤ 圧密容器内に脱気水を満たし、背圧(100kPa)を載荷する。

供試体の排水条件は、上端を排水、下端を非排水面とし載荷中の間隙水圧を測定した。実験中には所定の時間間隔で、軸圧縮力、沈下量、間隙水圧を測定した。

2.3 試験結果の整理方法

通常の土を対象として e - $\log p$ 曲線を描く際、間隙比と圧密圧力で整理されることが多い。しかし、本試験で対象とする泥炭は高含水比で、土粒子の密度を含めて非常にばらつきが大きい。したがって、間隙比の計算には誤差を伴うので、沈下量を初期供試体高さで除した工学ひずみによって結果を整理した。圧密圧力 p_t は、供試体内の過剰間隙水圧が放物線分布していると仮定し、次式によって求めた。

$$p_t = \sigma - \frac{2}{3}u \quad (1)$$

ここに、 u は供試体下部で計測した過剰間隙水圧、 σ はロードセルで測定された軸圧縮圧力である。

3. IL 試験と CRS 試験の比較

泥炭を対象とした CRS 試験はあまり行われていないので、まず通常の圧密試験方法である荷重段階載荷 (IL) 試験との比較を行った。結果を図-3 から図-6 に示す。CRS 試験はひずみ速度 0.2%/min と 0.02%/min で行った。いずれの試験も連続する深度から採取された試料を用いている。

圧密係数 (図-4)、透水係数 (図-5)、体積圧縮係数 (図-6) を比較するが、試験方法やひずみ速度によって多少異なっている。これは、後で述べるように供試体のばらつき、あるいは試験方法の違いや、ひずみ速度に影響によるものと思われるが、明確な違いは認めることはできない。一方、図-3 に示す圧密圧力と工学ひずみの関係には、明かな傾向が認められる。すなわち、ひずみ速度が大きいほど圧縮曲線は右方向にシフトしていることがわかる。

IL 試験において、24 時間後のひずみ速度を計算したところ、荷重レベルによってかなり異なったが、その平均値は 0.0002%/min となった。すなわち、IL 試験を 0.0002%/min で行った CRS 試験と

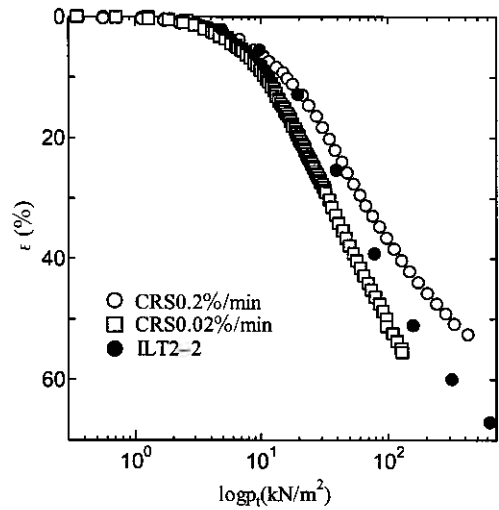


図-3 ε - $\log p$ 関係 (ILvsCRS)

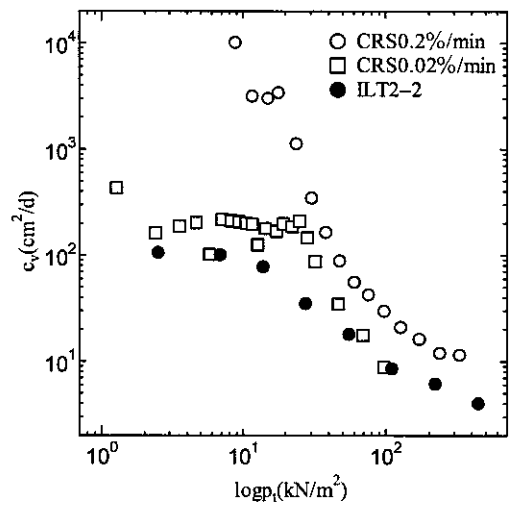


図-4 c_v - $\log p$ 関係

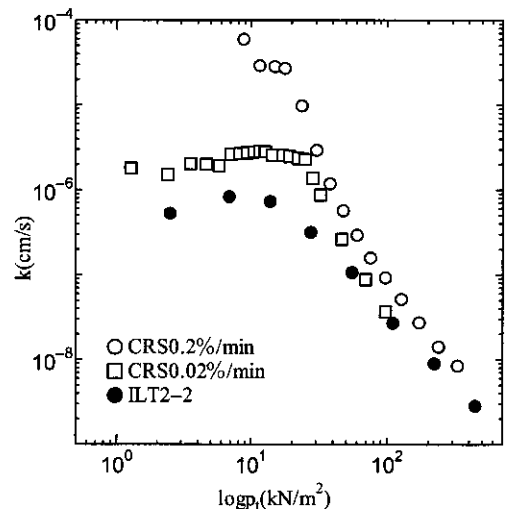


図-5 k - $\log p$ 関係 (ILvsCRS)

考えると、0.02%/min の CRS 試験の結果より、ひずみ速度が小さいので左側にはなくてはならない。しかし、**図-3**に示すように、IL 試験の結果は0.02%/min と0.2%/minで行った CRS 試験の結果の中間にある。これが、泥炭のひずみ速度依存性の違い、あるいは、試料のばらつきが原因なのかを特定することは困難である。このため、以下に述べるように、CRS 試験中にひずみ速度を変化させて、泥炭のひずみ速度依存性を調べた。

4. ひずみ速度の影響

図-7は同一供試体でひずみ速度を0.2%/min と0.002%/min に変えて得られた ϵ - $\log p$ 曲線である。この結果から、まず、ひずみ速度が大きい程、圧縮曲線は右方向へシフトしていることが確認できる。つまり、同一ひずみでもひずみ速度によって圧密圧力が異なる。“ひずみ速度依存性”が確認できる。同一ひずみ量において、0.2%/min の圧縮曲線の圧密圧力を P_1 、0.002%/min の圧縮曲線の点を P_2 とし、 P_2/P_1 とひずみレベルの関係を**図-8**に示す（詳細な整理方法は**図-10**参照）。泥炭も、**図-1**に示すように、 e - $\log p$ 線が互いに平行であると、ひずみ量によらず、 P_2/P_1 は一定となる。しかし、**図-8**に示すように、泥炭の場合には、ひずみ量が多くなるにつれ、 P_2/P_1 が小さく、すなわち、ひずみ速度依存性が顕著となることがわかった。

次に、同一供試体でひずみ速度0.2%/min を基準として、試験機の許容範囲内で任意のひずみ速度を変化させた CRS 試験を行った。しかし、すでに述べたように、ひずみ速度依存性は、ひずみレベルによって異なるため、その影響を小さくするため、ひずみ量を1.5~2%程度の範囲内でひずみ速度を変化させた。試験の詳細は**表-1**に示す。ひずみ速度1からひずみ速度2への過程を1stepとし、stepA から stepD のまでのサイクルを2回繰り返し1セットの実験とした。

図-9は、**表-1**の条件のもと実験を行った一例であり、**図-9**を拡大したものが**図-10**である。**図-10**では、実験結果の整理方

表-1 試験条件

		ひずみ速度1	ひずみ速度2
stage1	stepA1	0.2 (%/min)	0.016 (%/min)
	stepB1	0.2 (%/min)	0.008 (%/min)
	stepC1	0.2 (%/min)	0.04 (%/min)
	stepD1	0.8 (%/min)	0.2 (%/min)
stage2	stepA2	0.2 (%/min)	0.016 (%/min)
	stepB2	0.2 (%/min)	0.008 (%/min)
	stepC2	0.2 (%/min)	0.04 (%/min)
	stepD2	0.8 (%/min)	0.2 (%/min)

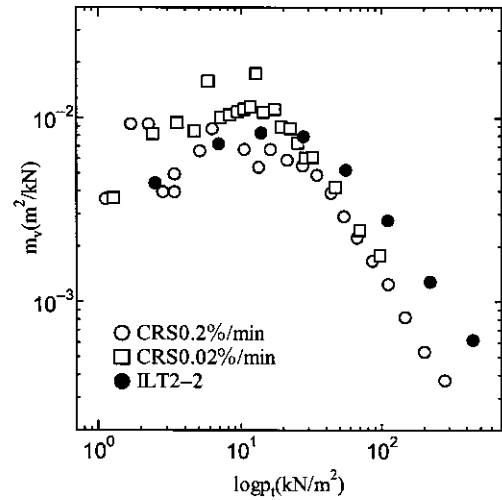


図-6 m_v - $\log p$ 関係

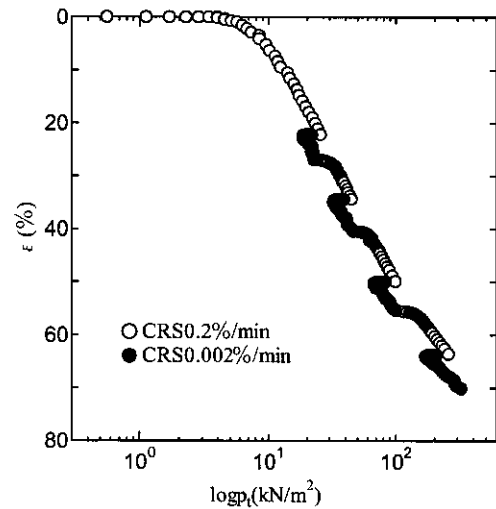


図-7 ϵ - $\log p$ 関係 (同一試料)

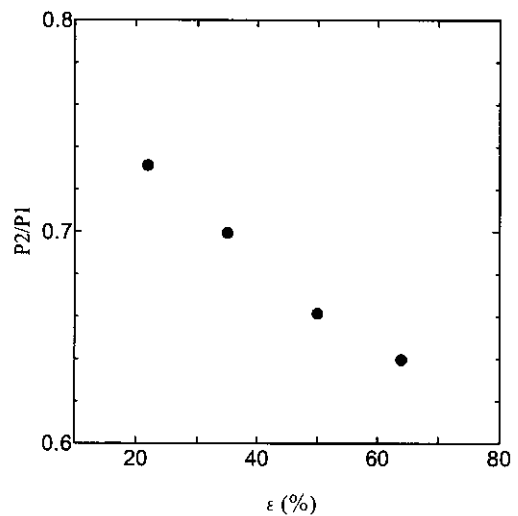


図-8 P_2/P_1 とひずみレベルの関係

法を示している。各 step におけるひずみ速度 1 の終点の圧密圧力を P_1 、ひずみ速度 2 の始点の圧密圧力を P_2 とし、 P_2/P_1 とひずみ速度の関係性をまとめたものが図-11 である。ただし、 P_1 を通り $\log p$ 軸に水平な直線とひずみ速度 2 直線部分の延長線の交点をひずみ速度 2 の始点としている。また、図-10 中の破線に重なっている曲線が本試験で基準としたひずみ速度 0.2%/min の圧縮曲線である。なお、笠岡再構成粘土は試験機の都合上 0.25%/min を基準に実験を行った。

図-11 に示すように、笠岡再構成粘土を含めて今回を行った試料のひずみ依存性 (P_2/P_1) は、0.2%/min 以下の場合には、対数でプロットしたひずみ速度に対して直線的に減少するが、0.2%/min よりひずみ速度が大きくなると、ひずみ速度依存性が非常に大きくなる。これは、ひずみ速度が 0.2%/min 以上になると、過剰間隙水圧の発生が大きくなり、過剰間隙水圧分布が放物線であるとの仮定から大きく離れるため、圧密圧力を正しく計算できなくなるためと考えられる。ひずみ速度が 0.2%/min 以下の場合について泥炭のひずみ依存性を見てみると、笠岡粘土と同様、あるいはそれより小さいとの結果が得られた。

5. まとめ

- 1) CRS 試験では、ひずみ速度が大きすぎると過剰間隙水圧の発生が著しいため、正確な圧縮曲線が得られなくなる。
- 2) 泥炭は粘土と異なり、ひずみ量が多くなるにつれひずみ速度依存性が顕著になるとの結果が得られた。
- 3) 泥炭のひずみ速度依存性は、普通の粘土と同程度である。しかしながら、今回行った試験数は少なく、また粘土も含めて試料の種類も少ないので、最終的な結論は今後の課題としたい。

参考文献

- 1) 森木翼, 田中洋行, 林宏親, 三田地利之: プレロード工法による泥炭地盤の沈下抑制効果, 技術報告集, 第 46 号, 地盤工学会北海道支部, pp.81-82, 2006
- 2) 田中洋行, 宇高薫, 野坂知正: 二次圧密と層圧との関係, 土と基礎, 地盤工学会誌, Vol.53, No.7, Ser.No.570, pp.11-13, 2005
- 3) 社団法人地盤工学会: 土質試験の方法と解説-第一回改定版-, pp.389-414, 2000

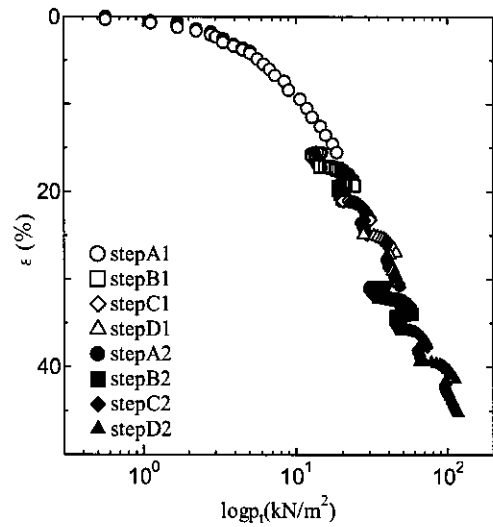


図-9 ε - $\log p$ 関係 (ひずみ速度任意)

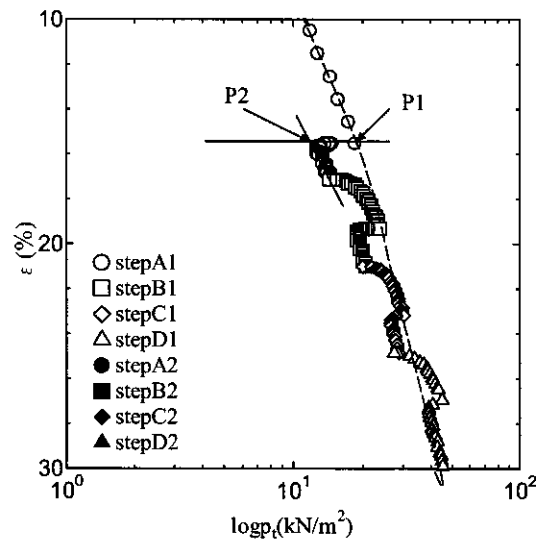


図-10 P_2/P_1 整理法

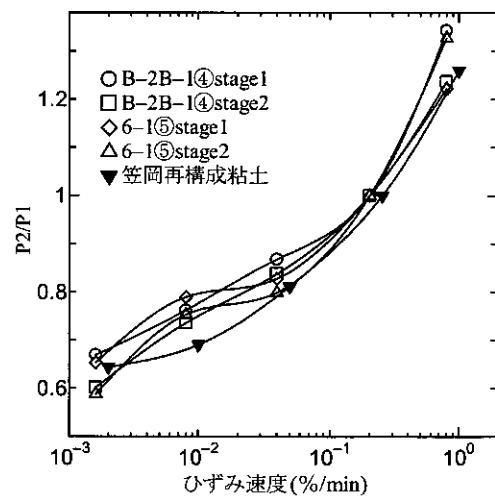


図-11 P_2/P_1 とひずみ速度の関係

有限変形理論に基づく泥炭地盤の変形挙動解析

シーウェイエンジニアリング ○正会員 山 添 誠隆
 北海道大学大学院 国際会員 三田地 利之

1. はじめに

泥炭は、圧密係数 c_v が圧密圧力に強く依存し高圧縮性を示すため、Terzaghi の圧密理論の適用が難しい場合が多い。本文の変形解析の対象は、この超軟弱な泥炭地盤上に真空圧密工法を適用して高盛土・急速施工 (13.5m・25cm/d) で築造された試験盛土である。「 c_v の圧密圧力依存性」と「幾何学的非線形性」も考慮した水-土連成弾塑性 FEM により、不均質な泥炭地盤における初期条件および境界条件が複雑なこの試験盛土の変形挙動を、実務的に許容できる精度で予測可能であることを示している。また、施工過程を変化させた仮想解析を行い、最適な設計法についても考察を加えている。

2. 泥炭の圧密特性

北海道の泥炭地として代表的な、釧路泥炭地にある釧路市(A地点)と石狩泥炭地にある当別町(B地点)および江別市(C地点)において採取された泥炭と粘土試料の段階載荷圧密試験結果を同一図内で対比させて図-1に示す。図中、黒色の記号は泥炭、白色の記号は粘土のプロットを表している。

図-1(a)の e - $\log p$ 曲線より、泥炭は粘土と比較し、初期間隙比がかなり大きく圧縮性も非常に高い。また、粘土のように正規圧密領域で直線近似することが難しく、逆 S 字型のカーブを描いており圧縮指数 C_c が圧密圧力に依存している。また、図-1(b)の $\log c_v$ - $\log p_m$ 曲線から、正規圧密領域の c_v は粘土ではほぼ一定であるが、泥炭では圧密圧力の増加に対し急激に低下している。しかも圧密圧力が大きくなると、泥炭の c_v は粘土より小さくなっている。粘土も泥炭も圧密の進行に伴い透水係数 k は低下するが、粘土では k と体積圧縮係数 m_v が同程度に低下するため、結果として c_v がほぼ一定となるが、後述のように泥炭では m_v の低下よりも k の低下が著しいため、 c_v が大きく低下する。

3. 基礎式

泥炭地盤は超軟弱のため大きな変形が生じる場合が少なくない。そこで本文では、解析手法に有限変形水-土連成弾塑性 FEM¹⁻³⁾を採用した。以下に基礎式を示す。なお、応力とひずみの符号は引張側を正、圧縮側を負とするが、等方応力(平均応力、間隙水圧)についてはその

逆とする。

3.1 仮想仕事の原理

速度型仮想仕事の原理式として、次式を採用する。

$$\int_V \left\{ \dot{\sigma}' + (\text{tr} \mathbf{D}) \sigma' - \sigma' \mathbf{L}^T \right\} : \delta \mathbf{L} dv - \int_V \dot{p}_w (\text{tr} \mathbf{D}) dv = \int_S \left\{ \dot{\mathbf{t}} + (\text{tr} \mathbf{D} - \mathbf{n} \cdot \mathbf{D} \mathbf{n}) \mathbf{t} \right\} \cdot \delta \mathbf{u} ds \quad (2.1)$$

ここで、 $\delta \mathbf{u}$ は仮想変位である。 σ' および \mathbf{t} は Cauchy 有

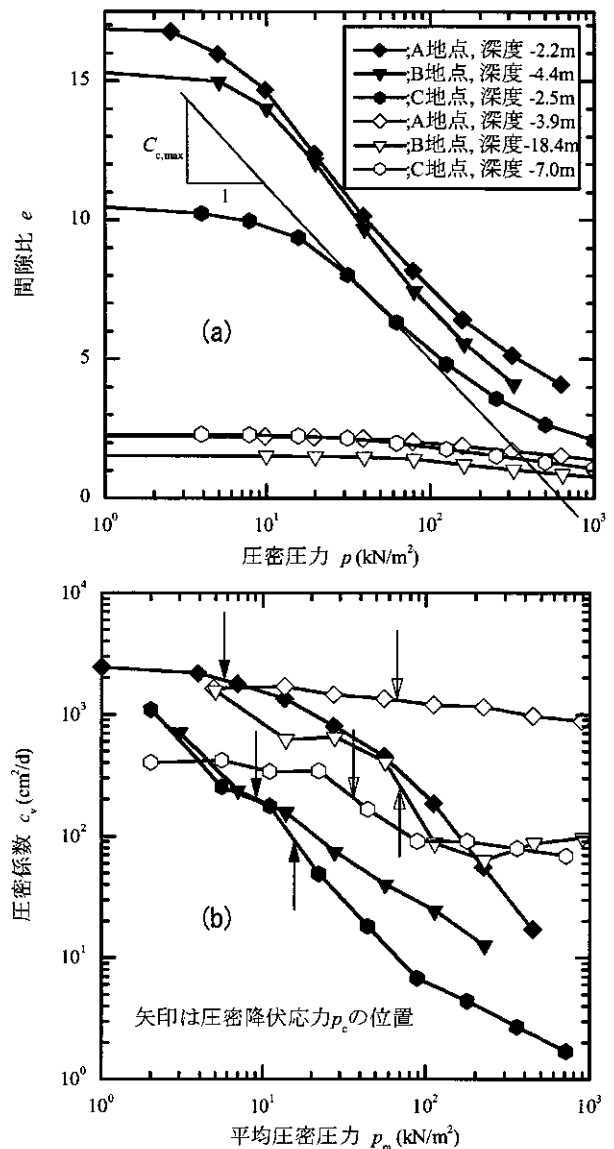


図-1 泥炭と粘土の圧密曲線

FINITE DEFORMATION ELASTO-PLASTIC FE ANALYSIS
 ON THE PEAT GROUND UNDER VACUUM SURCHARGE PRELOADING.
 Nobutaka YAMAZOE*, Toshiyuki MITACHI**
 * C-way Engineering Co., Ltd ** Graduate School of Engineering, Hokkaido University

効応力および表面力であり、 p_w は間隙水圧である。 \mathbf{L} は速度勾配テンソル ($\mathbf{L} = \partial \mathbf{u} / \partial \mathbf{x}$)、 \mathbf{D} はストレッチングテンソル ($\mathbf{D} = (\mathbf{L} + \mathbf{L}^T) / 2$) である。

式(2.1)の左辺第1項より土骨格の剛性マトリクスが導かれ、第2項および第3項は形状変化の影響が剛性マトリクスに与える項であり、有限変形理論では付加される。なお、左辺第4項からは節点変位速度からの体積変化による間隙水圧増分が求まる。また、右辺の項から分かるように、外力項は形状変化に伴いその値が変わる。

変形時の剛体回転運動の影響による応力補正を行うために、次のように Cauchy 有効応力の Jaumann 速度 (共回転速度) $\dot{\sigma}'$ を導入する。

$$\dot{\sigma}' = \dot{\sigma}' - \mathbf{W} \sigma' + \sigma' \mathbf{W} \quad (2.2)$$

ここに、 \mathbf{W} は回転テンソル ($\mathbf{W} = (\mathbf{L} - \mathbf{L}^T) / 2$) である。

弾塑性構成式として、Cauchy 有効応力の Jaumann 速度とストレッチングテンソルを結ぶ。

$$\dot{\sigma}' = \mathbf{C}^{\text{ep}} \mathbf{D} \quad (2.3)$$

ここに、 \mathbf{C}^{ep} は弾塑性構成テンソルである。

3.2 構成式

土要素の体積ひずみ ε_v を、図-2のように、a) 等方的な応力変化による体積ひずみ ε_{vc} と、b) 偏差応力変化による体積ひずみ (ダイレイタンシー) ε_{vs} に分けて考える⁴⁾。

a) 等方応力変化過程 ($p'_0 \rightarrow p'$ on $\eta = 0$, $v_0 \rightarrow v$)

有限変形に適用できるように、公称ひずみの定義に従う $v\text{-ln}p'$ 関係 ($v=1+e$; 体積比) の直線近似ではなく、対数ひずみに基づく $\text{ln}v\text{-ln}p'$ 関係の直線近似⁵⁾を採用すると、平均有効応力 p' の変化による塑性体積ひずみ ε_{vc}^p は以下のように表される。

$$\varepsilon_{vc} = \ln \frac{v}{v_0} = -\lambda^* \ln \frac{p'}{p'_0} \quad (2.4)$$

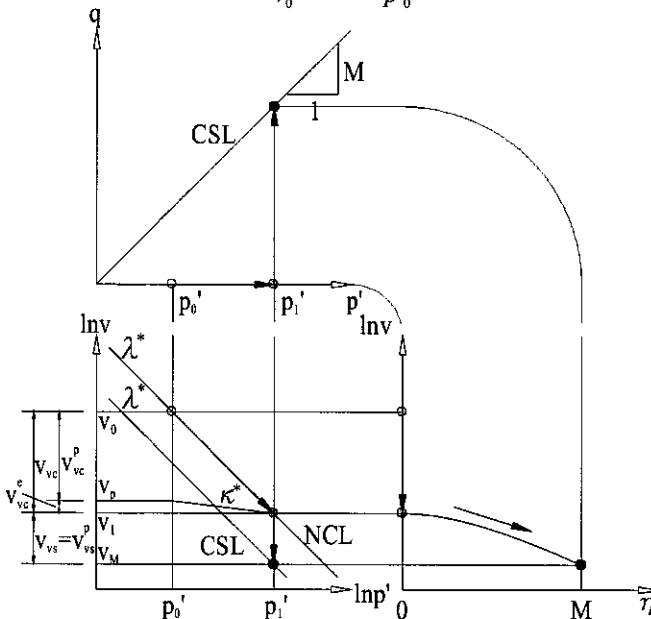


図-2 土要素の応力変化と体積比変化の関係模式図

$$\varepsilon_{vc}^e = \ln \frac{v}{v_p} = -\kappa^* \ln \frac{p'}{p'_0} \quad (2.5)$$

$$\varepsilon_{vc}^p = \varepsilon_{vc} - \varepsilon_{vc}^e = \ln \frac{v_p}{v_0} = -(\lambda^* - \kappa^*) \ln \frac{p'}{p'_0} \quad (2.6)$$

ここに、

$p' = -\text{tr} \sigma'$; 平均有効応力

λ^* ; $\text{ln}v\text{-ln}p'$ 直線近似の圧縮指数

κ^* ; $\text{ln}v\text{-ln}p'$ 直線近似の膨張指数

なお、圧縮、膨張指数は、常用対数表示 C_c^* 、 C_s^* 、自然対数表示 λ^* 、 κ^* であるが、 $\text{ln}v\text{-ln}p'$ は両対数であるので $C_c^* = \lambda^*$ 、 $C_s^* = \kappa^*$ となる。

$\text{ln}v\text{-ln}p'$ 関係の場合、体積弾性係数 K およびせん断弾性係数 G は式(2.7)となり、 $v\text{-ln}p'$ 直線近似 ($K = v_0 \cdot p' / \kappa$) と異なり初期体積比 v_0 に依存しない。

$$K = -\frac{dp'}{d\varepsilon_{vc}^e} = \frac{1}{\kappa^*} p' \quad G = \frac{3(1-2\nu')}{2(1+\nu')} K \quad (2.7)$$

ここに、

ν' ; ポアソン比

b) 偏差応力変化過程 ($\eta = 0 \rightarrow M$ on $p' = \text{const}$, $v_1 \rightarrow v_M$)

p' 一定の状態での偏差応力 q の変化による ε_{vs} は非可逆的とし、修正カムクレイ (以下、MCC) に準じたダイレイタンシー表現式を仮定する。

$$\varepsilon_{vs} = \ln \frac{v}{v_1} = \frac{\ln(v_M/v_1)}{\ln 2} \ln \frac{M^2 + \eta^2}{M^2} \quad (2.8)$$

ここに、

M ; 限界状態応力比

$\eta = q/p'$; 応力比

$q = \sqrt{3S \cdot S/2}$; 一般偏差応力

$S = \sigma' + p'I$; 偏差応力

Henkel の実験⁶⁾に従い塑性体積ひずみ $\varepsilon_v^p (= \varepsilon_{vc}^p + \varepsilon_{vs}^p)$ を硬化パラメータとすることで、降伏関数 f として以下の式が得られる。

$$f = (\lambda^* - \kappa^*) \left\{ \ln \frac{p'}{p'_0} + \ln \frac{M^2 + \eta^2}{M^2} \right\} + \varepsilon_v^p = 0 \quad (2.9)$$

f の適応条件と関連流れ則の適用により、以上の関係式から速度型の弾塑性構成式が導かれる。

なお、高圧縮性を示す泥炭の $e\text{-log}p'$ 曲線は逆 S 字型のカーブを描くことが多いが、 $\log v\text{-log}p'$ 関係で整理⁷⁾すると、図-3(a)のように応力依存性の少ない圧縮指数 C_c^* が得られる。

圧密速度について、図-3(b)より、正規圧密領域の透水係数 k と v の間に式(2.10)を仮定する。なお、透水係数指数は常用対数表示 C_k^* 、自然対数表示 λ_k^* であり、 $C_k^* = \lambda_k^*$ である。

$$\ln \frac{v}{v_0} = \lambda_k^* \ln \frac{k}{k_0} \quad (2.10)$$

これらより、正規圧密状態における c_v は次式となる。

$$c_v = \frac{k}{m \cdot \gamma_w} = \frac{k_0}{\gamma_w} \frac{p'}{\lambda} \exp\left(-\frac{\lambda^*}{\lambda_0} \ln \frac{p'}{p'_0}\right) \quad (2.11)$$

ここに、

γ_w : 水の単位体積重量

なお、体積圧縮係数 m_v は次式で与えられる。

$$m_v = -\frac{de_v}{dp'} = \frac{\lambda^*}{p'} \quad (2.12)$$

$\lambda^* = \lambda_0^*$ とすると、 c_v は式(2.13)のように一定値となる。

$$c_v = \frac{k_0}{\gamma_w} \frac{p'_0}{\lambda^*} \quad (2.13)$$

図-1(b)に示したように、粘土で c_v がほぼ一定とみなせるのは $\lambda^* \approx \lambda_0^*$ であるからであり、泥炭では $\lambda^* > \lambda_0^*$ である。

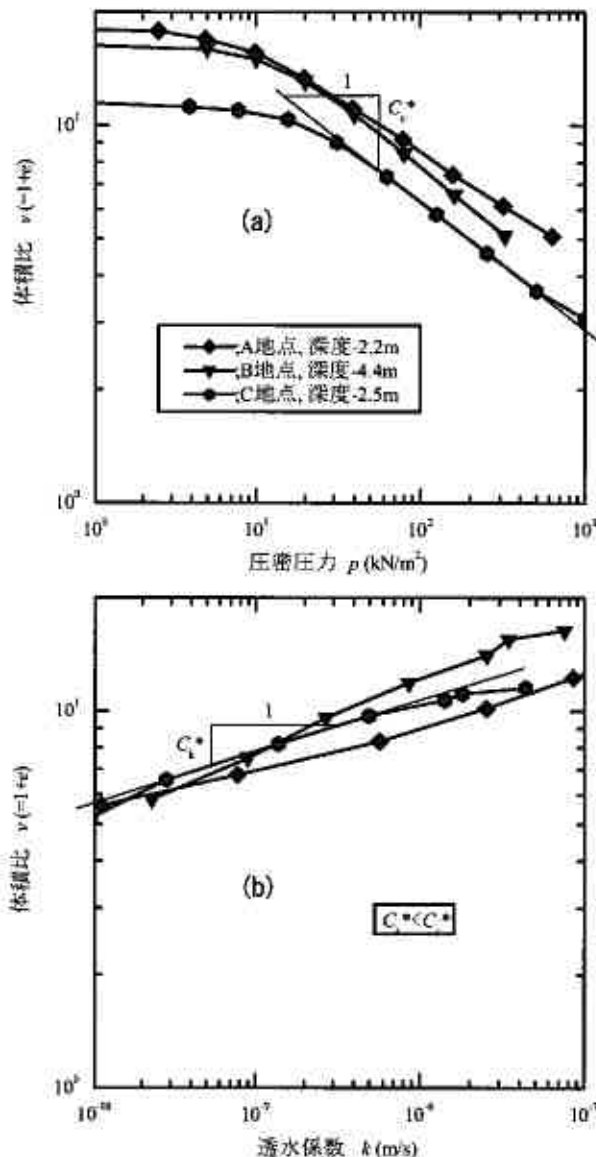


図-3 泥炭の $v-p'$ および $v-k$ の両対数関係

4. 水-土連成弾塑性解析

以下、試験施工現場の変形問題に対し、 $v-\ln p'$ 関係による微小変形理論 (以下 MCC-SS; Small Strain) および $\ln v-\ln p'$ 関係による有限変形理論 (以下 MCC-LS; Large Strain) に MCC を採用した弾塑性 FE 解析を適用し、解析精度を照査する。

4.1 盛土形状と土層構成

対象とした試験盛土は、江別市美原において実施された。図-4は、試験施工箇所の土層構成と盛土の形状を示したものである。

試験盛土は、盛土厚 13.5m と高盛土であり、平面形状は幅 55m・奥行き 40m 程度のほぼ四辺形である。

基礎地盤は軟弱層厚が 40m 近くもある典型的な泥炭性軟弱地盤であり、表層付近は湿地性堆積物の泥炭 (Ap) と粘土 (Ac1) が主体を成す。中間に透水性の高い砂 (As) と砂質シルト (Ams1) が分布し、以深に均質な粘土 (Ac2) が厚く堆積しているが、下部に砂質シルト (Ams2) を挟む。この下位は洪積世の堆積物であり、不規則に砂を挟む洪積粘土 (Dc) が深度-40m の洪積砂礫 (Dg) まで厚く堆積している。

4.2 モデル近似

当該試験盛土の有限要素メッシュおよび境界条件は図-5に示すとおりである。モデルは、道路の縦断方向に平面

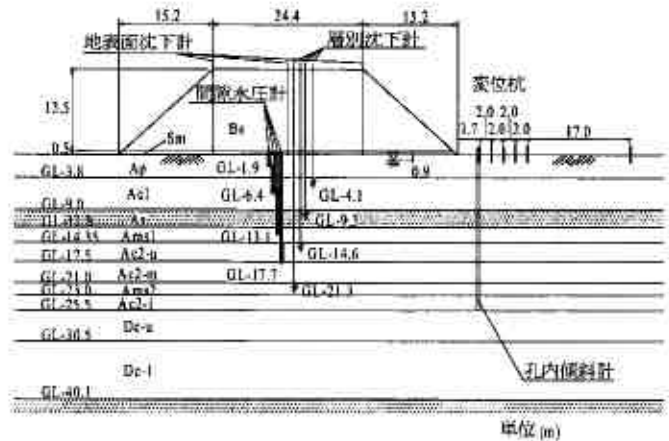


図-4 横断図と測定計器の配置 (文献 8) に加筆

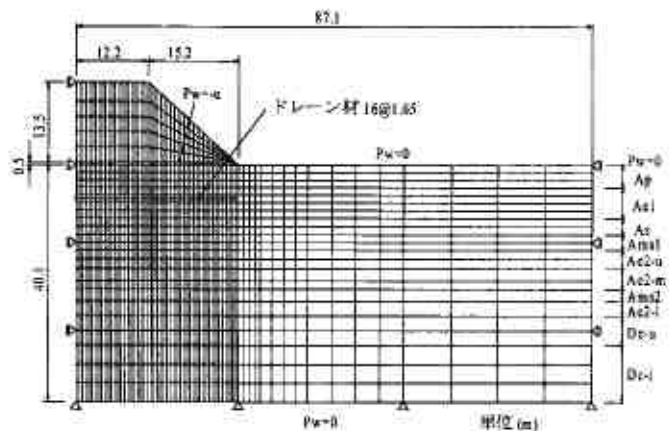


図-5 有限要素メッシュと境界条件

ひずみ条件を仮定し、さらに横断面の対称性から片側半分を解析領域としている。変位境界として、左右端は水平方向固定、下端は固定とした。水理境界としては、両面排水としたが、ドレーン打設部分の節点では負圧の載荷モデルに合わせて過剰間隙水圧を変化させた。透水性の高い砂層 (As) を介して伝達する負圧の影響範囲に関しては、理論的には半無限であるが、実際にはある限定された範囲に収まるものと考えられる。本文では、設定根拠に曖昧さを残しつつも工学的判断として右側遠方では過剰間隙水圧はゼロと扱うものとした。

考えようとする各変形段階を基準配置とする updated Lagrange 形では、刻々と形状が変化するが、簡単のため、外力となる盛土 (Bs) およびサンドマット (Sm) は初期に一度に与え、変化しつつある形状の体積に対しての物体力とした。

ドレーン材の二次元変換には、文献 9) の方法を採用した。ただし、変換は便宜的に初期の基準配置に対して行い、透水係数の等方性 ($k_x=k_y$) を仮定することで、変形に伴う剛体回転運動の影響が入り込まないようにした。

構成式として、泥炭および粘土には 3.2 節で説明した弾塑性体を、砂および盛土には弾性体を適用した。

4.3 パラメータの設定

パラメータの設定においては、出来るだけ試験値を優先させたが、泥炭地盤は非常に不均質な堆積状況下にあるため、設定した入力パラメータが土層全体を代表しているのか、常に注意を払っている。

以下、本解析に用いたパラメータの設定方法を示す。

(1) 物性値

各物性値の設定方法を以下に列記する。

a) 湿潤密度; ρ_t

泥炭および粘土の湿潤密度 ρ_t は、湿潤密度試験を実施していないため、一軸圧縮試験の供試体の湿潤密度の平均値を代用することにした。As については適当な試験を実施していないため、粒度組成の状況と締まりの程度から一般的な値 $1.8t/m^3$ を用いた。また、盛土材については、現場密度試験 (砂置換法) によって求められた湿潤密度の平均値 $1.7t/m^3$ を用いた。

b) 弾性係数; E

土の弾性係数 E は、As および Bs については適当な試験が実施されていないため、 N 値から次の経験式¹⁰⁾を用いて求めた。なお、Sm では負圧の載荷およびその後の盛土施工により拘束圧が大きく増すため、施工段階毎に E を変化させた (表-1 脚注参照)。

$$E = 2800 N \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (4.1)$$

c) ポアソン比; ν

ポアソン比 ν は、近年の室内土質試験の成果¹¹⁾に基づき、粘土では 0.2 とした。繊維質な泥炭では繊維の絡み

合いなどの効果で K_0 値は粘土よりも小さく測定されている¹²⁾ことから 0.15 と仮定した。

$$\begin{aligned} \text{泥炭;} \nu &= 0.15 \\ \text{粘土;} \nu &= 0.2 \end{aligned}$$

d) 圧縮指数; λ^* 、膨張指数; κ^*

圧縮指数 λ^* は、圧密試験結果を $\ln v - \ln p'$ で整理することで得られる。ただし、 $\log v - \log p'$ は両対数であるため、 $\nu - \log p'$ のように自然対数への変換は必要ない。なお、膨張指数 κ^* は λ^* との関係として $\kappa^* \approx 0.1 \lambda^*$ を仮定した。

$$\begin{aligned} \lambda^* &= C_c^* \\ \kappa^* &= C_s^* \approx 0.1 \lambda^* \end{aligned}$$

e) 初期体積比; v_0

初期体積比 v_0 は、降伏応力 p_y に対応する値である。ここでの p_y は、正規圧密状態であれば有効土被り圧 σ'_v が、過圧密状態であれば圧密降伏応力 p_c がその値となる。 $\ln v - \ln p'$ 直線近似での弾性係数は v_0 に依らないため (式(2.7)より)、式(2.10)の透水係数の変化を規定する際に使用する。

f) 限界状態応力比; M

限界状態応力比 M は土の破壊強度を規定するとともに、塑性偏差ひずみの発生量を決める重要なパラメータであるが、本調査では三軸圧縮試験を実施していないので、何らかの方法で M を推定しなければならない。

泥炭は、強熱減量 L_i の増加とともに有効せん断抵抗角 ϕ' は大きくなり、両者に線形関係の相関があることが知られている^{13,14)}。調査地近傍の泥炭について、 L_i と ϕ' の関係を整理すると次の相関式が得られ¹⁵⁾、この式より ϕ' を推定することにした。

$$\phi' = 0.15 L_i + 35 \quad (4.2)$$

ここに、
 L_i : 土層全体を代表する強熱減量 (%)

粘土に関して、泥炭と同じく調査地近傍の既存資料を収集および整理し、 ϕ' と I_p の関係をプロットしたのが図-6 である。 ϕ' と I_p の間には、例えば有名な Kenney の経験

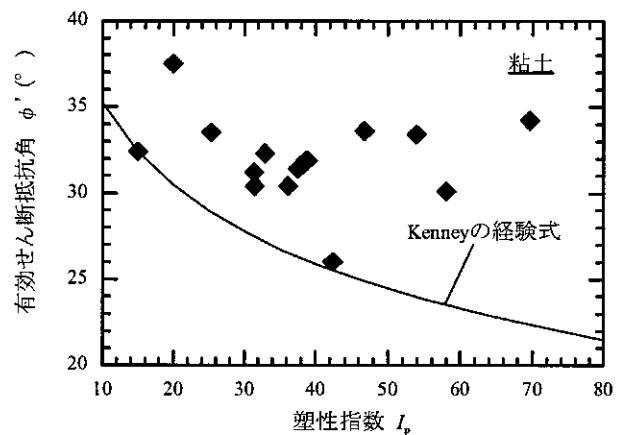


図-6 当該地近傍の粘土の有効せん断抵抗角と塑性指数の関係

式 ($\sin\phi'=0.81 - 0.233\log I_p$)¹⁶⁾があるが、この関係も図中に書き入れた。この式は氷河の影響を強く受けた地域で確立された経験則であり、日本の海成粘土の ϕ' は I_p の大きさに依存するとは言えないとの指摘がある¹⁷⁾。つまり、土の特性には地域性というべきものがある。調査地近傍の ϕ' については、特に $I_p \geq 40$ のものが少ないが、 $I_p=42.4 \cdot \phi'=26^\circ$ のデータを除けば I_p の大きさに関わらず一定とみなせないこともない。したがって、図-6から $\phi'=30^\circ$ と仮定し解析に用いることにした。なお、 M は、 ϕ' を用いて次式から求めることができる。

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (4.3)$$

g) 静止土圧係数; K_0

正規圧密領域の静止土圧係数 K_{0NC} に関しては Jaky の式¹⁸⁾を用いて算出した。この経験式は泥炭でも概ね成立するようである^{19),12)}。

$$K_{0NC} = 1 - \sin \phi' \quad (4.4)$$

なお、 A_s の ϕ' は、有効上載圧の影響を考慮した N 値から求めた²⁰⁾。

過圧密領域の静止土圧係数 K_{0OC} の推定には、次式を用いた^{19),21)}。

$$K_{0OC} = K_{0NC} OCR^m \quad (4.5)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \text{泥炭;} & m = 0.005 L_i + 0.45 \\ \text{粘土;} & m = 0.5 \end{aligned}$$

h) 透水係数; k

透水係数 k は作用外力を有効応力変化に結び付ける役割を担うが、既に述べたように泥炭では圧密の進行により k が著しく低下する結果、 c_v が大きく低下する。この

ため、解析では圧縮指数 λ^* と透水係数指数 λ_k^* を明確に区別し、 c_v の変化を適切に反映させる必要がある。

なお、泥炭 (Ap) に関して、実地盤では透水係数の異方性²²⁾や灌木類の弱部の水みち²³⁾などで圧密試験から求めた k は実地盤の透水係数 k_f を過小評価している可能性があることから、 $k_f \approx 5k$ の関係を仮定した。

(2) 初期応力および降伏応力

初期応力と降伏応力の設定方法を次に示す。

a) 初期応力; σ_i

初期水平有効応力 σ_{xi} および初期鉛直有効応力 σ_{yi} は、次式より算出した。

$$\begin{aligned} \sigma_{xi} &= K_0 \sigma_{vi} & \text{NC: } K_0 &= K_{0NC}, \quad \text{OC: } K_0 &= K_{0OC} \\ \sigma_{yi} &= \sigma_{vi} \end{aligned}$$

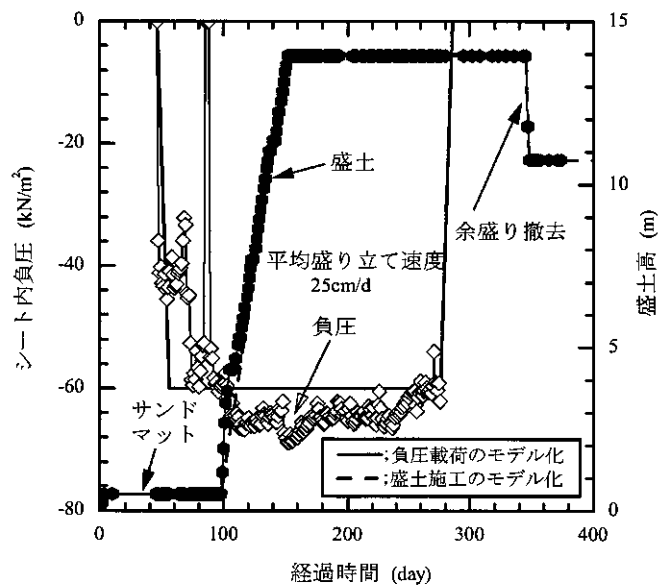


図-7 施工履歴

表-1 入力パラメーター一覧

	Depth (m)	Model ^{*1)}	ρ_t (t/m ³)	E (kN/m ²)	ν'	λ^* λ_{max}	κ^* ^{*2)} κ	v_0	M	OCR ^{*3)}	K_{0NC}	K_{0OC}	$k_x = k_y$ (m/s)	λ_k^* ^{*4)} λ_k
Bs	14.00 - 0.50	B	1.70	27400	0.33	-	-	-	-	-	-	-	1.00×10^{-4}	-
Sm	0.50 - 0.00	B	1.70	5600 ^{*5)}	0.33	-	-	-	-	-	-	-	1.00×10^{-4}	-
Ap	0.00 - -3.80	A	1.03	-	0.15	0.335 2.740	0.031 0.274	10.70	1.83	1.64	0.31	0.45	6.94×10^{-8}	0.176 1.137
Ac1	-3.80 - -9.00	A	1.43	-	0.20	0.137 0.334	0.014 0.033	3.16	1.20	2.12	0.50	0.73	4.98×10^{-9}	0.128 0.322
As	-9.00 - -11.80	B	1.80	21500	0.33	-	-	-	-	-	0.49	-	2.31×10^{-5}	-
Ams1	-11.80 - -14.35	A	1.74	-	0.20	0.092 0.165	0.009 0.017	2.05	1.20	2.47	0.50	0.79	2.08×10^{-9}	0.088 0.160
Ac2-u	-14.35 - -17.50	A	1.63	-	0.20	0.132 0.248	0.013 0.025	2.48	1.20	1.51	0.50	0.61	1.74×10^{-9}	0.115 0.215
Ac2-m	-17.50 - -21.00	A	1.66	-	0.20	0.112 0.213	0.011 0.021	2.19	1.20	1.17	0.50	0.54	3.01×10^{-9}	0.104 0.191
Ams2	-21.00 - -23.00	A	1.91	-	0.20	0.075 0.117	0.008 0.012	1.67	1.20	2.84	0.50	0.84	2.20×10^{-9}	0.073 0.113
Ac2-l	-23.00 - -25.50	A	1.71	-	0.20	0.150 0.339	0.015 0.034	2.44	1.20	1.44	0.50	0.60	8.10×10^{-10}	0.145 0.286
Dc-u	-25.50 - -30.50	A	1.84	-	0.20	0.085 0.143	0.009 0.014	1.80	1.20	2.36	0.50	0.77	1.85×10^{-9}	0.082 0.137
Dc-l	-30.50 - -40.10	A	1.62	-	0.20	0.110 0.191	0.011 0.019	1.92	1.20	1.51	0.50	0.61	1.62×10^{-9}	0.103 0.186

*1) Model-A; Cam-clay Elasto-Plastic Material in terms of $\ln v - \ln p'$ and $v - \ln p'$; Model-B; Elastic Material *2) $\kappa^* \approx 0.1\lambda^*$, $\kappa \approx 0.1\lambda$

*3) $OCR = p_y / \sigma'_{vi}$ *4) $\ln(v/v_0) = \lambda_k^* \ln(k/k_0)$, $v - v_0 = \lambda_k \ln(k/k_0)$

*5) 0 - 46days; $E=5600\text{kN/m}^2$, 46 - 98days; $E=14000\text{kN/m}^2$, 98days - ; $E=27400\text{kN/m}^2$

b) 降伏応力; p_y

降伏応力 p_y は、圧密試験から得た p_c と σ_{vi} を比較して、大きい方の値を用いた。

本解析に用いたパラメータをまとめて、表-1に示す。

4.4 施工履歴

ドレーンは、80 × 80cm ピッチの正方形配置で、深度-19.6m まで打設している。図-7は盛土および負圧の荷重（除荷）の履歴を示したもので、図中の実線および破線は FE 解析に際してこれらをモデル化したものである。

4.5 解析結果および考察

(1) 沈下挙動

盛土中央部における地表面沈下量の実測経時変化を図-8に示す。地表面沈下量は、盛土開始時点（経過 98 日）で 1.60m、盛土完了時点（経過 152 日）で 3.76m となり、真空ポンプの停止時点（経過 276 日）では 4.66m を示す。経過 374 日で 4.74m と非常に大きな沈下が発生し、盛土完了後（経過 152 日以降）に長期に渡って残留沈下が生じている。真空ポンプ停止後（経過 276 日～）のリバウンドはゼロであり、余盛り撤去（経過 345 日～348 日）に伴うリバウンドは+1.8cm である。

解析値は、解析手法の違いによって得られる沈下挙動に違いがあるが、概ね実測挙動を再現できている。

MCC-SS では初期の基準配置に対して負圧荷重および盛土施工を行っているため、基準配置を刻々と更新する MCC-LS と比較して、負圧単独荷重期間（経過 46 ～ 98 日）の沈下が小さく、盛土開始後（経過 98 日～）の沈下が大きくなっている。また、両者の沈下挙動については、せん断変形に伴う沈下も含めて考える必要がある。次節(3)で述べるように、MCC-SS は MCC-LS と比較して、側方変位が大きく発生している。つまり、MCC-LS

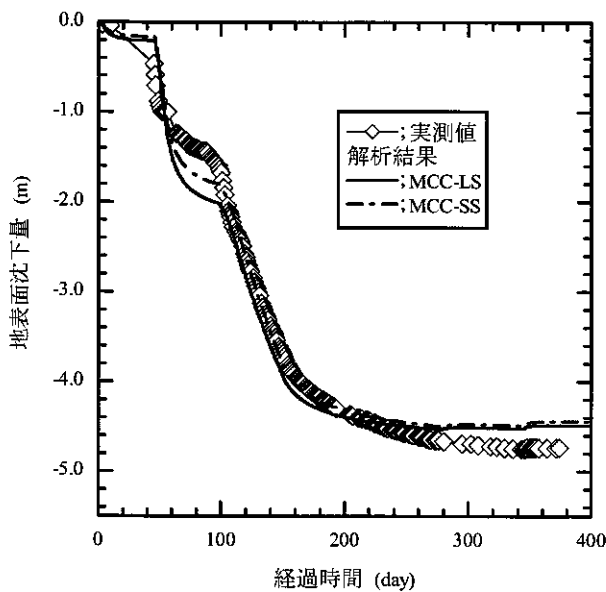


図-8 地表面沈下量の経時変化; 盛土中央部
盛土中央部土層中央深さ; MCC-LS

は相対的に圧密沈下が卓越しており、MCC-SS は逆にせん断変形による沈下成分の占める割合が大きい。

負圧荷重時の解析沈下量が実測値より大きいのは、変形の 3 次元的效果に起因した問題と考えられる。今回対象とした試験盛土の平面形状では、負圧に伴う変形は、実際には鉛直・水平方向のみならず奥行き方向にも 3 次元的に自由に生じていたと推定される。しかし、本解析では平面ひずみ条件を仮定し 2 次元のモデル化を行っている。モデル地盤では奥行き方向のひずみが完全に拘束され、変形は鉛直・水平方向のみしか生じないため、沈下量を過大に算出する原因になったものと解釈している。

余盛り撤去（経過 345 日～348 日）によるリバウンドは実測では +1.8cm であるが、解析結果は MCC-LS+3.2cm、MCC-SS+3.4cm であり、実測の約 2 倍大きい。

(2) 過剰間隙水圧

盛土中央部の各土層中央深さでの過剰間隙水圧の計測値の推移を、解析値（MCC-LS）とともに図-9に示す。ただし、計測値は負圧荷重時（経過 46 日）を基準とした値であり、解析値には負圧荷重に先立つサンドマット敷設時に発生する水圧が含まれている。

実測によると、盛土開始時点（経過 98 日）に地盤に作用している負の過剰間隙水圧は、図-7に示したシート内負圧-60kN/m² をほぼ満足している。盛土の築造に伴い正の過剰間隙水圧が発生し、盛土完了時点（経過 152 日）にピークとなる。泥炭（Ap）では盛土荷重によって発生した過剰間隙水圧は+90kN/m² 程度と他の土層（Ac1, Ams1, Ac2）と比較すると大きい。盛土荷重 230kN/m² 程度（単位体積重量 17kN/m³ × 盛土厚 13.5m）の 40%程度であり小さく抑えられている。Ap 以深の土層では過剰間隙水圧の発生は+20kN/m² 程度とさらに小さい。このことから基礎地盤は部分排水～排水条件下にある。盛土完了後（経過 152 日以降）も真空駆動装置を稼働させることで、Ap に残留した正の過剰間隙水圧も真空ポンプの停止時点（経過 276 日）には消散し負圧が行き渡っている。この時点では全ての土層で負圧となっているため、真空ポンプ停止後は改良域内に過圧密地盤がつくられる。

解析値は、実測の過剰間隙水圧の動きを大雑把であるが捉えているものの、盛土荷重期間（経過 98 ～ 152 日）の過剰間隙水圧を過大に算出している。盛土荷重によって発生した過剰間隙水圧は真空ポンプの運転も手伝って消散しつづけ、実測同様、真空ポンプの停止時点（経過 276 日）では負圧となっている。

余盛り撤去（経過 345 日～348 日）に伴い地盤内に発生する負圧増分は、実測ではほとんど観測されないにも関わらず、解析ではかなり大きい。実測値と解析値のこの隔たりは、地盤のリバウンドを考える上で大変興味深い。前節(1)に記したように解析により算定されたリバウ

ンド量は実測値の約 1.7 倍であった。文献 24) の室内せん断試験結果によれば、正規 K_0 圧密粘土では、 K_0 圧密時に荷重された偏差応力 q が減少する過程、つまり除荷過程において負のダイレイタンスの発現がみられる。しかし、本解析に用いたモデルでは、3.2 節で述べたように等方型の降伏曲面を採用しており、その内側は弾性域と扱っているため、除荷過程での q の減少に伴う負のダイレイタンスの発生を表現することができない。余盛りの撤去時、実測において負圧の発生が比較的小さいのは、同時に正の間隙水圧も生じており、これが弾性的な膨張による負圧の発生を抑える働きをしているのではないかと推測される。解析で求まる負圧が大きいの、弾性膨張のみしか扱っていないため、これがリバウンド量を過大に評価する要因の一つになっているものと考えられる。

(3) 周辺地盤への影響

図-10に、盛土開始時点(経過 98 日)および盛土完了時点(経過 152 日)の盛土法尻部における地盤内水平変位を示す。

実測データから分かるように、負圧荷重によって内向きの変形が生じ、その後の盛土施工により外向きのせん断変形による側方変位が発生している。盛土荷重により深度-3 ~ -7m で最大約+0.15m の側方変位(盛土開始時点からの側方変位)が発生している。深度-5m 付近で側方変位があまり発生していないのは、Ac1 のこの深さに狭

在した砂の影響と思われる(事前調査により、砂層の堆積を確認)。なお、解析ではこれをモデル化していない。盛土完了時点の実測沈下は約 2.15m(サンドマットと負圧単独による沈下を含めない)であるから、盛土によって発生する側方変位量は沈下量の僅か 7%程度である。

負圧荷重時(経過 46 日)をゼロ点とした側方変位の解析値は、解析手法により、得られた側方変位の分布形状並びに大きさは大きく異なっている。盛土開始時点(経過 98 日)では両者の内向き水平変位にあまり差がなく実測との対応もよいが、盛土完了時点(経過 152 日)では Ap および Ac1(深度-0.0 ~ -9.0m)において MCC-SS は MCC-LS と比較し外向き側方変位が大きく発生しており、実測値を大きく上回っている。両者の沈下挙動にはほとんど差が認められなかったが(図-8)、盛土荷重時の外向き側方変位には明瞭な差異が表れる結果となった。沈下量がほぼ同じにもかかわらず MCC-SS において外向きの側方変位が大きく発生しているということは、MCC-LS より圧密排水のあまり進んでいない状態でのせん断変形が生じていることを意味している。MCC-LS は逆に圧密排水に伴う沈下モードとなっている。

図-11は、負圧と盛土荷重が地表面鉛直・水平変位に及ぼす影響範囲を示したものであり、MCC-LS の解析値を載せている。ただし、実測および解析とも負圧荷重時(経過 46 日)を基準とした変位量である。

実測から、盛土開始時点(経過 98 日)には引き込み沈下が発生している。盛土完了時点(経過 152 日)には沈下と押し出しが確認でき、負圧解除直前(経過 276 日)においては沈下と再び引き込みが生じている。MCC-LS の解析曲線は、この横断変形形状およびその時間変化の実測値と定性的に対応しているが、周辺地盤の沈下および引き込みをやや小さく評価している。しかし、地盤の水平方向の不均一性を考えれば、この結果は概ね許容できる精度と考えられる。

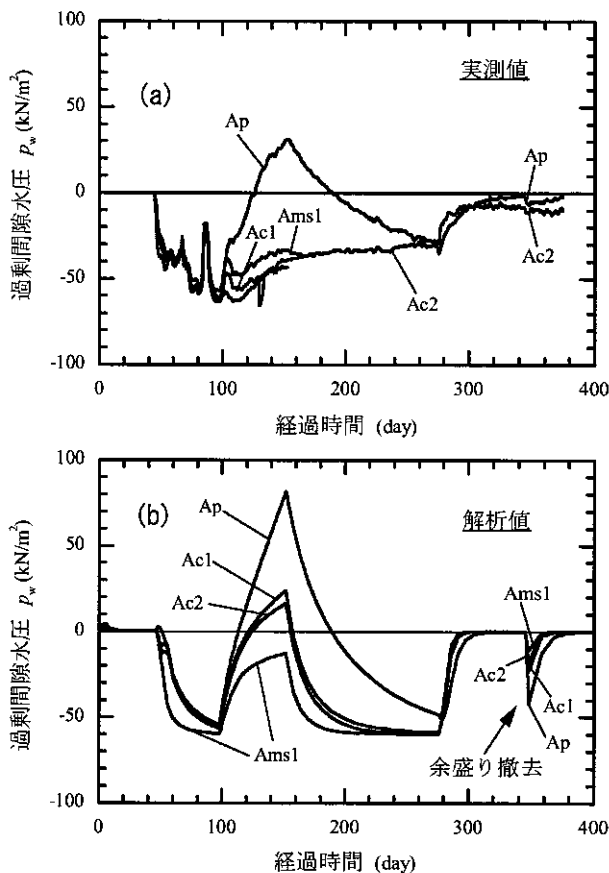


図-9 過剰間隙水圧の経時変化

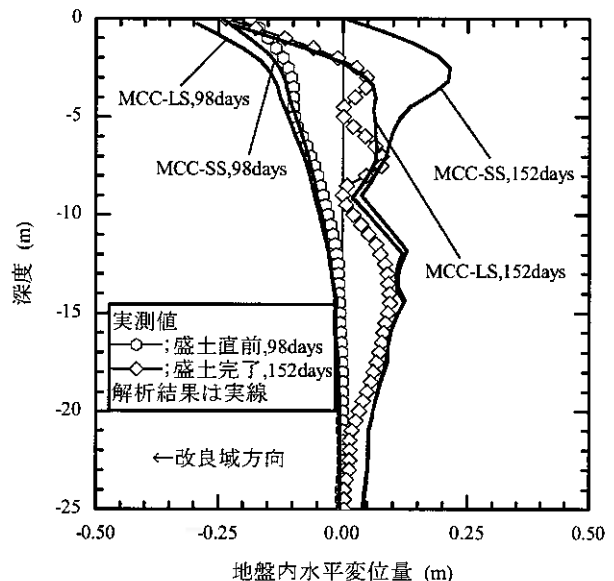


図-10 地盤内水平変位; 盛土法尻部

以上、実務ではまだまだあまり普及が進んでいない現状にある材料非線形と幾何学的非線形を考慮した有限変形解析は、このように側方変位や周辺地盤への影響をも精度よく求めたい場合には特に有効な解析手法と言える。

5. 仮想解析

真空圧密工法には、改良寄与要因を施工途中にコントロールできるという他の地盤改良工法にない利点がある。本章では、荷重の大きさ（盛土厚）および分布形（盛土形状）を固定した上で、様々な負圧の大きさおよび盛土の荷重速度の組み合わせが、その結果得られる変形挙動にどのように影響を及ぼすのか、解析的に検討を加える。また、負圧荷重直後に盛り立てを行った場合（以下、同時施工と表記）についても、仮想の条件として検討してみる。

施工過程は、負圧荷重を開始する経過 46 日までは4章の試験盛土解析と同じとし、その後の施工条件を種々変化させる。盛り立て速度 12.5・25・50cm/d の3通り、負

圧の大きさ-30・-60kN/m²の2通りの組み合わせを用意するが、負圧の荷重（除荷）速度は一定（先の解析と同じ）とする。同時施工については、盛り立て速度 25cm/d・負圧の大きさ-60kN/m²とする。解析は、圧密がほぼ終了する負圧解除後約 2 ヶ月で止め、余盛りの撤去は行わない。解析モデルには、実測値との対応が良好であった MCC-LS を採用することにする。

図-12は、盛り立て速度と負圧の大きさが、盛土中央部地表面の最終沈下量 S_f および残留沈下量 S_r に及ぼす影響をとりまとめたものである。ここで、最終沈下量 S_f は圧

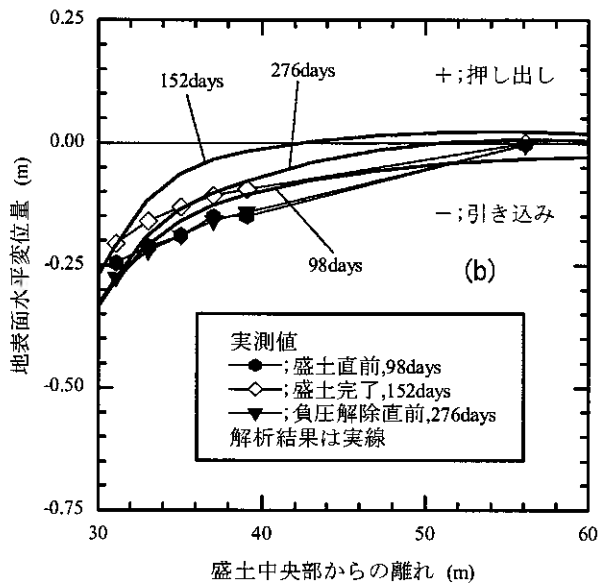
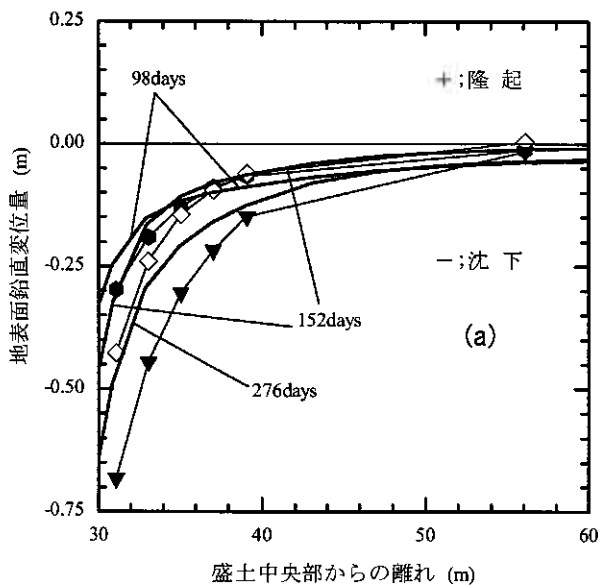


図-11 地表面変形状

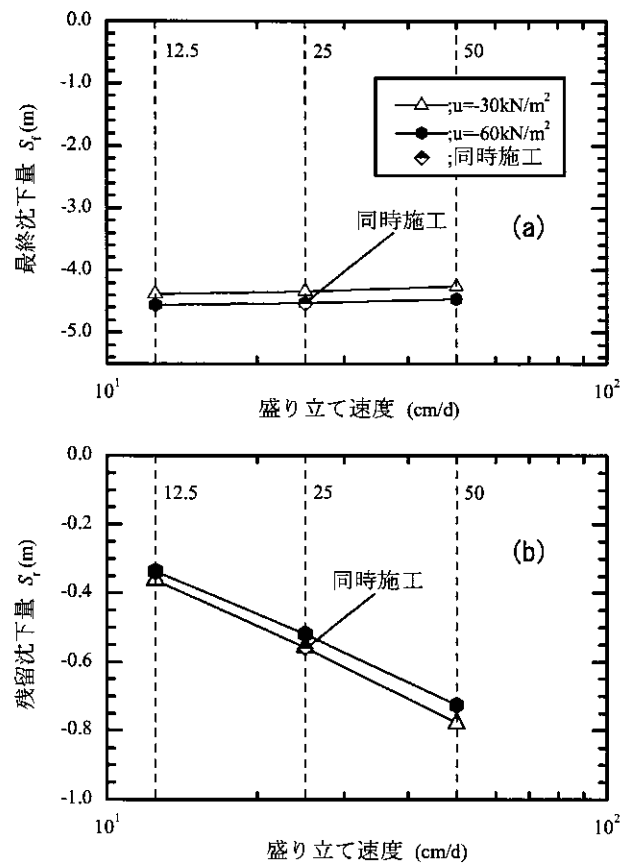


図-12 沈下量と残留沈下量; 仮想解析

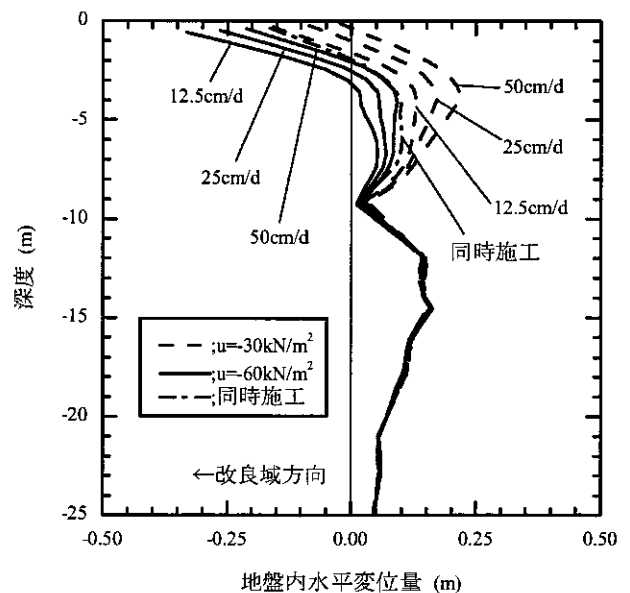


図-13 盛土法尻部の地盤内水平変位; 仮想解析

密がほとんど終了する負圧解除後約 2 ヶ月の沈下量とする。また、残留沈下量 S_r は盛土完了時点の沈下量 S_0 と最終沈下量 S_f の差 $S_r = S_f - S_0$ で定義する。図-13は、負圧解除後約 2 ヶ月の盛土法尻部における経過 0 日からの地盤内水平変位である。

一連の解析結果より、盛り立て速度は S_f にほとんど影響を与えないが、盛り立て速度が早まれば S_f は大きくなる。 S_f に差があまりないのは、盛り立て速度が遅ければ排水条件に近い状態での圧縮沈下が卓越し、早ければ部分排水条件でのせん断変形に伴う沈下が大きく発生するためであると考えられる。側方変位については、盛り立て速度が早くなれば、あるいは負圧が小さくなれば盛土外側への側方変位も大きくなる。また、負圧-30kN/m² では、盛り立て速度が早くなると、地盤内に発生する最大側方変位の変化量は、-60kN/m² の負圧の場合よりも大きくなる。

負圧の大きさが及ぼす効果に関しては、負圧-30kN/m² は負圧-60kN/m² の半分であるにもかかわらず S_f にさほど差が生まれず、また、負圧の大きさによる S_f の抑制もあまり大きくない。 S_f にさほど差が現れないのは、負圧-30kN/m² では負圧-60kN/m² よりもせん断変形に伴う沈下が卓越するためであると考えられる。負圧-30kN/m² ・盛り立て速度 25cm/d の組み合わせの場合、地表面水平変位が-8cm であり、前章での地表面水平変位の解析値-27cm より大幅に減少する。

同時施工については、 S_f および S_r と同じ盛り立て速度 (25cm/d)、同じ負圧 (-60kN/m²) と比較しさほど違いがないが、側方変位は負圧を載荷させつつ盛土施工を行うため、負圧による内向きの変形と盛土による外向きの変形が相殺し、結果として周辺地盤に及ぼす変形は小さくなっている。この場合、負圧載荷直後に盛立てを行うため、施工期間も短縮される。

以上より、次のことが言える。すなわち、載荷速度および負圧の大きさは最終沈下量にさほど影響を与えない。残留沈下量の低減に関しては負圧の大きさはさほど支配的ではなく、むしろ盛り立て速度に依存する。したがって負圧をいたずらに高めることはあまり効果的ではなく、かえって周辺地盤の引き込みを招く場合がある。「一律な負圧」や「過度の負圧」ではなく現場条件に応じた「適切な負圧」を求めていく姿勢、あるいは現場施工における対応は、この工法の高度化に不可欠であると考えられる。

6. 結論

c_v の応力依存性と幾何学的非線形性をも考慮した水-土連成弾塑性 FEM 解析を真空圧密併用盛土の施工現場に適用し、動態観測結果との比較考察を行って解析精度を照査した。

得られた結論は次のとおりである。

- a) 有限変形理論に基づく FE 解析に適用可能な泥炭の圧密特性を対数ひずみによる $\ln v - \ln p'$ 関係で直線近似

し、最も簡単な構成式を導出した。

- b) 真空圧密併用盛土に対し微少変形並びに有限変形 2 次元弾塑性 FEM を用いて解析を実施した結果、沈下挙動に関しては、結果として本解析例では解析手法による有意な差は認められなかった。しかし、微少変形解析では盛土載荷時の改良域外側への側方変位を過大に算出する結果となった。一方、有限変形解析は、微少変形解析よりも実測傾向をよく捉えることができた。
- c) 負圧の大きさおよび盛土の載荷速度の組み合わせを様々な変化させた一連の解析結果から、最終沈下量は載荷速度および負圧の大きさにあまり影響を受けず、また、残留沈下量は負圧の大きさよりも盛り立て速度に依存することが分かった。さらに、地盤条件および外力条件に応じた「適切な負圧」があり、負圧をいたずらに高めることは効果的ではなく、かえって周辺地盤の引き込みを招く場合があることを指摘した。

謝辞

本論文で使用したデータは北海道開発局 札幌開発建設部より提供されたものである。また、北海道大学大学院・工学研究科 田中 洋行 助教授および寒地土木研究所・寒地地盤チーム 林 宏親 主任研究員には有益な意見を頂いた。ここに記して、謝意を表します。

参考文献

- 1) Yatomi, C., Yashima, A., Iizuka, A. and Sano, I.: General theory of shear bands formation by a non-coaxial Cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.3, pp.41-53, 1989.
- 2) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Soil-Water Coupled Behaviour of Saturated Clay near/at Critical State, *Soils and Foundations*, Vol.34, pp.91-106, 1994.
- 3) 岡安崇史、橋口公一、尾崎利行、竹添亮: アンカー引抜時の地盤の変形挙動に関する弾塑性有限要素解析、*応用力学論文集*、No.6, pp.541-550, 2003.
- 4) Ohta, H.: Analysis of deformation of soils based on the theory of plasticity and its application to settlement of embankments, Doctor Thesis of Kyoto University, 1971.
- 5) Hashiguchi, K.: On the linear relations of $V - \ln p$ and $\ln v - \ln p$ for isotropic consolidation of soils, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 19, pp.367-376, 1995.
- 6) Henkel, D. J.: The relationships between the effective stresses and water content in saturated clays, *Geotechnique*, 13, pp.41-54, 1960.
- 7) Oikawa, H.: Compression curve of soft soils, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp.99-104, 1987.
- 8) 北海道開発局 札幌開発建設部・株式会社 構研エンジニアリング: 平成 14 年度 道央圏連絡道路江別市美原バイパス地質調査業務 報告書、2002.
- 9) 新舎 博、原 久夫、安部 豊彦、田中 昭人: サンドレーンによる部分改良地盤の圧密沈下と側方変位、*土と基礎*、Vol.30, No.5 Ser.No.292, pp.7-12, 1982.
- 10) 社団法人 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共

- 通編 IV 部構造物編、pp.254-255、2002.
- 11) Kawaguchi, T., Mitachi, T., Shibuya, S. and Sato, S.: Evaluation of deformation modulus of clay at small strains based on isotropic elasticity, Proc. third Int. Symp. Deformation Characteristics of Geomaterials IS-Lyon, pp.211-219, 2003.
 - 12) 小田 美明、三田地 利之、大沼 敏: 高有機質土の K_0 値について、土質工学会(現地盤工学会)北海道支部技術報告集 第 31 号、pp.161-164、1991.
 - 13) 林 宏親、三田地 利之、西本 聡: 泥炭地盤の弾塑性有限要素解析に用いる土質パラメーターの決定法、地盤工学会北海道支部 技術報告集 第 45 号、pp.243-248、2005.
 - 14) 木暮 敬二: 高有機質土の地盤工学、東洋書店、pp.215-217、1995.
 - 15) 山添 誠隆、三田地 利之: 真空圧密併用盛土下における泥炭地盤の変形挙動解析、地盤工学ジャーナル、Vol.1, No.4、pp.143-156、2006.
 - 16) Kenney, C.: Discussion on "Geotechnical properties of glacial lake clays", ASCE, SM3, pp.67-79, 1959.
 - 17) 田中 洋行、Jacques Locat: 塑性指数に関する再考察、土と基礎、Vol.46, No.4 Ser.No.483、pp.9-12、1998.
 - 18) Jaky, J.: Pressure in silos, Proceedings of the 2nd International Conference on SMGE, Vol.1, pp.103-109, 1948.
 - 19) 林 宏親、三田地 利之、田中 洋行、西本 聡: 泥炭性軟弱地盤の静止土圧係数とその評価、土木学会論文集、No.813/III-74、pp.179-190、2006.
 - 20) 社団法人 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造物編、pp.564-565、2002.
 - 21) Watabe, Y., Tanaka, M., Tanaka, H. and Tsuchida, T.: K_0 -consolidation in a triaxial cell and evaluation of in-situ K_0 for marine clays with various characteristics, Soils and Foundations, Vol.43, No.1, pp.1-20, 2003.
 - 22) 宮川 勇: 泥炭地における土質工学上の 2、3 の問題、土木学会北海道支部講習会資料、1962.
 - 23) 木暮 敬二: 高有機質土の地盤工学、東洋出版、pp.56-59、1995.
 - 24) 池浦 勲、三田地 利之: 異方圧密粘土の応力-ひずみ関係に及ぼす応力径路の影響、土質工学会論文報告集、Vol.26, No.3、pp.157-168、1986.

真空圧密工法による泥炭地盤の変形挙動

株式会社ドーコン ○正会員 高橋 秀彰
 株式会社ドーコン 正会員 藤田 友幸
 (独)土木研究所寒地土木研究所 正会員 林 宏規

1. はじめに

近年、北海道の泥炭性軟弱地盤に対して真空圧密工法が実施される事例が増えつつある。従来の真空圧密工法では地表面の気密シートにより真空圧を保持し地盤に負圧を伝達するが、最近では気密シートを必要とせず、表層の離透水層をシール層として利用し負圧を保持する工法(以下、本工法)も実績をあげてきている。気密シートを必要としないことで、従来問題となっていた「シートの破損による漏気」や「シートを残置することによる盛土からの排水阻害」といった問題が解決され、真空圧密工法の用途が拡大することが期待されている。しかし、本工法は北海道の泥炭性軟弱地盤では施工実績が少なく、改良効果の評価方法や設計・施工方法に不明確な点がある。

そこで、本工法の泥炭地盤における試験施工での動態観測結果や強度確認試験結果に基づき改良効果の評価を行った。

2. 試験施工概要

(1) 施工箇所の概要

試験施工は、北海道開発局石狩川開発建設部が建設を進めている幌向川築堤で実施された。幌向川築堤では、泥炭性軟弱地盤上に丘陵堤断面(のり勾配5割)で盛土高約6mの盛土が計画されている。当該箇所は、泥炭性軟弱地盤が分布する幌向川流域において、最も地盤が軟弱な箇所の一つである。隣接する工区では、緩速施工で築堤盛土を約4m実施した時点で異常変形が発生し施工を中断した経緯がある。

(2) 地盤条件

当該箇所の地盤は、未分解の泥炭層(Ap1)の下位に泥炭混じり粘土層(Acp)、下部泥炭層(Ap2)、細粒な砂質土層(As1)、軟弱な沖積粘土層(Ac2)、砂質土層(As2)、沖積粘土層(Ac3)、砂礫層(Ag1)と続く構成となっている。今回、対策の対象となる軟弱層はAc2層までである。

ボーリング調査により確認された地下水位はGL.-0.2mであった。現場透水試験による泥炭層の透水係数は 3×10^{-7} (m/s)、細粒砂層(As1)の透水係数は 2×10^{-5} (m/s)であった。

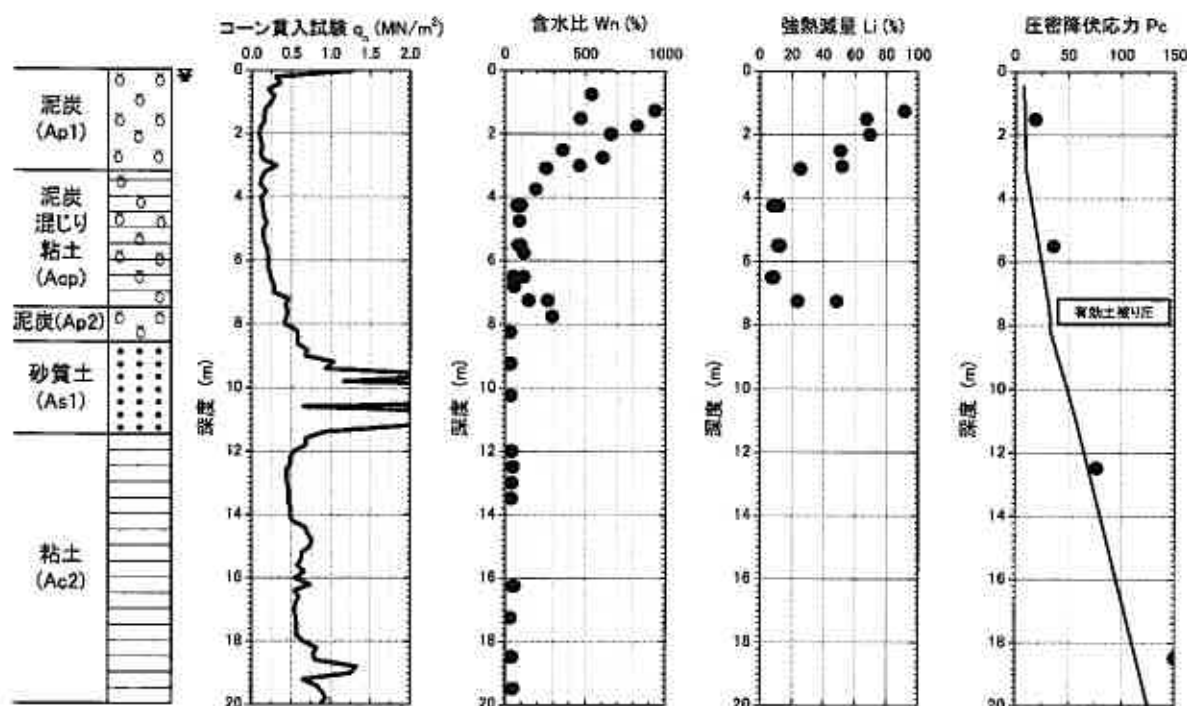


図-1 当該箇所の地盤特性

Deformation behavior of vacuum consolidation method in peat ground

Hideaki TAKAHASHI, Tomoyuki FUJITA (Docon Co., Ltd.), Hirochika HAYASHI (Civil Engineer Research Institute for Cold Region of Public Works Research Institute)

3. 工法の課題と試験施工の検討内容

真空圧密工法の概要を図-2に示す。真空圧密工法は、地盤に鉛直ドレーン材を介して負圧を作用させ、その圧力差を圧密応力として地盤を圧密改良する工法である。負圧による圧密に伴う強度増加に加えて、載荷盛土の荷重による圧密に伴う強度増加も期待できる。また、負圧による圧密では、等方的に応力が増加するためせん断破壊を生じないという特性を持つ。

真空圧密工法が採用され数年が経過し、気密シートを用いた工法では動態観測結果などに基づく改良効果に関する検討が行われている。林ら¹⁾は真空圧密工法自体の課題として、以下の事項を挙げている。

- ①深い深度では負圧が減少するが、定量的に把握されていない。
- ②圧密による強度増加や沈下等の変形挙動の予測法が確立していない。
- ③ポンプの停止時期と残留沈下量の関係が不明確である

また、気密シートを用いない真空圧密工法の課題として、以下の事項が考えられる。

- ④粘性土層と比較して透水性の高い泥炭層をシール層とした場合の負圧保持効果が不明確である。
- ⑤泥炭層をシール層とした場合のシール層の設定方法が不明確である。

以上の事項について、試験施工結果をもとに検討を行う。

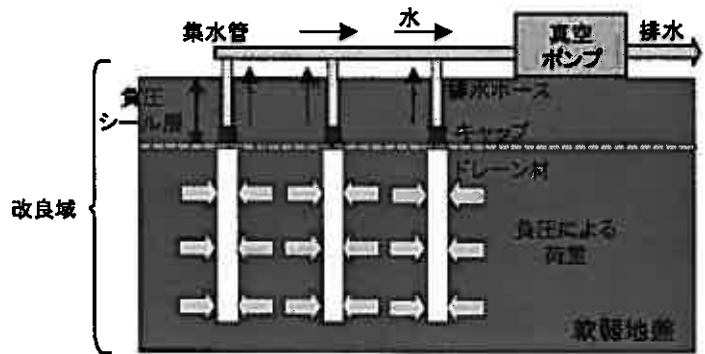


図-2 真空圧密工法概略図

4. 施工状況

施工箇所の代表断面と計測器の配置を示す。鉛直ドレーンは 0.8mピッチの正方形配置で、表層の泥炭層 1.5mを負圧シール層とし、GL-21.0mの深度まで打設した。改良面積約 5000m²に対して 2 台の真空ポンプを設置し、それぞれ 1/2 の面積に対して負圧を載荷した。

負圧シール層については、通常表層の粘性土 1m 程度とされるが、泥炭層は粘性土よりも透水性が高いことを考慮し、泥炭層のシール層厚は 1.5m とした。また、中間砂層(As1)の深度では鉛直ドレーン材に遮水シールを施し、砂層からの揚水を防いだ。

真空圧密の施工は、真空単独載荷期間 30 日、一次盛土(盛土厚約 4m)、二次盛土(盛土厚約 3m)、三次盛土(盛土厚約 1m)の順で行った。真空単独載荷 30 日後、一次盛土後(施工 90 日、110 日後)および三次盛土立ち上がり時(施工 160 日後)には、地盤強度を測定するためオランダ式二重管コーン貫入試験を実施した。

計測については、間隙水圧計、地表面沈下板、層別沈下計、孔内傾斜計および変位杭を実施した。また、真空ポンプおよび鉛直ドレーン先端で負圧の計測を行った。なお、今回の測定では間隙水圧計の沈下に伴う水圧の補正は行っていない。

なお、現時点では盛土は完成高までの施工が終了しているが、真空ポンプを停止しておらず、今後の沈下量や過剰間隙水圧消散の状況により、ポンプ停止時期を判断する予定である。

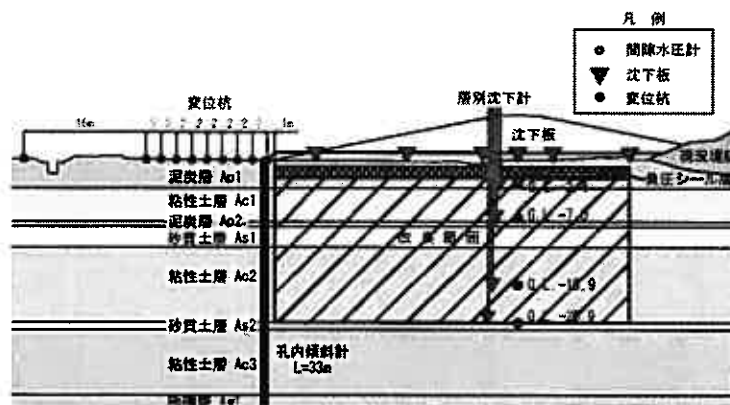


図-3 計測器配置図

5. 施工結果

図-4に真空圧密および盛土の施工工程をまとめる。なお、鉛直ドレーン打設前に施工機械のトラフィカビリティ確保のために、施工マットとして厚さ約1.8mの盛土が先行して行われた。これを除いた厚さ約8mの盛土が真空圧密中に行われている。

一次から三次盛土の盛土施工速度は6～15cm/dayであるが、各施工段階間の放置期間を含めた平均施工速度は7cm/day程度であった。その間の安定管理においては、十分な安定性が確認されており、盛土天端のクラックや周辺地盤の隆起等は見られなかった。

また、施工中の負圧については、真空ポンプの元圧は 80kN/m^2 以上が確保されており、ドレーン先端においても設計負圧の 60kN/m^2 が確保されている。したがって、負圧シール層を泥炭層1.5mとしたことで、ドレーン先端において設計負圧 60kN/m^2 が保持されたと判断できる。

(1) 負圧および間隙水圧挙動

各施工段階における地盤内の間隙水圧を図-4に示す。真空単独載荷期間においては、泥炭混じり粘土層(Acp)で作用負圧が最も大きく 65kN/m^2 程度となっている。その下位になるにしたがい、作用負圧は減少しており、粘性土層(Ac2)では $30\sim 55\text{kN/m}^2$ 程度となっている。林ら²⁾は、中間砂層のない場合で深度15m以深、または中間砂層のある場合で砂層以深の設計負圧を半減する必要があるとしており、気密シートを用いない本工法においても同様の傾向を示す結果となった。

また、負圧シール層とした泥炭層においては、真空単独載荷期間中に負圧の作用がほとんど見られなかった。「真空圧密ドレーン工法」の技術資料³⁾においては、シール層内での負圧の分布は図-5のようにシール層下端からシール層上端に向かい直線的に減少するとされているが、シール層下端部分でほとんど負圧は消散しており、泥炭層をシール層とした場合には、シール層内での作用負圧は見込めない可能性が示唆された。今回、泥炭層1.5mをシール層とすることでドレーン先端における設計負圧は保持されたが、泥炭層への作用負圧やシール効果の評価方法については今後も検討が必要である。

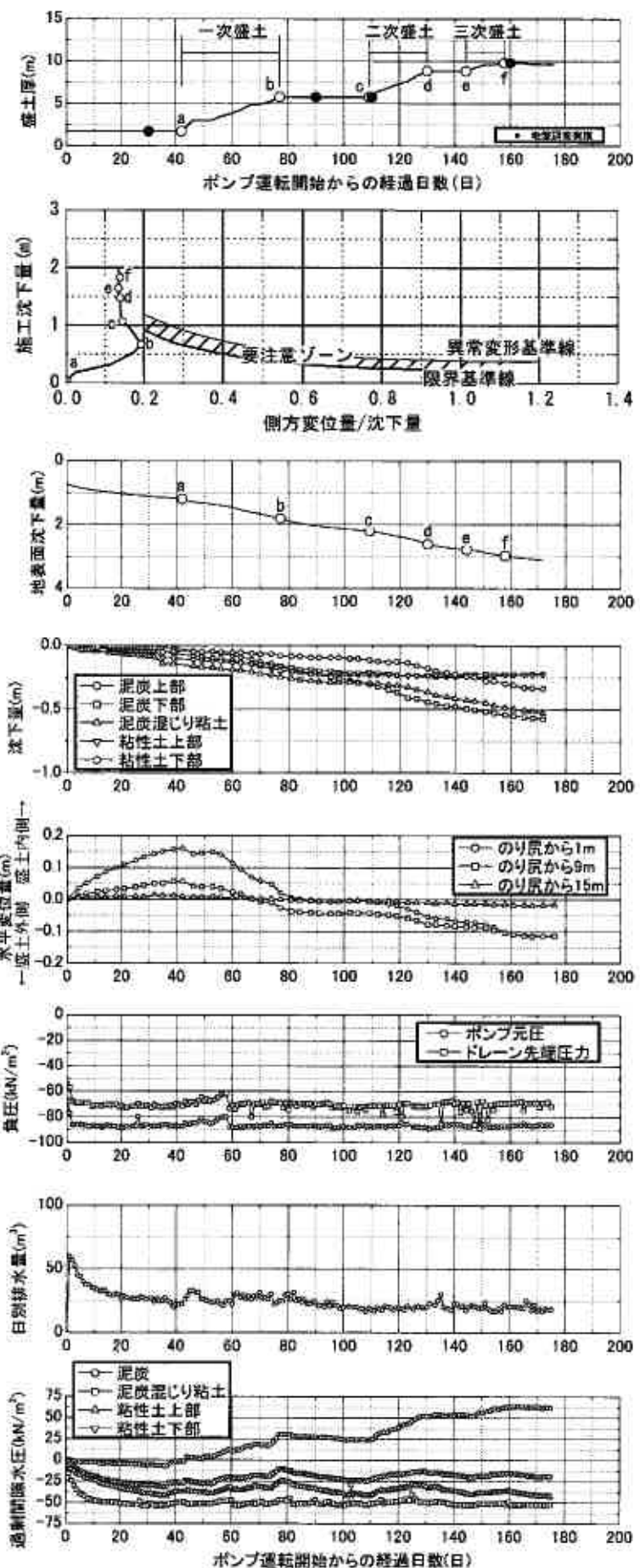


図-4 計測結果

盛土載荷中の過剰間隙水圧については、シール層とした泥炭層以外では盛土荷重に対する過剰間隙水圧発生量は小さく抑えられている。これらの層では盛土荷重による過剰間隙水圧が作用負圧を上回ることなく、静水圧を超える過剰間隙水圧は発生していない。

シール層とした泥炭層では、増加荷重とほぼ同程度の過剰間隙水圧が発生している。なお、泥炭層では層厚約3mのうち上部1.5mをシール層としているため、約半分が無処理の状態で盛土が急速載荷されたこととなる。シール層の下位の泥炭層では、鉛直ドレーンにより圧密は促進されているものの、作用負圧が小さいため他の層と比較して過剰間隙水圧発生量が大きかったと考えられる。また、河川堤防では築堤盛土に耐浸透機能を持たせる必要があるため、サンドマットの代わりに透水性の小さい砂質土材料(砂分75%・粘土分25%程度、 $k \approx 10^{-6} \text{m/s}$)を用いたことから、泥炭層の上面からの排水が遅れ、過剰間隙水圧の消散がより遅くなっていることが想定される。

シール層厚の設定に際しては、シール層厚が厚いと無処理部分が増え、盛土載荷時に大きな過剰間隙水圧が発生することから、負圧の保持が可能であることを確認した上でなるべく薄くする必要がある。シール層厚を薄くすることにより、圧密時間の短縮や残留沈下量の低減およびすべり安定性の向上を図ることができる。

(2) 変形挙動

地表面の変形挙動は、真空単独載荷期間中は盛土内側への変位が発生しているが、盛土載荷時には盛土外側への変位へと転じている。20mm以上の変位を生じているのは施工範囲から15m以内の区間となっており、工事による影響範囲は軟弱層厚(約21m)と同程度かそれ以内であると判断できる。

孔内傾斜計の測定結果においては、真空単独載荷期間中は中間砂層より浅い部分で50~120mmの盛土内側への変位が生じている。盛土施工時は、泥炭層で盛土外側へ400mm程度の大きな変位が生じている。泥炭層では盛土施工時に正の過剰間隙水圧が発生しており、有効応力が低下しせん断変形が卓越したものと考えられる。

また、現在盛土が立ち上がって間もないことから沈下が継続しており、残留沈下挙動等については今後検討を加える予定である。

(3) 強度増加

施工前、真空単独載荷30日後、盛土立上り時に実施したオランダ式コーン貫入試験結果より得られた非排水せん断強度の変化を示す。非排水せん断強度 c_u は $c_u(\text{kN/m}^2) = 1/20q_c(\text{kN/m}^2)$ の関係式⁴⁾を用いて算出した。

施工前と比較して、真空単独載荷時では泥炭層、泥炭混じり粘性土層ともに強度が増加する傾向が見られた。なお、これらの強度増加には真空圧載荷前に施工マットとして実施した厚さ約1.8mの盛土荷重による強度増加を含んでいる。表層の泥炭層では作用負圧が小さかったことから、強度増加のほとんどが施工マット盛土の荷重によるものと推定される。

また、盛土後については盛土のり肩では、増加荷重による強度増加が見られる。泥炭層については過剰間隙水圧が消散しておら

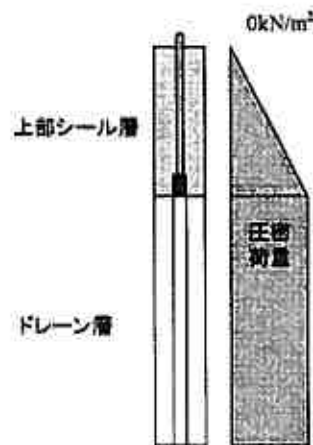


図-5 シール層内での負圧分布
(「真空圧密ドレーン工法技術資料」p.16より抜粋)

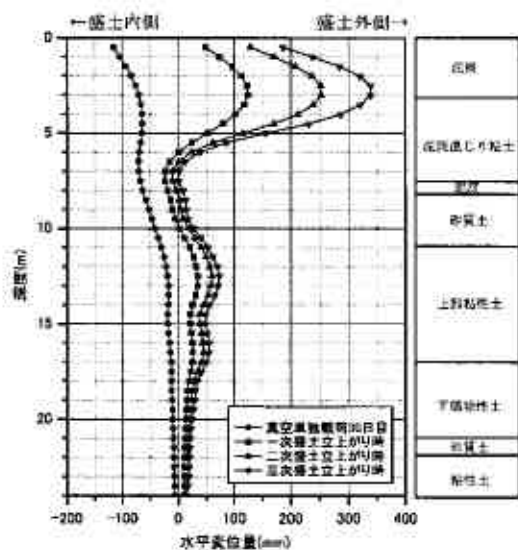


図-6 孔内傾斜計計測結果

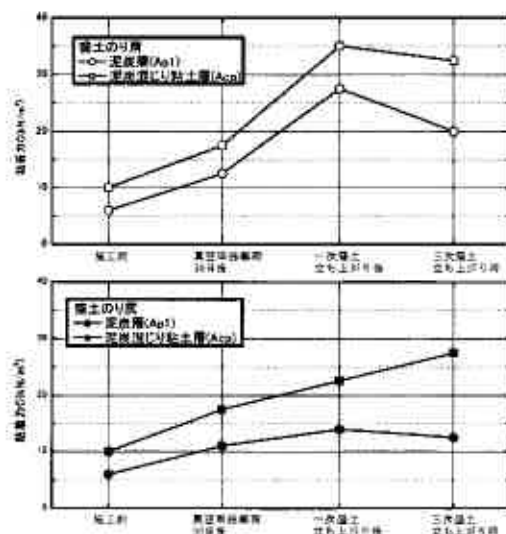


図-7 真空圧密および盛土載荷による地盤の強度増加

ず今後も圧密が進行することから、更なる強度増加が見込めるものと考えられる。盛土のり尻では、盛土による増加荷重がほとんどないことから、泥炭混じり粘性土では負圧荷重による圧密に伴う強度増加が見られるが、泥炭層では作用負圧が小さいためほとんど強度増加が見られない結果となった。

6. 真空圧密中の地盤内の応力状態について

前章で得られた強度増加量は盛土による荷重増分に対して小さいものであった。盛土の安定管理結果では、盛土は安定した状態で施工されていると判断できるが、盛土立ち上り時のコーン貫入抵抗から得られた非排水せん断強度を用いた全応力によるすべり安定解析では安全率 $F_s=1.08$ となり、安全率の上では十分安定した状態であると評価できない結果となった。

そこで、真空圧密工法での地盤の安定性を考えるには、負圧による有効応力の増加を評価する必要があると考え、三田地らによる三軸試験を用いたシミュレーション試験結果⁵⁾を参考に、盛土荷重および間隙水圧計測結果を用いて、泥炭層と泥炭混じり粘土層の応力状態を推定し、 p' - q 平面上に整理した(図-8)。地盤内の有効応力を推定する際には、地盤の側方応力 $\sigma'_h=K_0 \cdot \sigma'_v$ として算出した。実際には、変位計測結果において地盤には側方変位が発生していることから、 K_0 条件は満たされておらず、概略的な推定となっている。なお、限界状態の応力比 M は事前に実施した三軸CU試験より得られるせん断抵抗角 ϕ' から、 $M=6 \cdot \sin\phi'/(3 - \sin\phi')$ の関係を用いて求め、 K_0 値は三軸 K_0 試験より直接測定した。

これによると、泥炭層については、一時盛土終了時点ではほぼ限界状態に近い応力状態になっていることが推定され、計測結果においてせん断変形による水平変位量の卓越していた事実と符合する。また、泥炭混じり粘土層については、負圧の作用により応力点は限界状態線から離れる方向に移動しており、盛土載荷時においても応力点は K_0 Lineよりも安全側に位置していることが推定され、作用負圧が大きいことで盛土荷重によるせん断変形が抑えられていると考えられる。

以上より、負圧を作用させる真空圧密中の地盤安定性の評価は有効応力による評価が有効な指標となることが示唆された。

また、図-9に任意の軟弱層厚に対する盛土のすべり安全率の変化を試算した。計算条件は軟弱層の粘着力 $c=20(\text{kN/m}^2)$ とし、盛土はせん断抵抗角 $\phi'=30^\circ$ 、高さ6m、天端幅9m、のり勾配は本築堤盛土と同じ1:5.0と1:1.8の2通りとした。計算結果では、のり勾配1:1.8と比較して、のり勾配1:5.0では軟弱層厚の増加に伴うすべり安全率の減少傾向が顕著である傾向が見られた。このことから、のり勾配1:5.0のような緩傾斜の盛土の際には、表層数mの軟弱層よりも、その下位の軟弱層の安定を図ることが、盛土全体の安定性を保つ上で有効となると考えられる。したがって、本工事では泥炭層の作用負圧が小さく盛土載荷時の応力状態は限界状態に近かったと推定されるが、その下位の泥炭混じり粘土層(Acp)には高い負圧が作用しせん断破壊が抑制おり、盛土全体のすべり安定性は高い状態を保つことができたと考えられる。

一方、のり勾配が1:1.8の場合では、表層の軟弱層が盛土全体のすべり安全率に影響を与える傾向が見られるので、表層のシール層の改良効果を高める必要があり、その変形挙動に十分留意する必要がある。

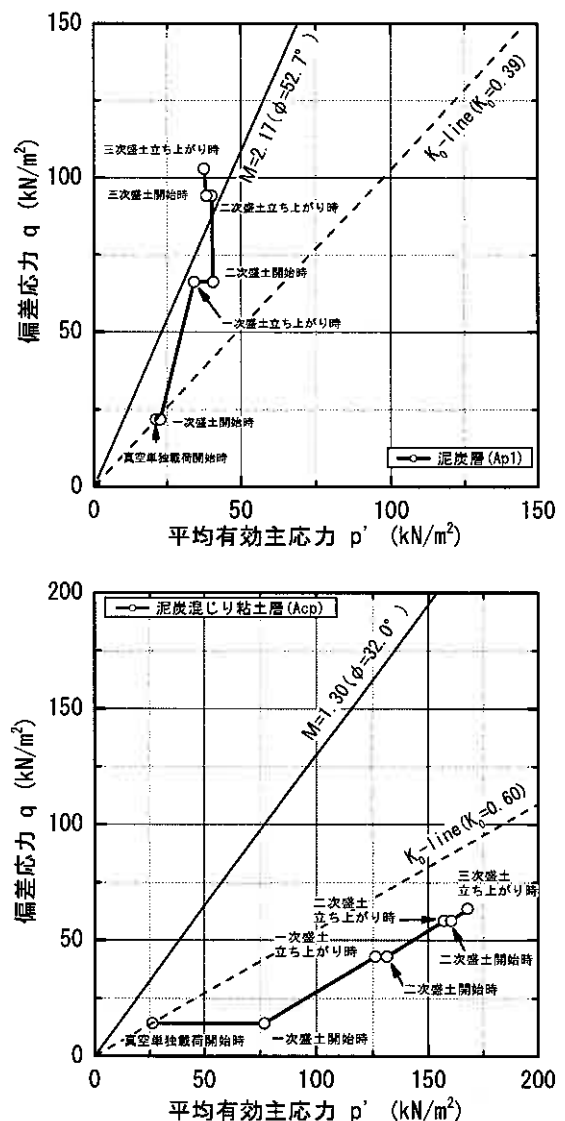


図-8 真空圧密中の地盤の応力状態

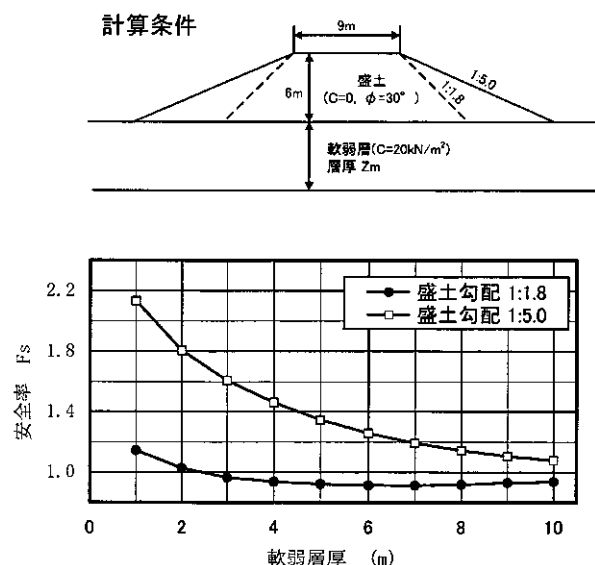


図-9 任意の軟弱層厚とすべり安全率の関係

7. おわりに

今回の試験工事では、真空圧密工法を用いることにより、安定した状態で短期間に盛土厚約 10m(盛土高約 6.5m)の盛土を完成することが可能であった。本工事により得られた知見をまとめると、以下のとおりである。

- (1) 表層の泥炭層 1.5mを負圧シール層とすることで、ドレーン先端において設計負圧 60kN/m²が保持されることが確認された
- (2) 真空圧密による地盤内の作用負圧は、負圧シール層とした泥炭層(Ap1)で 0～5kN/m²、その下位の泥炭混じり粘土層(Acp)で 50～65kN/m²、中間砂層以深の粘土層(Ac2)で 30～55kN/m²であった。また、泥炭層を負圧シール層とした場合に、泥炭層に対しほとんど負圧が作用しない可能性が示唆された。
- (3) 表層の泥炭層 1.5m を負圧シール層とした場合、盛土載荷時に泥炭層内で大きな過剰間隙水圧が発生し、せん断変形による水平変位が生じる傾向が見られる。一方、泥炭層の下位の泥炭混じり粘土層(Acp)や粘土層(Ac2)では、作用負圧が大きく盛土載荷時の過剰間隙水圧の発生は小さい傾向が見られる。

本工事において、泥炭性軟弱地盤における気密シートを用いない真空圧密工法の地盤安定に対する改良効果の高さが示された。一方で、負圧シール層とした泥炭層で作用負圧が小さく、盛土載荷時に大きな過剰間隙水圧が発生し圧密が遅れるとともに、せん断変形が生じていることも確認されており、負圧シールに泥炭層を用いる際の設計方法については課題を残す結果となった。負圧シール層は、層厚を薄くすると負圧の保持が難しくなり、厚くすると無処理部分が増え、安定性や沈下に対して問題が生じることから、最適な負圧シール層厚の設定方法について今後も検討を行う必要がある。

また、真空圧密施工時の地盤の強度増加についても不明な部分が多く、今後も検討を行う必要があるが、施工中の地盤の安定性の評価には有効応力を用いた評価が有効であることが示唆された。

謝辞

本報告をまとめるにあたり、北海道開発局石狩川開発建設部江別河川事務所には貴重な資料を使用させていただいた。また、泥炭および泥炭混じり粘土の三軸K₀試験の実施に際しては、北海道大学大学院工学研究科三田地研究室のご助言・ご協力をいただいた。ここに記して感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1)林 宏親, 西川 純一, 澤井 健吾, 管藤 善之(2003), 泥炭地盤における真空圧密工法の改良効果, 地盤工学会北海道支部技術報告集第 43 号, pp.65-72
- 2)林 宏親, 西本 聡 (2005), 泥炭地盤における真空圧密工法の施工管理法の提案, 第 48 回北海道開発局技術研究発表会概要集(技術一般)
- 3)真空圧密ドレーン工法研究会(2004), 真空圧密ドレーン工法技術資料, pp.16-26
- 4)能登 繁幸(1991), 泥炭地盤工学, 技報堂出版, p.73
- 5)三田地 利之, 高橋 秀彰, 香西 篤(2002), 真空圧密工法による地盤の変形と強度増加-三軸試験によるシミュレーション-, 土木学会論文集 No.772, III-61, pp.245-252

プレローディング工法と真空圧密工法の沈下抑制効果に関する実験的検討

北海道大学大学院 ○学生会員 森木 翼
 北海道大学大学院 国際会員 福田 文彦
 北海道大学大学院 国際会員 田中 洋行
 寒地土木研究所 国際会員 林 宏親

1.はじめに

北海道のような寒冷地には泥炭地盤が広く分布している(図1)¹⁾。泥炭とは、枯死した植物遺体が低温多湿の条件のもとで多年にわたり分解不十分のまま堆積してできたものである。物理的な特徴としては、多孔質、高含水比、高圧縮性を有している。そのため、泥炭地盤は非常に軟弱であり、特に二次圧密沈下量の発生が他の地盤と比較して顕著である。このような軟弱地盤は、利用に際し地盤改良を行うのが一般的であり、泥炭地盤の改良工法として用いられるものには、プレローディング工法、真空圧密工法、深層混合処理工法などが挙げられる。本研究では、そのうち盛土によるプレローディング工法と、真空圧密によるプレローディング工法に着目した。

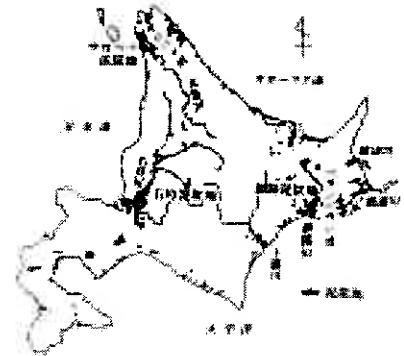


図1 北海道の泥炭の分布¹⁾

プレローディング工法は、あらかじめ地盤に構造物と同等以上の荷重を載荷することにより、真空圧密工法では軟弱地盤に真空を載荷することによって、あらかじめ圧密を促進させ、圧密沈下量を低減させる工法である。真空圧密工法は、真空圧による地盤の収縮変形によって、盛土時の側方への押し出し変形が抑制できるため、周辺地盤への影響範囲も小さく、また、低騒音、残土処分の軽減などの面で利点を有している。

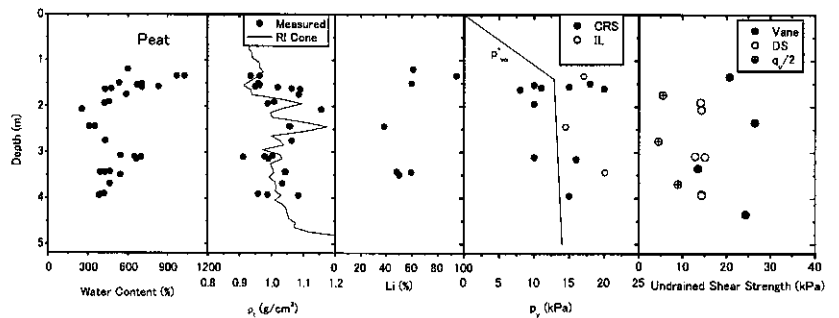


図2 試料の土質定数²⁾

本研究は、通常の盛土載荷と真空載荷という載荷条件の違いにより、泥炭の長期圧密特性にどのような影響を及ぼすかを把握するために、三軸試験機による圧密試験を行い、応力状態と二次圧密量低減効果の関係を明らかにすることを目的とする。

2.実験概要

(1) 試料

実験に用いた試料の採取場所は夕張川河川敷、サンプリングは直径75mmの固定ピストン式シンウォールサンプラーによって行った。図2にその土質定数を示す²⁾。ばらつきの大きい泥炭という試料を用いることを考慮して、可能な限り同等な試料で実験を行うために、試料の採取深度は2.0~3.0mに限定した。さらに、プレローディング工法と真空圧密工法を想定した2種類の実験結果を比較する際に試料自体の違いによる影響を極力取り除くために、採取した試料の隣接した部分を用いて実験を行った(図3)。泥炭は多量の有機物を含んでいるため成形が非常に困難である。したがって、周囲のトリミングを必要としないように、供試体の直径を75mmとした。また、圧縮性が高く、沈下量が大きくなるため、実験機のストローク内に収まるように高さ50mmとした。

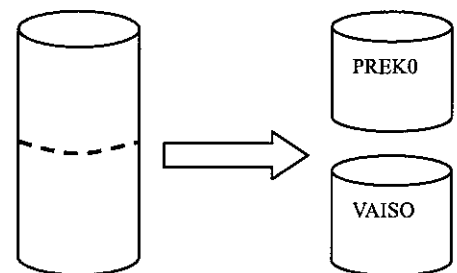


図3 試料の使用方法

表 1 実験条件

ケース	段階Ⅰ			段階Ⅱ			段階Ⅲ		
	σ_a (kPa)	圧密期間 (hour)	条件	σ_a (kPa)	圧密期間 (hour)	条件	σ_a (kPa)	圧密期間 (hour)	条件
PREK0	50	168	K_0	100	24	K_0	75	168	K_0
VAISO	50	168	K_0	100	24	※	75	168	※

※2(2)実験条件参照

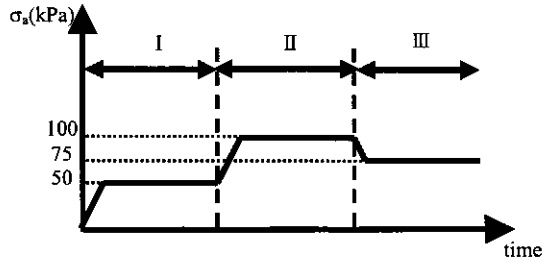


図 4 実験過程

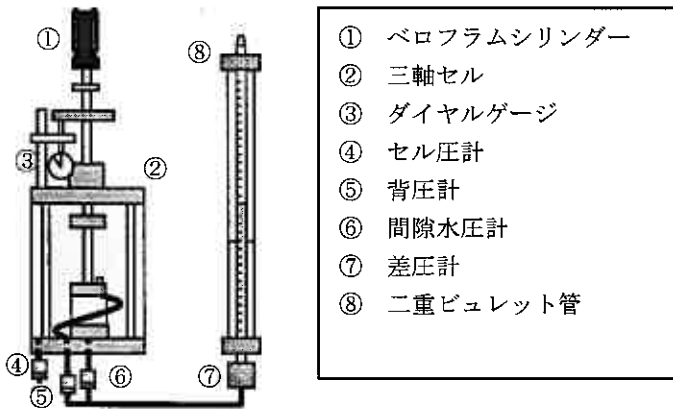


図 5 三軸試験機

(2) 実験条件

実験は実際の工法を想定して、三つの荷重段階に分けて三軸試験を行った。まず、施工前の現地盤の応力状態 (K_0 状態) を再現するために、初期等方応力状態 ($\sigma_a = \sigma_r = 10\text{kPa}$) から側方変位が発生しないように制御しながら、荷重速度 $0.2\text{kPa}/\text{min}$ で原地盤の圧密降伏応力を十分に超える荷重 ($\sigma_a = 50\text{kPa}$) を載荷し、7日間放置する (段階Ⅰ)。次に、盛土工法を想定した実験では、同様に荷重速度 $0.2\text{kPa}/\text{min}$ で $\sigma_a = 100\text{kPa}$ まで K_0 条件で載荷し、真空圧密工法を想定した実験では、段階Ⅰ終了時の応力から、鉛直、水平応力ともに 50kPa 増加させ、24時間放置した (段階Ⅱ)。最後に、盛土工法を想定した実験では、 K_0 状態を保持したまま、 $\sigma_a = 100\text{kPa}$ から $\sigma_a = 75\text{kPa}$ まで除荷し、真空圧密工法を想定した実験では、段階Ⅰ終了時の応力から、鉛直、水平応力ともに 25kPa 減少させ、7日間観測した (段階Ⅲ)。

実験条件を表 1、実験中の鉛直応力は図 4 にそれぞれ示す。

(3) 試験機

今回使用した試験機を図 5 に示す。供試体の下端設置面 (ヘデス

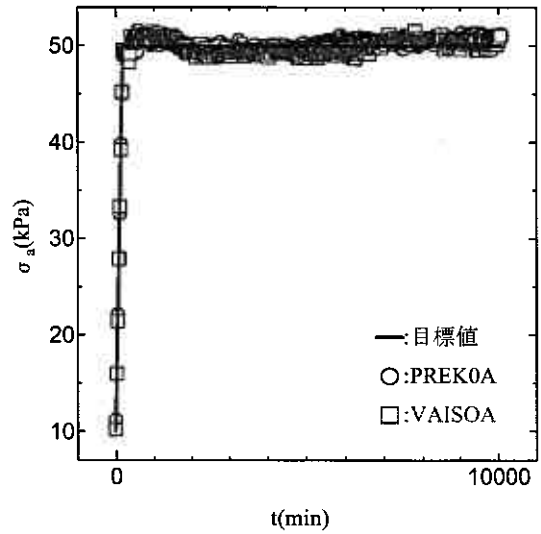


図 6 全応力推移 (段階Ⅰ)

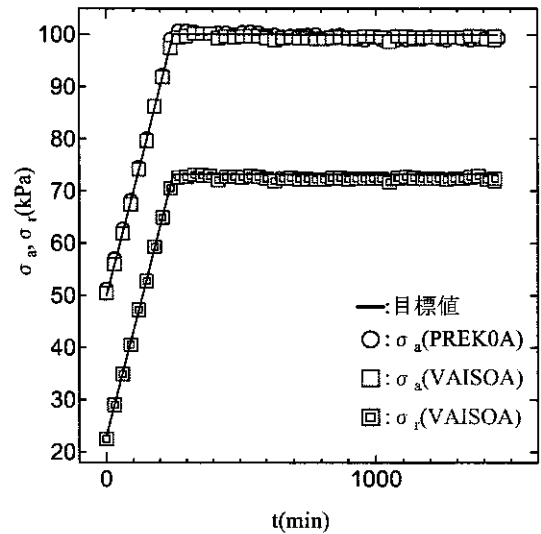


図 7 全応力推移 (段階Ⅱ)

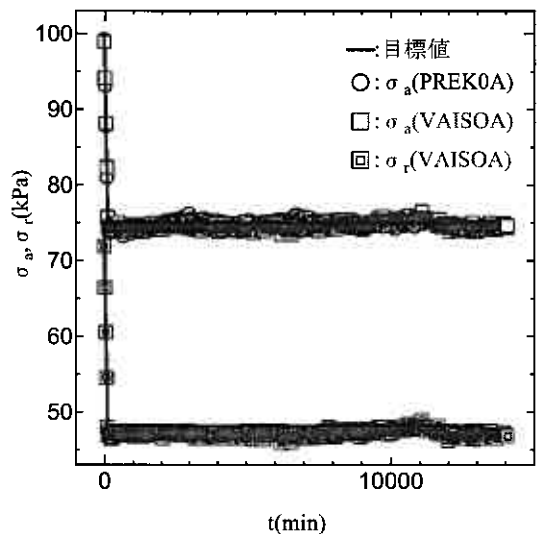


図 8 全応力推移 (段階Ⅲ)

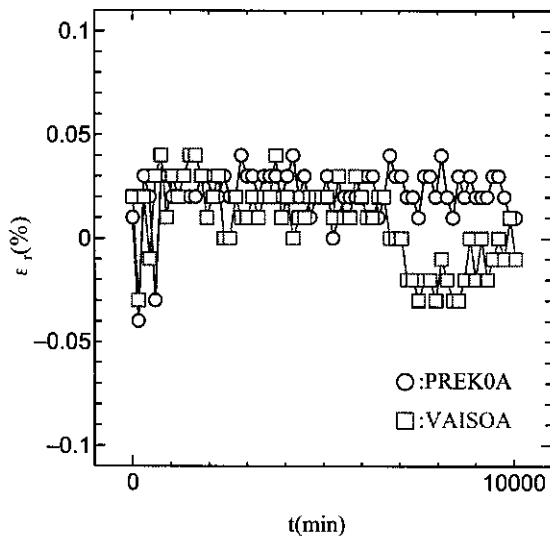


図9 側方ひずみ～時間関係 (段階 I)

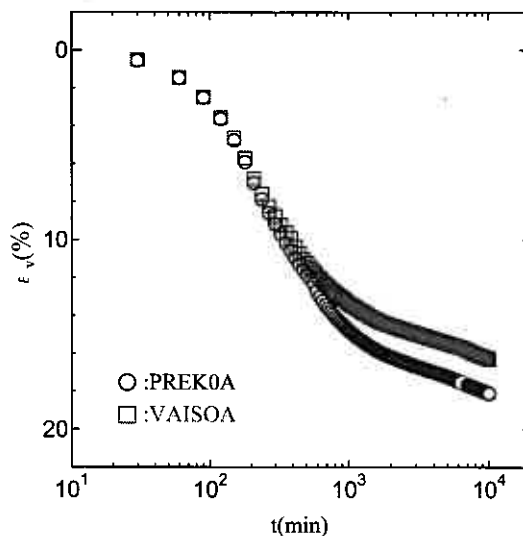


図10 体積 (軸) ひずみ～時間関係 (段階 I)

タル) にて、間隙水圧の測定を行った。供試体の周面には紙を4本設置し、排水方向は周面方向とした。吸排水量は二重管ピュレットと差圧計により測定している。軸力の载荷はペロフラムシリンダーを用い、軸力、側圧、背圧をコンピュータで制御しながら試験を行った。試験中はロードセル、ダイヤルゲージ、圧力変換器、差圧計を用いて軸力、軸変位、セル圧、背圧、間隙水圧、排水量を測定した。K₀条件の制御中は、軸変位量と体積変化から側方ひずみを算出し、側方ひずみが±0.05%の範囲に収まるように側方応力を自動制御しながら実験を行った。

4.実験結果

(1) 実験の妥当性

まず、はじめに実験の妥当性について検証する。図6、図7、図8は、それぞれ段階I、II、IIIにおける σ_a 、 σ_r のプログラム上の値と実測値である。各段階とも、多少の変動はあるものの、ほぼ目標値と一致しており、実験中の応力制御は問題なく行われていたといえる。

また、図9は段階I (K₀圧密)における側方ひずみ～時間関係を示したものである。実験中、常に側方ひずみは0.05%以内に抑えられており、K₀条件を保持しながら実験が行われていた。段階II、IIIにおいても、K₀条件の試験では同様に制御されており、実験は問題なく行われていたといえる。

(2) 段階I (K₀圧密過程)

図10は段階Iで得られた体積(軸)ひずみ～経過時間関係を示したものである。段階Iでは同じ荷重 $\sigma_a=50\text{kPa}$ をK₀条件で载荷しているので、同一の沈下曲線が得られるはずである。体積ひずみに若干の違いは見られるものの、二次圧密領域であると思われる直線部分の傾き、すなわち二次圧密係数はほぼ一致しており、概ね供試体の質はそろっているといえる。

(3) 段階II (盛土、真空载荷過程)

図11、図12はそれぞれ、段階IIでの軸ひずみ～時間関係、

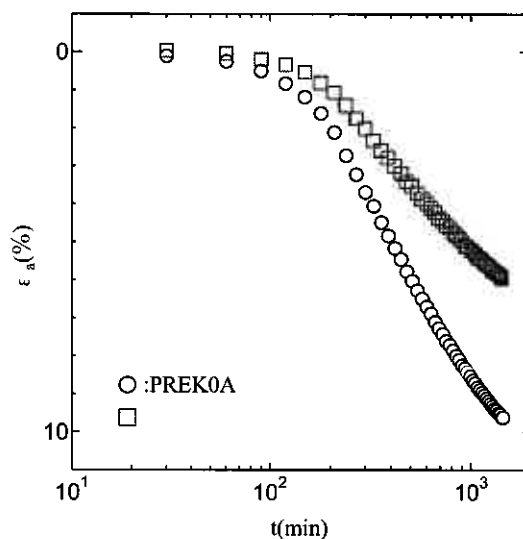


図11 軸ひずみ～時間関係 (段階II)

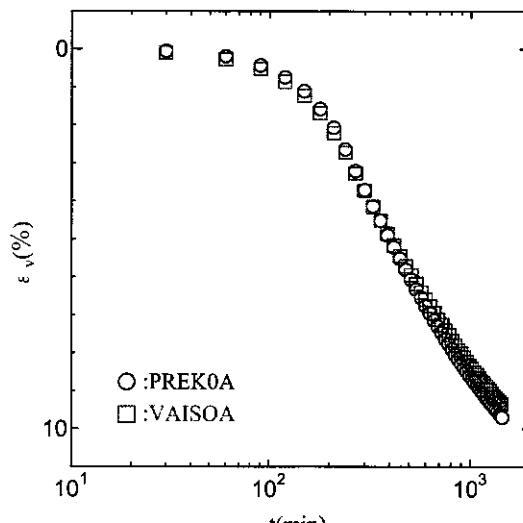


図12 体積ひずみ～時間関係 (段階II)

体積ひずみ～時間関係を示したものである。ただし、荷重開始時のひずみを0としている。段階Ⅱでは鉛直応力 100kPa に、側方応力は PREK0 では K_0 条件、VAISO では段階Ⅰ終了時の側方応力に鉛直応力の増加分と同じだけ応力を増加させた ($\Delta \sigma_r = 50\text{kPa}$)。両条件下での軸ひずみ量は等方荷重を行ったものの方が小さくなっている。これは、 K_0 条件のものと比較して、側方応力が大きいために側方ひずみが発生し、側方圧縮が起こることによって鉛直方向のひずみを抑制する働きをしたものと思われる。また、体積ひずみに関しては、平均有効主応力の違いから、等方荷重したものの方が大きく発生すると予測していたが、今回の実験結果ではほぼ同様の圧密曲線が得られた。その原因としては、 K_0 条件ではせん断変形に伴う体積変化（ダイレイタンス）が発生したためだと考えられる。

(4) 段階Ⅲ（盛土，真空除荷過程）

図 13、図 14 はそれぞれ、除荷段階である段階Ⅲでの軸ひずみ～時間関係、体積ひずみ～時間関係を示したものである。ただし、段階Ⅱと同様に荷重開始時のひずみを0としている。段階Ⅲでは、除荷が終了する 125 分経過直後に吸水量が最大値を示し、その後排水し始めた。排水量は非常に小さく、落ち着いており、盛土工法、真空圧密工法とも、先行圧密による二次圧密量の抑制が確認できた。

また、2 種類の実験結果を比較してみると、真空圧密工法を想定して等方荷重、除荷を行ったものの方が体積ひずみに関しては大きく発生した。しかし、現場での沈下量に相当する軸ひずみは発生量が小さかった。これは、 K_0 条件に比べて、側方応力が大きいために側方圧縮が生じ、軸方向の沈下を減じる働きをしたものと思われる。ただし、いずれの実験結果もひずみの発生量は非常に小さく、よく沈下を抑制できているという結果が得られた。今回の実験結果からは工法の違いによる沈下抑制効果に有意な差は見られなかった。今後は同条件で実験を行い、再現性の確認、物性値の違いによる結果への影響を明らかにしていく。

(5) K_0 値について

図 15 は、等方応力状態から K_0 荷重、更に除荷を行った PREK0A の K_0 経時変化をプロットしたものである。いずれの段階でも、初期には K_0 値は落ち着いていないが、時間の経過に伴い一定値に近づいている。また、その値は荷重応力に関わらず、ほぼ同様の値を示していることがわかる。

5.まとめ

- ・ 盛土工法、真空圧密工法に関わらず、プレロードを与えることにより、その後の沈下を大きく抑制できる。
- ・ 今回の実験結果からは、荷重条件による沈下抑制効果の違いは、体積ひずみに関しては K_0 条件が、軸ひずみに関しては等方条件が、それぞれより大きな沈下抑制効果を得ることができた。

参考文献

- 1) 能登繁幸：泥炭地盤工学，1991
- 2) 田中洋行，他：夕張川河川敷の地盤調査結果，技術報告集，第 46 号，地盤工学会北海道支部，2006，
- 3) 真空圧密技術協会：高真空 N&H 工法 技術資料，2004，

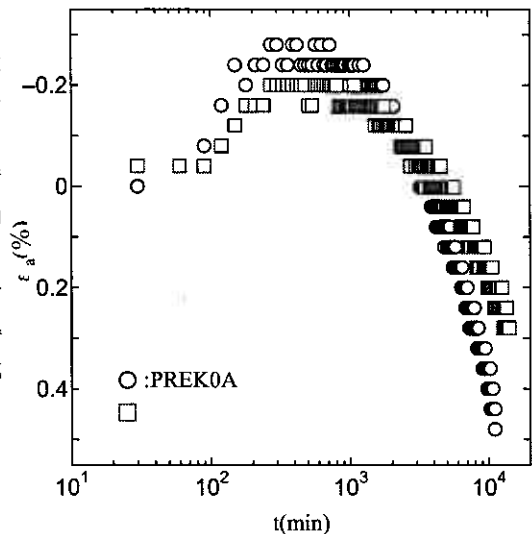


図 13 軸ひずみ～時間関係（段階Ⅲ）

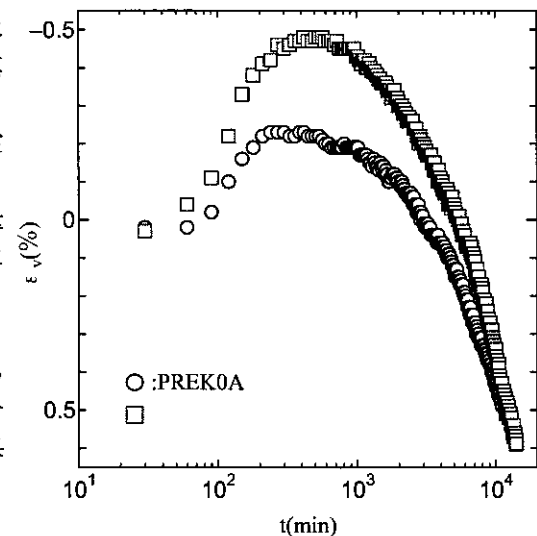


図 14 体積ひずみ～時間関係（段階Ⅲ）

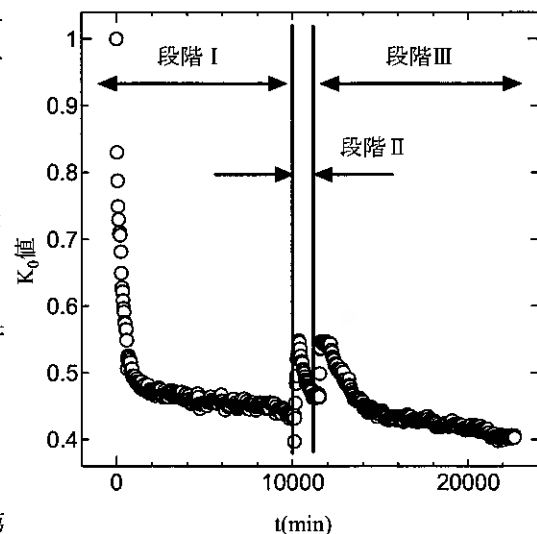


図 15 各段階における K_0 値の推移

An axisymmetric-to-plane-strain conversion method for modeling soft ground improved by vacuum-surcharge preloading

Hokkaido Univ. Graduate student O Tuan Anh TRAN
 Hokkaido Univ. Member Toshiyuki MITACHI

1. Introduction

The soft ground improvement technology has advanced considerably over recent years. One of the most advanced improvement method is to use vertical drains subjected to a combination of vacuum pressure with soil-surcharge preloading. We call this method is vacuum-surcharge preloading. In Hokkaido, Japan, there are many areas that consist of deep peaty soft ground. These areas have been widely improved by vertical drains under vacuum-surcharge preloading. Therefore, the 3D and 2D simulations by finite element analysis have been conducted in Japan to predict the deformation behavior of peaty soft ground under this preloading technique, and a similar movement can be seen all over the world.

Nevertheless, the 3D simulation method for a full-scale subsoil improved by vertical drains under conventional surcharge or vacuum-surcharge preloading is usually impractical, because the number of cubic elements that is needed to create a converging result is usually too large (Hird et al. 1992²⁾; Hird et al. 1995³⁾; Chai et al. 1995¹⁾; Indraratna et al. 1997⁶⁾). This leads to a very long computation time. Therefore, to shorten the time, the 3D simulation method usually requires an extreme strong CPU (central processing unit) together with a very large memory. By this fact, for the full-scale subsoil problem, the 2D simulation method, in which the deformation of subsoil is assumed to be under plane-strain condition, is usually to be preferred.

However, the performance of a vertical drain is under axisymmetric condition (see Fig.1). Hence, a conversion procedure from an axisymmetric unit cell to an equivalent plane strain unit cell is needed. Hird et al. (1992²⁾, 1995³⁾, Chai et al. (1995¹⁾, Indraratna and Redana (1997⁴⁾, 2000³⁾) proposed conversion procedures for unit cells under conventional surcharge preloading, and only Indraratna et al. (2005⁷⁾) proposed a conversion procedure under both conventional surcharge and vacuum-surcharge preloading condition. In Indraratna et al. (2005⁷⁾) method, it is deemed that the smear zone in plane strain unit cell is needed, and the determination of

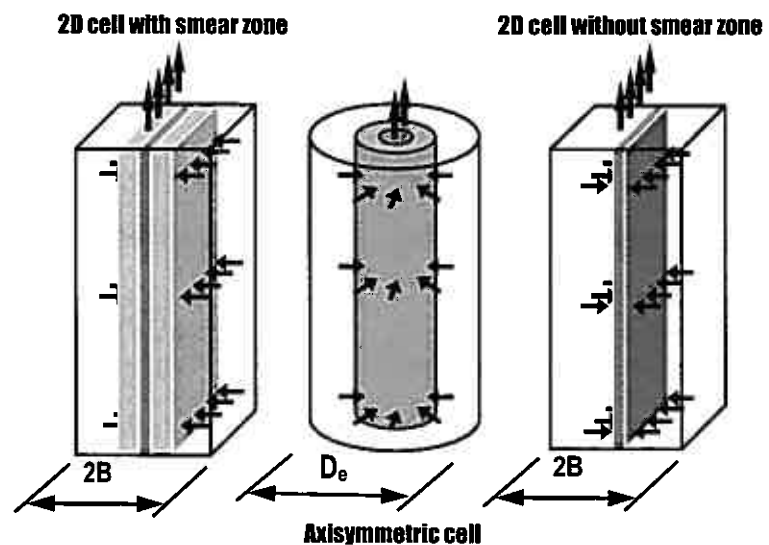
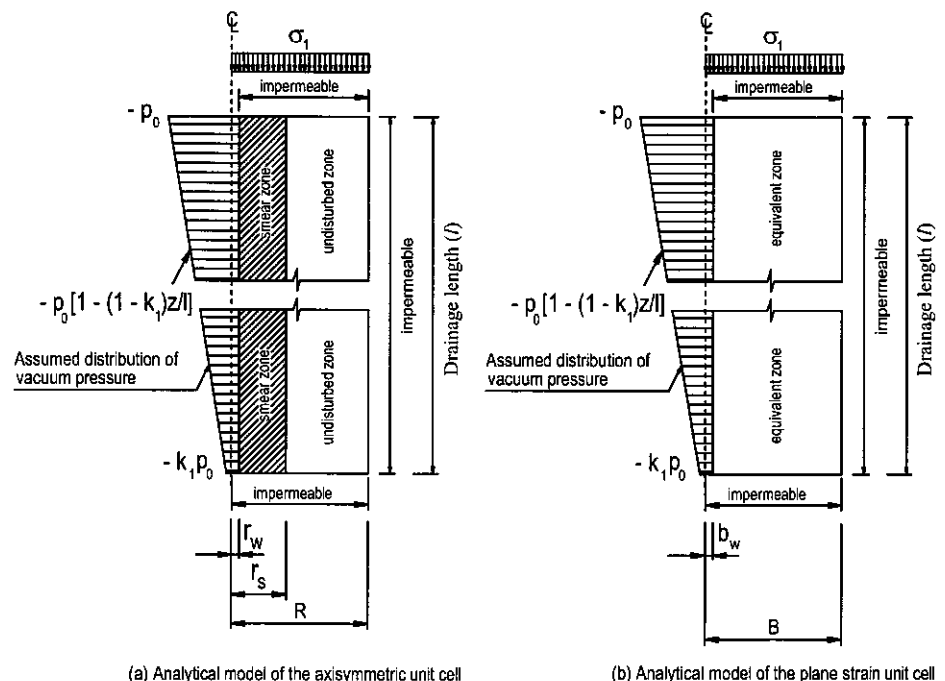


Fig.1. Axisymmetric unit cell and its equivalent plane strain unit cells



(a) Analytical model of the axisymmetric unit cell (b) Analytical model of the plane strain unit cell

Fig. 2. Analytical models of the axisymmetric and plane strain unit cells

drainage length (l) of the vertical drain is required. However, in practice, simulation of smear zone in plane strain condition significantly increases the number of elements and the input material parameters for the smear zone. In addition, the subsoil usually has many soil layers; therefore, to determine l , we must determine whether the top and bottom boundary of each soil layer is drained or undrained. Based on our experience, the drained or undrained boundary condition of each layer is usually not clear.

Therefore, the purpose of this research is to propose an alternative conversion procedure from an axisymmetric unit cell to a plane strain cell under vacuum-surcharge preloading. In this procedure, determination of the drainage length (l) of each soil layer is not required, and the simulation of smear zone in plane strain condition is not needed.

2. The proposed conversion method under vacuum-surcharge preloading condition

To find the conversion expression of permeability from the axisymmetric unit cell to the plane strain unit cell without smear zone under vacuum-surcharge preloading condition, we conducted as follows: Firstly, based on the analytical model of Indraratna et al. (2005)⁷⁾ for the axisymmetric unit cell under vacuum-surcharge preloading, we used analytical mathematics to find a function of development of excess pore water pressure within this cell with time at any given depth z . Subsequently, we built another analytical model for the plane strain unit cell having no smear zone, under vacuum-surcharge preloading; this model is simpler than that including smear zone of Indraratna et al. (2005)⁷⁾ method. After that, based on mathematics, we found the function of development of excess pore water pressure with time, also at any given depth z , for this cell. Finally, by equating two obtained functions of excess pore water pressure of these two cells, we found the conversion expression of permeability from the axisymmetric unit cell to the plane strain unit cell without smear zone under vacuum-surcharge preloading condition.

2.1. Analytical models of the axisymmetric and plane strain unit cells under vacuum-surcharge preloading

In general, these two models are depicted in Fig. 2. In these figures, σ_1 denotes the surcharge; p_0 is the vacuum pressure applied to the top of the drain as well as the drain wall; k_1 is the maintaining factor of vacuum pressure ($0 \leq k_1 \leq 1$); z is depth; l is the drainage length as well as the length of the unit cell; r_w is equivalent drain radius; r_s is smear zone radius; R is equivalent radius of the influence zone; b_w is half-width of the drain-wall; B is half-width of the plane strain unit cell.

Main assumptions of these models are:

- (1). The soil within the cell is fully saturated and homogeneous;
- (2). The permeability of the soil is assumed to be constant during consolidation;
- (3). The vertical flow within the soil of the relatively long unit cell is insignificant, i.e. it is assumed that only radial flow occurs within the soil;
- (4). Equal strain hypothesis of Kjellman (1948)⁸⁾ is followed, i.e. the horizontal sections of the axisymmetric and plane strain unit cells remain horizontal during the consolidation process;
- (5). The displacement at outer boundaries of the vertical drain and the cell are fixed in horizontal direction, i.e. only vertical displacement is allowed at these boundaries;
- (6). Darcy's law is considered to be valid, and the solutions are based on the Darcy's law;
- (7). The change in volume corresponds to the change in void ratio, and coefficient of volume compressibility, m_v , is constant during consolidation process;
- (8). Indraratna et al. (2005)⁷⁾ assumption about the loss of vacuum pressure along the vertical drain is employed, i.e. the vacuum loss is a linear increase with depth (see Fig. 2), in which $-p_0$ is the vacuum pressure at the top of the drain, and $-k_1 p_0$ is the corresponding value at the bottom of the drain.

Conversion equations derived in accordance with the procedure mentioned above are summarized as follows.

2.1.1. Analytical solution for the axisymmetric unit cell (modified after Indraratna et al. 2005⁷⁾)

$$[1] \quad \bar{u} = \left(\sigma_1 + p_0 \left[1 - (1 - k_1) \frac{z}{l} \right] \right) \exp \left(- \frac{8T_{ha}}{\mu_{za}} \right) - p_0 \left[1 - (1 - k_1) \frac{z}{l} \right] \quad \text{where}$$

$$[2] \quad \mu_{za} = \ln \frac{n_a}{s_a} + \frac{k_{ha}}{k_{sa}} \ln s_a - \frac{3}{4} + \pi z (2l - z) \frac{k_{ha}}{q_{wa}}; \quad [3] \quad T_{ha} = \frac{C_{ha} t}{4R^2} = \frac{k_{ha}}{m_v \gamma_w} \frac{t}{4R^2}$$

where k_{ha} and k_{sa} are horizontal permeability coefficients of the axisymmetric unit cell in undisturbed zone and in smear zone, respectively; q_{wa} is discharge capacity of the drain; T_{ha} is dimensionless time factor for horizontal drainage in axisymmetric unit cell; z is depth; l is drainage length of the cell; R is radius of the axisymmetric cell; r_s and r_w are the radii of the smear zone and the drain, respectively; n_a is ratio R/r_w ; s_a is ratio r_s/r_w ; C_{ha} is coefficient of consolidation for

horizontal drainage in axisymmetric case; m_v is coefficient of volume compressibility for one-dimensional compression; t is time; γ_w is unit weight of water.

2.1.2. The proposed analytical solution for the plane strain unit cell without smear zone

$$[4] \quad \bar{u} = \left(\sigma_1 + p_0 \left[1 - (1 - k_1) \frac{z}{l} \right] \right) \exp \left(- \frac{8T_h}{\mu_{zp}} \right) - p_0 \left[1 - (1 - k_1) \frac{z}{l} \right] \quad \text{where} \quad [5] \quad \mu_{zp} = \frac{2}{3} + \frac{2k_{hp}}{Bq_{wp}} (2lz - z^2);$$

$$[6] \quad T_{hp} = \frac{C_{hp} t}{4B^2} = \frac{k_{hp}}{m_v \gamma_w} \frac{t}{4B^2}$$

in which k_{hp} is horizontal permeability coefficient in the equivalent zone of the plane strain cell; q_{wp} is discharge capacity of the drain-wall; T_{hp} is dimensionless time factor for horizontal drainage in the plane strain cell; C_{hp} is coefficient of consolidation for horizontal drainage in the plane strain cell; B is the half-width of the plane strain cell.

2.2. Conversion expression of permeability

Equating Eq. [1] and Eq. [4] we obtained

$$[7] \quad k_{hp} = \frac{2B^2}{3R^2} \times \frac{k_{ha}}{\ln \frac{n_a}{s_a} - \frac{3}{4} + \frac{k_{ha}}{k_{sa}} \ln s_a}; \quad [8] \quad q_{wp} = \frac{2B}{\pi R^2} q_{wa}$$

On the other hand, the following expression is proposed by Indraratna et al. (2005)⁷⁾:

$$[9] \quad k_{hp} = \frac{(\alpha + C_{sp} \beta) B^2 k_{ha}}{R^2 \mu_a - \frac{4l^2 B k_{ha}}{3q_{wp}} \left(1 - \frac{1}{n_p} \right)} \quad \text{where} \quad \mu_a = \ln \left(\frac{n_a}{s_a} \right) + C_{sa} \ln(s_a) - \frac{3}{4} + \frac{2\pi l^2 k_{ha}}{3 q_{wa}}; \quad \alpha = \frac{2(n_p - s_p)^3}{3 n_p^2 (n_p - 1)};$$

$$\beta = \frac{2(s_p - 1)}{n_p^2 (n_p - 1)} \left[n_p (n_p - s_p - 1) + \frac{1}{3} (s_p^2 + s_p + 1) \right]$$

C_{sa} is ratio k_{ha}/k_{sa} ; C_{sp} is ratio k_{hp}/k_{sp} in which k_{hp} and k_{sp} are horizontal permeability coefficient of the plane strain unit cell in undisturbed zone and smear zone, respectively; n_p is ratio B/b_w in which b_w is half-width of the drain-wall; s_p is ratio b_s/b_w in which b_s is half-width of the smear zone of the plane strain cell.

3. FEM validation

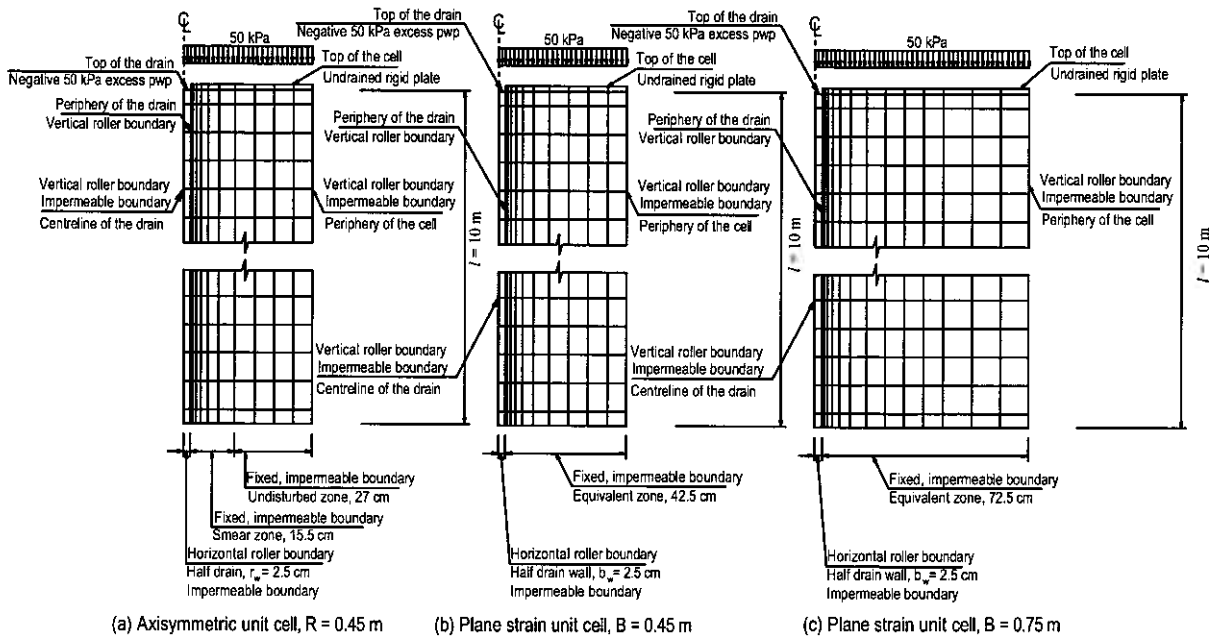


Fig. 3. FEM models of the axisymmetric and plane strain unit cells

It is observed that our proposed conversion expressions under vacuum-surcharge preloading condition are the same as the conversion expressions proposed by Hird et al. (1995)³⁾ under conventional surcharge preloading condition.

Table.1. Computed cases for validation

COMPUTED CASES							
1 clay layer							
F_d	R or B	$k_i=1$			$k_i=0.5$		
	m	VCTD	VCS-EqS	VCS-FrS	VCTD	VCS-EqS	VCS-FrS
0.1	R = 0.45	0	0	0	0	-	0
	B = 0.45	0	0	0	0	-	0
	B = 0.75	0	0	0	0	-	0
1	R = 0.45	0	-	-	-	-	-
	B = 0.45	0	-	-	-	-	-
	B = 0.75	0	-	-	-	-	-
20	R = 0.45	0	0	0	0	-	0
	B = 0.45	0	0	0	0	-	0
	B = 0.75	0	0	0	0	-	0
2 clay layers							
F_d	R or B	$k_i=1$			$k_i=0.5$		
	m	VCTD	VCS-EqS	VCS-FrS	VCTD	VCS-EqS	VCS-FrS
0.1	R = 0.45	0	-	0	0	-	0
	B = 0.45	0	-	0	0	-	0
	B = 0.75	-	-	-	-	-	-
20	R = 0.45	0	-	0	0	-	0
	B = 0.45	0	-	0	0	-	0
	B = 0.75	-	-	-	-	-	-

We have tested our proposed conversion method with various values of well resistance that are selected on the basis of Mesri's discharge factor,

$F_d = \frac{q_{wa}}{k_{ha}l^2} = \pi \frac{k_{wa}}{k_{ha}} \left(\frac{r_w}{l} \right)^2$. According to Mesri and Lo (1991)⁹⁾, well resistance is considered to be insignificant if F_d is larger than 5. Therefore, we have tested our method for three values of F_d , which are 0.1 (i.e. very high well resistance), 1 (i.e. low well resistance), and 20 (i.e. almost no well resistance) respectively.

In addition, because one of the basic assumptions of our analytical solution is based on "equal strain hypothesis", therefore we chose Poisson ratio equal zero, and put an undrained rigid plate on the surface of the cell. However, to validate the applicability of the proposed method to the case of free-strain at the surface, we have undertaken some other FE analyses, in which the rigid plate is removed from the surface of the cell. It should be noted that, in the analytical model, the vacuum pressure is applied to the top of the drain only. Nevertheless, we have checked our conversion method for both two cases, one has vacuum pressure applied to the top of the drain, and the other one has vacuum pressure applied to both the top of the drain and the surface of the cell.

In general, the boundary conditions and meshes of the cells are shown in Fig. 3. In these FE analyses, it is noted that the permeability coefficient for the case of 1 homogeneous clay layer ($k_{ha} = 4.3E-4$ (m/day)) is an actual value obtained from laboratory test of a clay layer in Kushiro City, Hokkaido, Japan, where the full-scale test embankment was constructed.

It is observed that the conversion method proposed by Indraratna et al. (2005)⁷⁾ showed excellent matching results, in their paper, for the case of one clay layer. Therefore, a check on the applicability of both our proposed method and Indraratna et al. (2005)⁷⁾ method for the case of 2 clay layers would be expected; for this reason, the check for the case of 2 clay layers was conducted in this study. It should be noted that, in this 2-layer case, the upper clay layer has the same permeability and the same elastic modulus as those of the case of one clay layer, whereas the lower clay layer has the same elastic modulus as the upper clay layer, but having the permeability coefficient being 5 times higher than that of the upper clay layer.

In summary, all computed cases are tabulated in Table 1, in which the meanings of abbreviations are as follows:

- (1). VCTD: Vacuum assigned at the top of the drain, not at the surface of the cell;
- (2). VCS-EqS: Vacuum assigned at the surface of the cell and at the top of the drain; in this case, equal strain set at the surface;
- (3). VCS-FrS: Vacuum assigned at the surface of the cell and at the top of the drain; in this case, free strain is allowed at the surface;
- (4). F_d is Mesri's discharge factor.

Besides, in Table 1, for $F_d = 1$, only the case VCTD is computed. This is because, all computed results of $F_d = 1$, in accordance with VCTD, were almost the same as those of $F_d = 20$. Therefore, we believe that all results of $F_d = 1$, in accordance with VCS-EqS and VCS-FrS, would be almost the same as those of $F_d = 20$. For this reason, we decided that cases VCS-EqS and VCS-FrS should be computed with $F_d = 20$, but not with $F_d = 1$.

In addition, all input parameters used for the case of one clay layer are tabulated in Table 2, and all input parameters used for the case of two clay layer are tabulated in Tables 3 and 4.

Table 2. Input parameters of the axisymmetric and plane strain unit cells for the case of one clay layer

The axisymmetric unit cell							
Radius of the axisymmetric cell, (m)	R	0.45					
Smear zone radius, (m)	r_s	0.180					
Drain radius, (m)	r_w	0.025					
Discharge factor	F_d	20	0.1	1			
Discharge capacity of the drain, (m ³ /day)	q_{wd}	0.864	0.0043	0.043			
Permeability of the drain (m/day)	k_{wd}	440.032	2.19	21.9			
Elastic modulus (KN/m ²) and Poisson's ratio of the drain	E and ν	E = 1000 and $\nu = 0$					
Horizontal permeability of the undisturbed zone (m/day)	k_{hd}	4.30E-04					
Horizontal permeability of the smear zone (m/day)	k_{sd}	4.30E-04 + 5 = 8.6E-05					
Vertical permeability of the undisturbed and smear zones (m/day)	k_{vd} & k_{vsd}	0 for VCTD; 4.30E-04 for VCS-EqS and VCS-FrS					
Elastic modulus (KN/m ²) and Poisson's ratio of the undisturbed and smear zones	E and ν	E = 1000 and $\nu = 0$					
The plane strain unit cell based on our proposed conversion expression							
Half width of the plane strain cell, (m)	B	0.45	0.75	0.45	0.75	0.45	0.75
Half width of the drain-wall, (m)	b_w	0.025					
Discharge capacity of the drain-wall, (m ³ /day)	q_{wp}	1.222	2.037	0.0061	0.0101	0.061	0.101
Permeability of the drain-wall (m/day)	k_{wp}	24.446	40.744	0.122	0.203	1.22	2.03
Elastic modulus (KN/m ²) and Poisson's ratio of the drain-wall	E and ν	E = 1000 and $\nu = 0$					
Horizontal permeability of the equivalent zone (m/day)	k_{hp}	2.86E-05	7.93E-05	2.86E-05	7.93E-05	2.86E-05	7.93E-05
Vertical permeability of the equivalent zone (m/day)	k_{vp}	0 for VCTD; 4.30E-04 for VCS-EqS and VCS-FrS					
Elastic modulus (KN/m ²) and Poisson's ratio of the equivalent zone	E and ν	E = 1000 and $\nu = 0$					

Table 3. Input parameters of the plane strain unit cells converted by our method for the case of two clay layers

Half width of the plane strain cell, (m)	B	0.45	0.75	0.45	0.75
Half width of the drain-wall, (m)	b_w	0.025			
Discharge capacity of the drain-wall, (m ³ /day)	q_{wp}	1.222	2.037	0.0061	0.0101
Permeability of the drain-wall (m/day)	k_{wp}	24.446	40.744	0.122	0.203
Elastic modulus (KN/m ²) and Poisson's ratio of the drain-wall	E and ν	E = 1000 and $\nu = 0$			
The upper clay layer					
Horizontal permeability of the equivalent zone (m/day)	k_{hp}	2.86E-05	7.93E-05	2.86E-05	7.93E-05
Vertical permeability of the equivalent zone (m/day)	k_{vp}	0 for VCTD; 4.30E-04 for VCS-FrS			
Elastic modulus (KN/m ²) and Poisson's ratio of the equivalent zone	E and ν	E = 1000 and $\nu = 0$			
The lower clay layer					
Horizontal permeability of the equivalent zone (m/day)	k_{hp}	1.43E-04	3.97E-04	1.43E-04	3.97E-04
Vertical permeability of the equivalent zone (m/day)	k_{vp}	0 for VCTD; 2.15E-03 for VCS-FrS			
Elastic modulus (KN/m ²) and Poisson's ratio of the equivalent zone	E and ν	E = 1000 and $\nu = 0$			

Table 4. Input parameters of the plane strain unit cells converted by Indraratna et al. (2005) method for the case of two clay layers

Half width of plane strain cell, (m)	B	0.45	0.75	0.45	0.75
Half width of drain-wall, (m)	b_w	0.025			
Discharge capacity of the drain-wall, (m ³ /day)	q_{wp}	0.864	0.0043		
Permeability of the drain-wall (m/day)	k_{wp}	17.280	0.0860		
Elastic modulus (KN/m ²) and Poisson's ratio of the drain-wall	E and ν	E = 1000 and $\nu = 0$			
The upper clay layer; we chose $l = 4.95$ m (i.e. equal to the thickness of this layer)					
Horizontal permeability of the undisturbed zone (m/day)	k_{hp}	1.01E-04	2.27E-04	1.22E-04	6.55E-04
Horizontal permeability of the smear zone (m/day)	k_{sp}	2.03E-05	4.55E-05	2.45E-05	1.31E-04
Vertical permeability of the undisturbed and smear zones (m/day)	k_{vp} & k_{vsp}	0 for VCTD; 4.30E-04 for VCS-FrS			
Elastic modulus (KN/m ²) and Poisson's ratio of the undisturbed and smear zones	E and ν	E = 1000 and $\nu = 0$			
The lower clay layer; if choosing $l = 5.05$ m (i.e. equal to the thickness of this layer)					
Horizontal permeability of the undisturbed zone (m/day)	k_{hp}	5.09E-04	1.15E-03	4.79E-03	-4.71E-04
Horizontal permeability of the smear zone (m/day)	k_{sp}	1.02E-04	2.30E-04	9.58E-04	-9.43E-05
Vertical permeability of the undisturbed and smear zones (m/day)	k_{vp} & k_{vsp}	0 for VCTD; 2.15E-03 for VCS-FrS			
Elastic modulus (KN/m ²) and Poisson's ratio of the undisturbed and smear zones	E and ν	E = 1000 and $\nu = 0$			
The lower clay layer; if choosing $l = 10$ m (i.e. equal to the total thickness of the two clay layers)					
Horizontal permeability of the undisturbed zone (m/day)	k_{hp}	5.15E-04	1.21E-03	-2.02E-04	-9.17E-05
Horizontal permeability of the smear zone (m/day)	k_{sp}	1.03E-04	2.43E-04	-4.04E-05	-1.83E-05

4. Results and discussion

In all figures 4, 5, and 6, it should be noted that all curves of degree of consolidation were calculated based on the surface settlement of soil layers.

4.1. For the case of one clay layer

It is noticed that, in the case of VCTD with $k_1 = 1$, the computed results of $F_d = 1$ are very similar to those of $F_d = 20$; therefore, the computed results of $F_d = 1$ were not presented in this paper. In addition, we also observed that in the case of $k_1 = 1$ with both $F_d = 0.1$ and $F_d = 20$, the computed results of VCS-EqS are almost the same as those of VCS-FrS; hence, the results of VCS-EqS were not shown in the paper.

Results in Figs. 4a and 5a indicated that our conversion method yielded good matching results in the case VCTD. Besides, Figs 4b and 5b also showed that, for each of $F_d = 0.1$ and $F_d = 20$, the proposed conversion method is also applicable to the case VCS-FrS.

4.2. For the case of two clay layers

We observed that, in the case of two clay layers, the computed results obtained in the case of $k_1=1$ are nearly the same as those obtained in the case of $k_1 = 0.5$; besides, the latter case is more general than the former case, therefore only computed results in the latter case are shown in this paper.

Results, in Fig 6, reveal that our method produced good matching results in the case of two clay layers under both equal strain and free strain condition. As can be seen, the proposed method was validated not only for the whole cell, but also for the lower clay layer.

Also in Fig 6, it can be noticed that the conversion method of Indraratna et al. (2005)⁷⁾ yielded good results in the case of $F_d = 20$, but produced results that do not match in the case of $F_d = 0.1$. The discrepancy in the consolidation degree, between the axisymmetric cell and the plane strain cell converted by Indraratna et al. (2005)⁷⁾ method, occurred not only for the lower clay layer, but also for the whole cell.

5. Conclusions

This paper proposed a conversion method from the axisymmetric unit cell to the plane strain unit cell under vacuum-surcharge preloading condition. In this method, the determination of the drainage length (l) of the axisymmetric unit cell in each soil layer is not required, and the plane strain unit cell of this method does not require the inclusion of the plane strain smear zone. In addition, it is observed that the proposed conversion expression of permeability in this method is identical with the conversion expression of permeability proposed by Hird et al. (1995)³⁾ under conventional surcharge preloading condition.

FE analyses in this paper indicated that, for both no well resistance and high well resistance, the proposed conversion method produced good matching results not only for the case of one clay layer, but also for the case of two clay layers. These FE analyses also reveal that the proposed method is applicable not only to the case under equal strain condition, but also to the case under free-strain condition allowed on the surface of the cell.

The analyzed results confirmed that, in the case of two clay layers, the determination of the drainage length (l) of the axisymmetric unit cell in the lower clay layer is very difficult. This led to the performance of the plane strain cell converted by Indraratna et al. (2005)⁷⁾ method did not match with the performance of the axisymmetric unit cell under vacuum-surcharge preloading condition.

Acknowledgements

The financial support from JICA (Japan International Cooperation Agency) for this study through AUN/SEED-Net Project (ASEAN University Network/Southeast Asia Engineering Education Development Network Project) is greatly appreciated. Besides, the authors would like to thank Associate Professor, Dr. Hiroyuki Tanaka of Hokkaido University very much for his various comments and suggestions on this study.

References

- 1). Chai, J.C., Miura, N., Sakajo, S., and Bergado, D. 1995. Behavior of vertical drain improved subsoil under embankment loading. *Soils and Foundations*, 35(4): 49-61.

- 2). Hird, C.C., Pyrah, I.C., and Russel, D. 1992. Finite element modeling of vertical drains beneath embankments on soft ground. *Géotechnique*, 42(3): 499-511.
- 3). Hird, C.C., Pyrah, I.C., Russel, D., and Cinicioglu, F. 1995. Modelling the effect of vertical drains in two-dimensional finite element analyses of embankments on soft ground. *Canadian Geotechnical Journal*, 32: 795-807.
- 4). Indraratna, B., and Redana, I.W. 1997. Plane strain modeling of smear effects associated with vertical drains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 123(5): 474-478.
- 5). Indraratna, B., and Redana, I.W. 2000. Numerical modeling of vertical drains with smear and well resistance installed in soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 37: 132-145.
- 6). Indraratna, B., Balasubramaniam, A.S., and Sivaneswaran, N. 1997. Analysis of settlement and lateral deformation of soft clay foundation beneath two full-scale embankments. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 21: 599-618.
- 7). Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., and Sathananthan, I. 2005. Analytical and numerical solutions for a single vertical drain including the effects of vacuum preloading. *Canadian Geotechnical Journal*, 42: 994-1014.
- 8). Kjellman, W. 1948. Consolidation of fine-grained soils by drain wells. *Trans. ASCE*, Vol. 113. Contribution to the discussion.
- 9). Mesri, G. and Lo, D.O.K. 1991. Field performance of prefabricated vertical drains. In *Proceedings of the International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development - Theory and Practice on Soft Ground*, Yokohama, 3-6 September 1991. Coastal Development Institute of Technology, Japan. Vol. 1, pp. 231-236.
- 10). Tran, T.A., Mitachi, T., and Yamazoe, N. 2004. 2D finite element analysis of soft ground improvement by vacuum-embankment preloading. *Proc. of the 44th Annual Conference of Japanese Geotechnical Society at Hokkaido Branch*, Sapporo, Japan, 127-132.

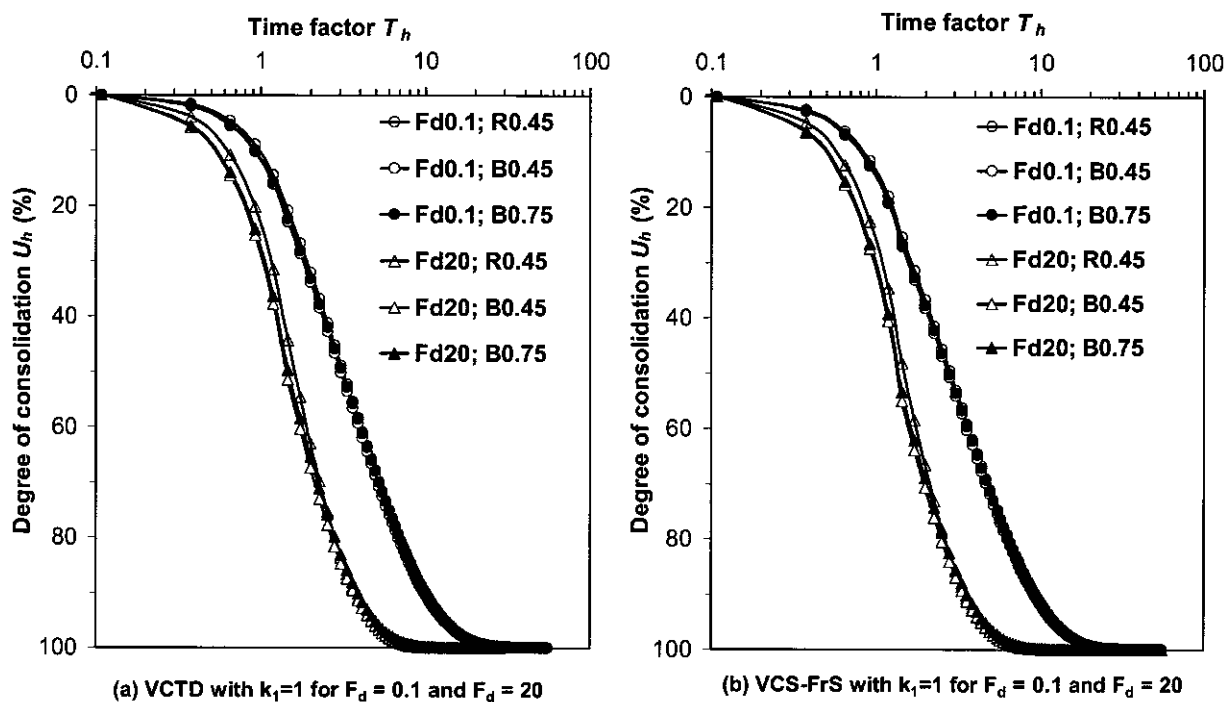


Fig. 4. Comparison of FEM results of the axisymmetric unit cell having $R = 0.45$ m (R0.45) with that of the plane strain unit cell having $B = 0.45$ m (B0.45), and with that of the plane strain unit cell having $B = 0.75$ m (B0.75); these graphs corresponding to the case of 1 clay layer and $k_1=1$.

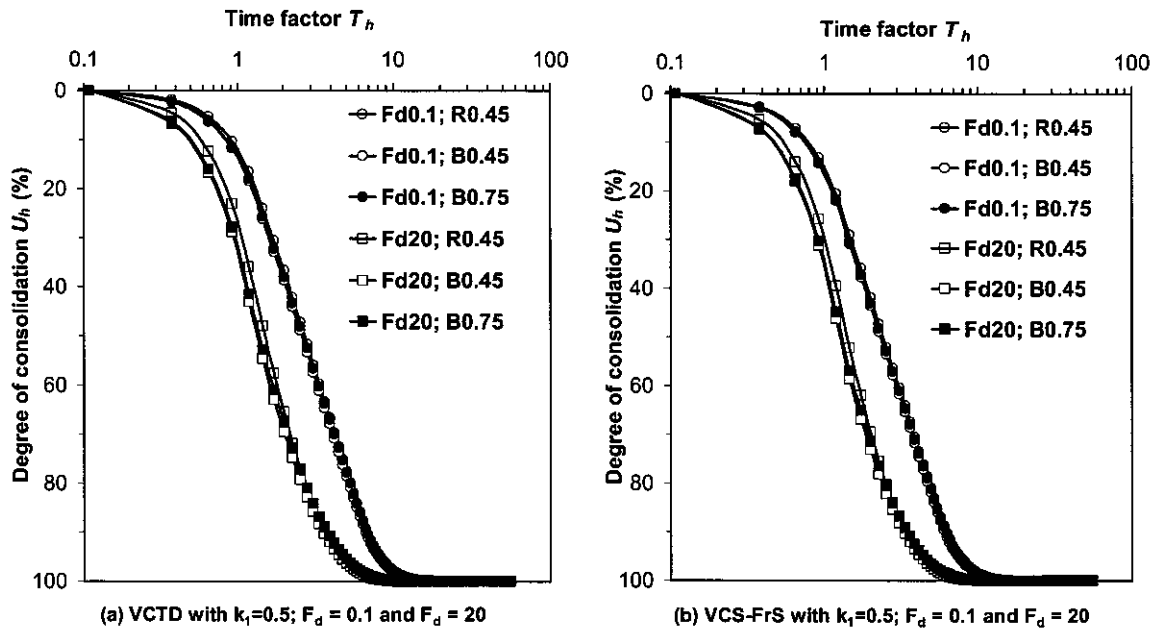


Fig. 5. Comparison of FEM results of the axisymmetric unit cell having $R = 0.45$ m (R0.45) with that of the plane strain unit cell having $B = 0.45$ m (B0.45), and with that of the plane strain unit cell having $B = 0.75$ m (B0.75); these graphs corresponding to the case of 1 clay layer and $k_1=0.5$.

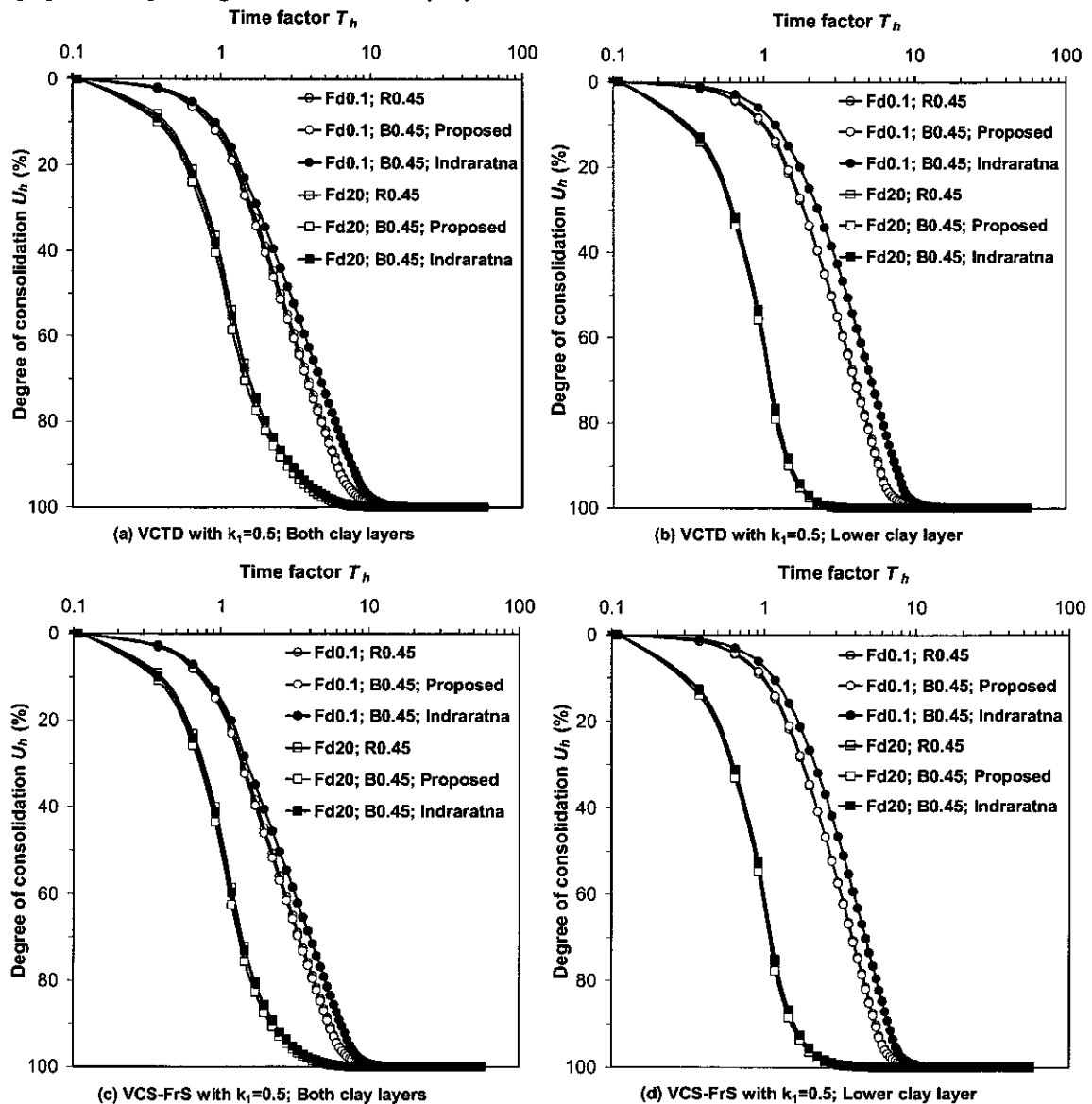


Fig. 6. Comparison of FEM results of the axisymmetric unit cell having $R = 0.45$ m (R0.45) with that of the plane strain unit cell having $B = 0.45$ m (B0.45); these graphs corresponding to the case of 2 clay layers and $k_1=0.5$.

泥炭地盤におけるフローティング式低改良率深層混合処理の改良効果

寒地土木研究所 ○正会員 城戸優一郎
 同上 国際会員 西本 聡
 同上 国際会員 林 宏親
 同上 正会員 橋本 聖

1. まえがき

軟弱地盤対策工法のひとつとして深層混合処理があり、本工法の合理化として①改良率を低減する、②（非着底型）フローティング式の採用が行われている。改良率の低減はコスト縮減となる一方、改良柱体部と改良柱体間に不同沈下が発生する懸念がある。そこで、不同沈下防止にジオテキスタイルを敷設し、改良柱体へ荷重を伝達する対策が考えられる。フローティング式は改良柱体を支持層まで着底させない方式であり、改良長を短くすることでコスト縮減が可能となる。しかし、当然のことながら未改良部分の圧密沈下が発生する。以上の合理化手法を併用したフローティング式低改良率深層混合処理は研究が進められており、室内試験による検討、国内現場での適用が行われている^{1) 2)}。その結果、軟弱粘性土における深層混合処理の改良率は、ジオテキスタイル敷設の採用により最大 8.7%まで低減可能であることが確認されている。一方、道内においては粘性土軟弱地盤と異なる性質である泥炭性軟弱地盤が存在し、同様の合理化手法が進められている。泥炭性軟弱地盤の深層混合処理は高盛土（盛土厚：5.8～7.2m）においてジオテキスタイルを敷設せずに改良率を35%まで低減した事例がある³⁾。当研究所ではさらに改良率を低減することを目的とした遠心模型実験を行い、盛土厚が5m以下であれば30%まで低減可能であることを確認した⁴⁾。本研究は泥炭性軟弱地盤上の高盛土造築現場において改良率を30%まで下げたケースを含む試験施工を行い、改良効果の確認を行うとともに、沈下予測式の適用性の検証を行ったものである。

2. 施工概要

2-1 施工目的

本施工における検討項目は以下の2つである。

①フローティング式低改良率の改良効果の検証

フローティング式の深層混合処理は泥炭性軟弱地盤で行われた事例が少ないため、その適否を試験施工の結果から判断する。

②改良率・ジオテキスタイル敷設枚数の検証

事前に行った設計値と比較し、設計手法の妥当性を検証する。

2-2 コスト縮減効果

本試験施工箇所における深層混合処理とジオテキスタイル敷設のコストを図-1に示す。改良率50%は深層混合処理のみ、改良率40%のケースはジオテキスタイル1枚敷設、改良率30%のケースはジオテキスタイル2枚敷設の費用を含んでいる。施工件数の多い改良率50%⁵⁾を基準として縮減効果を算出すると、改良率30%とした際には約2割のコスト削減が可能である。

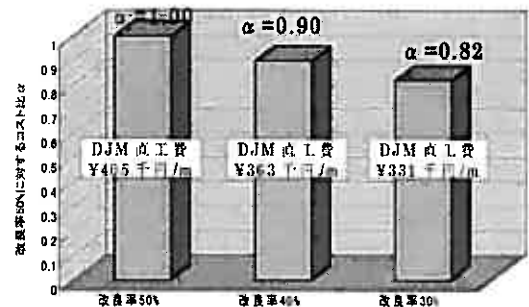


図-1 本試験施工箇所における改良率の低減によるコスト縮減効果

2-3 工事と当概地盤の概要

試験施工は、一般国道12号岩見沢市改良工事において実施されたものである。工事区間は延長2.1kmで土層構成は大きく3つに分けられる。それぞれの土層構成をA、B、Cと呼び、代表断面を図-2に示す。土層構成Aは表土下に9.6mの粘性土層(Ac1)が存在し、その下に1.2mの泥炭層が存在する。土層構成Bは泥炭層(Ap)と泥炭混じり粘性土(Acp)が互層となつて、深度10.9m以深の砂質土層(As)まで連続している地盤構成となっている。土層構成Cは表土下に4mの粘性土層(Ac1)が存在し、その下に3mの泥炭層が存在する。さらに下層には砂質土層(As1)に挟まれた形で粘性土層(Ac2)が堆積している。図-3は土層構成Bの土質特性であり、コーン貫入抵抗は粘性土層・泥炭層では非常に値が小さい。泥炭層の自然含水比は上層(Ap1)が400%、中層(Ap2)と下層(Ap3)が220%であり、沈下量が大きいと予想される土層構成である。なお、深度11～12mに存在している砂質土層以下は土層構成Bで粘性土層6.45mが堆積し、土層構成A、Cで粘性土層と砂質土層が交互に堆積している。

2-4 試験施工の流れ

工事区間のうち、土層構成Bにおいて210mの試験施工区間(70m×3ケース)を設定し、改良率とジオテキスタイル敷設枚数をケースごとに変え、それぞれの改良効果を確認し、最適なケースを選定した。他の工区内の施工は試験施工により得られた結果を基に改良率とジオテキスタイル敷設枚数を決定し、施工後の確認を行った。

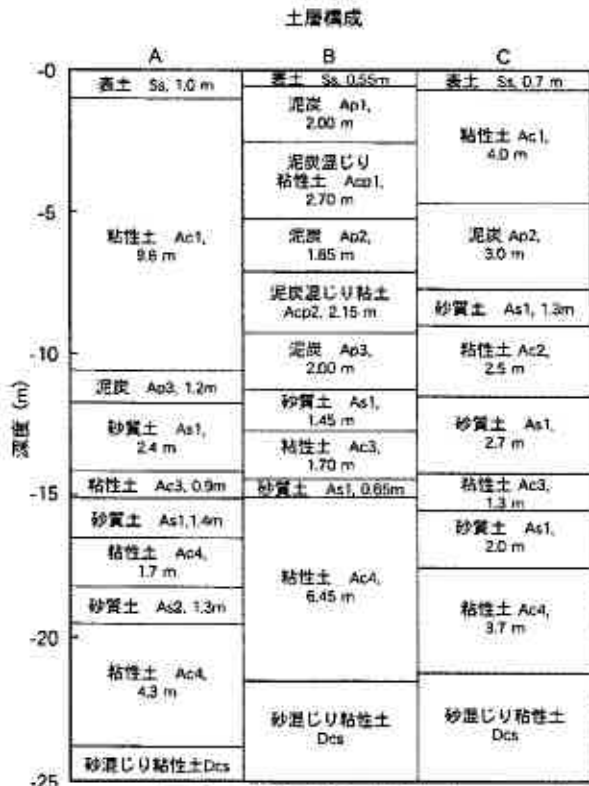


図-2 工事区間の土層構成

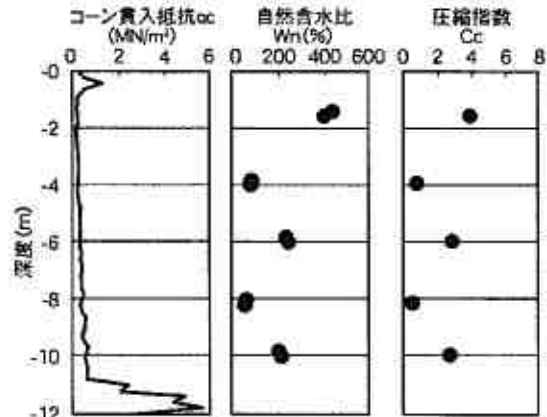


図-3 土層構成Bの土質特性

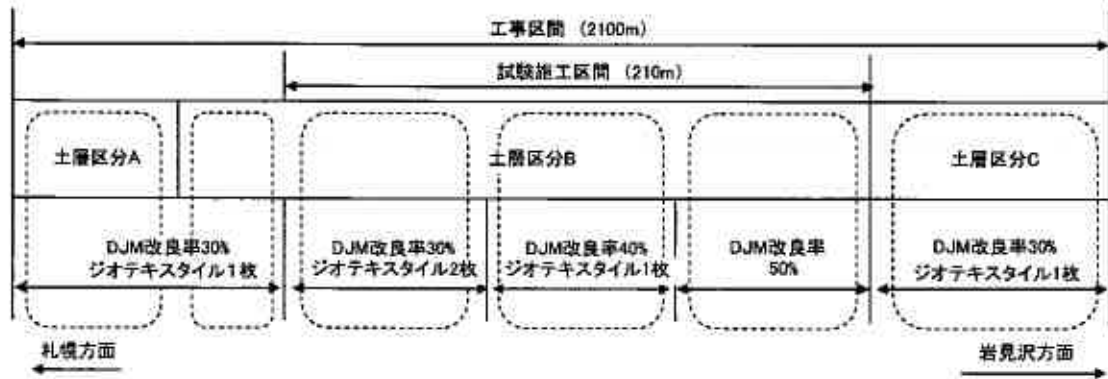


図-4 工事箇所平面図

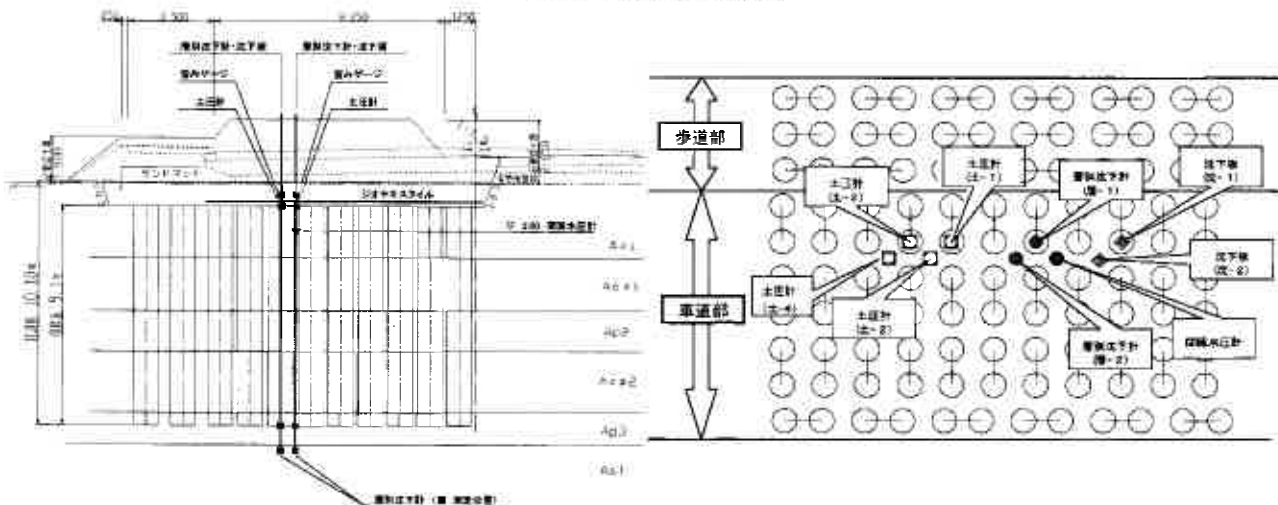


図-5 計器設置箇所

3. 試験施工

3-1 試験方法

2003年10～12月にかけ、従来、泥炭性軟弱地盤に対する最低改良率⁶⁾であった改良率50%、改良率40%+ジオテキスタイル1枚、改良率30%+ジオテキスタイル2枚の3ケースの試験施工を実施した。第1回試験施工区間は不同沈下や沈下傾向を比較できるように同一地盤で行い、土層構成はBとした。図-4に試験施工箇所的位置関係を示す。低改良率の施工は、改良柱体と改良柱体間の不同沈下が大きくなり、車両走行性の支障が懸念されるため、ジオテキスタイルを敷設した。ジオテキスタイルの敷設枚数については3次元弾性FEM解析を行い、不同沈下量が過去に大きな問題の生じていない改良率50%と同程度になるよう決定した。改良率30%は当研究室において遠心模型実験を行い、本試験施工箇所の盛土厚推定では問題が発生しないと確認された値である。改良率40%はその中間値である。深層混合処理工法の改良範囲はいずれもサンドマット下から改良長9.1mで、圧密対象層としてはAp3層を0.8m未改良として残した。試験施工区間での載荷盛土厚は2.61～2.57mである。深層混合処理により作製する改良柱体の一軸圧縮強さは盛土荷重の全てが改良柱体に作用すると仮定した応力 157kN/m^2 （盛土厚2.61m×単位体積重量 18kN/m^3 ÷改良率30%）以上とした。現地打設した改良柱体から試料採取し、一軸圧縮試験を行った結果、平均一軸圧縮強さは 284kN/m^2 であり、目標設計強度以上であることを確認している。

試験区間には、動態観測するための計測機器（沈下板、層別沈下計、土圧計、間隙水圧計）を配置した（図-5）。各計測機器は目的に応じて改良柱体と改良柱体間の両方またはどちらかに設置している。沈下板は改良柱体・改良柱体間の頭部に設置した。層別沈下計は改良柱体・改良柱体間の両方に設置し、観測基準点を砂質土層（As1）とした。土圧計は応力分担比を計測するために改良柱体部・改良柱体間の頭部に設置した。応力分担比は改良柱体への程度、盛土荷重が伝達されるのか調査するものである。土圧計と同様の目的で間隙水圧計を地表面2m下の改良柱体間に設置した。

3-2 試験結果

図-6は上から順番に盛土厚、全体の沈下量、改良対象層の沈下、Ap3層の沈下量の経時変化である。図-6の左半分は改良柱体部における沈下量、右半分は改良柱体間の沈下量に対応している。全体の沈下量を見ると最終計測日である2006年8月8日（経過日数987日）において180～200mm程度の値となっている。盛土完成後も沈下が徐々に発生しており、典型的な圧密沈下といえる。また、改良柱体部、改良柱体間の全体の沈下量の差についても改良率の低減による大きな変化は見られなかった。改良対象層の改良柱体部、改良柱体間の沈下は盛土載荷期間に即時的に収束し、沈下量についても改良率の低減による大きな差は見られない。したがって、改良対象層以深の層で圧密沈下が生じ、泥炭層（Ap3）の沈下量では全体の沈下量の説明ができない。これは泥炭層（Ap3）以深の粘性土層でも圧密沈下が生じていることを示している。

次に改良率の低減が改良柱体への応力伝達に与える影響について述べる。改良柱体への応力集中の度合いは、式(1)で示される応力分担比を指標とした。

応力分担比の経時変化（図-7）を見ると改良率30%、40%、50%に対応する応力分担比は3.5～4.5、2.5～3、3～4とな

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_o} \cdots \text{式(1)} \quad n: \text{応力分担比} \quad \sigma_c: \text{改良柱体にかかる応力 (kN/m}^2\text{)} \quad \sigma_o: \text{改良柱体間にかかる応力 (kN/m}^2\text{)}$$

っている。これらの値を全盛土荷重のうち改良柱体で受け持つ割合に換算すると78～82%、71～75%、75～80%となり、従来の標準的な改良率50%のケースと同様に、低改良率のケースにおいても大部分が改良柱体で盛土荷重を支持している。改良率30、40%の試験施工ケースはジオテキスタイル敷設の効果により、改良柱体部へ荷重が伝達されているものと考えられる。間隙水圧の経時変化（図-8）を見るとわずかではあるが改良柱体間に過剰間隙水圧が発生しているものの、どの施工ケースも10kPa程度と盛土荷重の4%弱であり、ここでも大部分の荷重が改良柱体へ伝達されていることがわかる。

次に改良柱体と改良柱体間の平成18年8月8日（経過日数987日）の不同沈下量を図-9より比較する。改良率50%と比較して改良率40%+ジオテキスタイル1枚、改良率30%+ジオテキスタイル2枚の施工ケースは同程度の不同沈下量に収まっている。以上より、低改良率の試験施工ケースにおいてもジオテキスタイル敷設により盛土荷重が改良柱体間に集中せず、改良柱体で載荷盛土の荷重を受け持つ効果が確認された。ジオテキスタイルに発生した張力の経時変化を図-10に示す。盛土厚の増加に伴い、ジオテキスタイルの張力が上昇し、効果が発揮されている。ただし、ジオテキスタイルの許容引張強さは盛土の横断方向で 30kN/m 、縦断方向で 17kN/m とジオテキスタイルに発生した引張強さの2倍以上あり、1枚でも十分と判断された。以上のことから、本施工は改良率30%にジオテキスタイル1枚敷設で行うこととした。

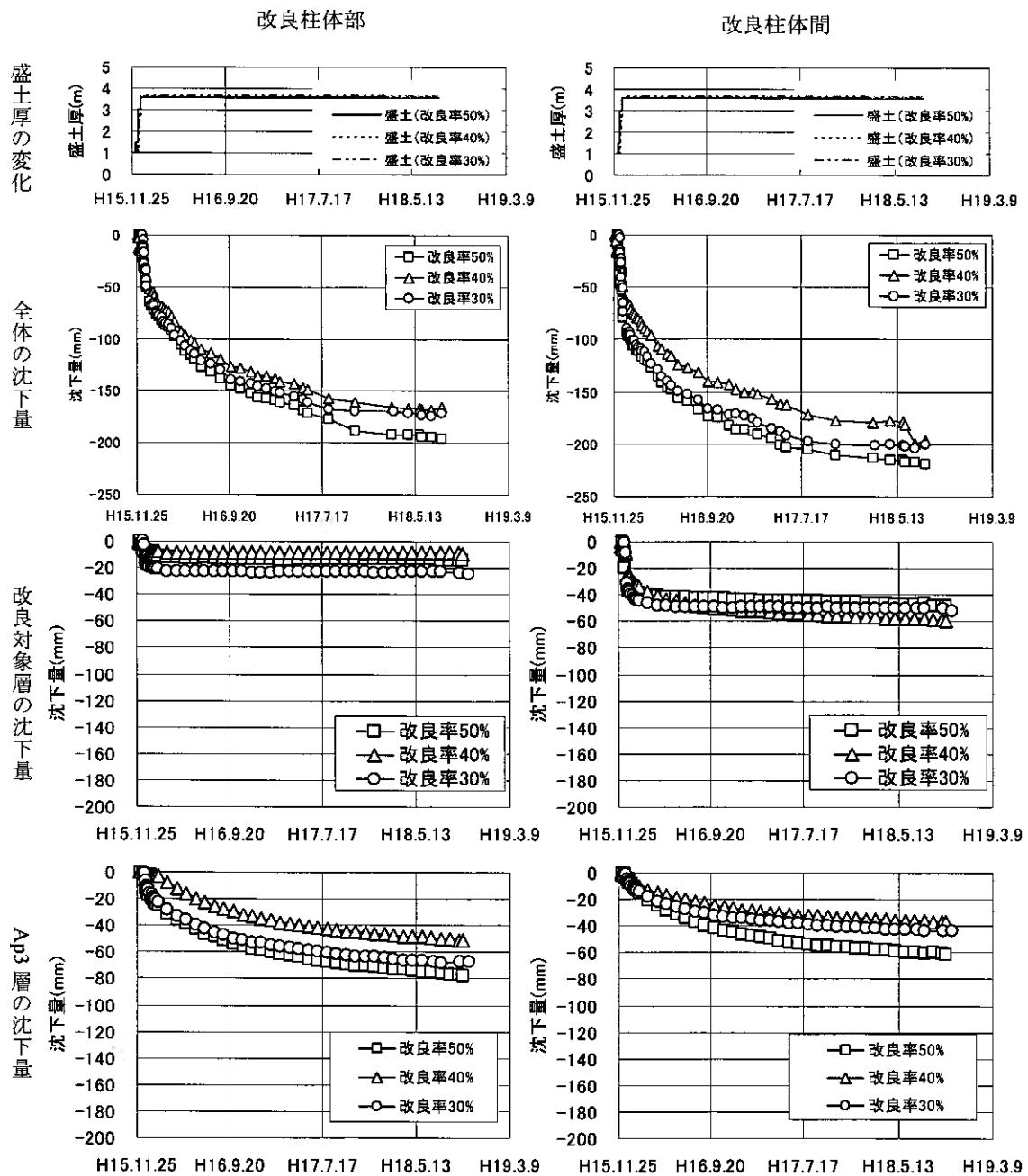


図-6 沈下量の経時変化(土層構成B)

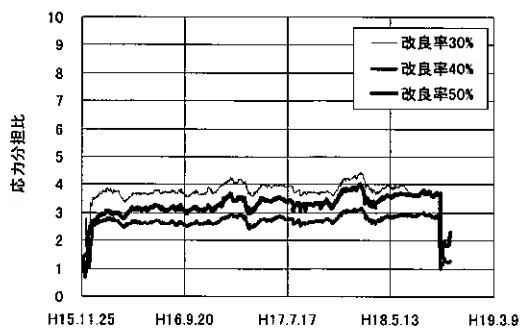


図-7 応力分担比の経時変化

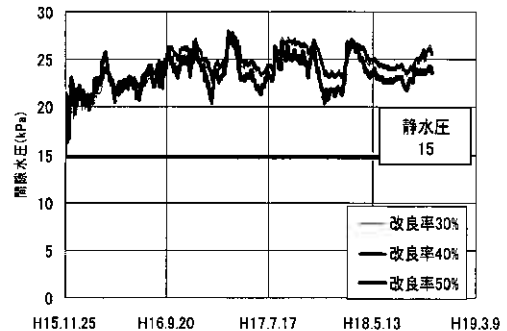


図-8 間隙水圧の経時変化

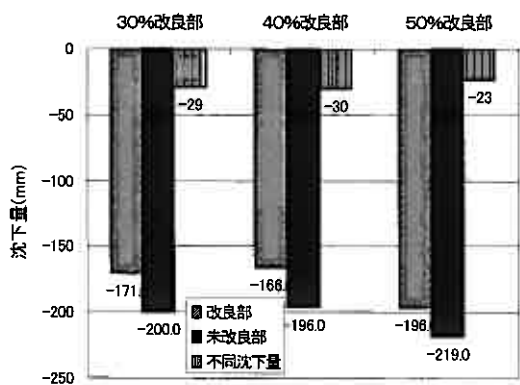


図-9 各施工ケースにおける不同沈下量

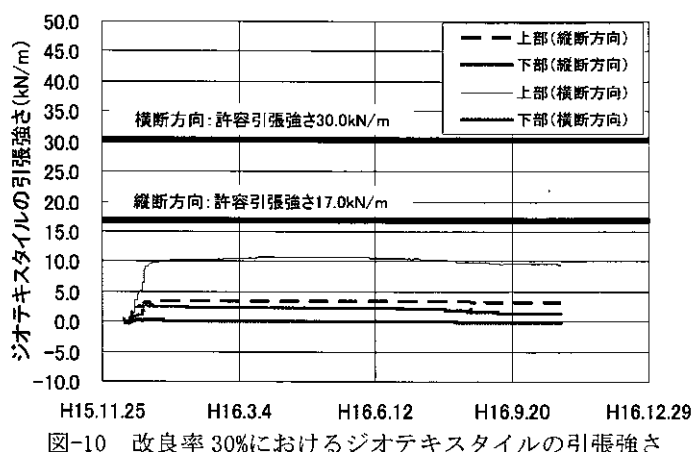


図-10 改良率 30%におけるジオテキスタイルの引張強さ

4. 本施工

4-1 施工概要

前述の通り、本施工は深層混合処理の改良率 30%にジオテキスタイル 1 枚敷設とし、改良効果を確認した。

本施工区間での載荷盛土厚は 3.1m である。深層混合処理により作製する改良柱体の一軸圧縮強さは改良柱体に作用する応力 196kN/m^2 (盛土厚 $3.1\text{m} \times$ 単位体積重量 $19\text{kN/m}^3 \div 30\%$) 以上とした。試験区間には動態観測するための計測機器(沈下板、層別沈下計、土圧計)を試験施工と同様に配置した(図-5)。ただし、間隙水圧計については試験施工において問題ないことが確認されているため本施工での設置は行っていない。

4-2 施工結果

図-11は上から順番に盛土厚、全体の沈下量、改良対象層の沈下、圧密対象層の沈下量となっている。圧密対象層は改良対象層下の圧密層全てを指すのではなく、土層構成A、Bでは泥炭層(Ap3)の沈下量、土層構成Cは粘性土層(Ac2)の沈下量を示す。図-11の左半分は改良柱体部における沈下量、右半分は改良柱体間の沈下量に対応する。

改良対象層の沈下量を層別沈下計から求め、各施工ケースによって沈下傾向に差がないか確認を行った。改良対象層の沈下量の経時変化をみると土層構成A、Cは改良柱体部、改良柱体間の沈下がほとんど生じていない。土層構成Bは改良柱体部、改良柱体間が他のケースより多く沈下し、改良柱体間の沈下量が3cm程度大きな値となっている。土層構成Bは改良対象層に泥炭層を多く含むため、改良柱体の圧縮性が大きいことが原因と推測される。沈下量は土層構成により異なるが、盛土載荷期間に即時的に収束しているため改良対象層に問題はないと考えられる。

次に改良柱体部直下の圧密対象層の改良柱体部、改良柱体間の沈下傾向をみると改良柱体部下の沈下量が大きくなっている。しかし、改良柱体部、改良柱体間の沈下量の差が大きい土層構成Bにおいても2cm程度で安定し、改良対象層から砂質土層(As1)の間における圧密対象層は一体的に沈下している。

全体の沈下量について改良柱体部、改良柱体間の沈下傾向を比較する。土層構成によって沈下量は異なるものの、改良柱体部、改良柱体間の沈下傾向はほぼ一致している。層別沈下計により求めた改良対象層と圧密対象層の沈下傾向に比べ沈下板による測定はデータにばらつきがあり、双曲線となっていないが沈下量は除々に収まりつつある。

最後に全体の不同沈下量の検討を行った。不同沈下量は施工実績のある改良率50%のケースと比較する。改良率50%の盛土時期は他の施工ケースと施工時期が異なるため、盛土載荷期間を同一にして検討を行った。図-12より改良率30% + ジオテキスタイル1枚の施工ケースは改良率50%よりも不同沈下量が少なく、改良率50%と同程度かそれ以上の不同沈下の抑制効果があることが確認された。また、土層構成に関わらず、不同沈下量は1~2cmの範囲に収まっていることから土層構成の影響を受けることなく不同沈下の抑制効果があると考えられる。

以上より、ジオテキスタイルを1枚敷設することで改良率を30%まで低減可能であることを確認した。しかし、今回の施工はフローティング式であり、沈下そのものは抑制できないため、土層構成ごとに最終沈下量を事前に考慮する必要がある。

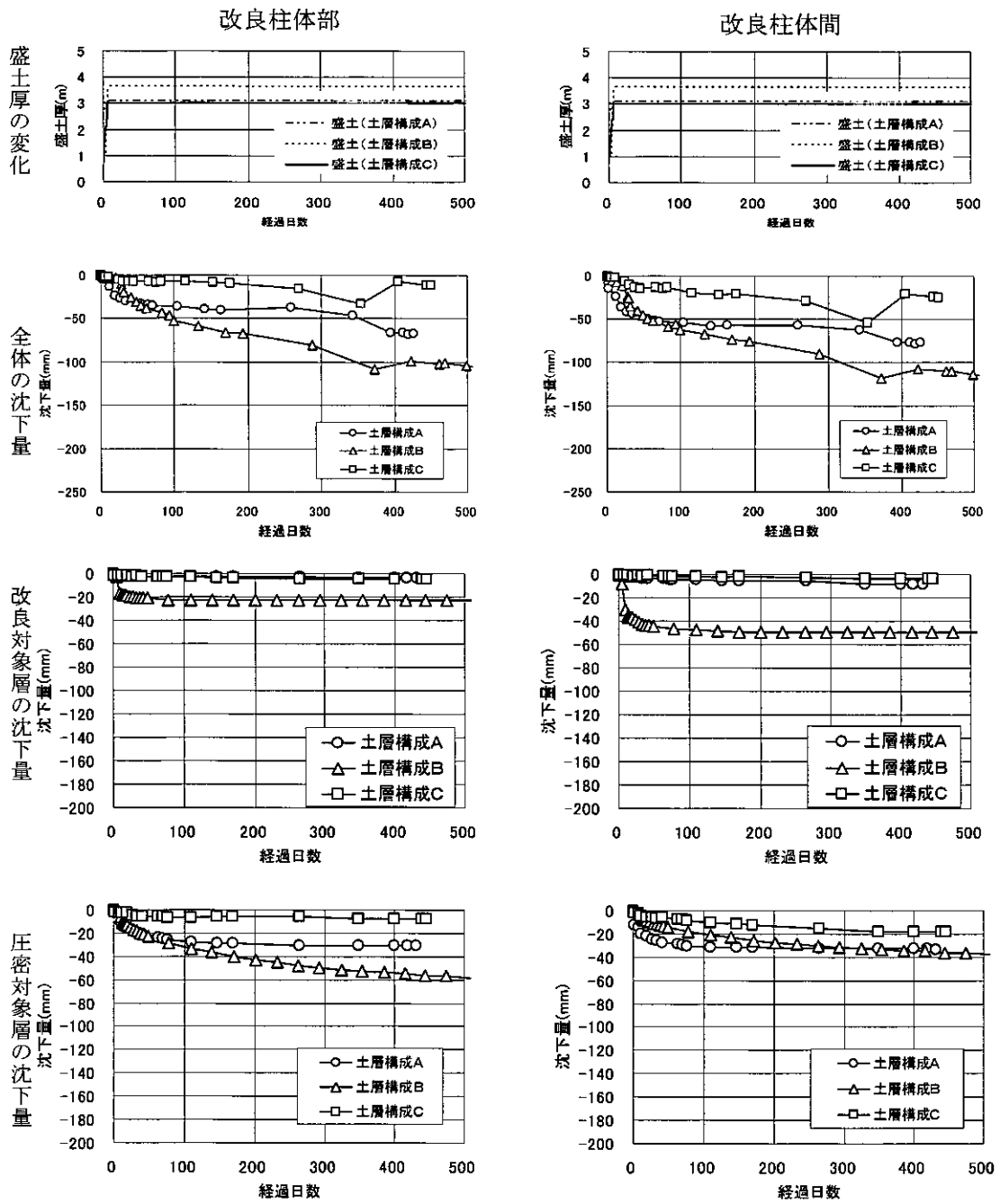


図-11 沈下量の経時変化(土層構成B)

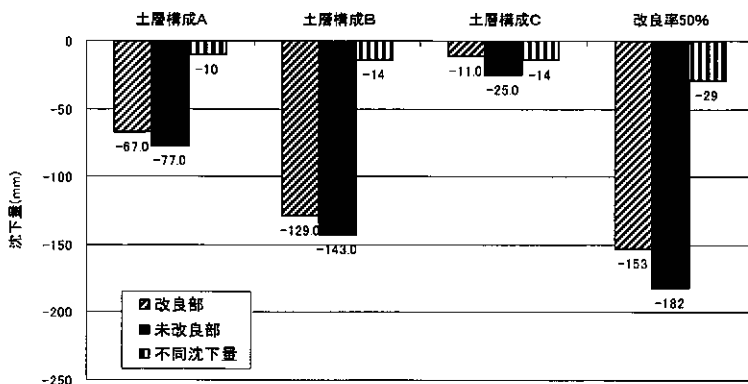


図-12 各施工ケースにおける不同沈下量

5. 沈下量の予測式と動態観測の比較検討

5-1 沈下量予測の条件

泥炭性軟弱地盤におけるフローティング式低改良率深層混合処理の沈下量予測法は十分に検討されていない。そこで、土層構成 B で改良率 30% にジオテキスタイルを 2 枚敷設した施工ケースにおいて予測式の沈下曲線と最終沈下量が動態観測の値と一致するか検討を行った。沈下量は改良対象層と圧密対象層に分けて算出する。改良対象層の沈下量 S は複合地盤として一体的に沈下すると仮定した以下の式(2)により算出する⁶⁾。予測式に必要な入力値は施工条件、ボーリング調査、室内土質試験から求め、改良柱体の変形係数は泥炭の変形係数の予測式から求めた⁷⁾。

圧密対象層は改良柱体直下の泥炭層(Ap3)と粘性土層(Ac3、Ac4)とし、粘性土層は圧縮曲線法(Δe 法)、泥炭層は泥炭性軟弱地盤対策工マニュアルに記載されている予測式(能登式)⁵⁾からそれぞれ沈下量を求めた。粘性土層(Ac4)の土質試験データが不足しているため、粘性土層(Ac3)のデータで代用した。各土層の地中応力は載荷重が直線的に分散すると仮定した慣用計算法により求め、分散角度を 30° と仮定した。これは、道路橋示方書(下部構造編)⁸⁾における群杭の考えを準用したものである。

$$S = \frac{q_1 H_1}{a_p E_{col} + (1 - a_p) E_{soil}} \cdots \text{式(2)}$$

S : 改良対象層の沈下量 (m)

q_1 : 全盛土荷重 (kN/m^2)

H_1 : 改良層の厚さ (m)

E_{col} : 改良柱体の変形係数 (kN/m^2)

($E_{col} = 103 \text{quck}^{0.99}$)

E_{soil} : 無処理地盤での変形係数 (kN/m^2)

a_p : 改良率 30% ($a_p = 0.3$)

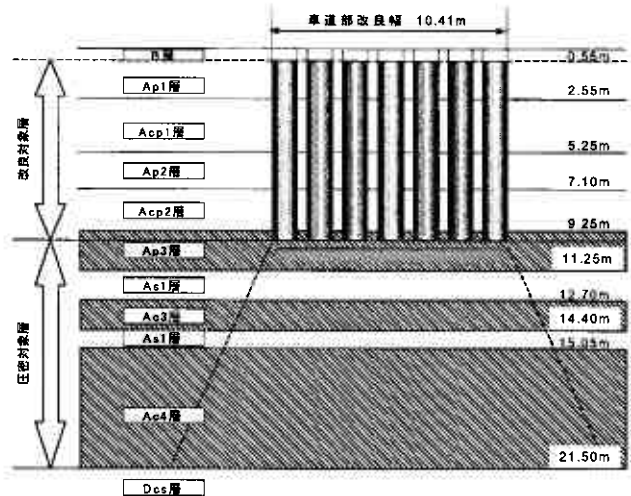


図-13 改良対象層における予測式および解析対象層の断面図

5-2 解析値と動態観測による沈下量の比較結果

解析値と動態観測の地表面沈下量の経時変化をみると経過日数 987 日において解析値が 30% 多い結果となった。実測値と解析値が異なる原因を調査するため、改良対象層、泥炭層 (Ap3)、粘性土層 (Ac3、4) についてそれぞれ比較検討を行った。改良対象層における解析値と実測値はほぼ一致し、式(2)による改良対象層における沈下量の事前予測が可能であることを確認した。改良柱体下の

泥炭層(Ap3)の解析値は実測値と比べ 3 倍大きな値である。実測値と解析値が異なる原因は泥炭層の含水比によるものと考えられる。今回検討した泥炭層(Ap3)の含水比は 213% である。予測式(能登式)は含水比 200% 以上が適用範囲であり、その適用下限付近にあることから解析誤差が大きくなったと考えられる。粘性土層の沈下量(Ac3 + Ac4)については各層ごとの実測値を計測していないため、全沈下から改良対象層と泥炭層 (Ap3) の沈下量を除いて算出している。解析値は実測値に比べ 3cm 程度小さい値である。実測値は泥炭層以下の圧密層全ての沈下量であるのに対し、解析値は粘性土層(Ac3、Ac4)の 2 層のみ検討したことから解析値が小さくなったものと考えられる。粘性

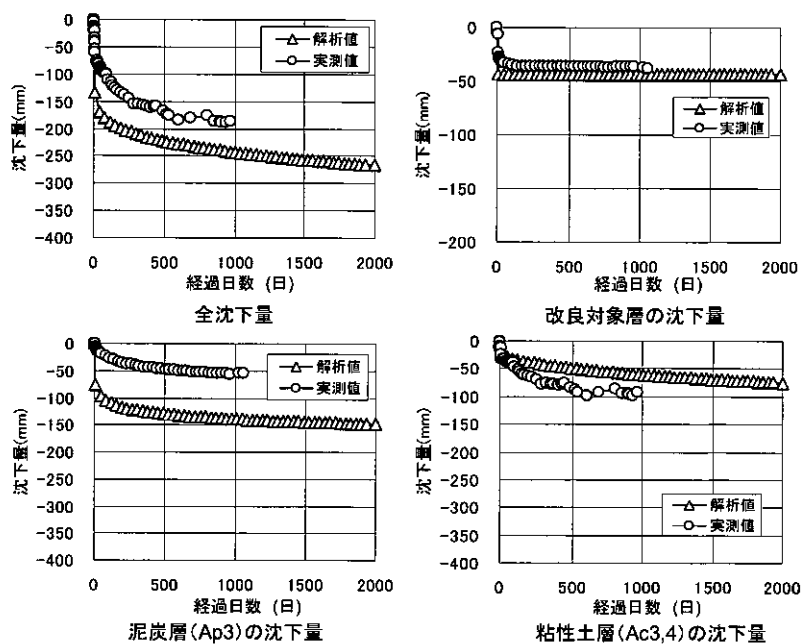


図-14 動態観測の沈下量と解析値との比較

土層については圧密対象層を増やすことで動態観測の沈下量と一致すると考える。以上より、泥炭地盤におけるフローティング式低改良率深層混合処理の沈下量予測は泥炭層における解析手法の改善を行うことにより、事前予測は十分可能である。

6. まとめ

本検討で得られた結論を要約すると以下の通りである。

- (1) 泥炭地盤におけるフローティング式深層混合処理は適用可能である。
- (2) 泥炭地盤におけるフローティング式深層混合処理で載荷盛土厚 3m 程度までの場合、ジオテキスタイル 1 枚を敷設することで改良率を 30% まで低減可能である。
- (3) 泥炭地盤におけるフローティング式低改良率深層混合処理の沈下量の事前予測は改良柱体下の泥炭層の沈下予測精度を向上することで可能である。

7. あとがき

本施工区間の供用後、交通荷重の影響を追跡調査により検討する予定である。

【参考文献】

- 1) 井上靖武, 三木博史, 落合英俊, 増田博行: 浮き型低改良率セメントコラム (F-LCC) 工法の道路盛土での改良効果, 第 48 回地盤工学シンポジウム, pp. 177-184, 2003
- 2) 井上靖武, 森昌文, 三木博史, 落合英俊: 有明海沿岸地域の地盤と地質-有明海沿岸道路の試験盛土工, 基礎工, Vol. 30, No. 3, pp. 22-25, 2002
- 3) 酒向孝裕, 阿部康明, 長谷川健一: 高盛土における深層混合処理工法の改良率について, 第 36 回北海道開発局技術研究発表会講演概要集, No1-2, pp. 97-102, 1992
- 4) 林宏親, 西川純一, 澤井健吾: 泥炭地盤における低改良率の深層混合処理について, 北海道開発土木研究所月報, No. 595, pp. 10-16, 2002
- 5) 北海道開発土木研究所: 泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, pp. 55-57, 2002
- 6) (財) 土木研究センター: ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル, pp. 248-254, 2000
- 7) 林宏親, 能登繁幸, 島谷登: 北海道泥炭のセメント安定処理について, 高有機質土に関するシンポジウム発表論文集, pp. 101-106, 1989
- 8) 社団法人 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編, pp. 258-259, 2002

トレンチャー式攪拌工法で施工された改良地盤に関する評価

寒地土木研究所 ○ 正会員 橋本 聖
 国際会員 西本 聡
 国際会員 林 宏親

1. はじめに

トレンチャー式攪拌工法（以降、TMMとする）は深度3~10mを対象とした浅層改良工法であり、深層混合処理工法（以降、DMMとする）と比較して安価であることや施工性が優れていることから、国内において急速に施工実績を伸ばしている（写真-1）。平成17年度は同一現場で異なる地質構成の地盤改良について、どの程度の改良強度のばらつきが存在するか調査した。調査の結果、①改良強度の変動係数はDMM程度存在する、②発生不良率は低い品質は確保されている、③層構成の違いによって強度発現傾向が異なる、ことがわかっている¹⁾。本稿では平成18年度、TMMによって施工された改良地盤の調査結果から、採取したコアの亀裂度合い、一軸圧縮強さ（ q_u ）のばらつき、現場強度（ q_{uf} ）と室内強度（ q_{ui} ）の関係、施工時の改良地盤の変形について考察する。



写真-1 トレンチャー式攪拌工法

施工時の改良地盤の変形について考察する。

2. 現場概要および調査現場一覧

平成17年度に行った千歳、宗谷管内、幌加内の現場状況については既往の報告^{1) 2)}に詳しく記載されている。ここでは、平成18年度に調査した3箇所の現場状況を示す。

2. 1 粘性土地盤（名寄BP）

現場試験はJR宗谷本線「智北駅」の南西約2.5kmの一般国道40号と交差する位置で実施された（図-1）。現場周辺は名寄盆地に属する智恵文丘陵地の凹部に位置している。丘陵地は数段の段丘面が認められ、それらは天塩川およびその支流で作られた河成段丘である。段丘の堆積地層は、礫、砂、粘土で泥炭を挟む層構成となっている。全体としては粘性土が卓越した地層構成であり砂および有機物を少量混入している。TMMの目的は橋台の側方流動抑止対策である。固化材はセメント系固化材で添加量は 220kg/m^3 、水セメント比は $W/C=1.5$ である。

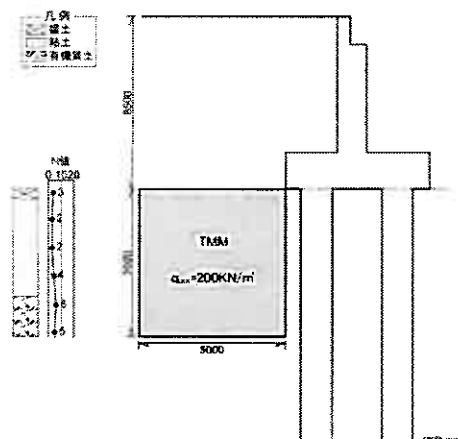


図-1 地盤改良断面図（橋台背面）

2. 2 泥炭混じり粘性土（豊富BP）

現場試験はJR宗谷本線「幌延駅」の西北西約1kmの線路沿いで実施された（図-2）。現場周辺は極めて低平な丘陵性と広漠とした低湿地であり、なだらかな老年期に属する山地の連続している地形である。地質は沖積世の氾濫源堆積物および泥炭層であり、砂、礫、粘土、泥炭によって構成されている。地層上部は約2.0m弱の泥炭層で未分解の有機物が主体であり下層は約3.5mの粘性土層である。浅層改良の目的は盛土の支持地盤対策である。固化材はセメント系固化材で添加量は 200kg/m^3 、水セメント比は $W/C=0.8$ である。

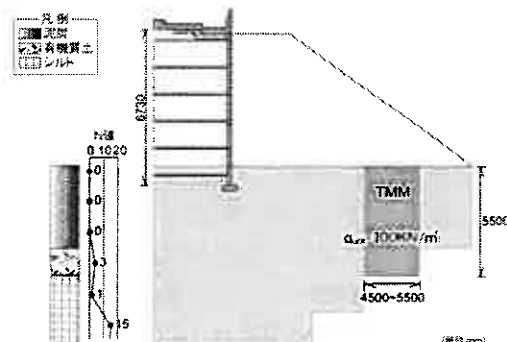


図-2 地盤改良断面図（盛土基礎）

Variation in improved ground by Trencher Mixing Method;
 Hijiri Hashimoto, Satoshi Nishimoto, and Hirochika Hayashi (Civil Engineering Research Institute for Cold
 Region, PWRI)

2. 3 粘性土と砂質土の互層地盤（深川留萌自動車道）

現場試験は JR 留萌本線「藤山駅」の西南西約 0.6km の留萌川沿いに位置する（図-3）。調査地周辺の地形は岩石の差別浸食に支配されることが著しく、地層の硬軟の差がよく表れている。現場周辺の地質は沖積世の氾濫源堆積物であり、礫、砂および粘土で構成されている。地層は砂質粘性土および暗灰色の粘性土と砂質土（粘性土質砂）の互層になっており、その比率は 6:4 である。浅層改良の目的は補強土壁工の支持地盤対策である。固化材はセメント系固化材で添加量は 220kg/m^3 、水セメント比は $W/C=1.5$ である。

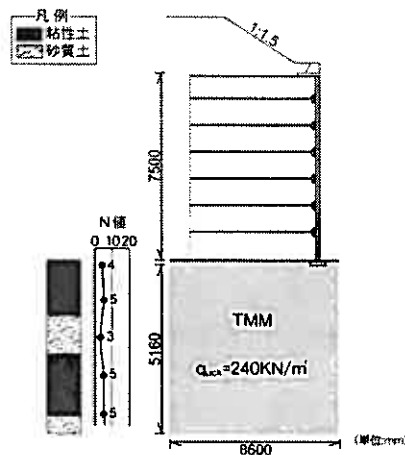


図-3 地盤改良断面図（補強土壁基礎）

3. 浅層改良地盤のばらつき評価

3. 1 採取したコアの亀裂度合い（RQD）

TMM のばらつきを評価する手法の一つとして、RQD（Rock Quality Designation）から判別した。

今回調査した 3 現場の改良地盤に対してトリプルチューブサンプリングを行ったコアの観察結果を図-4 に示す。 q_{u7} では改良土が未固結な状態にあるため、特に留萌において低い RQD 値が確認できる。しかし、 q_{u28} では観察結果から RQD 値は各現場とも深度の深浅に関わらず、概ね 70% 以上確保されていることがわかる。3 つの現場を相対的に比較すると、RQD 値が高いことがわかる。平成 17 年度も 3 箇所の現場において浅層改良地盤の RQD 値を算出しており、 q_{u28} では今回と同様、相対的に高い RQD 値が確認されている。ただし、冬期に行われた地盤改良の際に改良後覆土を行わなかった改良地盤の浅い部分では、RQD が低い値であったこと外気温の影響によるものと指摘されている²⁾。今年度の施工時期は春～秋であったため、外気温による影響は少ないと考えられる。

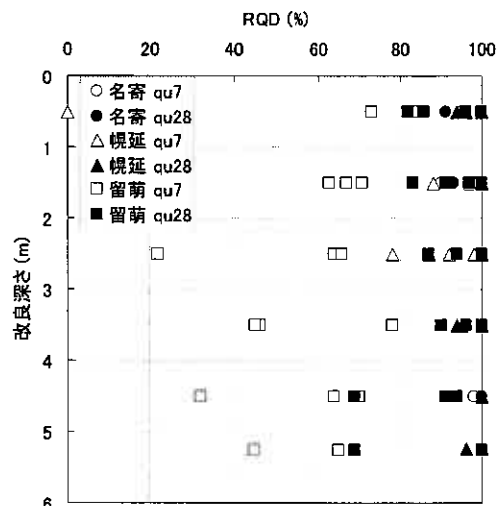


図-4 各現場の深度方向における RQD 値

3. 2 一軸圧縮強さ（ q_u ）のばらつき

3. 2. 1 ヒストグラム

各現場の改良地盤から得た q_u より改良地盤強度のばらつきを評価した結果、各現場で強度にばらつきが生じていることが判る（図-5(a,b,c)）。ばらつきの指標となる変動係数（ C_v ）はそれぞれ、名寄（55%）、幌延（38%）、留萌（43%）であった。DMM（スラリー系）の現場強度に対する変動係数は 20~50% の範囲にあることが示されている³⁾。現場で得た変動係数の値から、TMM における改良地盤のばらつきの範囲は、DMM（スラリー系）と比較した場合、同じ程度かややばらつきを有していることがわかる。泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル⁴⁾では、DMM における改良体の強度管理として、一軸圧縮試験（JIS A 1216）で得られた q_u から、現場における強度のばらつきを考慮して「平均値 - 1/2 標準偏差」を代表値としている。この方法で得た代表値が設計基準強度を満たせば、全体の 70% 以上が設計基準強度を満足することになる。今回、TMM の 3 現場で得た一軸圧縮強さから次の結果が得られた。①名寄は 49 供試体中 9 本の q_{u28} が設計

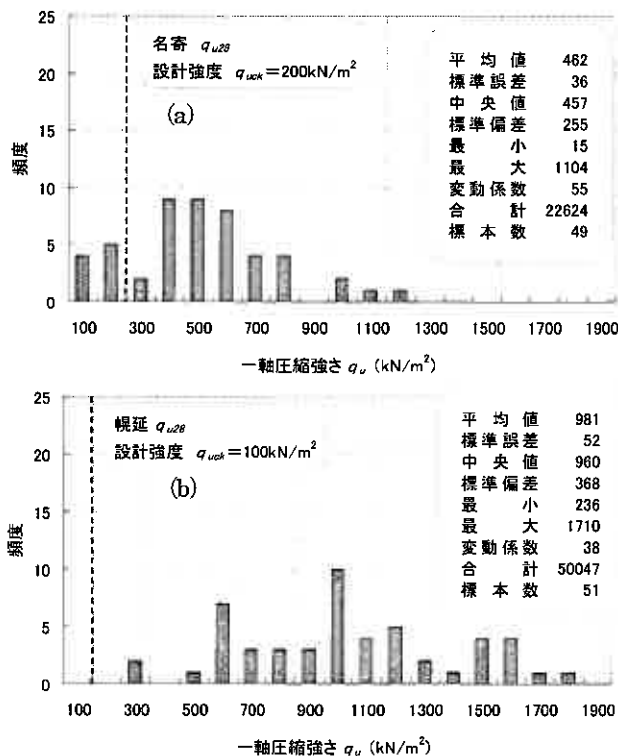


図-5 一軸圧縮強さ（ q_{u28} ）のヒストグラム（名寄、幌延）

基準強度 ($q_{uck}=200 \text{ kN/m}^2$) 以下であり、発生不良率 (設計基準強度を下回る品質) は 18% で、 q_{u28} の代表値 $q_{u28}=335 \text{ kN/m}^2$ 、②幌延はすべての供試体の q_{u28} は設計基準強度 ($q_{uck}=100 \text{ kN/m}^2$) 以上であり、発生不良率は 0% で、 q_{u28} の代表値 $q_{u28}=617 \text{ kN/m}^2$ 、③留萌は 65 供試体中 3 本の q_{u28} が設計基準強度 ($q_{uck}=240 \text{ kN/m}^2$) 以下であり、発生不良率は 5%、 q_{u28} の代表値 $q_{u28}=920 \text{ kN/m}^2$ 、であることから、各現場の代表値はすべて設計基準強度を上回っている。これらの結果より、泥炭性軟弱地盤対策工マニュアルの品質管理に準拠すれば、TMM で施工された改良地盤全体の 70% 以上が設計基準強度を満足している。

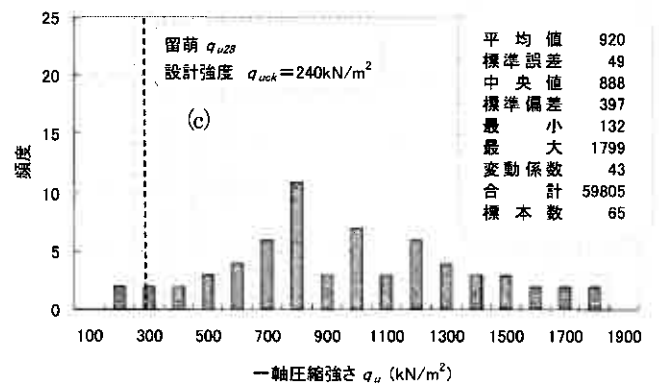


図-5 一軸圧縮強さ (q_{u28}) のヒストグラム (留萌)

3. 2. 2 深度分布

1) 粘性土地盤 (名寄 BP)

名寄 BP の深度方向の強度分布を図-6 (a) に示す。設計基準強度 ($q_{uck}=200 \text{ kN/m}^2$) に対して、 q_{u7} では固結が進んでいないために、 q_{u7} サンプル全体の約半分は設計基準強度に至っていない。一方、 q_{u28} は深度 2m 以下においては概ね設計基準強度を上回っているものの、2.0m 以浅では設計基準強度を下回っているサンプルも確認できる。昨年度、厳冬期に宗谷管内で行った TMM の現場では、浅層改良施工終了後に覆土を行っていなかったため、外気温 (日中でも零度以下) に影響で浅部に強度発現が妨げられたケースがあった²⁾。しかし、本現場の施工時期は 9 月~10 月で行われたことから、外気温の影響とは考えにくく、別の要因によるものと推測される。

2) 泥炭混じり粘性土 (豊富 BP)

豊富 BP における深度方向の強度分布を図-6 (b) に示す。 q_{u7} 、 q_{u28} から深度方向を問わず設計基準強度 ($q_{uck}=100 \text{ kN/m}^2$) を大きく上回っていることがわかる。深度 0~3.5m に繊維質な泥炭層が存在していたが、改良層の浅部からはどの深度においても十分な強度が発現されている。同一深度の一軸圧縮強さを比較すると、強度発現に大きな強度差を生じている深度も確認できる。しかし、TMM は繊維が密に形成された泥炭性軟弱地盤においても、所定の強度を大きくクリアすることがわかった。

3) 粘性土と砂質土の互層地盤 (深川留萌自動車道)

深川留萌自動車道における深度方向の強度分布を図-6 (c) に示す。 q_{u7} では浅層部と深層部に設計基準強度に到達していないサンプルが見られるが、 q_{u7} で採取した全体サンプルの約 7 割は既に設計基準強度を上回っている。 q_{u28} ではほぼ設計基準強度 ($q_{uck}=240 \text{ kN/m}^2$) を上回っているが、深度方向に関係なく発現強度にばらつきが生じている。一部、設計基準強度を下回っているサンプリングが見られるが、全体的に設計基準強度に対して、2~7 倍程度の強度発現が確認されている。

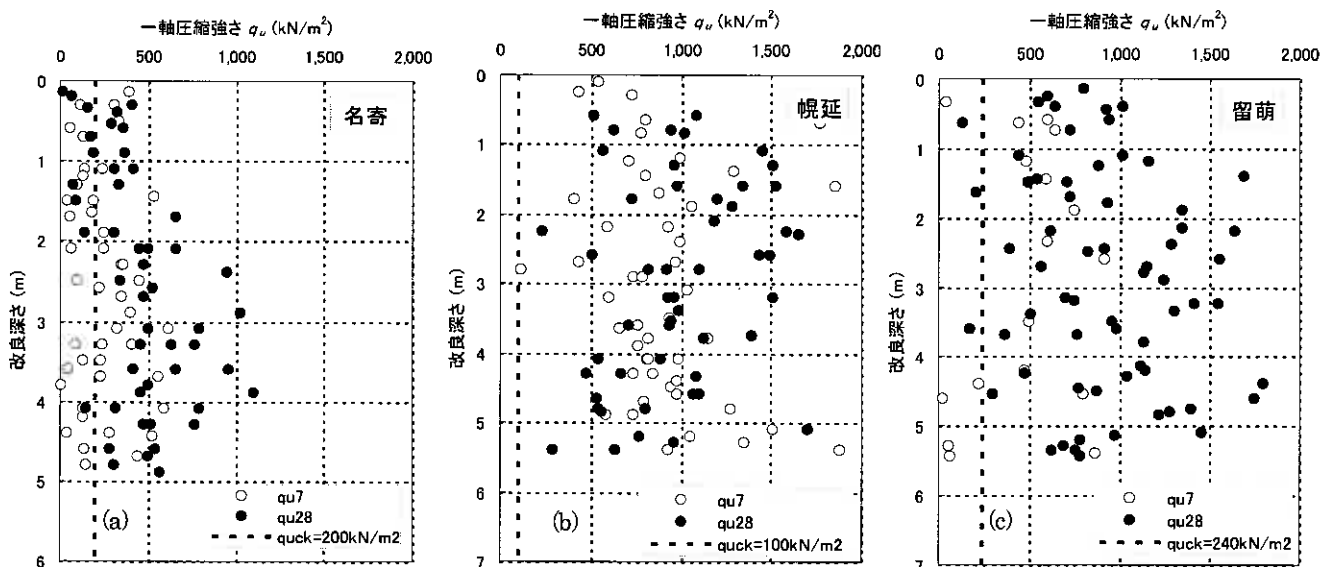


図-6 改良強度の深度分布 (名寄・幌延・留萌)

4) 深度方向における一軸圧縮強さと設計基準強度の比

図-7は q_{u7} における一軸圧縮強さと設計基準強度の比 ($= q_{u7}/q_{uck}$) を表しており、深度を問わず $q_{u7}/q_{uck} = 0.1 \sim 10$ の間に幅広く分布している。これは、 q_{u7} では養生期間が少ないために強度発現が不十分な傾向と推測されるが、幌延や千歳 A のように q_{u7} では既に q_{u7}/q_{uck} が $1 \sim 10$ に分布している現場もあった。一方、 q_{u28} における一軸圧縮強さと設計基準強度の比 ($= q_{u28}/q_{uck}$) は、深度 4.0m 以浅では一部 $q_{u7}/q_{uck} < 1$ のサンプルも確認できるが、深度 4.0m 以降では、ほぼ 28 日強度が設計基準強度以上 ($q_{u28} \geq q_{uck}$) であることがわかる。

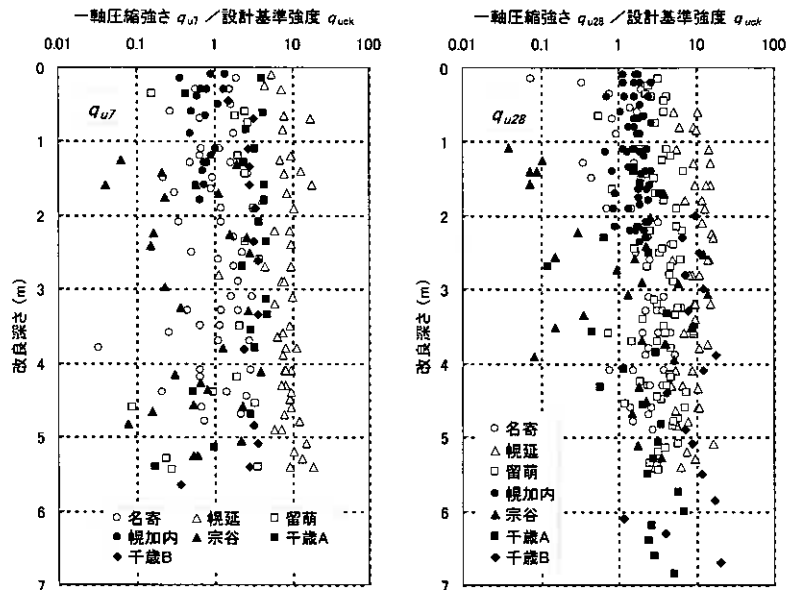


図-7 深度方向における一軸圧縮強さと設計基準強度の比

過年度の研究成果の中で浅部の強度不足の要因として、厳冬期の外気温が推測されているが、特に冬期の施工においては TMM 施工後に覆土を行うことによって、概ね浅部の強度発現不足は解消できると考えられる。平成 17 年～18 年の 2 カ年に調査した 7 箇所の現場は、礫が卓越した崩積土（幌加内）と火山灰質土（千歳）以外は、細粒分が多く含まれる軟弱地盤（泥炭、粘土、シルト）であるが、地盤性状に関係なく 28 日強度が設計基準強度以上 ($q_{u28} \geq q_{uck}$) を確保できる割合が多いことがわかった。

3. 3 現場強度と室内強度の関係

3. 3. 1 一軸圧縮強さと材令の関係

3つの現場で実施した室内配合試験と原位置改良土の一軸圧縮強さ (q_{u1} , q_{u1}) と材令の関係を図-8に示す。室内配合試験では材令の経過により、1.2～1.4 倍の強度増加が見られる。原位置改良土では名寄、留萌では、材令の経過により 2 倍弱の強度増加が見られるが、幌延では 1.1 倍程度である。DMM（粉体系）においては、改良土の一軸圧縮強さは材令の経過とともに大きくなり、 q_{u28} は q_{u7} の 1～2 倍程度（平均で 1.5 倍程度）⁵⁾ であることから、TMM における一軸圧縮強さと材令の関係は DMM（粉体系）に近いことがわかる。

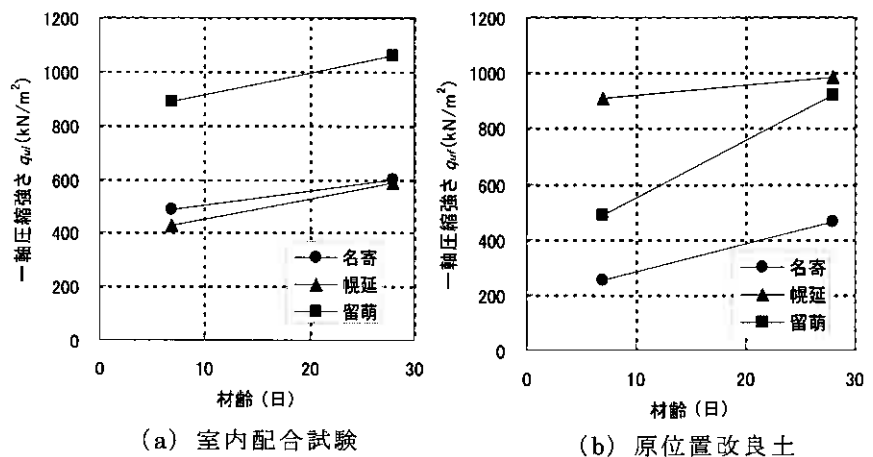


図-8 一軸圧縮強さと材令との関係

3. 3. 2 地盤条件の異なる室内強度と現場強度の関係

平成 17～18 年に行われた TMM の地盤条件は、千歳 A・B は砂質土（火山灰質土）、幌加内は礫質土、名寄、幌延、留萌、宗谷は粘性土に区分される。図-9は各材令の現場強度と室内強度の関係を表している。

千歳 A・B の 1 週強度比は $q_{u7} / q_{u17} = 1 \sim 2$ の範囲内であって、早期に強度発現されていることがわかる。特に千歳 B の 4 週強度比は $q_{u28} / q_{u128} = 2$ 以上であり、現場強度が卓越している。幌加内の 1 週強度比は $q_{u1} / q_{u1} = 1/2$ である。礫質土が介在している q_{u7} は固結度が低いことと、サンプリングの際に礫が欠けたりすることによって q_{u7} が低くなったと推測される。4 週強度比は $q_{u28} / q_{u128} = 1/2 \sim 1$ の範囲内にある。名寄、

幌延, 留萌, 宗谷のうち, 幌延だけが1週強度比 $q_{uf7} / q_{ul7} = 2$, および4週強度比が $q_{uf28} / q_{ul28} = 2$ に近く, 早期に現場強度が卓越していることがわかる. 宗谷, 名寄, 留萌の1週強度比は $q_{uf7} / q_{ul7} = 1/2$, 4週強度比は $q_{uf28} / q_{ul28} = 1$ 前後である. ただし, 宗谷は冬期施工で工事後に覆土を行わなかったために, 浅部に強度低下が確認されたことから, 実質の強度増加とは傾向が異なることが想定される. 7つの現場から得たTMMの4週強度比は $q_{uf28} / q_{ul28} = 3/4 \sim 2$ 程度であり, DMMの平均的な4週強度比 $q_{uf28} / q_{ul28} = 1/2 \sim 1$ よりやや大きい傾向がある.

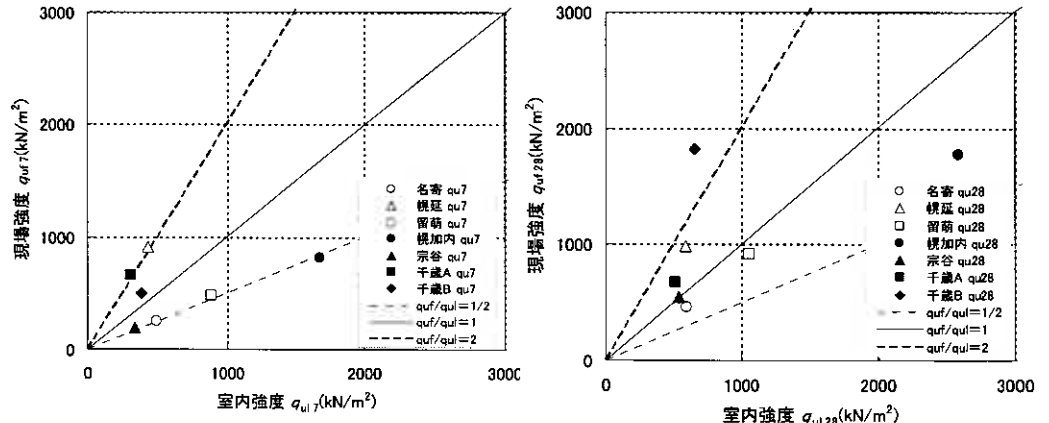


図-9 各材令の現場強度と室内強度の関係 (7現場)

後に覆土を行わなかったために, 浅部に強度低下が確認されたことから, 実質の強度増加とは傾向が異なることが想定される. 7つの現場から得たTMMの4週強度比は $q_{uf28} / q_{ul28} = 3/4 \sim 2$ 程度であり, DMMの平均的な4週強度比 $q_{uf28} / q_{ul28} = 1/2 \sim 1$ よりやや大きい傾向がある.

3. 3. 3 現場の品質管理と原位置改良土の一軸圧縮強さ

現場の品質管理はトレンチャー式攪拌工法技術資料⁶⁾(以降, 技術資料とする)に準拠すると, 油圧バックホウによるモールド付試料採取器(写真-2, $H=140\text{mm}$, $\phi=70\text{mm}$)を, スラリー状になっている改良地盤に建込み, 所定の深度までモールドを挿入, 引抜いたサンプリングモールドを室内にて養生し一軸圧縮試験を行う. 図-10は名寄, 幌延, 留萌で行なわれた改良地盤に対して, 技術資料に準じてサンプリングおよび一軸圧縮試験を行った一軸圧縮強さ(平均値)と, ボーリングによるオールコアサンプリングで得た試料で得た一軸圧縮強さ(サンプルコアの各平均値)の相関を表している. 技術資料では, ボーリングによる一軸圧縮強さは, 採取器による一軸圧縮強さに対してやや高い強度が得られていることが多い, とあるが, 各現場の一軸圧縮強さを比較すると, 留萌は技術資料に準じた一軸圧縮強さが原位置改良土の一軸圧縮強さよりも大きく, 名寄, 幌延はその逆の傾向にある. 両試験から得た一軸圧縮強さに明確な相関は確認されないが, 設計基準強度を上回っている.



写真-2 試料採取状況

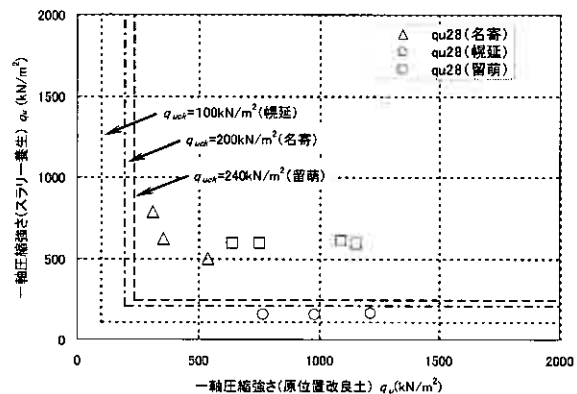


図-10 現場の品質管理と原位置改良土の一軸圧縮強さ

4. 改良地盤の側方変形

名寄BPの橋台背面部の軟弱地盤がTMMにより地盤改良された後, 橋台背面の盛土工事が開始された. 盛土は9月18日から1日当たり30cmのペースで施工され, 盛土高7.2mまで計26日間(10月14日まで)施工が行われた. 改良地盤の地中変位計はTMMで施工された改良地盤が盛土によって変形が生じるかを把握する目的で設置された(図-11). 計測結果より, A軸方向(橋軸方向)は計測開始(盛土開始)から11月29日(80日後)現在までの変形量は最大1.4cm, 盛土終了(10月14日)からの変形量は0.4cm,

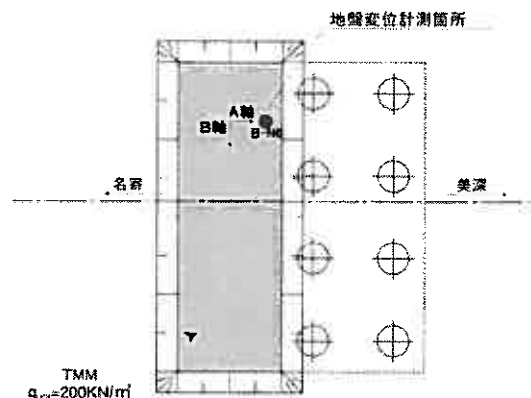


図-11 名寄BP橋台背面部(地中変位計設置位置)平面図

B軸は最大0.3cmであった(図-12)。

TMMで施工された改良地盤の地中変位は、堤防盛土の拡幅に伴う円弧すべり防止と沈下防止を目的とした計測事例⁷⁾があり、大きな変形が生じないことが確認されているが、長期的な計測を行っていない。そこで、名寄BPの現場では来春に再度計測を行い、変形が収束しているかを確認する予定である。DMMにおける改良地盤の変形はFEM解析によって予測および評価が行なわれており、実務で広く用いられている。過去の研究成果では、セメント改良土の一軸圧縮強さと変形係数の間には一般に高い相関が見られる⁸⁾ことがわかっていることから、今回行った変形計測が、TMMで施工された改良地盤の変形特性を明らかにする糸口としたい。

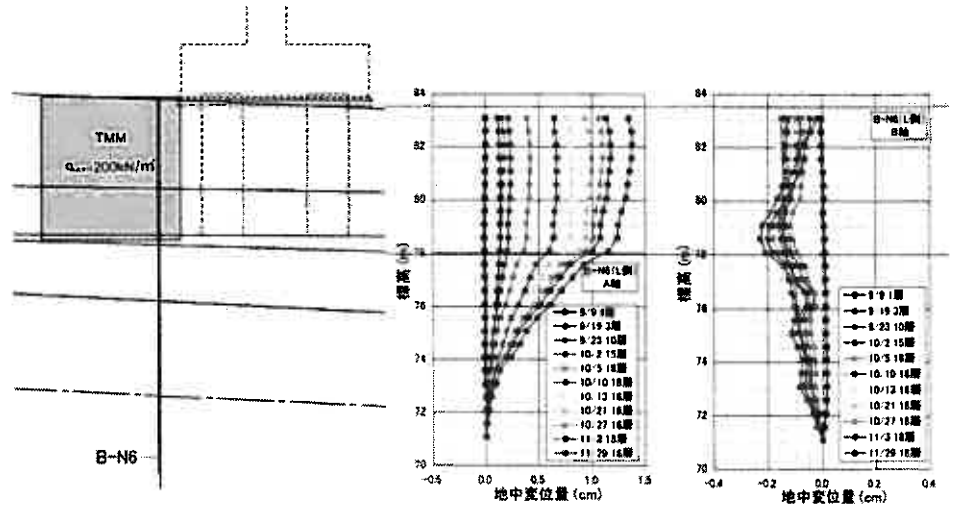


図-12 地中変位計設置位置断面図および地中変位履歴

5. まとめ

今回の調査結果から、採取したコアの亀裂度合い、一軸圧縮強さのばらつき、現場強度と室内強度の関係、施工時の改良地盤の変形に関する調査結果を取りまとめた。調査結果は以下のとおりである。

- ・ RQDは昨年度と同様に q_{u28} では相対的に高い。
- ・ TMMのばらつきは一軸圧縮強さの変動係数より、DMMと同じ程度かややばらつきを有しているが、泥炭性軟弱地盤対策工マニュアルの強度管理の一つである、現場強度のばらつきを考慮した考え方をTMMの改良地盤に適用した場合、各現場の代表値は設計基準強度を上回っていた。このため、TMMの改良地盤は全体の70%以上を満足している。これは、深度方向における一軸圧縮強さと設計基準強度の比を整理した結果、地盤性状に関係なく $q_{uf28} / q_{uck} \geq 1$ 以上確保されている割合が高いことから判断できる。
- ・ 地盤条件の異なる室内強度と現場強度の関係は、TMMの4週強度比は $q_{uf28} / q_{u128} = 3/4 \sim 2$ 程度の範囲であり、DMMの平均的な4週強度比 $q_{uf28} / q_{u128} = 1/2 \sim 1$ より大きい傾向にある。
- ・ トレンチャー式攪拌工法技術資料で提案されている品質管理法で得た一軸圧縮強さと、オールコアサンプリングで得た試料の一軸圧縮強さの相関は得られない。しかし、設計基準強度は上回っていた。
- ・ 施工時における改良地盤の側方変形は、橋台背面盛土施工開始から80日後で1.4cmであった。長期的な計測は今後も行う予定である。

【参考文献】

- 1) 橋本聖、西本聡、林宏親：浅層混合処理工法の強度に関する評価、地盤工学会北海道支部技術報告集第46号 pp.27~30, 2006.2
- 2) 橋本聖、西本聡、林宏親：トレンチャー式攪拌工法による改良強度のばらつきについて、第7回地盤改良シンポジウム論文集 pp.81~84, 2006.10
- 3) 社)地盤工学会：セメント及びセメント系固化材を用いた固化処理土の調査・設計・施工方法と物性評価に関するシンポジウム発表論文集, pp.74, 2005.6
- 4) 独)北海道開発土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, p.153, 2002.3
- 5) 財)土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版, p.36, 2004.3
- 6) パワーブレンダー工法協会：パワーブレンダー工法技術資料【第五版】, 2004.4
- 7) 渡部仁、大矢勉、野田洋、日置洋介、佐藤利行：パワーブレンダー工法(浅層・中層混合処理工法), 日米WS投稿論文, 2005.9
- 8) 社)地盤工学会：セメント及びセメント系固化材を用いた固化処理土の調査・設計・施工方法と物性評価に関するシンポジウム発表論文集, pp.177, 2005.6

ぜい弱岩の盛土品質管理手法の検討

東日本高速道路(株)札幌技術事務所 正会員 豊田邦男
 東日本高速道路(株)札幌技術事務所 西岡恵治
 札幌道路エンジニア(株) ○正会員 山内 智

1. はじめに

北海道横断自動車道（以下「横断道」という）夕張IC～十勝清水IC間81kmは、急傾斜山岳地帯の建設区間であり、当該区間のトンネルおよび切土部からは、第三紀の泥岩をはじめとするぜい弱な岩が大量に発生する。ぜい弱岩は乾燥した岩が降雨、地下水等により水分を吸収し、細粒化するスレーキングと呼ばれる現象（写真1）を起こす特殊な材料である。掘削直後は非常に硬質で塊状に発生するが、盛土材としてこれを使用した場合には、乾燥・湿潤作用を受けて細粒・土砂化し、盛土の圧縮沈下、路床の支持力不足および凍上性材料への変化等様々な問題を引き起こすため、これらを抑制改善するための施工管理方法を確立することが重要課題である。

本報文は、横断道で発生するぜい弱岩を用いて、盛土のモデル施工、乾湿繰返しCBR試験による路床材としての材料判定および凍上性判定結果を基に、各施工部位におけるぜい弱岩の施工管理手法について検討を行ったものである。



写真1 スレーキングしやすいぜい弱岩の露頭

2. 材料特性

ぜい弱岩は、地山ではリッパ付きブルドーザを用いなければ掘削できないほど硬質なものが多い。設計上は軟岩に区分されることが多い。掘削したぜい弱岩はすぐに細粒化するものもあるが、その殆どが塊状であるため、盛土材として使用した場合、空隙の多い盛土になりやすい。このようなぜい弱岩を盛土材として使用した場合、盛土内で湧水、地下水が作用し、スレーキング現象により細粒化して、圧縮沈下を引き起こす場合がある。過去の沈下計測結果からは、スレーキングによる圧縮沈下は、軟弱地盤と同程度の沈下量を示す事例（図1）もある。なお、圧縮沈下量の大きい箇所は、湧水、地下水などの水の供給が豊富な箇所によく発生している。

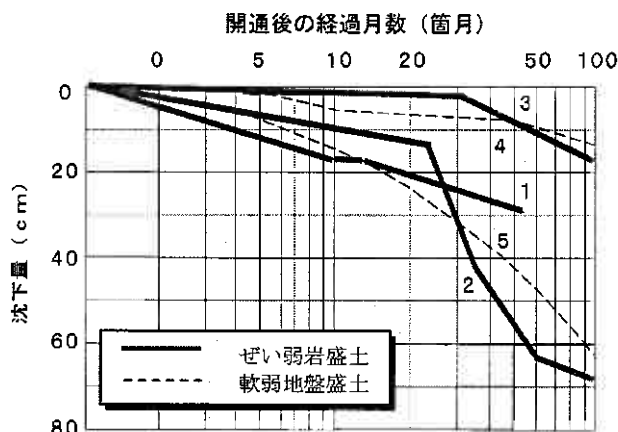


図1 ぜい弱岩盛土の沈下事例¹⁾

3. 盛土品質管理の問題点

3-1. 圧縮沈下

ぜい弱岩の圧縮沈下特性については、これまでに中日本高速道路(株)中央研究所（旧JH試験研究所）において、岩の乾湿繰返し圧縮試験方法（JHS115）により、全国のぜい弱岩を用いて、供試体作製時の空気間隙率を変化させた時の圧縮ひずみ ϵ を検証している。この試験結果より、スレーキングしやすい材料（スレーキング率30%以上）の締固めは、空気間隙率 V_a 15%以下（RI計器による管理の場合 V_a 13%以下）で締固めることによって、ぜい弱岩盛

表1 締固め管理基準値（RI計器の場合）

	土砂区分	空気間隙率 V_a (%)	密度比 D_c (%)	特別規定値 D_s (%)
粘性土	50% ≤ $-75\mu\text{m}$	8(10)以下	—	—
	20% ≤ $-75\mu\text{m}$ < 50%	13(15)以下	—	—
砂・礫質土	$-75\mu\text{m}$ < 20%	—	92(90)以上	—
	40mm以上が主材料	—	—	92(90)以上

※ 表中の「 $-75\mu\text{m}$ 」とは $75\mu\text{m}$ ふるい通過質量百分率(%)を示す
 ※ 表中の()内は、突砂法による管理の場合を示す
 ※ 表中の締固め基準値は、上・下部路体、下部路床、裏込めBの場合を示す

Experimental Study on Quality Control of Embankment Construction with Madstone ;

Kunio TOYOTA, Keiji NISHIOKA (East Nippon Expressway Co.,Ltd.)

Satoru YAMAUCHI

(Sapporo Road Engineer Co.,Ltd.)

土のスレーキングによる圧縮沈下を軽減できることがわかっている²⁾。しかしながら、掘削直後の新鮮岩は、硬質で比較的粒度が粗い状態で発生する。土工施工管理要領³⁾では、75 μ mふるい通過質量百分率が20%未満の試料の締固め管理基準は、密度比D_c管理に分類される(表1)。したがって、細粒分の少ないぜい弱岩の締固め度を空気間隙率V_a15%以下にするためには、粉碎等による作業工程の追加が必要となる。

3-2. 強度変化

路床材に使用する場合の材料規定は、舗装から伝達される交通荷重を支持するために、CBR規定が設けられている(表2)。また、スレーキング率の判定は、上部路床では50%以下の規定となっているが、下部路床(盛りこぼし橋台盛土含む)では、スレーキング率の規定は設けられていない。

ぜい弱岩の路床への適用にあたっては、スレーキングを起こし、細粒・土砂化した後のCBRの確保が課題となる。材料試験時の試料状態は掘削直後の新鮮岩であるため、CBR試験の評価としては、乾燥・湿潤作用を受けない過大な評価となっている。したがって、新鮮岩で下部路床規定を満足する材料が、施工前および締固め後に、乾燥・湿潤作用を受けてスレーキングを起こした場合に、どの程度強度低下するかを把握することが重要である。

表2 路床の材料規定

項目	工種	上部路床	下部路床	備考
最大寸法 (mm)		100mm以下	150mm以下	
仕様最小密度における修正CBR (%)		10以上	5以上	(JIS A 1211 JHS試験条件)
スレーキング率 (%)		50%以下	—	(JHS110)

4. 盛土施工方法の検討

4-1. 施工方法

盛土の締固めにおいて、空気間隙率V_aを確保するためには、比較的粒度の粗いぜい弱岩を強制的に破碎する必要がある。破碎の方法については、クラッシング、薄層敷均し施工およびタンピングローラによる破碎転圧等が考えられるが、それぞれ施工能力の低下や機械の手配が問題となる。そこで、本検討では道央自動車道岩見沢IC~美瑛IC間の建設時に行った方法を参考に、敷均し段階でブルドーザを走行させ、ブルドーザのキャタピラにより

表3 破碎方法の比較

施工方法	破碎効果	施工能力	機械手配	総合評価
クラッシング(破碎機)	○	×	△	×
薄層施工(30→20、15cm)	○	×	○	△
タンピングローラ破碎転圧	○	○	×	△
ブルドーザ破碎走行	○	△	○	●

破碎させる方法(以下「破碎走行」という)を検討した(表3)。

4-2. モデル施工の概要

横断道(千歳、帯広、釧路管内)のトンネル、土工工事において、現地発生材の泥岩の盛土施工に先立ち、施工機械の編成、施工方法および品質管理方法を検討するために盛土モデル施工を実施した。各モデル施工試料の物性試験結果を表4に、圧縮性の評価図を図2に示す。

全ての試料はスレーキング率が30%以上、破碎率は50%以下となり圧縮性の評価図からは「領域(3)材」に分類され、圧縮沈下が懸念される試料となる。また、破碎率が小さい試料が多いため、破碎走行によりどの程度粉碎されるかが課題であった。

施工方法については、敷均し・整形後に敷均しで使用したブルドーザにより、排土板を上げて破碎走行を実施した(写

表4 各試料の物性試験結果

材料名称		試料A	試料B	試料C	試料D	試料E	試料F	試料G	試料H	試料I	試料J	試料K	試料L
一般	地盤材料の工学的分類	GS-F	G-S	G-S	GS-F	G-S	G-FS	G-FS	G-S	GFS	GS-F	GF-S	G
	地層地質区分	中部 硬表層群	緩別表層群	日高層群	滝の上層	上部 硬表層群	上部 硬表層群	横内層	横内層	上部 硬表層群	上部 硬表層群	夕張層	茶路層
粒度特性	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.715	2.633	2.566	2.74	2.729	2.727	2.623	2.715	2.698	2.659	2.674	2.678
	自然含水比 W _n (%)	15.3	22.9	19.1	2.7	12.3	16.4	8.7	15.3	16.2	5.5	12.7	19.7
	最大粒径 D _{max} (mm)	75	100	75	53	75	53	75	75	75	75	75	125
	37.5mm通過質量百分率 (%)	89.8	87.3	78.8	94.2	85.5	86.8	78.9	73.9	90.9	89.6	82.3	21.5
	19.0mm通過質量百分率 (%)	70.5	67.3	57.5	83.0	63.2	51.1	56.9	49.1	82.8	77.6	59.9	14.0
	2.0mm通過質量百分率 (%)	34.8	17.1	17.9	38.8	12.3	14.8	16.8	13.5	64.7	33.2	26.3	2.1
礫のコンスタン特性	0.075mm通過質量百分率 (%)	14.6	3.3	4.0	10.6	3.7	9.4	7.1	4.9	31.4	11.4	18.4	0.8
	均等係数 U _c	1065.1	18.5	32.5	82.7	11.5	169.0	37.2	23.9	482.9	170.0	866.2	4.9
	礫の積比重(9.5-37.5mm) G _b (%)	1.988	2.162	2.572	2.58	2.136	2.09	2.064	2.097	2.129	2.09	1.974	1.76
	礫の吸水率(9.5-37.5mm) W _a (%)	12.86	11.25	2.52	4.03	10.62	11.1	12.28	10.74	10.37	11.1	13.46	18.4
	スレーキング率 (%)	99.2	40.5	45.1	58.2	99.9	99.1	91.5	42.7	100.0	71.3	100.0	98.4
	破碎率 (%)	41.0	35.3	23.0	15.8	44.5	36.3	42.8	38.8	43.2	32.0	49.9	38.9
締固め特性	液性限界 LL (%)	68.5	NP	NP	NP	40.5	42.2	57.8	54.2	46.0	47.5	54.5	45.7
	塑性限界 PL (%)	37.0	NP	NP	NP	18.3	29.1	26.8	26.8	19.7	22.3	24.7	23.8
	塑性指数 Ip	31.5	NP	NP	NP	22.2	13.1	31.0	27.4	26.3	25.2	29.8	21.8
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.661	1.548	2.135	1.873	1.748	1.848	1.914	1.828	1.845	1.981	1.841	1.498
最適含水比 W _{opt} (%)	19.4	20.9	8.0	14.3	16.8	14.2	13.8	16.2	15.5	11.8	15.2	26.2	

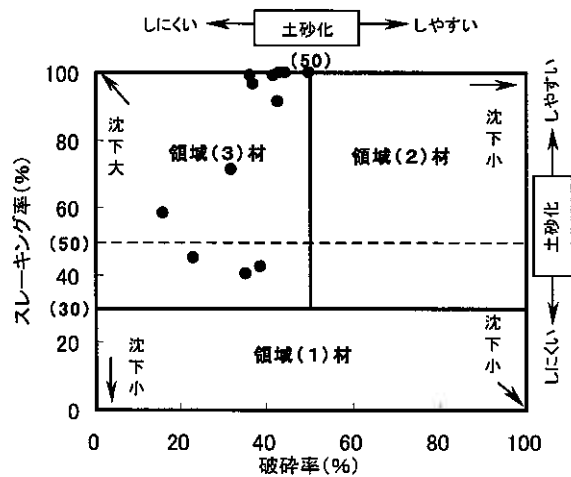


図2 各試料の圧縮性評価図



写真2 破砕走行状況

真2)。また、破砕走行回数については、目視観察により破砕状況を確認し、転圧作業への移行を判断した。なお、ブルドーザの機種については、キャタピラの接地圧が高く、破砕に有利な乾地式ブルドーザを推奨したが、一部の現場では違う発生土への流用を踏まえ湿地式ブルドーザを使用する工事もあった。

4-3. モデル施工結果

モデル施工により決定した施工機種および施工方法を表5に示す。敷均し方法については、敷均し回数を6回程度実施した後に、敷均しで使用したブルドーザにより破砕走行を6~8回程度実施した。また、転圧方法については、一部の現場でタンピングローラや起振力300kN級振動ローラを用いたが、それ以外のほとんどの現場が起振力200kN級振動ローラにより8~12回程度の転圧を行った。

各モデル施工で得られた決定転圧回数における空気間隙率 V_a と密度比 D_c の関係を図3に示す。全ての試料は泥岩の圧縮沈下対策の規定値である空気間隙率 V_a 13%以下を満足し、密度比 D_c についても92%以上満足することができた。また、試料Gについては当初湿地式ブルドーザで施工したが、空気間隙率 V_a 13%以下を満足することができなかつたため、乾地式ブルドーザへと変更して再施工を行い、 V_a 13%以下を満足させることができた。一方、比較のためにスレーキングを起こさない一般的な礫質土として切込碎石のモデル施工結果を併記したが、管理基準値である密度比 D_c は満足するが、空気間隙率 V_a は13%以下にはなっていない。

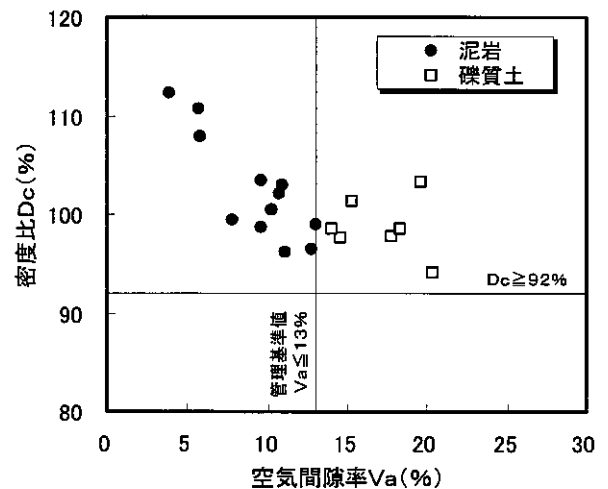


図3 各試料の V_a と D_c の関係

4-4. 破砕効果の検証

モデル施工の各施工段階で採取した試料の粒度試験結果を図4に示す。敷均し前と比較して、破砕走行後および転圧後の粒度は、粒径加積曲線が上方に移動し細粒化していることがわかる。とくに、破砕走行後の粒度は、転圧後よりも粒度変化が大きいことから、破砕走行は粒度改良効果に最も有効といえる。

表5 施工機種および施工方法

材料名称		試料A	試料B	試料C	試料D	試料E	試料F	試料G	試料H	試料I	試料J	試料K	試料L
敷均し方法	敷均し機種	湿地BD (21t級)	乾地BD (7t級)	乾地BD (21t級)	湿地BD (21t級)	湿地BD (21t級)	湿地BD (21t級)	乾地BD (21t級)	乾地BD (28t級)	湿地BD (18t級)	湿地BD (21t級)	湿地BD (21t級)	乾地BD (21t級)
	敷均し回数 (回)	4	8	6	8	4	6	8	6	6	6	6	6
	破砕走行回数 (回)	6	(適宜追加)	8	(適宜追加)	4	6	8	6	8	8	6	8
締固め方法	転圧機種	VR (200kN級)	TP (300kN級)	VR (200kN級)	VR (200kN級)	VR (200kN級)	VR (200kN級)	VR (200kN級)	VR (300kN級)	VR (200kN級)	VR (200kN級)	VR (200kN級)	VR (200kN級)
	転圧回数 (回)	12	8	8	8	6	8	8	12	10	12	6	6

※ BD:ブルドーザ, VR:大型振動ローラ, TP:タンピングローラを示す

これらの結果から、掘削直後は礫質土に近い粒度分布の泥岩であっても、敷均し時において公称 21t 級以上の重量のあるブルドーザにより、破碎走行を 6~8 回程度実施することで、破碎効果（粒度改良）により空気間隙率を小さくすることが可能となることがわかった。また、ブルドーザの機種については、湿地式ブルドーザよりもキャタピラの接地圧が高い乾地式ブルドーザの方が破碎には有効であることがわかった。

5. 路床材の材料判定検討

5-1. 試験概要

泥岩のスレーキング前とスレーキング後の強度変化を検証するために、同一試料を用いて 3 ケースの乾湿繰返し条件により CBR 試験を行った。

ケース 1 は、乾燥・湿潤作用を受けない新鮮岩を評価したものであり、現状の CBR 試験方法と同一条件となる。これに対してケース 2、ケース 3 については、締固め前に乾燥・湿潤繰返しを受けた場合、締固め後に乾燥・湿潤繰返しを受けた場合の CBR をそれぞれ評価した（図 5）。

(1) ケース 1：新鮮岩の CBR

掘削直後の新鮮岩(未風化試料)により CBR 試験を実施

(2) ケース 2：風化試料による CBR

新鮮岩を乾湿繰返した後に、供試体を作製し CBR 試験を実施

(3) ケース 3：締固め後に乾湿繰返し CBR

新鮮岩を供試体作製後にモールド内乾湿繰返しを与えて CBR 試験を実施

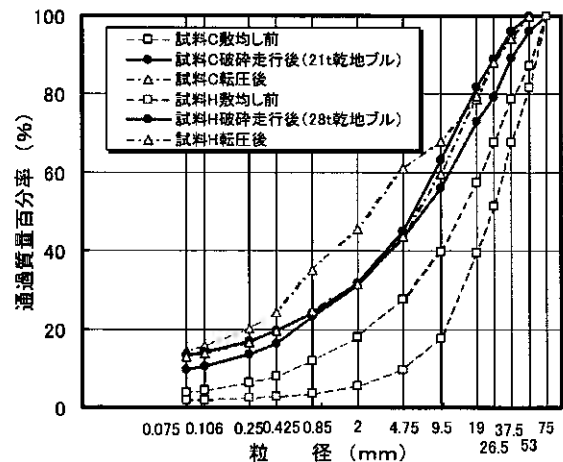


図 4 各施工段階の粒度分布

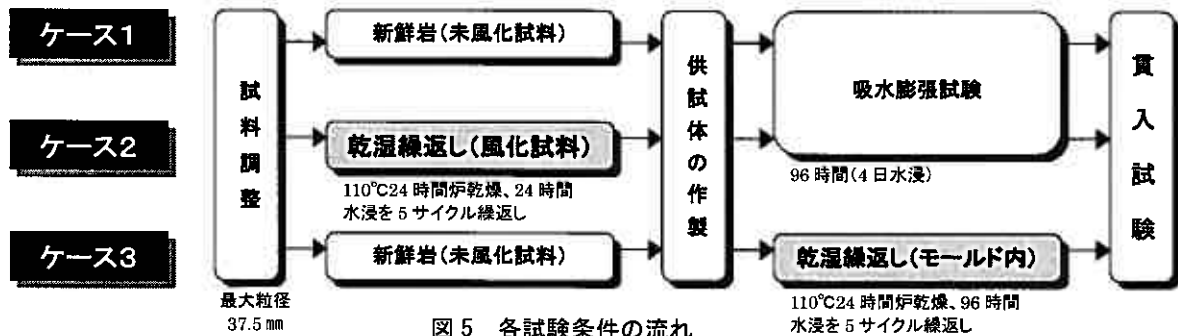


図 5 各試験条件の流れ

各ケースの供試体作製および貫入試験方法は、JIS A 1211「CBR 試験方法」準じて行った。供試体は粒径 37.5 mm 以下の試料を 4.5 kg ランマーで 92、42、17 回/層をそれぞれ 3 層で突固めて作製した。また、乾湿繰返し方法については、ケース 2 の供試体作製前の試料は、JHS 110「岩のスレーキング試験方法」に準じて行い、ケース 3 の供試体作製後のモールド内乾湿繰返しは、24 時間 110°C 乾燥と 96 時間水浸を 5 サイクル繰返して行った。なお、上載荷重は、常時重さ 5 kg の軸付き有孔板を載せて行った。

試験に用いた試料は、千歳管内で発生する 6 種類の泥岩により実施した。試験実施試料の圧縮性の評価図を図 6 に示す。全ての試料はスレーキング率が 30% 以上、破碎率は 50% 以下となり、圧縮性の評価図からは「領域(3)材」に分類され、圧縮沈下が懸念される試料となる。なお、試験試料の特性を大きく分類すると、スレーキング率 90~100% の非常に細粒化しやすい試料が 4 種類、スレーキング率 40~50% の細粒化しにくい試料が 2 種類に分けることができる。

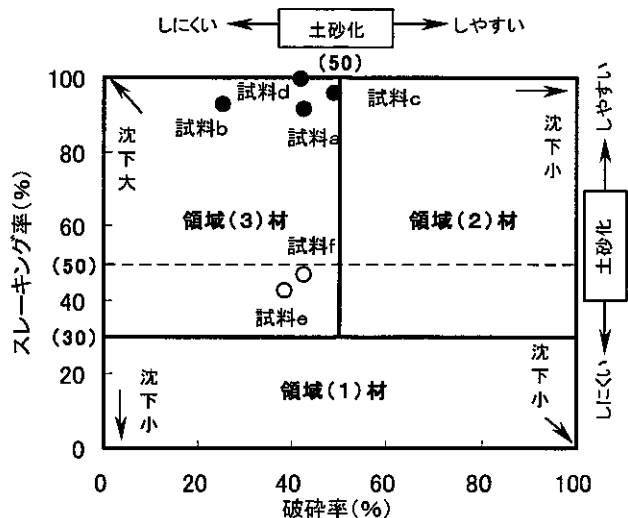


図 6 各試料の圧縮性評価図

5-2. 乾湿繰返しによる強度変化

各試料における各ケース別の修正CBRを図7に示す。すべての試料はケース1(新鮮岩)よりも、乾湿繰返しを与えたケース2(乾湿繰返し試料)およびケース3(締固め後に乾湿繰返し)の修正CBRが低下し、その低下率については、ケース3の方が大きい傾向にある。また、ケース1の修正CBRが材料規定値を満足している試料Bおよび試料Cについては、乾湿繰返しを与えたケース2およびケース3の場合、下部路床の材料規定値である修正CBR5%を満足できない結果となった。

5-3. スレーキング率と修正CBRの関係

各試料のケース1(新鮮岩)とケース2(乾湿繰返し試料)、ケース3(締固め後に乾湿繰返し)の関係を図8に示す。スレーキング率が50%を超える試料は、ケース1と比較して乾湿繰返しを与えたケース2およびケース3の修正CBRは大きく低下し、そのほとんどが規定値である修正CBR5%を満足していない。また、ケース1の修正CBRが高いほど、修正CBRの低下率が大きくなる傾向にある。一方、スレーキング率50%以下の試料については、ケース1よりも若干修正CBRは低下するが、その低下率はスレーキング率が50%を超える試料よりも小さく、全て試料はケース2および3ともに修正CBR5%を満足している。

新鮮岩の強度特性が比較的近い試料cおよび試料eの各ケース別の乾燥密度とCBRの関係を図9に示す。両試料のスレーキング特性は、試料cがスレーキング率95.8%、破碎率49.1%、試料eがスレーキング率42.7%、破碎率38.8%となっている。スレーキング率が非常に高い試料cの乾燥密度-CBR曲線は、ケース1では高いCBRを示しているが、乾湿繰返しを与えたケース2およびケース3では、CBRは大きく低下し、乾燥密度が小さい場合には、CBR5%を満足していない。これに対して、スレーキング率が50%以下の試料eの場合、42、92回突固めにより乾燥密度が高い場合には、試料cの場合とは逆の傾向となり、ケース2、3のCBRはケース1と同様か、それ以上の値を示した。この要因としては、スレーキング率50%以下の試料については、乾湿繰返しによる細粒化の度合いが小さいため、比較的均等な粒度となり、強度変化が少なかったものと推測される。

これらの結果より、乾燥・湿潤による影響を考慮したCBR試験による材料判定は、スレーキング率が50%を超える試料の場合、現場のスレーキングによる強度低下の予測に適した判定と考えられる。なお、試験条件については、ケース3が品質管理上、安全側の結果となっていることから、ケース3による評価が適切と考える(表6)。

6. 凍上性の変化に関する検証

6-1. 検討概要

ぜい弱岩の材料特性として、スレーキングにより粒度が細粒化する。これにより細粒分が増加して凍上性が変化することから、既往の文献⁴⁾からもぜい弱岩(とくに泥岩)は、凍上を起こしやすい土質の

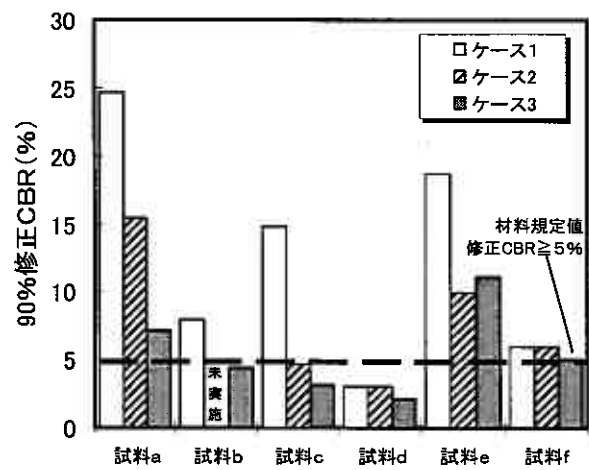


図7 各試料の各ケース別修正CBR

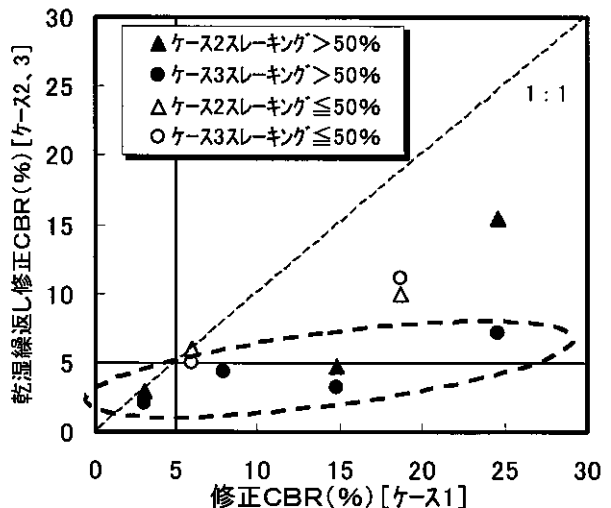


図8 乾湿繰返しの有無による修正CBR

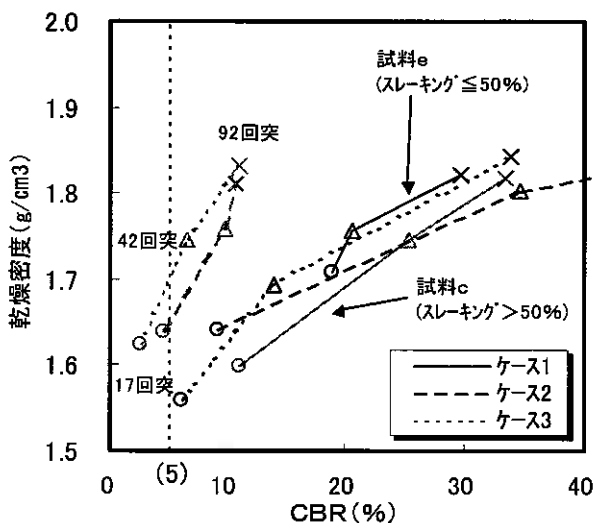


図9 試料c、eの乾燥密度-CBR曲線

表6 乾湿繰返しを考慮した路床の材料規定

項目	工種		備考
	上部路床	下部路床	
最大寸法 (mm)	100mm以下	150mm以下	
スレーキング率 (%)	50%以下	(50%以下の場合) (50%を超える場合)	(JHS110)
仕様最小密度における修正CBR (%)	10以上	5以上	(JIS A 1211 JHS試験条件)
仕様最小密度における修正CBR (乾湿繰返し後のCBR) (%)	—	5以上	(本重5乾湿繰返し条件ケース3)

一つとされている。実際、北海道の高速道路においても、切土部路床（地山）やトンネル内インバート埋戻し材等に泥岩を使用し、路面凍上が発生した事例もある。したがって、ぜい弱岩の凍上性判定としては、乾燥・湿潤による細粒・土砂化を考慮した判定が重要である。

6-2. 凍上性の変化

凍上性の変化を把握するために凍上試験を実施した。試験方法は JHS 112「土の凍上試験方法（冷媒式）」により行った。また、試験対象試料は、3章盛土施工方法の検討で使用した試料 G で、スレーキング率 91.5%、破砕率 42.8% の試料である。この試料の乾燥・湿潤作用を受けた場合の凍上性の変化を把握するために、掘削直後の新鮮岩で供試体を作製した場合と、乾湿繰返し試料で供試体を作製した場合の 2 つの試験条件で行った。

試験結果を図 10 に示す。新鮮岩については、凍上率は 8.8%、凍結様式は 3 となり凍上性材料であった。一方、乾湿繰返し試料については、凍上率 11.0%、凍結様式 4 となり、凍上率が 2.2% 増加し、凍結様式が 3 から 4 へと変化した。なお、凍結融解後の修正 CBR については、新鮮岩で 6.3%、乾湿繰返し試料で 3.5% となり 2.8% 低下した。

本試験では、新鮮岩の状態において凍上性を示した試料で実施したが、今後は、スレーキング率が比較的低く、凍上性判定基準値の境界付近を示す試料のデータを蓄積し、スレーキング性と凍上性の関係を把握していく予定である。

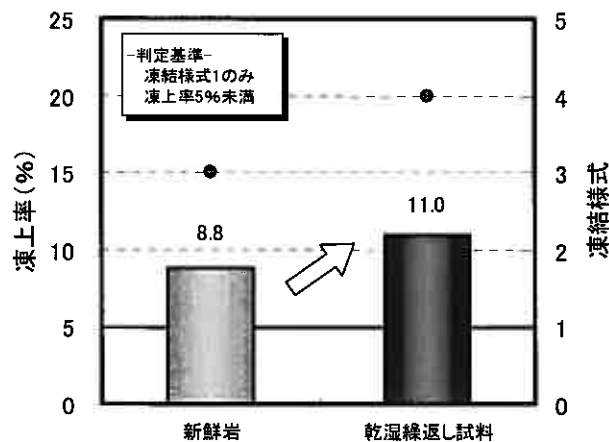


図 10 凍上率と凍結様式

7. まとめ

ぜい弱岩の盛土施工管理手法の検討として、盛土のモデル施工の結果、乾湿繰返し CBR 試験による路床材としての材料判定の結果および凍上性判定試験の結果をそれぞれまとめると下記のとおりである。

- (1) 敷均し時にブルドーザを 6~8 回破砕走行させることで、締固め度を空気間隙率 $V_a \leq 13\%$ にすることができる。
- (2) 破砕走行に用いる機種は、公称 21t 級以上の乾地式ブルドーザが粒度改良には有効である。
- (3) 乾湿繰返し作用を受けた試料の CBR は、新鮮岩の CBR よりも強度低下する。
- (4) スレーキング率 50% を超える試料は、乾湿繰返しによる CBR の低下が大きく、50% 以下の試料では CBR の変化は小さい。
- (5) 乾湿繰返しによる試験（ケース 3）は、現場のスレーキングによる強度低下の予測に適した判定方法と考えられる。
- (6) 乾湿繰返し作用を受け、凍上率が増加し、凍結様式は凍上しやすい材料に変化する。

8. おわりに

横断道建設工事は現在、最盛期を迎えている。今後、発生する様々なぜい弱岩についても安定した土構造物の構築を行い、お客様に安全で快適な走行環境を提供し、維持管理を含めたトータルコストの縮減を目的として、引き続き適切な施工管理手法と盛土完成後の調査を行い検証していく。

<参考文献>

- 1) 東日本高速道路㈱：設計要領第一集土工編，2006。
- 2) 日本道路公団試験所：ぜい弱岩（風化岩）盛土の圧縮沈下特性と路床への適用，試験所技術資料第 212 号，1983。
- 3) 東日本高速道路㈱：土工施工管理要領，2003
- 4) 稲田倍穂・奥園誠之・松井正弘：泥岩および山砂，日本の特殊土，土質工学会，1974。

ベントナイト緩衝材の浸水時における膨張・圧縮挙動

北海道大学大学院 学生会員 ○浅野 純
 北海道大学大学院 国際会員 田中 洋行
 北海道大学大学院 国際会員 三田地利之

1. はじめに

原子力発電所で発生する使用済み燃料等の高レベル放射性廃棄物の処分方法として、現在地層処分が最適と考えられている。地層処分とは、高レベル放射性廃棄物をガラス固化体にし、オーバーパックに封入した後、緩衝材で包み込み地下数百メートルに埋設する方法である。地下では地下水の侵入やオーバーパックの破損による核種の漏出といった危険があるため、周辺地盤との間に緩衝材を詰めることにより安全確保を図る。緩衝材には膨潤性、自己シール性、核種吸着性、力学安定性、熱伝導性が求められており、これらの性質を有しているベントナイトと珪砂を混合したベントナイト・珪砂混合土を緩衝材として利用することが期待されている。

筆者らは昨年度の実験^[1]で、一般に膨潤性が高いとされるベントナイトも浸水時の条件によっては圧縮を生じるという結果を得た。これはベントナイト緩衝材に求められている膨潤性という点で大変重要なことであり、実験結果の再現性や一般性を確認する必要がある。そこで本研究では応力一定試験、変位一定試験等を行い、ベントナイト緩衝材の浸水後の特性が膨潤あるいは圧縮へと変化する“状態境界線”についての検討を行った。

2. 実験方法

a) 試験機概要

本研究で用いる膨潤応力測定試験機は、EP変換器を用いて、コンピュータで鉛直荷重を自動制御し、非常に小さな鉛直荷重増分を正確に載荷することができる。さらに供試体の変位測定の誤差を小さくするために、上下の排水用の多孔版には荷重によるひずみが少ないポラスメタル、また供試体の上下には高分子薄膜を用いている。また、上部・下部ロードセルで応力の測定を行っているが、過去の研究^[2]において上部ロードセルの値を用いているため、本研究においても上部ロードセルの値を用いている。試験機の概略図を図-1に示す。

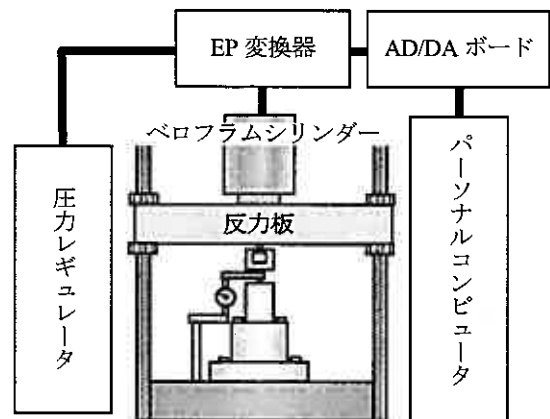


図-1 試験機概略

b) 供試体作成方法

本研究で用いた試料は、緩衝材として用いられるベントナイトの研究で最も多く使われているクニミネ工業製クニゲル V1 と珪砂7号である。供試体の作製は所定の密度になるように粉末状態の試料をリングに入れ、CBR試験機で静的に締め固める方法で作成した。試料の物性値を表-1に示す。

表-1 試料の物性値

	ベントナイト	珪砂7号
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.799	2.692
液性限界 ω_L (%)	498	-----
塑性指数 I_p	459	-----
スメクタイト含有量(%)	60	-----

c) 試験手順

(i) 応力一定試験：供試体をリングと一体のまま取り出し、乾燥状態のまま、所定の応力まで載荷する。所定の応力に達した後、応力一定の状態でも容器の上下から3日間通水を行う。

(ii) 変位一定試験：応力一定試験と同様の手順で所定の応力まで載荷する。その後、変位量が0~0.0065mmの範囲内になるようにコンピュータで自動制御しながら3日間の通水を行う。

3. 結果・考察

図-2は最大膨潤応力(p_{smax})と有効粘土密度(ρ_e)の関係を示している。有効粘土密度は珪砂の体積を除いてベントナイトの乾燥密度を計算した指標^[3]である(式(1))。

$$\rho_e = \frac{M_b}{V_b + V_a} = \rho_d \cdot \frac{100 - R_s}{100 - \rho_d \cdot R_s / \rho_s} \quad (\text{g/cm}^3) \quad \dots (1)$$

ρ_e : 有効粘土密度 (g/cm^3)
 M_b : ベントナイトの乾燥質量 (g)
 V_b : ベントナイトの容積 (cm^3)
 V_a : 間隙の容積 (cm^3)
 ρ_d : ベントナイト・珪砂混合土の乾燥密度 (g/cm^3)
 R_s : 珪砂の乾燥状態での配合率 (%)
 ρ_s : 珪砂の土粒子密度 (g/cm^3)

ベントナイト緩衝材はベントナイト配合率が高いほど、初期乾燥密度が高いほど、 p_{swmax} は大きくなる。しかし、図-2 に示すように、有効粘土密度を指標とするとベントナイト配合率によらず、有効粘土密度の増加に伴い、 p_{swmax} が指数的に増大する傾向が見てとれる。

図-3 にベントナイト間隙比 (e_b) と p_{swmax} の関係を示す。ベントナイト間隙比とは珪砂を除いたベントナイトのみに関する間隙比であり、有効粘土密度を用いて計算できる(式(2)、(3))。

$$\rho_e = \frac{M_b}{V_b + V_a} = \frac{M_b/V_b}{1 + V_a/V_b} = \frac{\rho_b}{1 + e_b} \dots (2)$$

$$\therefore e_b = \frac{\rho_b}{\rho_e} - 1 \dots (3)$$

e_b : ベントナイト間隙比

ρ_b : ベントナイトの乾燥密度 (g/cm^3)

ベントナイト含有量に着目した間隙比で評価することにより、図-3 に示すように、配合率によらず、広範囲にわたって e_b と p_{swmax} との間には一義的な関係がある(以後、この関係を A ラインとし、図面に A ラインを記入する)。

図-4 は応力一定下での浸水実験の結果を載せたものである。A ラインより下方では体積膨張、上方では体積圧縮が起きている。図-4 以下に示す図で、供試体の作成条件を記号で示しているが、例えば 10014 を例にして説明すると、ベントナイト配合率 $\alpha=100\%$ 、初期乾燥密度 $\rho_d=1.4\text{g/cm}^3$ を意味している。

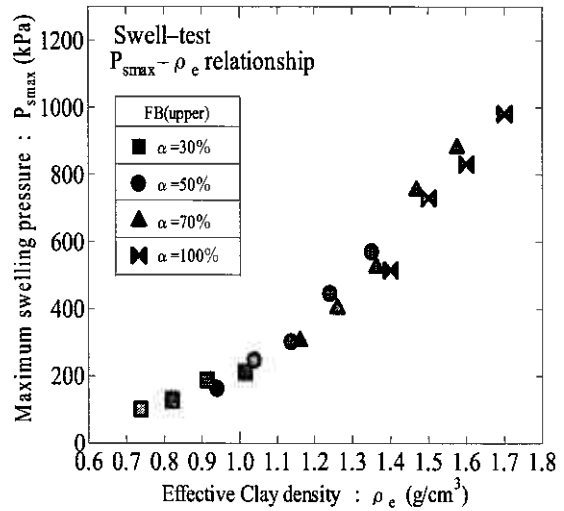


図-2 最大膨潤応力-有効粘土密度関係

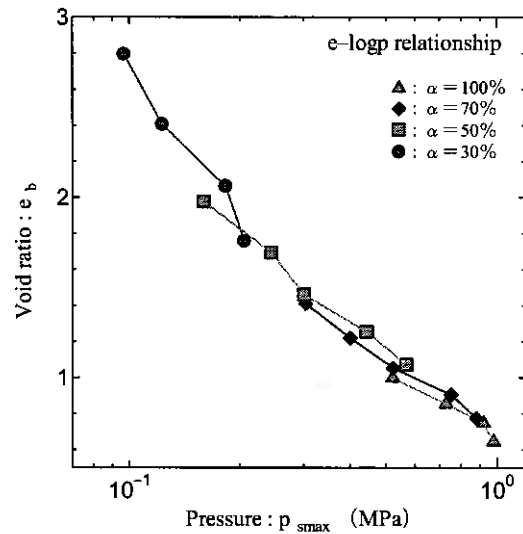


図-3 ベントナイト間隙比-最大膨潤応力関係

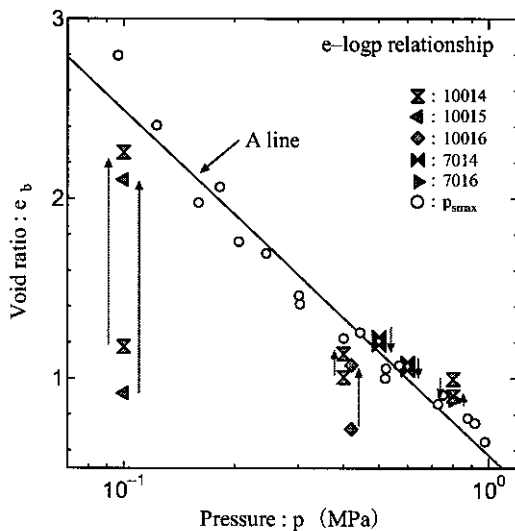


図-4 ベントナイト間隙比-応力関係 (応力一定)

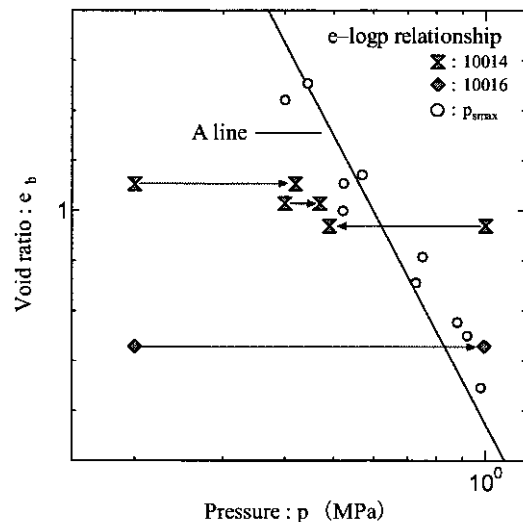


図-5 ベントナイト間隙比-応力関係 (変位一定)

図-5には変位一定での浸水実験結果を示す。図-4と同様に、Aラインより下方から浸水試験を行うと圧力は増加し、Aラインを超えた状態で浸水試験を行うと圧力は減少し、最終的にはどちらの状態でも試験を開始してもAライン上の状態で安定する。すなわち、Aラインはベントナイトが浸水した場合の限界状態を表している。そして、この限界状態線は、ベントナイト含有量に着目した e_0 で表すことができ、また p_{max} の対数との間に直線関係にある。

$\alpha=100\%$ の供試体を用いて、変位と応力の両方をコントロールして浸水を行った試験を実施した。試験結果を図-6に示す。図中の■で表した試験は浸水開始と同時に200kPa一定下で膨潤させ、所定の供試体高さになった後、変位を一定に保ったものである。また図中の□は浸水開始後、420kPaまで応力を上昇させ、その後応力を一定に保った試験結果である。どちらの試験においても、浸水後の最終上体はAラインに向かう傾向が見られる。このことから、浸水時の e_0 とPの膨潤過程の違いによらず、最終的にはすべて e_0 とPの関係はAラインで表すことができる。

しかし、図-4, 5, 6を詳細に見てみると、必ずしもAライン上に一致しているわけではなく、ある程度の幅を有していることがわかる。

図-6の□の結果を見ると、Aラインよりかなり下方で膨潤が終了している。この原因として、供試体と圧密リングの摩擦が考えられる。変位一定試験の応力増加過程では、変位を抑えようとするため、供試体とリングの間には上向きの摩擦力が生じる。そのため応力が過大評価されてしまう。一方、応力一定試験の膨潤過程においては膨潤しようとする供試体とリングの間には下向きの摩擦力が生じる。最大膨潤応力は本研究の変位一定試験とほぼ同様の試験から求められたものであるため、応力一定試験より変位一定試験の結果がAラインに近づいたと考えられる。

Aラインに一致しない他の理由として考えられるのが、応力履歴の影響である。

図-7に $\alpha=100\%$ の供試体を用いて供試体が乾燥した場合(Dry)と飽和した場合(Wet)の段階荷重圧縮試験の結果を示す。外館、他^[1]は乾燥状態の作成供試体を浸水させると、飽和した状態で行った段階荷重圧縮試験の再荷重の関係に近づくことを示した。再荷重の関係は、最大圧縮応力に関係するので、もしAラインが再荷重に相当するならば、Aラインは間隙比によって一義的に決まらずに、最大圧縮応力によって影響されることになる。図-8に飽和した状態で行った(Wet)段階荷重圧縮試験から得られた e -log p 関係と変位一定試験から得られた膨脹試験の結果を示す。試料はいずれも $\alpha=100\%$ である。膨脹試験では、Dryの状態を図の右側に示す圧力で静的に締固められた後(表-2にその値を示す)、一旦除荷され膨潤応力測定試験機にセットされる。そして、30kPaの荷重を受けた状態で(図-8の左側の点)、供試体を浸水させる。その時に測定された膨潤応力が図-8の中央にある点である。すなわち、これが本論文で述べている境界状態線であり、図に示すように膨潤応力はAラインとほぼ一致している。しかしながら、このAラインは、図に示すように、Wetの状態で作られた

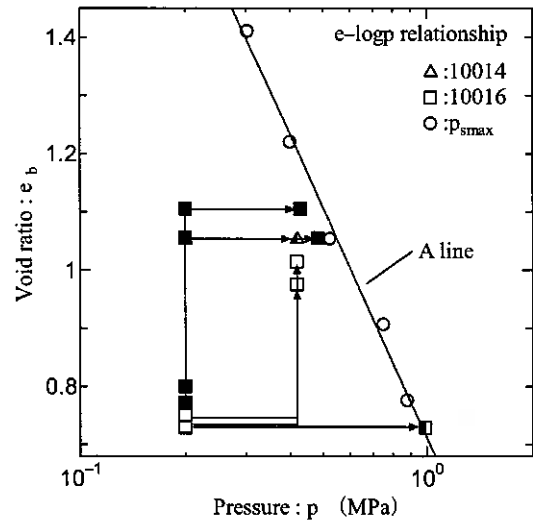


図-6 ベントナイト間隙比-応力関係 (浸水過程の違い)

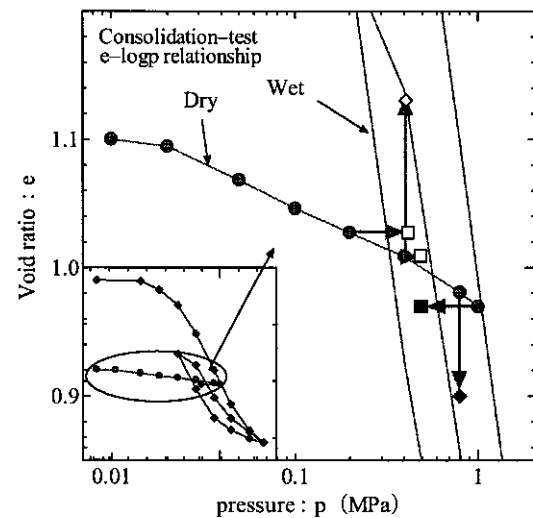


図-7 間隙比-応力関係

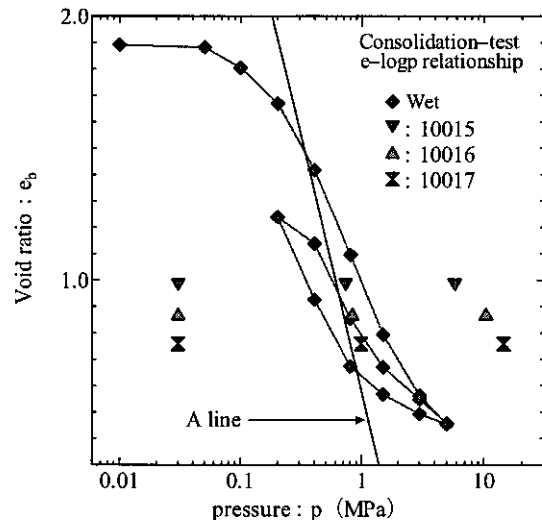


図-8 ベントナイト間隙比-応力関係

段階載荷圧縮試験の e - $\log p$ とは必ずしも一致していない。すなわち、この2つの線が一致する条件では、間隙比（湿潤密度）に

よって一義的に膨潤応力が決まるが、図-8 に示すように圧力が上記の条件より大きい、あるいは小さい場合には、膨潤後の状態はAラインとは乖離するものと思われる。

表-2 初期乾燥密度と各応力値

	at Moulding	at Preloading	at Swelling
$\rho_d=1.5g/cm^3$	5.8MPa	0.03MPa	0.729MPa
$\rho_d=1.6g/cm^3$	10.36MPa	0.03MPa	0.83MPa
$\rho_d=1.7g/cm^3$	14.34MPa	0.03MPa	0.98MPa

4. まとめ

- ・ベントナイト含有量に着目した間隙比で評価することにより、配合率によらず、広範囲にわたって e_b と p_{smax} との間には一義的な関係がある。この関係が膨潤・圧縮を決める限界状態線となる。
- ・浸水時の応力・変形過程の違いによらず、最終的にはすべて限界状態線に向かう。
- ・しかしながら、摩擦の向きや過去の応力履歴の違いにより、応力一定試験・変位一定試験の結果が限界状態線に完全に一致しない。

【参考文献】

- [1] 外館友彦・田中洋行・三田地利之・浅野純：ベントナイト緩衝材の膨潤・圧縮特性，第41回地盤工学研究発表会，pp301-pp302,2006
- [2] 小松賢司・三田地利之・谷村匡哉・外館友彦：ベントナイト・珪砂混合土の膨潤およびせん断特性，第39回地盤工学研究発表会，pp347-pp348，2004
- [3] 小松賢司・三田地利之・外館友彦：各種室内試験によるベントナイト・珪砂緩衝材の変形・強度特性（第2報），地盤工学会北海道支部技術報告集第45号，pp169-pp174，2005
- [4] 小峯秀雄・緒方信英：砂・ベントナイト混合材料および各種ベントナイトの膨潤特性，土木学会論文集 No.701/III-58，pp-373-pp385，2002
- [5] 並河努・菅野毅：圧縮成型したベントナイトの一次元圧密試験，第32回地盤工学会研究発表会，pp397-pp398，1997
- [6] 高治一彦・鈴木英明：緩衝材の静的力学特性，核燃料サイクル開発機構技術資料，JNC TN8400 99-041，1999

「土質力学の父 テルツァーギの素顔」

東洋大学名誉教授 赤木俊允

カール・テルツァーギ（1883-1963）が土質力学の研究者・学者として他の追随を許さぬ名声と業績とを築き上げた人であることはよく知られている。しかし、彼が優れた応用地質学の専門家であり卓越した実務型の土木技術者だったことは、我が国では今まで殆ど知られていなかった。その上、彼が土木分野の専門家であるに止まらず、芸術・政治・経済・社会にわたる広く深い造詣を持つ人であり、ユニークなエンジニアリング・フィロソフィーを説く人であったことを知る人は極めて少ない。

リチャード・E・グッドマン（カリフォルニア大学バークレイ校・名誉教授）が5年の歳月を費やし、テルツァーギが残した膨大な量の出版物、非公開だった報告書、手紙、日誌などを精査して伝記にまとめ、それがアメリカ土木学会（ASCE）から出版されたのは1999年のことであった（文献1）。この詳細な伝記によって、彼の生い立ちと家族、友人・弟子たちとの関係、仕事や研究上の挫折と成功、土質力学の誕生と発展、テルツァーギが抱いていた土質力学や地質学に対する思いを、彼自身の言葉を通じて知ることができるようになった。またこの本により、テルツァーギがコンサルティング・エンジニアとして、多くの大プロジェクトに取り組みそこで遭遇した様々な自然地盤の諸現象に対し、土質力学と地質学の知識を駆使し、天才的な閃きをもって解決策を見出すアーティストだったことが明らかにされた、ということができる。

テルツァーギはオーストリアで生まれ育って、幼少の頃から山歩きと地質学を愛した。グラーツ工科大学で一旦機械工学科を卒業するのだがこの分野は自らに適していないと結論し、兵役を済ませた後、再入学し土木工学科を卒業する。土木技術者となってからは土と地盤の問題は当時の地質学では解決できないことを悟り、専門用語を厳密化・数量化し更には構造力学・流体力学の諸原理を導入して、土質力学の体系を創設した。しかし、複雑な大自然の産物である土と地盤を相手の土木工事においては、単に力学と理論による数量化では対処できないことの認識を深め、地質学の重要性を強調し続けたのだった。彼の生涯は二つの世界大戦を含む激動期のヨーロッパと戦中・戦後のアメリカとが主な舞台となったのだが、この伝記は以下のような19章から成り立っており興味深い歴史物語にもなっている。

1.天才のルーツ 1883-1906年、 2.ヨーロッパで実務に 1906-1912年、 3.アメリカへの雄飛 1912年、 4.低迷から戦争へ 1912-1915年、 5.知的生活への回帰 1915-1918年、 6.土質力学の誕生 1918-1923年、 7.トルコでの展開 1922-1925年、 8.アメリカで活躍し認められてもなお 1925-1929年、 9.オーストリア学界トップの座 1929-1935年、 10.ヨーロッパの生活に不満が高じて 1930年代中頃、 11.二つの頂点-ベルリンとケンブリッジ 1935-1936年、 12.試される土質力学-どん底へ 1936-1937年、 13.学外のコンサルティング活動への逃避 1937-1938年、 14.観測的手法の開発-戦時中のアメリカで、 15.アメリカでの目まぐるしい日々 - 1940年代から50年代へ、 16.ハーバードで、インドで、そしてブラジルで、 17.冷戦下の政治と専門家証人の役割、 18.ブリティッシュ・コロンビアからの挑戦、 19.終焉への闘い

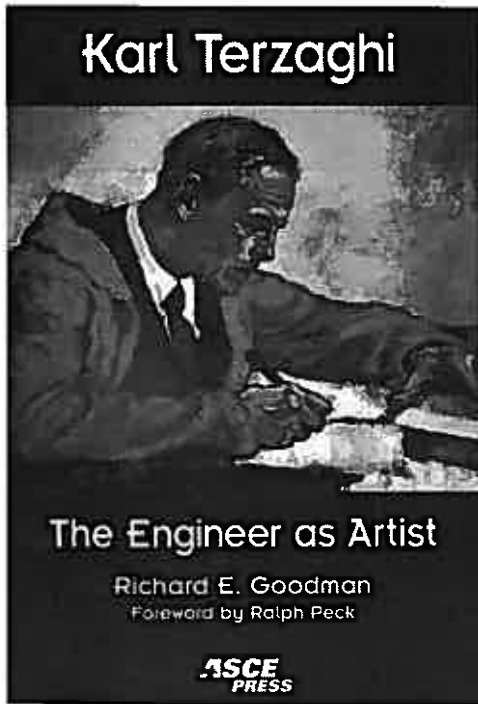
筆者はリチャード・E・グッドマン著のこの伝記を翻訳し、「土質力学の父 カール・テルツァーギの生涯 - アーティストだったエンジニア」と題する翻訳書として、2006年1月に地盤工学会から発刊することを得た（文献2）。

この翻訳書には、原著には付されていないものであるが、テルツァーギ・ペックの肉声を録音したCDをその内容の英文・対訳と共にアペンディックス（付録）として添付することができた。40年余り前の昔話になるが、筆者は偶々、テルツァーギと長年にわたって緊密な関係を持たれた恩師ラルフ・B・ペック教授から、テルツァーギが1957年にハーバード大学で行った土木地質学の初回の講義の録音テープをコピーさせて頂き、その上ペック教授には特にお願ひしてこのテープについての解説・紹介を吹き込んで頂いた。長らくその録音テープを秘蔵していた経緯があるのだが、僅か40年ほどの間にこのテープの存在自体が殆ど知る人もない状態に至っていた。誠に信じがたいことではあるが、貴重な歴史的遺産が歴史の波間で木の葉のように翻弄され容易に消えてしまうことがある一例だったのかもしれない。この翻訳書出版の機会にそれをCD化し、少なくとも我が国で広く地盤工学会界にPRすることができたのは筆者が大きな喜びとするところである。この講義の中で、テルツァーギは自ら築き上げた土木地質学から土質力学への歴史的変遷の過程を語り、具体例をあげながら土木工事における地質学の重要な役割について力説している。

筆者はイリノイ大学の大学院に留学中の1958-60年、テルツァーギ教授の講義を数回聴く機会に恵まれた。爾来、テルツァーギ「A Portrait of Karl Terzaghi, Father of Soil Mechanics」 by Toshinobu AKAGI, Professor Emeritus, Toyo University, Saitama

ーギという人が単に一大学教授に留まる人ではないことは認識していたし、どんな人生を歩んだ人だったのかと強い関心を抱いていたのだが、グッドマンによる伝記を読むまでは彼の全体像はなかなか捉えがたいものだった。それほどにスケールの大きい、多岐にわたる、そして深みのある人生を創り出した人だったことが漸く判然とするに至った感じである。我々の携わる専門分野の比類無き巨匠として、また素晴らしい人生の達人として、テルツァーギが残していったものは、今尚新鮮であり、この先長く斯道を照らす灯台の灯であり続けることと、筆者は確信している。

この伝記に描かれた巨匠テルツァーギの知られざる素顔と、彼が抱いていた土木地質学・土質力学・基礎工学に対する思いとが、わが国の地盤工学の現状に大きな一石を投げ新しい波紋を広げてゆくことを、筆者は期待している。



(文献1)



テルツァーギ、ペックの両教授、於イリノイ大学
1958年11月7日 筆者撮影



(文献2)

十勝沖地震による火山灰地盤の液状化とその地形的要因

地崎工業 土木部技術課 ○国際会員 八木一善
北海道大学大学院 工学研究科 国際会員 三浦清一

1. はじめに

本邦では、1993年からの大地震の頻発により、火山灰質土の液状化に起因する盛土や自然堆積地盤の崩壊・沈下が多発し、その被災地は北海道と南九州に集中した。2003年十勝沖地震においても、札幌市清田と端野町協和で火砕流堆積物（しらす）の液状化被害が生じた。そこで筆者らは、これらの液状化事例、火砕流堆積物の基本的性質を調べており、火砕流堆積物は非塑性の細粒分を含んでいること、豊浦砂の場合と同様に液状化強度は密度依存性を示すこと、相対密度70%以下で液状化強度は著しく低下することなどを明らかにしている。

このように、密実な状態にはない火砕流堆積物は液状化しやすい地盤材料といえるが、液状化の発生は地形的な要因も大きく関係している。火砕流堆積物の液状化被害は、河川、ため池、谷地形を埋土した箇所が発生するケースが多く、高い地下水位も液状化に至る要因の1つとなっている。

本報告では、まず日本で生じた火山灰地盤の液状化に関する代表的な事例を示すとともに、被災地で採取した火山灰質土の物理的性質の特徴について示した。また、札幌市における地震被害の基礎資料とするために、2003年十勝沖地震の際に液状化被害が生じた札幌市清田団地の被害内容と地形の変遷を示し、液状化との関係について考察している。

2. 本邦の火山灰地盤の液状化履歴

火山灰地盤の液状化が報告されたのは、南九州の1968年えびの地震によるものが最初であろう。シラス研究委員会¹⁾は、しらすの斜面崩壊だけではなく①えびの市における川内川周辺での沖積しらす（加久藤火砕流堆積物 起源）の液状化について報告している。同年の1968年十勝沖地震でも、②札幌市の清田団地で支笏軽石流堆積物による埋立て盛土が被害を受け、噴砂現象が確認された²⁾。

25年後の1993年以降、火山灰地盤の液状化は10年間にわたって頻発した。まず1993年釧路沖地震では、道東の③釧路市緑ヶ丘と④標茶町シラルトロエトロの住宅地で盛土の崩壊が生じ、住宅に甚大な被害が生じた³⁾。いずれも火砕流堆積物による盛土である。

同年の1993年北海道南西沖地震では、駒ヶ岳周辺の⑤森町や七飯町などで駒ヶ岳を噴出源とする降下軽石や火砕流堆積物の盛土と自然地盤が液状化し、道路、小学校、家屋、ライフラインなど多数の施設に被害が及んだ。資料は残されていないが、森町では過去の大地震の際にも液状化被害が発生していたようである。

次に1994年北海道東方沖地震では、1993年に被災した④標茶町の住宅地で再び液状化による被害がもたらされた。北見市近郊の⑦端野町では、クッチャロ（屈斜路）軽石流堆積物で埋め立てた農地で大規模な流動崩壊と陥没が生じている。また、震度6の強震動を受けた⑥中標津町の市街では、粒子が粗粒かつ脆弱な摩周降下軽石の自然堆積層（切土）が液状化し、多数の噴砂現象と地盤の亀裂が生じた。

さらに1997年鹿児島県北西部地震^{4),5)}では、震源地の周辺地域である⑧鹿児島県入来町や港湾がある⑨阿久根市で入戸火砕流堆積物（始良カルデラ起源）を主体とする「しらす地盤」が液状化し、同様な被害は県内各地で認められた。

そして2003年十勝沖地震では、過去の大地震によって被災した②札幌市の住宅地（1968年十勝沖地震）と⑦端野町の農地（1994年北海道南西沖地震）で再び液状化が発生した。端野町の農地では再び大規模な流動崩壊⁶⁾が生じている。

表-1には地震のマグニチュード M_j （2003年気象庁改定）、液状化が発生した地域の震度、震央距離（被災地と震央との距離）、被災地の旧地形、液状化被害の内容等を示した。火山灰質土の液状化は震度4以上で生じ、 M_j が7.5を超えた北海道の地震では震央距離が非常に大きい。一方、九州の直下型地震では震源周辺域に被害が集中した。また降下火砕堆積物よりも火砕流堆積物の盛土で液状化は多発しており、沢やため池を埋土した場合に被害は甚大となる。

3. 液状化した火山灰質土の物理的性質

表-2に、液状化した火砕流堆積物の物理・示標的性質を示す。火山から、火山灰、スコリア、軽石が混合状態で流下堆積した火砕流堆積物は、細粒子や軽石を含んで粒度分布が良い。一次堆積物の場合は、細粒分含有率が15%~40%の範囲にあることがほとんどである。細粒分含有率が10%以下となる①えびの市¹⁾と⑨阿久根市⁵⁾の噴出物は、二次堆積あるいは液状化による噴出の過程で粒度の変化が生じた可能性が考えられている。また、火砕流堆積物およびその細粒分は非塑性もしくは低塑性である。

表-1 日本における火山灰地盤の液状化履歴（噴砂現象を伴ったもの）

地震名	M _l	地点	震央距離	震度	火山灰名	旧地形	被害形態
1968年えびの ¹⁾	6.1	①えびの市	35km	4	加久藤 FL	河川周辺	斜面崩壊 堤防被害他
1968年十勝沖 ²⁾	7.9	②札幌市	310km	4	支笏 FL	沢とため池	住宅地 盛土の沈下
1993年釧路沖 ³⁾	7.5	③釧路市	15km	6	屈斜路 FL	枝谷地形	住宅地 盛土の崩壊
		④標茶町	40km	----	起源不明 FL	斜面 沢あり	住宅地 盛土の崩壊
1993年北海道南西沖	7.8	⑤森町 七飯町	135-145km	----	駒ヶ岳 FL & FA	比較的平坦 湖沼に近い	広域な自然地盤と 盛土の液状化
1994年北海道東方沖	8.2	④標茶町	250km	----	起源不明 FL	斜面 沢あり	住宅地 盛土の崩壊
		⑥中標津町	220km	6	摩周 FA	造成地(切土)	ヤード 噴砂亀裂多数
		⑦端野町	300km	----	屈斜路 FL	沢とため池	農地 流動崩壊
1997年鹿児島 県北西部・同第 2北西部 ^{4),5)}	6.6	⑧入来町	10-50km	5強	入戸 FL	沢とため池 漁港	二次しらすの液状化 住宅・港湾等の被害
	6.4	⑨阿久根市		6弱			
2003年十勝沖	8.0	②札幌市	250km	4	支笏 FL	沢	住宅地 盛土の沈下
		⑦端野町	230km	5弱	屈斜路 FL	沢とため池	農地 大規模流動崩壊

FL：火砕流堆積物（軽石流堆積物：しらす） FA：降下軽石 震央距離：液状化地点と震央との距離

表-2 液状化した火砕流堆積物の物理・示標的性質

地点	①宮崎 えびの市 ¹⁾	②北海道 札幌市	③北海道 釧路市 ³⁾	④北海道 標茶町	⑤北海道 森町	⑦北海道 端野町	⑧鹿児島 入来町 ⁴⁾	⑨鹿児島 阿久根市 ⁵⁾
火砕流	加久藤	支笏	屈斜路	起源不明	駒ヶ岳	屈斜路	入戸	入戸
堆積条件	河川周辺 沖積堆積	沢地形 盛土	枝谷地形 盛土	湿原 盛土	自然堆積	沢地形 盛土	沢地形 2次しらす	漁港 2次しらす
ρ_s (g/cm ³)	2.33~2.68	2.27~2.41	2.45~2.59	2.38~2.60	2.73	2.48	2.46	2.70
ρ_d (g/cm ³)	----	0.73~0.94 ²⁾	----	----	----	0.96~1.02	----	----
$\rho_{d\max}$ (g/cm ³)	----	0.96~1.15	0.81~1.22	1.14~1.25	1.39	1.21	1.23	1.60
$\rho_{d\min}$ (g/cm ³)	----	0.65~0.87	0.49~0.78	0.85~0.94	1.19	0.88	0.93	1.24
D ₅₀ (mm)	0.38~0.97	0.11~0.27	0.045~0.1	0.30~0.31	0.19	0.31	0.14~0.27	0.17
礫分 (%)	10~35	12~30	0~5	1~15	0	11	0-17	0
砂分 (%)	55~90	38~65	47~55	64~94	76	70	53~83	95
細粒分 (%)	2~10	20~32	40~53	5~21	24	19	17~30	5
W _L (%)	----	41~68	----	----	----	56	----	----
I _p	----	NP	NP or 4.6	----	----	NP	----	----
試料区分	噴出物	噴出物 ボーリング	噴出物 崩積土	噴出物 崩積土	噴出物	不攪乱 地山	噴出物 地山	噴出物

②札幌市のような多孔質な軽石（礫分）を含む火砕流堆積物では、土粒子の密度 ρ_s が低い値になることが多い。乾燥状態では締固めにくく、 $\rho_{d\max}$ が 1.0g/cm³ 以下になる場合もある。逆に、⑤森町の場合のように粒子に重鉱物を含むものは ρ_s が高くなり、液状化した火砕流堆積物のなかでは最大乾燥密度も高い方の値となる。

次に、表-3 は液状化した降下軽石の物理・示標的性質である。⑤森町と⑥中標津町の降下軽石の液状化は、いずれも自然堆積地盤（切土による造成地）で生じた。これらの降下軽石は、火山から噴出した後に生じた空中運搬時の粒径淘汰の影響を受けており、細粒分の含有が乏しく 4% 以下となっている。また、⑤森町の駒ヶ岳降下軽石は、火砕流堆積物の場合と同じく ρ_s が高い値である。一方、礫分含有率が 64% の⑥中標津町の降下軽石は、極めて粗粒で D₅₀ が 4mm である。やや風化して粒子が軟質であり、多孔質でもあるために粒子破碎が生じやすい。

表-3 液状化した降下軽石の物理・示標的性質

地点	⑤北海道 森町	⑥北海道 中標津町
降下軽石	駒ヶ岳	摩周
堆積条件	自然堆積	自然堆積
ρ_s (g/cm ³)	2.84	2.34
$\rho_{d\max}$ (g/cm ³)	1.45	0.74
$\rho_{d\min}$ (g/cm ³)	1.16	0.31
D_{50} (mm)	0.65	4.0
礫分 (%)	10	64
砂分 (%)	86	35
細粒分 (%)	4	1
試料区分	噴出物	噴出物

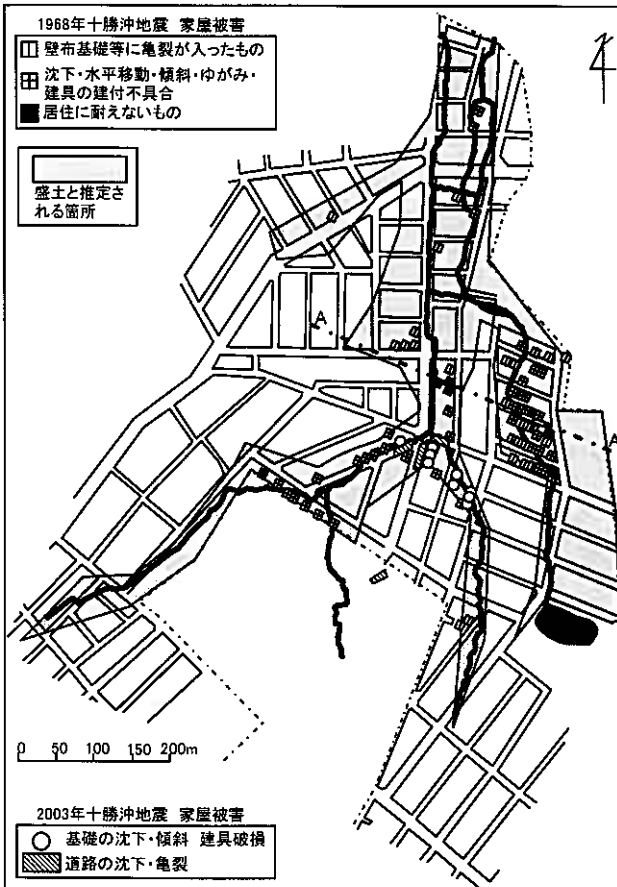


図-1 1968年と2003年十勝沖地震の被災家屋

4. 清田団地の地震被害の概要

清田団地の宅地造成は1959年頃に着手されたようである。1968年十勝沖地震時の雨水排水工は素堀り側溝が主体であり、一部はU字溝だったとされている。

図-1に、1968年と2003年の十勝沖地震によって被災した清田団地の住宅の位置と盛土の範囲を示す。清田団地になる前の該当地域には2条の小川があり、整地時に90cm以下のコンクリート管が埋設されているが、1968年の地震によって沈下等の障害が生じた。また地震被害は支笏軽石流堆積物 Spfl によって埋め立てたところで見え、噴砂現象、地盤沈下と亀裂、多数の住宅被害が発生した。当時の団地内には279戸の住宅があったが、切土上にあった家屋（143戸）の被害は0件であるのに対して、盛土上の家屋（136戸）の被害は76戸にも及び、このうち7戸は居住不能となっている。

2003年十勝沖地震の際も、清田区の清田団地、有楽団地、美しが丘で液状化に起因する被害が生じている。清田団地の地盤変状は、1968年の時よりも局所的である。家屋被害は旧河川の合流部に集中し、約9軒の家屋で基礎地盤の沈下や傾斜、道路の沈下や亀裂が発生した。また空き地では、Spfl の噴出現象が生じている。その状況を写真-1～写真-6に示す。なお、図-1内の地区では1968年の時のような管路の被害は報告されていない。



写真-1 家屋の基礎地盤の沈下



写真-2 支笏軽石流堆積物の噴出



写真-3 家屋の基礎地盤の亀裂



写真-4 道路の亀裂と沈下



写真-5 家屋の基礎地盤の沈下



写真-6 家屋の基礎地盤の沈下

5. 清田団地の地形の変遷

地震被害を受けた地域の地形を解析する手法として GIS などがあるが、基本的に土地改変が行われる前の地形データが必要となる。ところが、札幌市の住宅図は昭和 40 年（1965 年）以降のものであり、清田団地はそれよりも前に造成されている。

そこで、航空写真、国土地理院 5 万分の 1 地形図、1968 年の地震の被害調査時に用いられた地形資料に基づいて、清田団地地区の旧地形を推定したのが図-2 である。また写真-7 には、1947 年（昭和 22 年）の航空写真を示した。

図-1 でも示したように、宅地造成前の該当地区には複数の枝沢を有する河川がある谷地形であること、その河川の周辺は畑や採草地に利用されていたことがわかる。この畑などの存在は、宅地造成以前に整地が行われた可能性を示すものである。

次に、図-3 と写真-8 は 1968 年十勝沖地震発生後の地形を表している。既に宅地の区画割りは完了しており、沢部は全て埋め立てられている。なお、このときの住宅数は、図-3 の住宅図よりも航空写真で調べた方が妥当となる。

また、図-4 と写真-9 の 2003 年十勝沖地震発生前は、昭和 48 年（1968 年）前後に比べて、さらに団地が広がって家屋が著しく増え、旧地形の丘陵は消失している。これらの宅地の拡張は切土が主体と考えられる。

6. 清田団地の地盤構成

図-5 は、1968 年十勝沖地震が発生した後に実施された地盤調査の結果²⁾を表している。この断面図の位置は、図-1 中の A-A 断面である。

旧沢部は、支筋軽石流堆積物 Spfl の盛土と二次堆積物で構成され、地下水位が高く、N 値は極めて低い状態にあったことがわかる。

また図中の左側の宅地は、古くは湿地帯だったところであり、泥炭層が挟在している。このため、1968 年十勝沖地震の際には約 80cm もの地盤沈下、多数の家屋被害、噴砂現象が生じている。また液状化に伴い、盛土に用いた火山灰はブヨブヨの状態になったとされている。

この左側の宅地は、2003 年十勝沖地震の際には被害が生じていない。図-3 と図-4 の地形図の比較から、1968 年十勝沖地震の際に沈下した地盤高であることがわかっている。なお、この地点の近年のボーリングデータは得られておらず、地下水位の変動があったかは不明となっている。

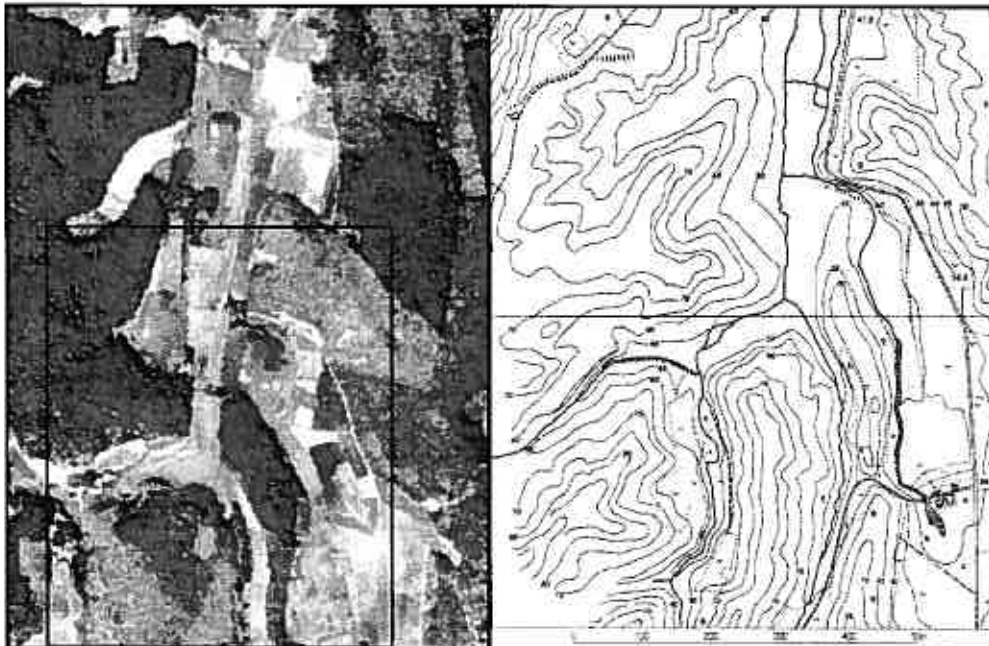


写真-7 1947年 (S22年)
航空写真

図-2 宅地造成前(推定図)

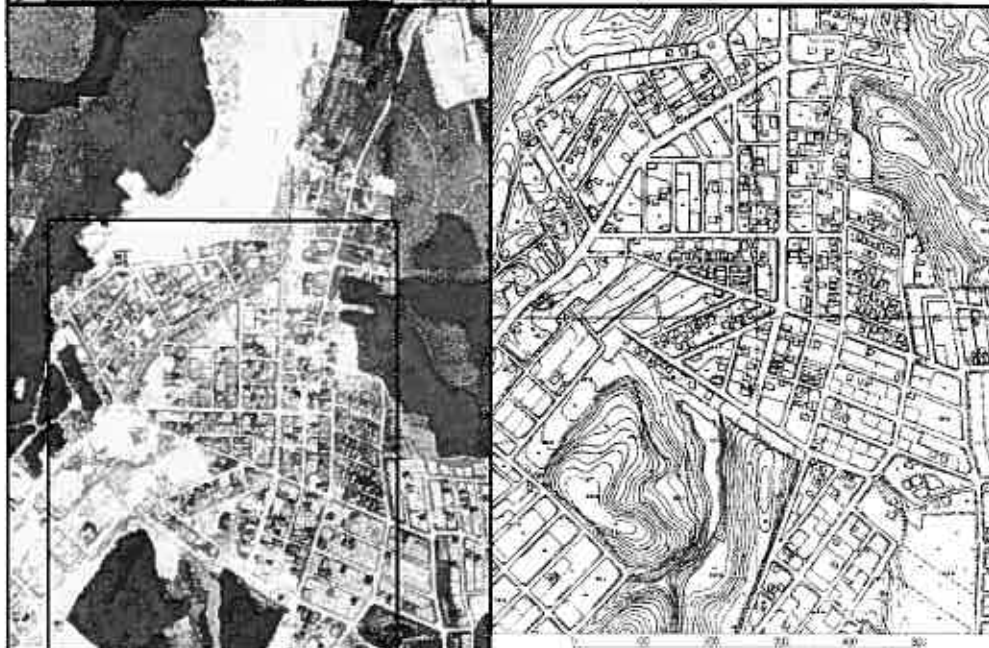


写真-8 1971年 (S46年)
航空写真

図-3 1969年(S49年)
1968年十勝沖地震
被災後

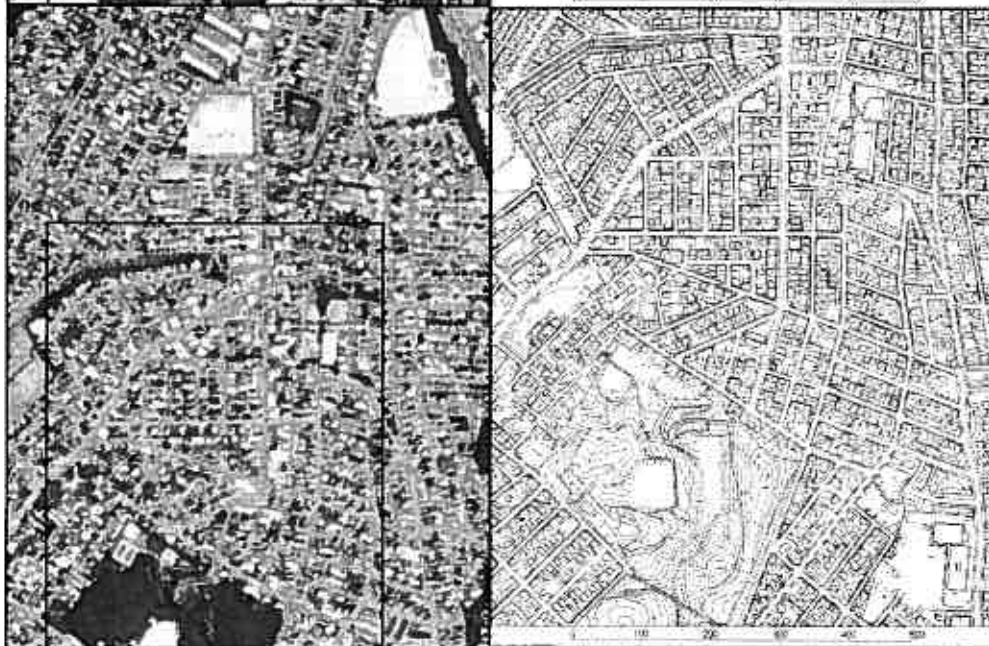


写真-9 2002年 (H14年)
航空写真

図-4 1998年(H10年)
2003年十勝沖地震
被災前

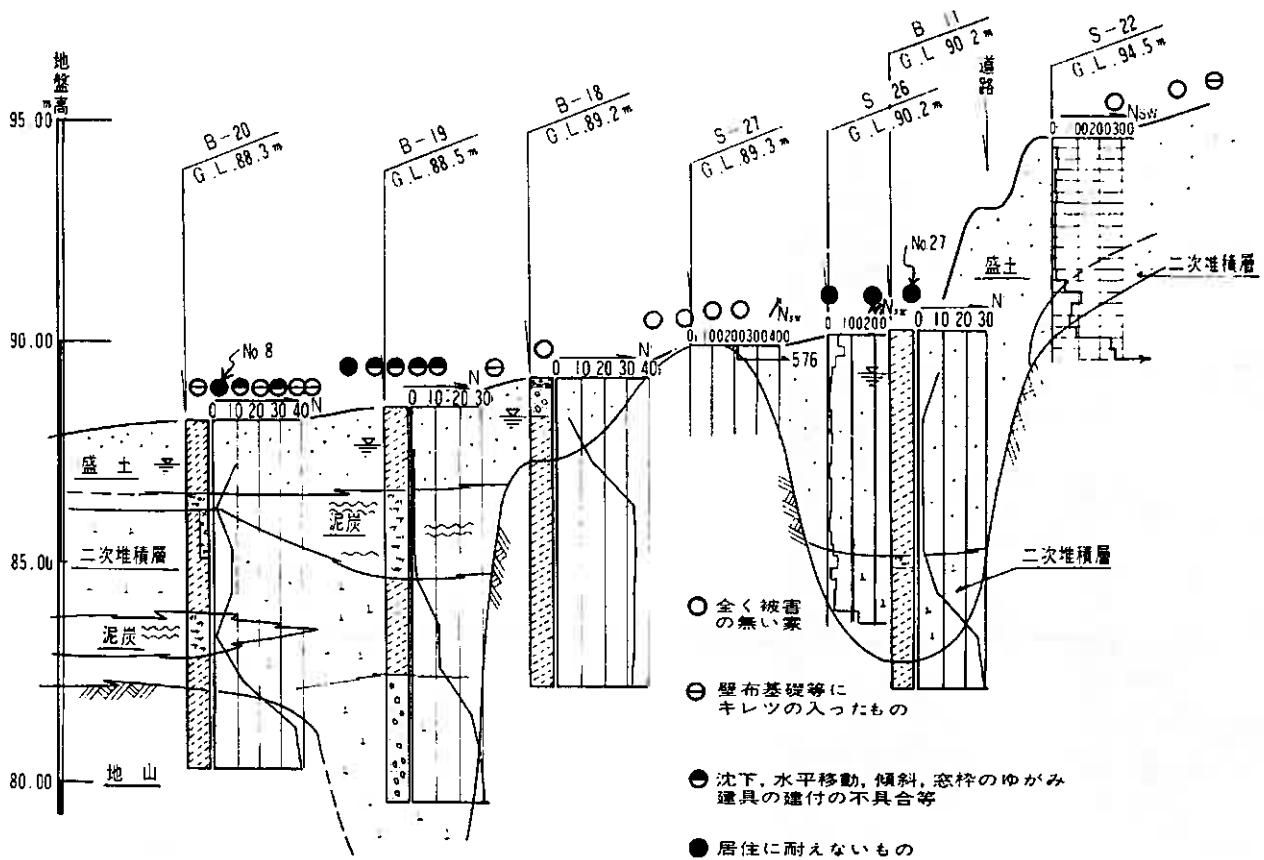


図-5 清田団地の地盤構成²⁾ (1968年十勝沖地震被災後: 図-1中のA-A断面)

7. ま と め

本報告では、本邦で発生した火山灰地盤の液状化を総括し、その地形的要因と液状化した火山灰の物理的性質について示した。

- 1) 大地震による火山灰質土の液状化は、北海道や南九州の非～低塑性の細粒分を含むしらす(火砕流堆積物)の盛土で多発した。その被害は、沢やため池などを埋土した場合に甚大となる。
- 2) 火山灰質土の液状化の事例は震度4以上の地域で生じている。マグニチュードが7.5を越えた北海道の地震では、震央から300km以上離れた遠方でも液状化が生じている。
- 3) 清田団地の液状化は、火山灰の液状化に関する重要な事例であることから、その被害内容の最終的な取りまとめ結果を示し、旧地形を推定するとともに、その地盤構成を明確にした。

謝 辞: 本報告に用いた航空写真の利用にあたり、北見工業大学の伊藤陽司先生にご支援頂きました。また、2003年十勝沖地震による被災写真の一部は、札幌市(清田区土木センター)に提供を受けました。末筆ながら、記して深甚なる感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土質工学会シラス研究委員会: えびの地震と地盤災害, 土と基礎, Vol.16, No.9, pp.47-59, 1968.
- 2) 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編 1968年十勝沖地震調査報告, pp.463-494, 1968.
- 3) 土質工学会: 1993年釧路沖地震・能登半島沖地震災害調査報告書, 1993.
- 4) 岡林巧, 齋藤年一郎, 内谷保, 大竹孝明, 南金山裕弘, 兵動正幸, 村田秀一, 山本哲朗, 中田幸男, 北村良介, 藤井照久, 日下部伸: 1997年鹿児島県北西部地震および同第2北西部地震による地盤の工学的特性, 鹿児島工業高等専門学校研究報告, Vol.33, pp.35-43, 1998.
- 5) 高田誠, 北村良介, 木場英朗: 阿久根二次しらすの動的力学特性とその評価法, 鹿児島大学県北西部地震被害調査研究会編 1997年鹿児島県北西部地震被害調査研究報告書, pp.103-106, 1998.
- 6) 伊藤陽司, 八木一善, 山下聡: 火山灰地盤の液状化, 地盤工学会 2003年十勝沖地震地盤災害調査委員会編 2003年十勝沖地震地盤災害調査報告書, pp.29-48, 2004.

複合地盤の液状化性状 (第 1 報)

苫小牧高専 正会員 吉澤 耿介
苫小牧高専 ○ 学生会員 竹腰 史章
苫小牧高専 国際会員 中村 努

1. はじめに

緩い砂地盤への液状化対策として、現在、締固めた砂地盤とする動圧密工法・砂を強制圧入するサンドコンパクションパイル工法等の締固め工法、液状化の一因である間隙水圧の増加を防ぐグラベルドレーン等の排水工法やセメント系の混合材で固結させる深層混合処理工法等の地盤改良、さらには地下水位を低下させて液状化発生の要因そのものをなくす地下水位低下工法、構造物による液状化対処工法等種々の対策工法が提案されて用いられているが、いずれも大規模な対策となり、膨大な費用を要している。また、これまでの大地震の被害例から、液状化による噴砂現象は地表付近に粘土層が存在する地盤と比べて、地表まで砂地盤で構成されている所で多く見られることもわかっている。

本研究では、粘土層の液状化発生に対する抑制効果に着目し、①液状化対策の一工法として現在採用されている鋼矢板や RC の止水壁を用いた液状化発生抑制や地中構造物の浮き上がり防止策の代わりに、粘土の壁を設けることで液状化時における地盤変形の抑制・被害の軽減を図る有効な対策工となり得るか、また、②地表付近に粘土層が存在する場合の液状化発生が砂単一層の場合と比較してどの程度異なってくるかを解明していくことを最終目的とする。

止水壁の効用として以下の二つのことが挙げられている。1) 2)

- (1) 構造物周囲を止水壁で囲っている場合、周囲の液状化した地盤からの水や砂の流入がないので、止水壁内部で噴砂・噴水が生じなければ構造物下の地盤の体積は一定である。(水や砂の移動と体積変化)
- (2) 止水壁内部の間隙水圧は、止水壁の剛性で水圧の伝達がないことから、内部の地盤が液状化したとしても全応力以上に上昇しない。(止水壁の剛性)

この2つの要因のうち、(1)の効用を明らかにするために剛性のない止水膜を用いて水や土の移動を制限し、この要因がどの程度液状化発生に関係しているか、および砂層の上に粘土層を設けた場合に砂単一層と比較して液状化発生に差異が生じるかについてある程度の知見が得られたので第1報として報告する。

2. 試験概要

2.1 試験に用いる試料

- ・豊浦珪砂：せん断土層に蒸留水を張り、水面付近から密度試験での形状と相似な漏斗を用いて砂を落下させて堆積させ、一昼夜放置し、各試験を実施する。この方法による砂層相対密度は $D_r=28\%$ 程度となっている。
- ・笠岡粘土：含水比 50% 程度に調整して練り混ぜたものを砂層の上に層となるように設け、試験時の不透水層として用いる。

2.2 試験装置

- ・せん断土槽：土が土槽の拘束の影響を受けないように、過去のせん断土槽に関する研究^{3) 4)}の土槽諸元を参考に幅 50cm×長さ 80cm×深さ 50cm としている
- ・振動台：サイズ 1m×1m で最大振幅が左右 4cm、加震能力は 25Hz で 4G の加速度
- ・振動制御装置：(株)サンエス製のデジタル振動制御装置 DSC20-COMET を用いてコンピュータ制御し、試験結果のデータもコンピュータに自動収録
- ・振動実験に用いる波：規則波(正弦波)
- ・加速度計：(株)共和電業製の防水型加速度変換器 (ASW-1A) で $0\sim\pm 9.807m/s^2$ 、周波数 DC~40Hz の性能
- ・間隙水圧計：(株)共和電業製の小型間隙水圧計 (BPR-A-50KPS) で $0\sim 50kPa$ 、感度 2000×10^6 の性能
- ・蒸留水、ポリエチレン袋 (止水膜として使用)

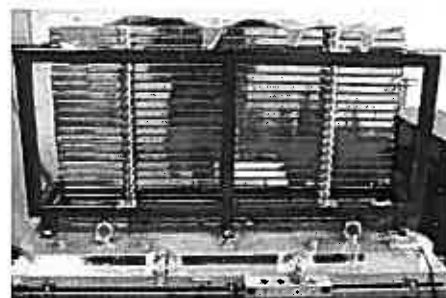


図 1 せん断土槽



図 2 加速度計



図 3 間隙水圧計

Behavior of the two layered ground for liquefaction. Kosuke YOSHIZAWA & Tsutomu NAKAMURA (Tomakomai National College of Technology), Fumiaki TAKEKOSHI (Tomakomai National College of Technology Environmental Systems Engineering Course)

2.3 試験の種類

実験はせん断土槽に飽和地盤を再現し、振動機によって加震し、液状化を発生させる。試験の種類として

- ①砂単一層
- ②矢板のかわりとして、剛性のない止水膜（ポリエチレン袋を使用）を砂層地盤中へ振動方向と直角に設置
- ③砂単一層と止水膜を砂層地盤中に設置したモデル地盤の両方を再現できると考えて、止水膜を振動方向と平行に設置
- ④砂層の表面に不透水層として粘土を設置

の4種類の実験を行う。

砂単一層の試験では地盤の上層部と下層部における液状化発生時点や液状化発生加速度・過剰間隙水圧の大きさの違いを、止水膜を設置した場合では止水膜内部と外部の液状化発生状況の違いを加速度と間隙水圧の挙動により計測し、判断する。また、周波数の違いによって、液状化発生時の加速度や間隙水圧がどのように変化するかを調べるために1 Hz, 1.5Hz, 2 Hzの各周波数で実験を行った。今回、粘土を表層に置いた2層地盤のケースでは周波数2 Hzでのみ実験を行っている。

3. 試験方法

3.1 砂単一層での液状化試験

周波数の違いにより、液状化発生時の加速度や間隙水圧が変化するかどうかを調べるために1 Hz, 1.5Hz, 2 Hzの各周波数で実験を行う。

・実験方法

- 1) せん断土槽側面を固定する拘束具を取り付け後、せん断土槽に水を張る。
- 2) 砂の落下速度を極力抑え、緩い砂を詰めるために水面近くより漏斗を用いて、砂を落下させ全体に敷き詰めていく。
- 3) 砂を敷き詰める過程で、土槽底面より10cm, 25cmの地点の土槽右側面付近に間隙水圧計を、中央部に加速度計を設置する。また、入力加速度を正確に測る為に加速度計を振動台に設置する。各計器は設置する際に、ゼロバランス実行を行ってから設置する。
- 4) 砂を底面より40cmまで堆積させ、砂をより完全飽和状態に近づけるため、1日ほど放置する。
- 5) 振動台のスイッチを入れ、せん断土槽側面を固定していた拘束具を取り外し、各計器を再度ゼロバランス実行する。
- 6) 振動台による加震を開始し、同時に計測器のデータを収録し始める。加震は、5gal ずつの漸増荷重とし、各荷重段階を10sec間維持し、次の荷重段階に移行し、計測器と目視で液状化発生を確認後、加震を止める。

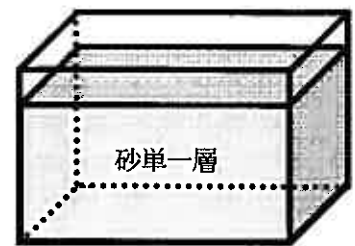


図4 砂単一層のモデル図

3.2 不透水層を設置した場合の液状化試験

矢板で地盤を囲むことにより浸透流の発生を防げば、液状化が発生しないと既往の研究で言われていることから、止水膜を用いて水の流入を防ぐことがどの程度液状化現象に影響するかを明らかにするために、2通りの止水膜の入れ方で実験を行なう。また、地震被害例での液状化による噴砂現象が、地表付近に粘土層が存在する地盤より地表まで砂地盤で構成されている所で多く見られることから粘土層の役割を明らかにする目的で、粘土を表層に設置した場合の計3種類の不透水層を設置した実験を行う。

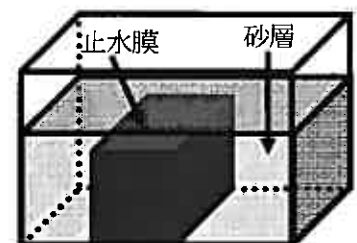


図5 止水膜を振動方向と直角に入れた場合のモデル図

3.2.1 止水膜を振動方向と直角に入れた場合の液状化試験

矢板のかわりに剛性のない止水膜（ポリエチレン袋を使用）を地盤中に設置したモデル地盤において、周波数の違いにより、液状化発生時の加速度や間隙水圧の大きさが変化するかどうかを調べるために1 Hz, 1.5Hz, 2 Hzの各周波数で実験を行う。

・実験方法

砂単一層での試験方法との違いは

- 1) せん断土槽に水を張った後、せん断土槽内を横切るように、中央にポリ袋を入れる。
- 2) 砂を敷き詰める過程で、土槽底面から15cm高さのポリ袋内・外的位置に間隙水圧計と加速度計を設置する。
- 3) 砂を底面より30cmまで堆積させたところでポリ袋の上を密封し、水と土の移動ができないようにし、ポリ袋上部より5cm程度飽和砂を詰める。

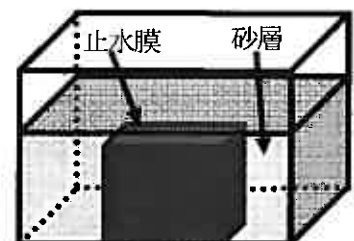


図6 止水膜を振動方向と平行に入れた場合のモデル図

3.2.2 止水膜を振動方向と平行に入れた場合の液状化試験

砂単一層と止水膜を地盤中に設置したモデル地盤の両方を再現できると考えて、止水膜を振動方向と平行に入れ、周波数の違いにより、液状化発生時の加速度や間隙水圧が変化するかどうかを調べるために1Hz、1.5Hz、2Hzの各周波数で実験を行う。

・実験方法

砂単一層・止水膜を振動方向と直角に入れた場合の試験方法との違いは

- 1) せん断槽内に沿うように、中央にポリエチレン袋を入れることだけで、他は同じである。

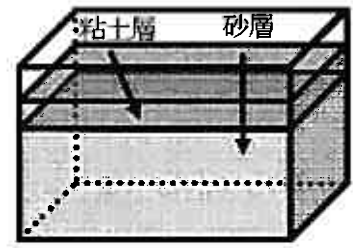


図7 粘土を不透水層として設置した場合のモデル図

3.2.3 単一層の表面に粘土を不透水層と見立て、設置した場合の試験

不透水層として粘土を単一層の表面に設置したモデル地盤において、液状化発生時の加速度や間隙水圧が変化するかどうかを調べるため、2Hzの周波数で実験を行う。

・実験方法

前述の3種類の試験方法との違いは

- 1) 砂を底面より35cmまで堆積させ、砂層の表面に粘土を5cm隙間無く設置することだけで、他は同じである。

4. 実験結果

図8～11に加速度と間隙水圧を1.5Hzの単一層、直角、平行と2Hzの粘土上層のものを代表として示す。また、図12には全ての実験における液状化が発生した時点での加速度をまとめて示す。

4.1 砂単一層の場合

・(間隙水圧) 周波数1Hz、1.5Hz、2Hzの全ての実験データで液状化が発生する時点で急激に間隙水圧が上昇してから、ピークを示し、その後下降する。底面より10cm地点のほうが、底面より25cm地点よりも間隙水圧が消散するのが先である。

・(加速度) 発生するまでは変化が無く液状化の発生を境に、加速度は急激に変化している。1Hz、1.5Hz、2Hzの試験を比較した場合、1Hz(約100gal)よりも1.5Hz(約75gal)、さらに2Hz(約65gal)のほうが小さな加速度で液状化が発生する。

4.2 直角止水膜ありの場合

・(間隙水圧) 全体で止水膜内部は徐々に増加し、液状化発生直前で1Hzでは水頭で15cm、1.5Hz、2Hzでは5cm程度となり、液状化発生時は内外ともに同時に急激に上昇し、内外ともに設置高さの泥水圧程度の高さ(25～35cm)になる。

・(加速度) 周波数1Hzでは単一層のとき液状化発生時の加速度は100gal程度で発生するのに比べ、止水膜を直角に入れた場合では130gal程度と大きくなる。1.5Hzでは単一層が75Gal程度で発生するのに比べ、95galと大きくなる。2Hzになると、単一層では液状化発生時の加速度が65gal程度で、止水膜を直角に入れた場合は55gal程度となり、単一層の液状化発生時の加速度とほとんど差異がない。

4.3 平行止水膜ありの場合

・(間隙水圧) 周波数1Hzでは振動台の限界振幅の関係で155gal以上の加速度を加えることが出来ず、155galまでは液状化が発生しない。1.5Hzでの実験では直角方向に止水膜を入れた場合とほぼ同様の結果になる。しかし、2Hzでは直角方向に止水膜を入れた

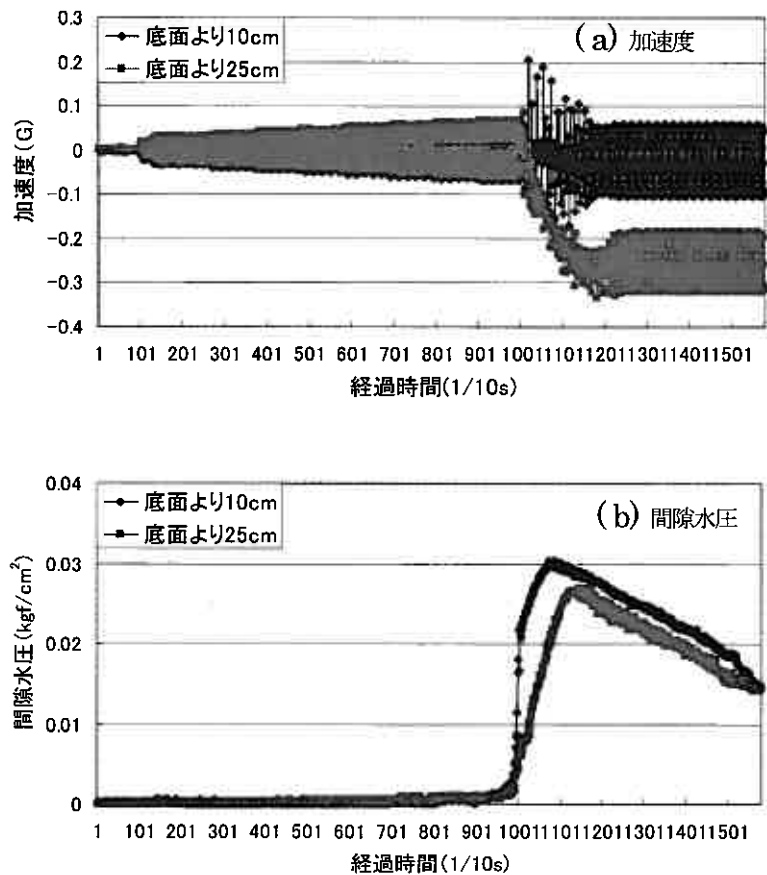


図8 1.5Hz 砂単一層

場合と異なり、止水膜外部の間隙水圧が止水膜内部の間隙水圧と比較して高くなっている。

・(加速度) 周波数 1.5Hz でも単一層では 75gal 程度で発生していたのに比べ、平行に入れた場合は 85gal 程度で起こった。2Hz の場合は、液状化発生時の加速度が 65gal 程度と、単一層での液状化発生時の加速度とほとんど差異がない。

4.4 砂層表面に粘土層を設けた場合

・(間隙水圧) 砂層の上下部における間隙水圧は加震力が大きくなるにつれて、徐々に増加していき、液状化発生時に急激な上昇が見られ、その上昇量は単一層のものより大きくなり、泥水圧としての間隙水圧値よりも大きくなっている。

・(加速度) 今回は周波数 2Hz のみの実験である。2Hz での単一層や止水膜を入れたものが 60gal 程度で液状化が発生するのと比べて、粘土層を入れたものは 120gal 程度で液状化が発生する結果である。

5 考察

5.1 液状化発生メカニズム

数多くの研究により確立された液状化の発生メカニズムとしては、地震エネルギーにより地盤中の過剰間隙水圧が上昇し、粒子間の付着抵抗よりもその蓄積エネルギーが大きくなると液状化が発生し、地盤が泥水状態となり、噴砂等の現象が発生すると考えられている。今回、せん断箱を用いた実験によると、間隙水圧の上昇は、砂が泥水状態になる時刻とほぼ同時に急激な上昇が生じており、今までの定説とは異なる現象となっている。この間隙水圧の上昇過程は、いわゆる通常の土槽を用いた別の目的の振動実験において、土中の各深さに水位計と波高計を設置して行なった間隙水圧の観測でもまったく同様に、液状化発生とほぼ同時に急激な水位上昇を示す結果となっている。

砂の液状化強度を得るために実施されている振動三軸圧縮試験では、図 13 に示すように液状化発生に至る途中で間隙水圧の上昇が計測されていることは事実であり、多数報告もなされている。振動三軸圧縮試験では圧密現象と同じ原理で、図 14 (a) に示すごとく、飽和砂供試体の液状化せん断強度を得るために繰り返し軸荷重を与えて体積を圧縮しようとするので当然ながら間隙水圧は上昇する。しかしながら、現実の地盤における挙動を考えると図 14 (b) に示すごとく、土は全体に地震による揺れの方向に一様に動いており、明らかに片側が拘束されている振動三軸圧縮試験時の動きとは異なっ

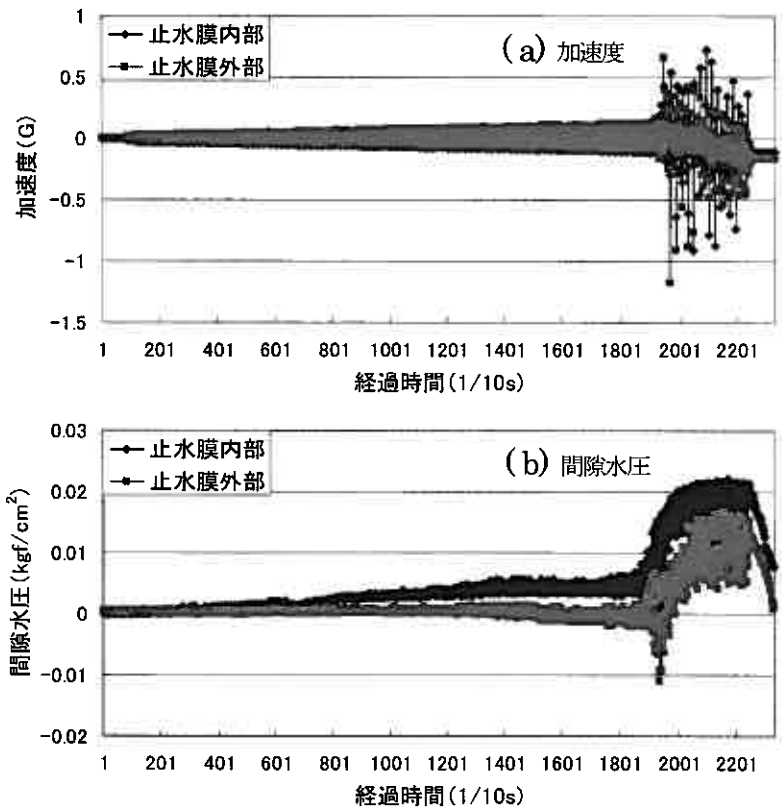


図9 1.5Hz 止水膜を直角に挿入

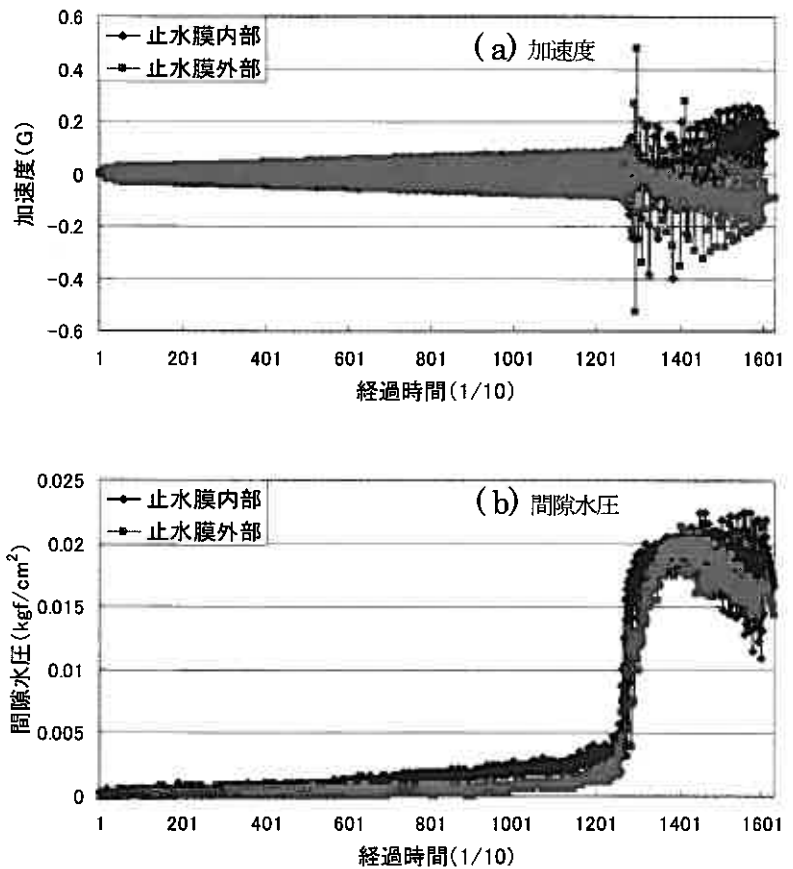


図10 1.5Hz 止水膜を平行に挿入

ている。

今回のせん断土層の結果より推察すると液状化の発生メカニズムは、地震のエネルギーが土粒子同士の結合力より大きくなった瞬間に液状化が発生し、地盤が泥水状態となり、泥水圧が作用し、自然水位による水圧の約2倍となり、地盤の弱点部分からの地表への噴砂等の現象が発生すると考えるほうが矛盾はないのではないかと考えられる。なお、止水膜を直角に挿入した場合と砂層表面に粘土層がある場合においては他の実験と異なり、最大泥水圧の2~3割程度の間隙水圧上昇が見られる試験結果もある点および粘土層がある場合は泥水圧以上の間隙水圧が発生している点については、今後もデータを蓄積して解明していきたい。

5.2 地震波周波数と液状化との関係

液状化発生時の加速度をまとめた図12を見ると、ほぼ同一条件で準備した単一砂層において、傾向的には波の周波数が低いほど、液状化を発生させる加速度が大きくなる様子が見られる。このことは、液状化発生の主要因が、振動による過剰間隙水圧の上昇によるものではないとした場合でも、単純に砂層の静的せん断耐力以上の加速度が作用すると液状化が発生するとは一概には言えないことを示している。静的せん断耐力が液状化発生の限界値だとすると、波の周波数が異なっても同じ大きさの加速度で作用するせん断力が等しい為、同じ大きさの加速度で液状化は発生するはずである。長周期の波で液状化を発生させる加速度が短周期の波より大きいことが求められるということは、地震時等における土の動的せん断耐力は一定ではなく、周波数の関数となっている可能性があり、その動的せん断耐力より大きくなると液状化が発生するのではないかと考えられるが、今後、研究を重ねて、どういう要因で液状化発生に差異が出るのかも含めて解明していきたい。

次に、剛性を無視でき、水の移動を制限した止水膜を砂層中に挿入した場合は、周波数が1.5Hz以上の短周期の波では止水膜の効果はないが、地震波の周波数が長くなれば長くなるほど液状化が発生するときの加速度は大きくなっている。止水膜の効果すなわち水の移動を制限することは1.5Hz以下の長周期の波では液状化発生の抑制に効果があり、それは長周期であるほど大きくなる可能性がある。

砂層上部に粘土層が存在する場合には、2.0Hzの短周期の波でも液状化発生加速度は125gal程度となっており、止水膜を砂層中に挿入した場合と比較するとより液状化の発生を抑制していることがわかる。また、砂層上部に粘土層が存在する場合において、震源付近の実測地震としてよく地震解析に用いられるエルセントロ波(EW波)の最大加速度をサイズダウンした地震波で同一条件の液状化実験をしたところ、液状化発生加速度は190gal程度となり、2.0Hzの周波数で固定した規則波による結果より大きくなった。

粘土層が果たしている役割としては、二つの事が考えられる。一つは

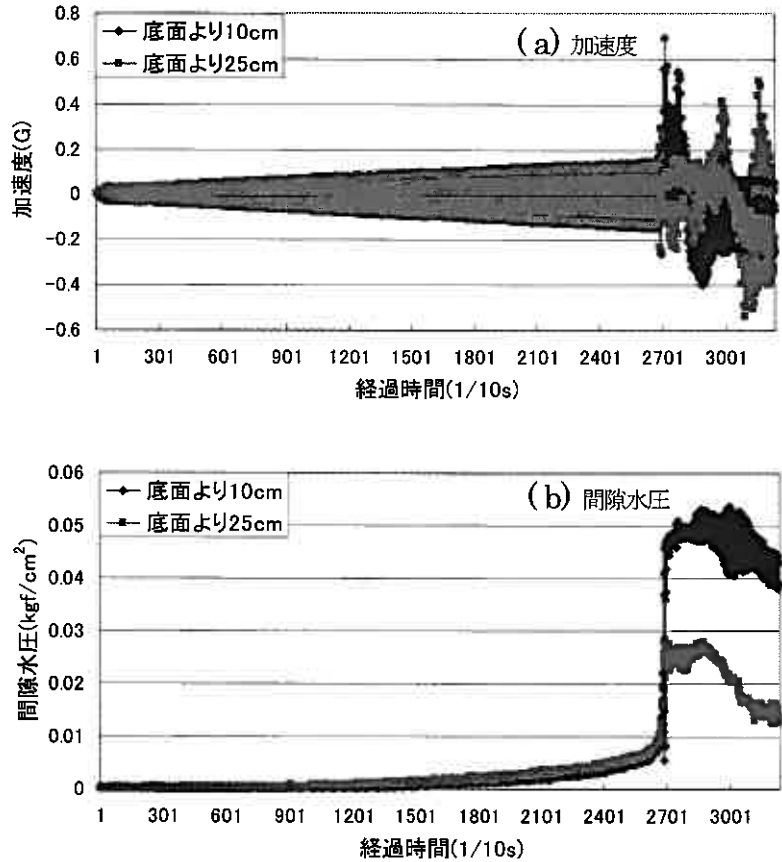


図11 2Hz 砂層上部に粘土層

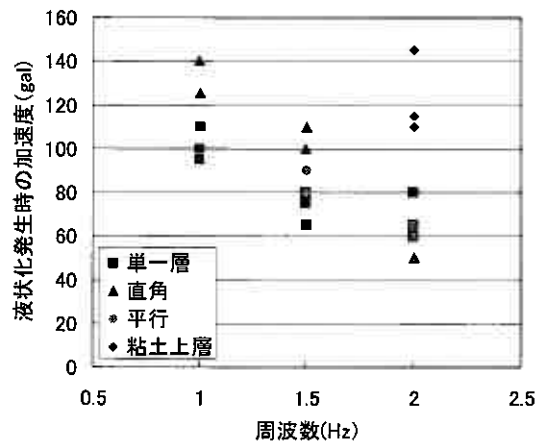


図12 液状化発生時の加速度

表1 液状化発生時の平均加速度

	単一層	止水膜 直角方向	止水膜 平行方向	粘土層を 上層に設置
1Hz	102gal	130gal	発生せず	
1.5Hz	73gal	97gal	87gal	
2Hz	68gal	53gal	63gal	123gal

上載荷重としての役割、もう一つは土中水の移動を妨げる役割である。上載荷重としての役割は、当然拘束圧力を増大させることによる砂層のせん断耐力の増加である。しかし、もし上載圧の増加が液状化発生抑制の主要因と考えると、今回の実験では5cm厚さの粘土層が上部に存在していることにより約8cmの水圧に相当する上載圧の増加しかなく、砂単一層において上部より下部は液状化しにくいことになり、上部と下部とで液状化発生加速度の大きさに差異が出るか、もしくは液状化発生時刻にタイムラグが計測されるはずであるが、実験においてはいずれの徴候も見られなかった。したがって、上載荷重としての効果のみではないものと考えられる。もう一つの土中水の移動を妨げることによる効果は、飽和砂層中の水が何らかの原因で移動しようとする場合、水平方向よりも上向き方向であろうことは容易に推測できる。この水の動きを地震のような短時間では完全不透水層である粘土層が妨げることが液状化発生を抑制することに繋がっているかどうかは、今後さらに研究していく必要がある。粘土層が砂層の上部に存在することにより、砂単一層と比較して液状化発生加速度の大きさに差異が生じた試験結果となっており、砂層上部に粘土層が存在することが液状化の発生抑制に何らかの影響を与えること事だけは現時点で言えそうである。なお、今回は粘土層が砂層の上部に存在するケースの実験を周波数が2.0Hzの波でしか実施していないが、波の周波数を色々なケースで実験して、どういう挙動になるかについて今後研究を重ねていく予定である。

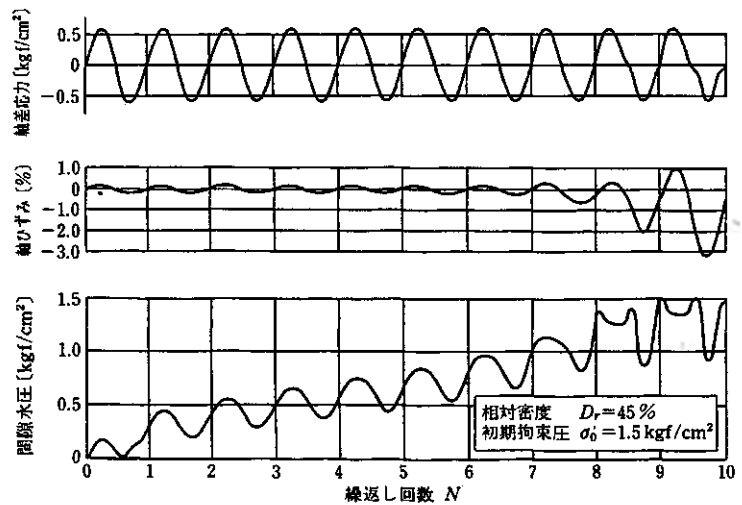
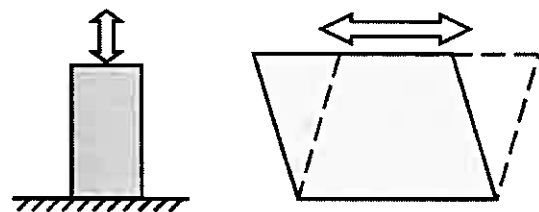


図13 繰返し三軸試験で得られる代表的記録⁵⁾



(a) 振動三軸試験のモデル (b) 振動台(現実の地盤)のモデル

図14 液状化試験と振動台実験との違い

5.3 止水膜で囲む幅と液状化

止水膜を地震波方向と直角に挿入した場合と平行方向とに挿入した場合とを比較すると、止水膜による液状化発生に対する抑制効果が見られる周波数が1.5Hzよりも長周期の地震波においては、止水膜を地震波と平行に挿入したほうが液状化発生加速度は大きくなっており、その差異は止水膜で囲まれた砂層の平面的厚さの違いが起因しているものと推察される。

6. おわりに

液状化発生に与える粘土層の影響、さらには液状化対策の一つとして行なわれている止水壁の材料として粘土を使用する液状化対策工法を想定して進めている研究での知見について述べてきたが、その研究過程で、今後の更なるデータの蓄積によっては液状化発生メカニズムに対する新たな可能性がありうること、液状化しやすい緩い砂質土層表面に粘土層があることによって液状化発生加速度が砂質土単一層と比較して大きくなり、液状化しにくい地盤となっていることを研究的に確かめられる可能性がでてきたと考えている。まだまだ研究の緒についたばかりであり、今後多くのデータ蓄積が必要であり、また、液状化発生と粘土層厚さとの定量的な関係を明らかにしていくには動的遠心力载荷振動台試験を実施していく必要がある。

研究の構想段階から北海道大学大学院三田地利之教授には多くのアドバイスをいただき、謝意を表す次第です。また、卒業研究として熱心に実験に取り組んでくれた多くの学生にも謝意を表します。

参考文献

- 1) 川上哲太郎・小林雅博・湯浅明・浜田政則：地中壁による側方流動および浮上防止に関する実験的研究，第9回日本地震工学シンポジウム pp. 931~936 1994
- 2) 吉見吉昭・玉置克之・森信夫・近藤司・吉村隆：止水壁を用いた地中構造物の浮き上がり防止策，土木学会第46回年次学術講演会 pp. 204~205 1991
- 3) 松田隆・後藤洋三：せん断土槽を用いた模型地盤の振動実験(その1)，大林組技術研究所報，No. 32，pp. 42~46，1986
- 4) 佐藤正義：遠心力場における振動台実験と地盤の動的変形特性に関する研究，土木学会論文集 No. 499，pp. 207~216，1944
- 5) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，P. 245，1976

液状化地盤に対する上載構造物の影響に関する基礎的実験

苫小牧高専 正 会 員 澤田 知之
苫小牧高専 ○ 学生会員 小林 靖明
苫小牧高専 正 会 員 吉澤 耿介
苫小牧高専 近藤 崇

1. はじめに

我が国は、世界有数の地震多発国である。近年発生した大地震として、1995年1月17日に発生したマグニチュード7.2の淡路・兵庫県南部地震（阪神大震災）や2004年10月23日に発生したマグニチュード6.8の新潟中越地震などが挙げられ、これらの大地震による被害は、社会資本に大きな損害を与えている。特に、砂地盤¹⁾や緩い地盤などで被害を大きくする要因の一つに、地盤の液状化⁴⁾が上げられる。

地盤改良による液状化対策²⁾としては、サンドコンパクション工法やロードコンパクション工法などの締め固めによる工法、プレローディング工法や地下水位低下工法などの圧密・排水工法、表層混合処理工法や薬液注入工法などの固結工法など現在さまざまな地盤改良による液状化対策がなされているが、いずれも防災対策として大規模なものとなり、膨大な費用を要することになる。

近年、液状化による側方流動から構造物に対する地盤改良の必要平面範囲を推測する方法が用いられ始めているが、本研究では、動電型振動台による模型実験を行い、実験的に液状化の再現を試みたものである。緩い砂地盤に構築された構造物直下の改良地盤をモデル化して作製し、液状化時に、その改良地盤が上載構造物によって受ける影響について検討を行ったものである。本論文では、特に構造安定の為の必要平面範囲の決定における2,3の考察結果を報告する。

2. モデル地盤の作製および実験概要

2.1 実験に用いる振動台と振動入力波

本研究で用いた振動実験台は、写真-3に示す動電型振動台（加振力1t,最大加速度4G,最大全幅幅80mm（左右40mm））でコンピュータで入力加速度の大きさを制御した。また、本実験に用いた実験箱は、写真-3に示すアクリル樹脂箱（900×750×550:mm）である。ここで、アクリル樹脂箱とモデル地盤の接触摩擦力の影響は無視⁵⁾できるものとして研究を進めた。本研究で用いた入力波は、周波数3Hzの正弦入力波（段階載荷40galから10秒毎10gal上昇（図-1参照））、エルセントロ地震波（NS波,最大380gal（写真-1参照））、新潟中越地震波（NS波,最大340gal（写真-2参照））の三種類を用いた。なお、これらの地震波はそれぞれ実験振動台で扱える入力波の最大値を使用した。さらに、液状化の判定には、間隙水圧計、加速度計を用いた。

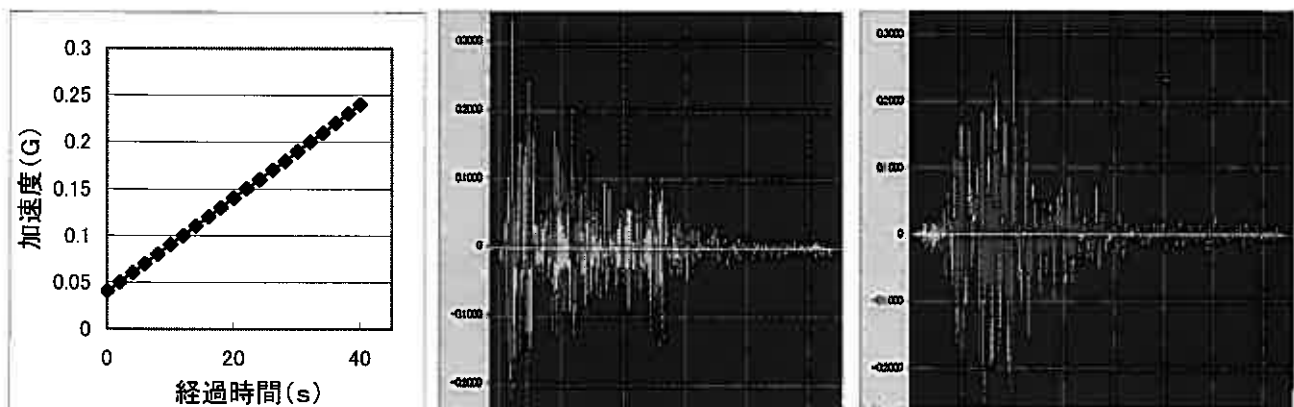


図-1 3Hzの正弦入力波

写真-1 入力エルセントロ地震波(NS波)

写真-2 入力中越地震波(NS波)

A fundamental experiment on the area of improved ground under the structure during liquefaction.

Tomoyuki SAWADA, Kohsuke YOSHIKAWA, Takashi KONDO (Tomakomai National College of Technology)
Nobuaki KOBAYASHI, (Tomakomai National College of Technology Environmental Systems Engineering Course)

2.2 モデル地盤に用いた土の静的耐荷力

本研究で用いた標準砂（豊浦珪砂）に黒土（園芸用,5mmふるい通過）を混入させてモデル地盤中にて改良地盤部分とした供試体の基本的性質である静的耐荷力を知る為に、標準砂、標準砂に黒土をそれぞれ 1%,5%混入させ、水道水を2000cc 混ぜ合わせた土を直径 10cm、高さ 12.8cm のモールドに入れ、3 層各 20 回ずつ締め固めた3つの供試体を作製した。その供試体に、2kg の重りから順に 1kg 刻みで重りを載荷し、モデル地盤に用いた土の静的強度を調査した結果を表-1 に示す。この表より標準砂と黒土混入率 1%を混入させた供試体は、載荷荷重 6kg (0.012N/cm²) で供試体が破壊した。また、標準砂に黒土混入率 5%を混入させたものでは、載荷荷重 7kg (0.014N/cm²) で破壊することが確認された。

表-1 黒土混入率と静的強度 ※本実験の載荷荷重

載荷応力 供試体	0.004N/cm ² (2kg)	0.006N/cm ² (3kg)	0.008N/cm ² (4kg) ※	0.01N/cm ² (5kg)	0.012N/cm ² (6kg)	0.014N/cm ² (7kg)
標準砂	非破壊	非破壊	非破壊	非破壊	破壊	
黒土混入率 1%	非破壊	非破壊	非破壊	非破壊	破壊	
黒土混入率 5%	非破壊	非破壊	非破壊	非破壊	非破壊	破壊

2.2 モデル地盤の作成

地盤改良を行った地盤に相当するモデル地盤の供試体を作製する為に、各種の締め固め回数、標準砂（豊浦珪砂）と黒土（園芸用,5mmふるい通過）の配合を決定する為の予備実験を行った。

その結果、基準として、直径 15cm、高さ 17cm のモールド(CBR 試験用)を用いて、標準砂に黒土 5%混入し、3 層 25 回締め固める仕様とした。上記の条件を基準として、3 種類のモデル化した地盤改良を行った供試体を作製した。即ち、直径が 15cm、30cm、44cm である。いずれも 3 層の締め固めとし、深さは 17cm と一定であり、締め固め回数は径の違いに応じて、25回、100回、215 回として、一定の締め固め度合いとなるようにした。又、供試体周辺の液状化層とする緩い砂地盤と同じ高さまで標準砂によって敷き詰めた（写真-3 参照）その後、周りの標準砂を締め固めないように水道水をホースによってゆっくり注入し、全体が飽和状になるまで水をいれた後に締め固めたモデル地盤の供試体上に構造物に見立てた重りを載せ安定を図るため 24 時間放置する。供試体に載せる重りは、載荷面積を変えることで、平面範囲（地盤改良範囲）、応力 (10kN/m²) を一定のものとした。

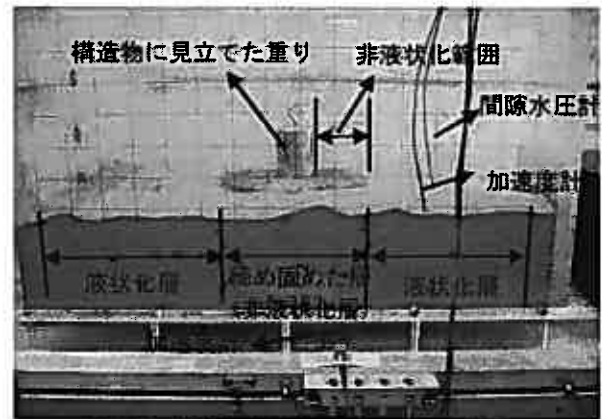


写真-3 振動台上に作製したモデル地盤

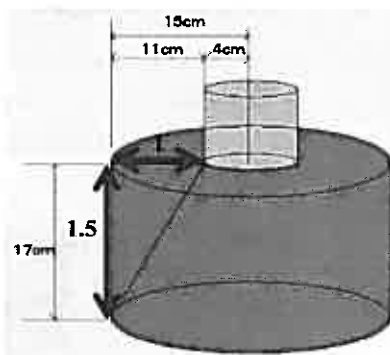


図-2 モデル地盤中の供試体における地盤改良深さと地盤改良必要平面範囲との関係

2.4 モデル地盤の静的耐荷力

作製したモデル地盤（写真-5 参照）の基本的性質を知る為に、飽和させたモデル地盤と飽和させないモデル地盤において、直径 10cm の 4kg の載荷から順に 2kg 刻みで加重し、モデル地盤の静的強度を調べた。

その結果、飽和させないモデル地盤の場合は、25kg で供試体地盤が破壊し、飽和させたモデル地盤の場合では、23kg で破壊することが確認された。よって、作製したモデル地盤の地盤耐荷力は、0.33 (N/cm²) であると言える。

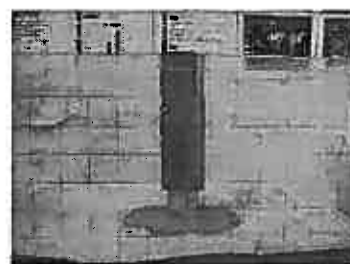


写真-4 飽和状態での載荷状態



写真-5 飽和状態での破壊時状態

3. 実験結果と考察

3.1 液状化実験により得られた加速度と時間、間隙水圧と時間の関係について

図-3 (a) (b) にそれぞれ周波数 3Hz の正弦波 (規則波) による実験で得られた間隙水圧と加速度の測定結果について示す。周波数 3Hz でモデル地盤に振動を加えた実験では、230gal ~ 250gal 前後で $0.004 \text{ (N/cm}^2\text{)} \sim 0.0115 \text{ (N/cm}^2\text{)}$ と急激な間隙水圧の上昇が見られた。よってこの周辺で液状化が発生したことがわかる。

尚、図-2 の入力正弦波は紙面の都合上、正の場合のみを示す。

図-4 (a) (b) に中越地震波での実験で得られた間隙水圧と加速度の測定結果について示す。

中越地震波でモデル地盤に振動を加えた実験では、経過時間 22 秒付近 (250gal 付近) で間隙水圧が $0 \sim 0.0025 \text{ (N/cm}^2\text{)}$ と一時的な上昇が見られ、さらに、経過時間 29 秒付近 (150gal 付近) では、 $-0.005 \text{ (N/cm}^2\text{)} \sim 0.0055 \text{ (N/cm}^2\text{)}$ と急激な間隙水圧の上昇が確認された。よってこの周辺で液状化が発生したことがわかる。

また、この付近では、モデル地盤中で液状化が目視によっても確認された。

図-5 (a) (b) にそれぞれエルセントロ地震波のそれぞれ実験で得られた間隙水圧と加速度の測定結果について示す。

エルセントロ地震波 (加速度) を入力した場合には、経過時間 22 秒付近 (230gal 付近) で間隙水圧が $0 \sim 0.0015 \text{ (N/cm}^2\text{)}$ と急激な上昇が見られ、この周辺で液状化が発生したと考えられる。エルセントロ地震波と中越地震波での実験を比較すると、エルセントロ地震波は、ピーク加速度で急激な間隙水圧の上昇がみられ、液状化が発生したのに対して、中越地震波では、主要動の途中で液状化が発生したことがわかる。

つまり、エルセントロ地震波は、主要動のピークが最初にあり、次第に小さな加速度となる。又、液状化がそれに沿って発生したと考えられる。これは、正弦波による基準実数波と類似となり、液状化に至る限界加速度が入力された瞬間に発生したものと考えられる。

一方、中越地震波は、主要動のピークまでに、25 秒程の時間がかかっており、前者に比して、液状化発生までのタイムラグが (3 秒程) 生じたものと思われる。

一方、中越地震波は、主要動のピークまでに、25 秒程の時間がかかっており、前者に比して、液状化発生までのタイムラグが (3 秒程) 生じたものと思われる。

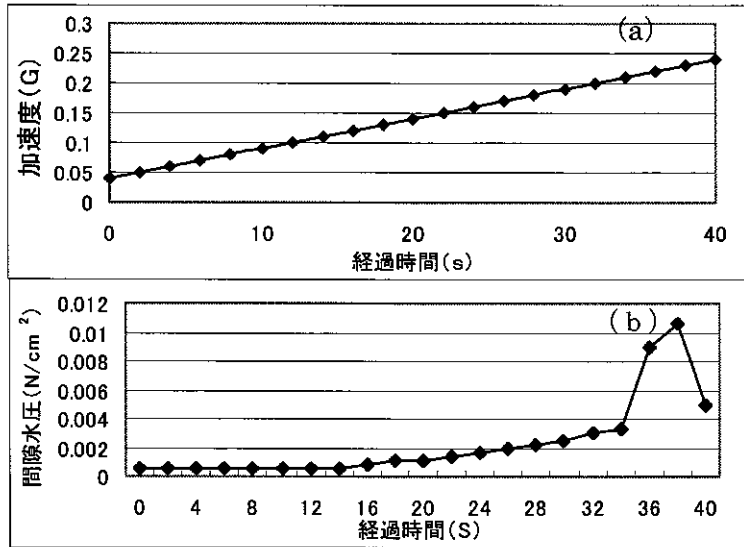


図-3 正弦波 (3Hz) 入力の実験結果

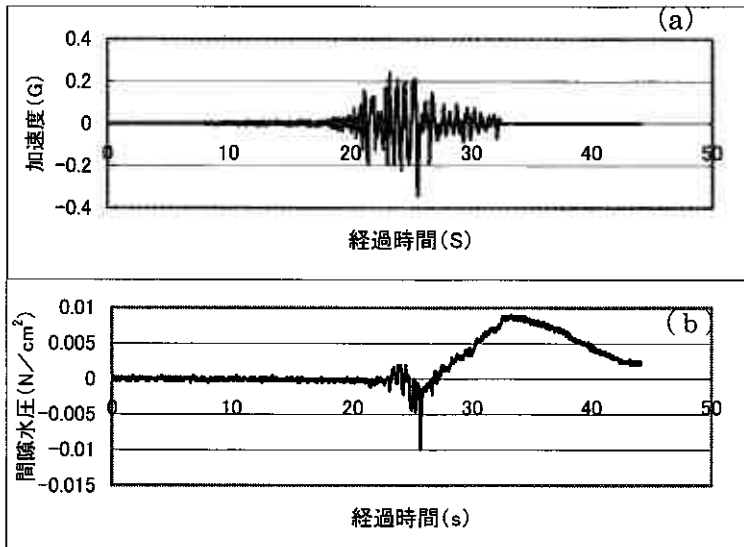


図-4 中越地震波入力の実験結果

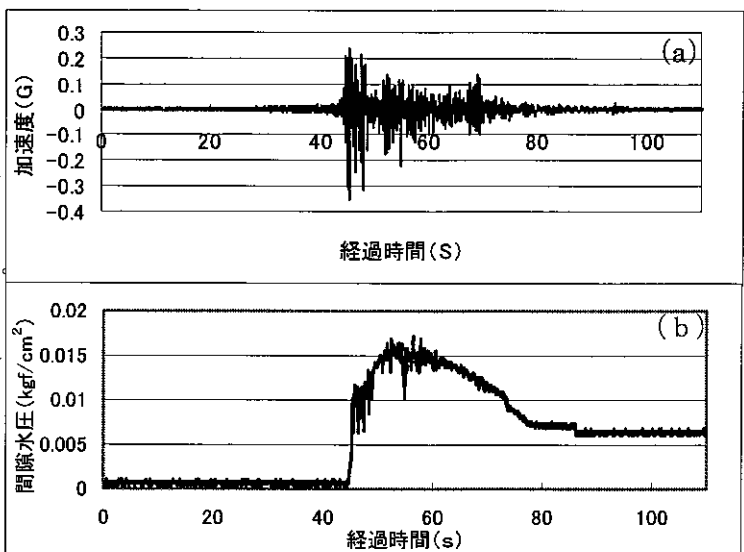


図-5 エルセントロ地震波入力の実験結果

3.2 地盤改良の必要平面範囲と沈下の関係

表-2に正弦波（3 Hz）入力による、地盤改良範囲と深さの比を変えて行った6パターンの実験結果について示す。

この表より地盤改良の必要平面範囲（地盤改良範囲）と改良深さの比を1/1.5以上とることによって構造物と見立てた重りは、沈下、転倒（破壊）しないことが確認された。（写真6-参照）

一方、平面範囲（重りの径）と深さの比が1/2以下となると沈下、転倒（破壊）へ向かうことが、明らかとなった。（写真-7参照）

3.3 地震波による平面範囲と沈下の関係

表-3にモデル地盤における中越地震波とエルセントロ地震波の2種類（各3回）の地震波による振動実験における地盤改良の必要平面範囲（地盤改良範囲）と改良深さの比を1/1.5と固定した実験の結果について示す。この範囲で実験を行った結果、2種類の実地震波による振動実験でも、地盤改良の必要平面範囲（地盤改良範囲）と改良深さの比を1/1.5以上とすることで、構造物と見立てた重りは、液状化が発生しても沈下、転倒（破壊）しないことが確認された。

4 まとめ

地盤改良を行った供試体を用いた一連の試験を行った実験結果とその考察から以下の4点の結論を得た。

- 1) 周波数3 Hzの正弦波による振動を加えると本実験で使用したモデル地盤では、230gal~250gal付近で液状化が発生した。
- 2) 構造物に対する液状化による地盤改良の必要な平面範囲は、改良深さの2/3程度であった。（平面改良範囲と改良深さの比が1:1.5）
- 3) 上記2)と消防法³⁾で定める「危険物の規制に関する技術上の基準の細目」を照らし合わせると、消防法、「危険物の規制に関する技術上の基準の細目 第四条の四、3に定められているタンク端からの地盤改良の水平距離は液状化深さの2/3」という関係と今回の実験結果が一致した。
- 4) 実地震波を使った振動実験では、正弦波（3Hz）入力の実験と同様の地盤改良平面範囲をとることで、構造物と見立てた重りは、沈下、転倒（破壊）しないことが確認された。

参考文献

- 1) 河上房義, 土質力学第7版, 森北出版, pp.130-132, 2001.
- 2) 海野隆哉・垂水尚志, 地盤工学, コロナ社, pp.197-203, 2002.
- 3) 土木工学会, 危険物技術研究会 編修, 屋外タンク, 貯蔵所基礎の規制基準解説第1版, 技報堂出版, pp.83-91, 1983.
- 4) 吉見吉昭, 砂地盤の液状化 第2版, 技報堂出版, pp.128-146, 1984.
- 5) 澤田・能町・桐井・木村, 液状化を考慮した地震時無限斜面のすべり評価について, 土質工学会北海道支部技術報告集第33号, pp.195-198, 1983.

表-2 周波数3Hzの正弦波での必要平面範囲と沈下について

平面範囲の比	沈下	沈下量 (cm)	重りの沈下状態
※1/1.3	なし	約0	-
1/1.5	なし	約0	-
1/2	有り	1~1.5	等沈下
1/2.5	有り	1~2	等沈下
1/3.4	有り	1~2.5	等沈下
1/3.6	有り	1~5	不等沈下

※ 分子：平面改良範囲, 分母：改良深さ

表-3 地震波による平面範囲1/1.5での液状化実験

	沈下	沈下量 (cm)	重りの沈下状態
中越地震波	-	0	-
エルセントロ地震波	-	0	-



写真-6 沈下しなかった例



写真-7 沈下した例

せん断弾性波速度および残留有効応力による試料の品質評価 (第2報)

北海道大学工学部 ○学 小原 隆志
 北大院工学研究科 学 西田 浩太
 北大院工学研究科 国 田中 洋行
 東亜建設工業 国 深沢 健
 東亜建設工業 正 中村 明教
 北大院工学研究科 国 三田地利之

1. はじめに

筆者らは昨年度からベンダーエレメント (以下, BE と略記) 試験から得られるせん断弾性波速度(V_s)による試料の品質評価を試みている¹⁾。昨年度は主に夕張川河川敷より採取した不攪乱試料を用いて BE 試験および残留有効応力 (サクシオン, p'_v) 測定試験を行い, 従来試料の乱れの指標となる p'_v と V_s との相関を探った。その結果 V_s は試料の品質評価の指標となりうることを示した。しかしながら, 夕張川河川敷は過圧密比 (OCR) や粒度組成が深度によって著しく変化する複雑な土層であったため²⁾, 試験結果に影響を与える因子が数多く存在した。そこで本研究では, 新たに江別市美原より均一な粘土試料を採取し, BE 試験, サクシオン測定試験および種々の力学試験を実施した。本文ではこれらの試験結果より BE 試験による品質評価の可能性を述べる。さらに三軸試験機のキャップとペDESTALに BE を装着した三軸 BE 試験も実施し, 広い応力範囲における G と有効拘束圧 (p') の相関についても言及する

2. 試験に用いた試料

本研究では主に江別市美原から採取した試料を用いた。美原では深度 11m から 10m ほど均一な粘土層が堆積している³⁾。美原および昨年度実施した夕張川, Onsoy (ノルウェー) の主な物性値を Table 1 に示す。夕張川に関する詳細な位置や物理特性に関しては文献 2) を, Onsoy については文献 4) , 5) を参照されたい。美原では夕張川と同様に, サンプラーには我が国で通常用いられている固定ピストン式シンウォールサンプラーを用いた。サンプラーの刃先角度が標準形状である 6° のものと, 人為的に乱れを与える目的で刃先をカットした 90° のサンプラーの 2 種類で試料を採取した。また, 北海道では泥炭地盤のように地層の観察が重要な調査目的である場合には, 泥水を循環させないでボーリングコアに土試料を挿入させながら所定の深度までボーリング孔を掘る方法が用いられている (以下, 北海道方式と呼ぶ)。本研究では 6° のサンプラーについて, ボーリング中に泥水を循環させて採取した試料と, 北海道方式によって試料を採取した。即ち, 美原に関しては泥水循環 6°, 北海道方式 6°, 泥水 90° の 3 種類の試料に対して試験を行った。

3. 無拘束状態における残留有効応力とせん断弾性係数

サンプラーから抜き出した試料 (直径 75mm, 高さ 100mm) を飽和させたセラミックディスク (空気侵入値 240kPa)

Table 1 Geotechnical properties of tested specimens

Site	Depth (m)	ρ_s (g/cm ³)	OCR	w_L (%)	I_p	Clay content (%)	Sampler
Mihara	12.0~12.8	2.67	1.4	58.9	30.1	61	6° (北海道)
	13.0~13.8	2.69	-	57.6	31.7	52	6° (北海道)
	12.0~12.8	2.67	1.4	58.9	30.1	61	6°
	13.0~13.8	2.69	-	57.6	31.7	52	6°
	12.0~12.8	2.67	1.4	58.9	30.1	61	90°
	13.0~13.8	2.69	-	57.6	31.7	52	90°
Yuubari river	6.0~6.8	2.57	2.5	100.3	68.4	82	6°
	7.0~7.8	2.65	3.4~6.8	43.1	23.3	38	6°
	8.0~8.8	2.66	6.8	45.4	21.1	32	6°
	6.0~6.8	2.57	2.5	100.3	68.4	82	90°
	7.0~7.8	2.65	3.4~6.8	43.1	23.3	38	90°
	8.0~8.8	2.66	6.8	45.4	21.1	32	90°
Onsoy	17.0~17.8	2.71	1.3	71.0	43.0	78	6°

Evaluation of sample quality by shear wave velocity and residual effective stress (2nd report)

T.OBARA(Hokkaido University), K.NISHIDA, H.TANAKA, T.MITACHI(Hokkaido University Graduate School), T.FUKASAWA, A.NAKAMURA(TOA corporation)

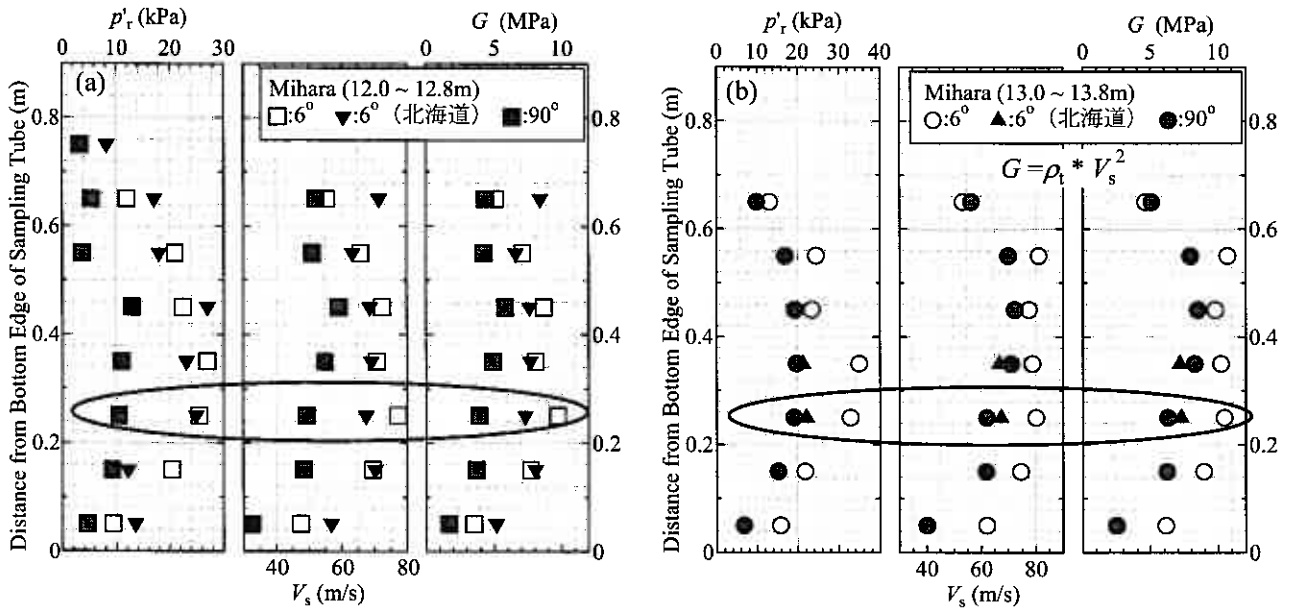


Fig.1 Distribution of p_r , V_s , G in the sampling tube ((a)Mihara, 12.0~12.8m, (b)Mihara, 13.0~13.8m)

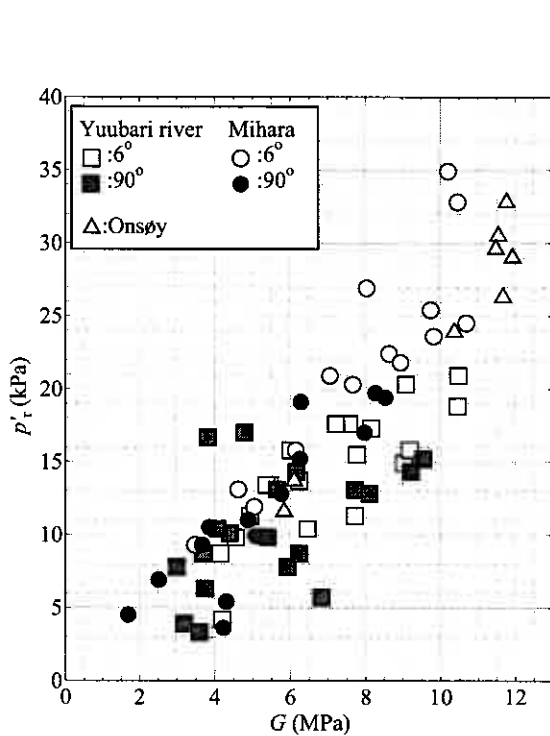


Fig.2 $p_r \sim G$ relationship

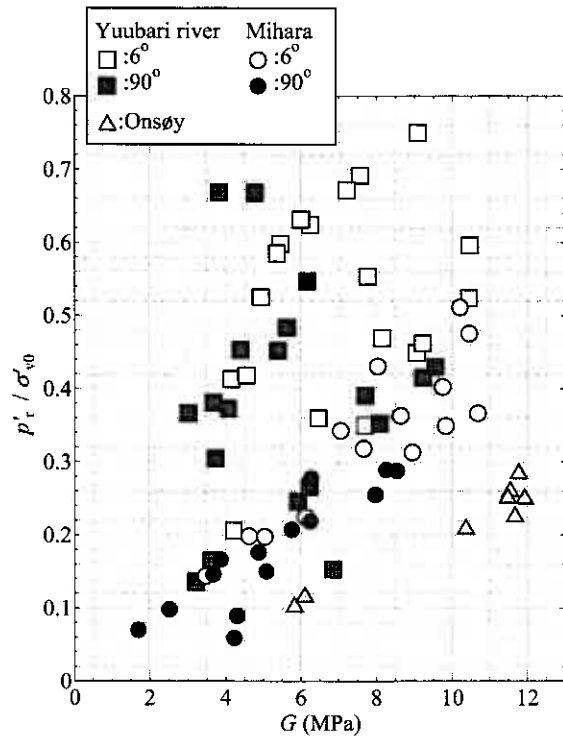


Fig.3 $p_r / \sigma_{v0} \sim G$ relationship

を用いて残留有効応力（サクション, p_r ）を無拘束状態で測定した後、BE試験でせん断弾性波速度（ V_s ）を測定した。BEは2枚貼り合わせたピエゾセラミック板を片持ち梁状にしたものである。ピエゾセラミックは電圧を加えると変形し、逆に変形させると電圧を生じる圧電材料である。BE試験により土供試体内を伝播するせん断弾性波速度を測定しせん断弾性係数（ G ）を算出することができる。本研究に用いている残留有効応力測定試験、BE試験の詳細な試験システムや試験方法については文献1)を参照されたい。 p_r と V_s を測定した後、試料をトリミングして一軸圧縮試験（直径35mm, 高さ70mm, ひずみ速度1%/min）または定ひずみ速度圧密（CRS）試験（直径60mm, 高さ20mm, ひずみ速度0.02%/min）を行った。

3.1 サンプリグチューブ内の試料の位置と刃先角度、掘削方法の影響

Fig.1はサンプリグチューブ内の p_r , V_s , G の分布を示したものである。縦軸はチューブの刃先からの距離を示している。既往の研究⁶⁾に見られるように、 p_r はサンプラーの根元部（図中、上端部）と先端部では低い値を、中央部で

は高い値を示している。この原因としては、根部部ではボーリングの掘削の影響で試料に乱れが生じ、また先端部においてはサンプラー貫入後、引き抜きの際に生じる真空圧の影響が考えられる。 V_s , G についても p_r と同様の傾向が得られた。刃先角度による差異に注目してみると、Fig.1(a),(b)ともに刃先 6° のサンプラーより刃先 90° のサンプラーから採取した試料の方が低い値を示していることがわかり、刃先角度が試料の品質に大きな影響を与えているのがわかる。また、泥水循環と北海道方式の2通りの掘削方式を比較してみると、12~13m (Fig.1(a)) では値に著しい差異は認められない。しかし13~14m (Fig.1(b)) ではサンプラー中央部のみの結果ではあるが、無水は泥水循環に比べ p_r , V_s ともに値が低下しており、 90° に近い値を示した。今回の限られたデータからでは、掘削方法による試料の優劣を判断することは困難であると思われる。

3.2 サクションとせん断弾性係数の関係

Fig.2 は G と p_r の関係を示したもので、Table 1 に示した試料全ての結果をプロットしている。今回用いた試料の土質特性は Table 1 に示したように大きく異なっているにもかかわらず、 p_r と G の間には強い相関関係が認められる。すなわち、 p_r が増加すると G も増加する傾向が得られる。しかし Fig.3 に示すように p_r を原位置の土被り圧で正規化した場合、夕張川が大きくばらついてしまう。これは夕張川が均一な粘土層でないことに加え、OCR が深度によって大きく異なることが考えられる。

Fig.4 は p_r / σ_{v0} と OCR の関係を示したものである。なお、OCR は CRS 試験で求めた圧密降伏応力から算出している。また、Fig.4 には Table 1 で示した深度以外のデータもプロットされている。図中の値は 6° サンプラー（泥水）で採取し、かつサンプラー中央部の試料から得られた値であるので、乱れの影響は小さいと思われる。図に示すように、夕張川では OCR が増加に伴い p_r / σ_{v0} も増加していることが分かる。しかし図上に矢印で示したように、砂分が多い場合 OCR が大きいても p_r は小さい。すなわち、Tanaka and Tanaka⁶⁾ が述べているように、 p_r は単に OCR にのみ影響される値ではない。美原および Onsoy は、深度方向に OCR がほとんど変化せず、 p_r / σ_{v0} の変化も夕張川と比べてかなり小さいことがわかる。

4. 一軸圧縮試験

Tanaka *et al.*⁷⁾ は試料が乱れている場合、一軸圧縮強度 (q_u) が低下するばかりでなく、破壊時のひずみ (ϵ_f) が大きくなることも報告している⁷⁾。そこで本研究では3で述べた非破壊試験を実施した後に一軸圧縮試験を実施し、 $G(V_s)$ と q_u との関係を探った。

Fig.5 は同深度、しかし異なったサンプリング方法によって採取した試料に対して実施した一軸圧縮試験結

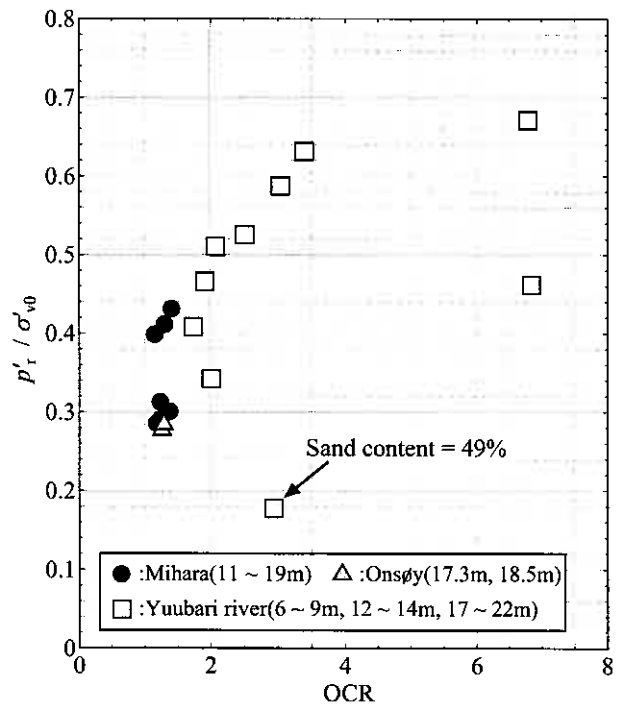


Fig.4 p_r / σ_{v0} ~ OCR relationship (6° sampler)

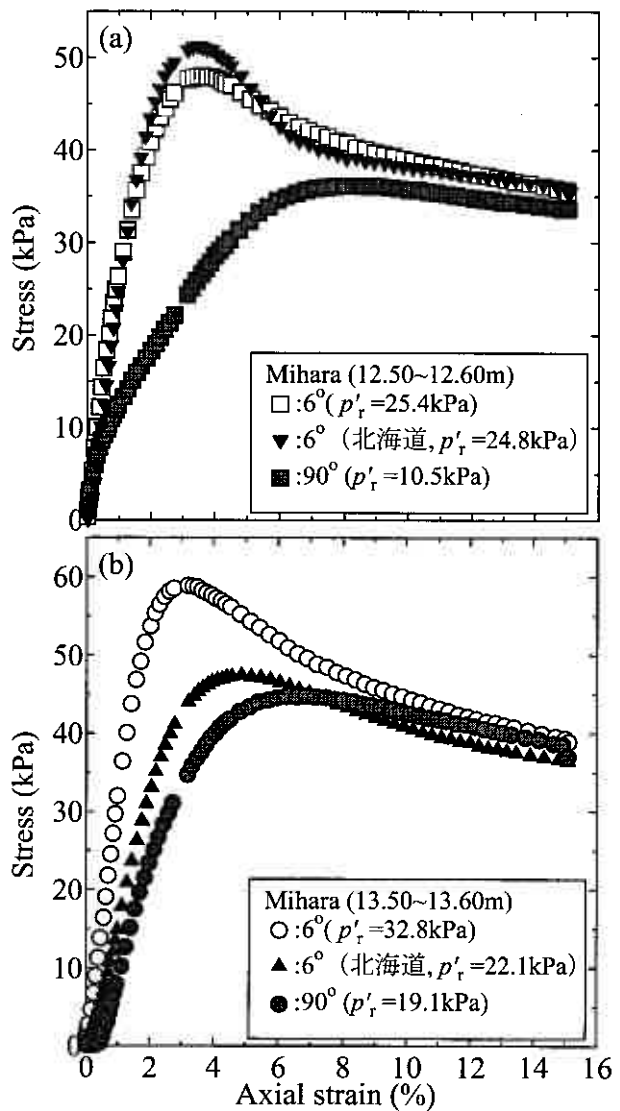


Fig.5 Unconfined compression test results ((a) Mihara, 12.50~12.60m, (b) Mihara, 13.50~13.60m)

果である。用いた試料は Fig.1 の楕円で囲んだ部分である。Fig.5(a)では、刃先 6° はボーリング方式（泥水循環、北海道方式）によらず q_u および ε_f はほぼ等しい。一方、刃先 90° のサンプラーで採取された試料の場合、 q_u は 6° の値に対して 20~25% も低く、 ε_f は約 8% とかなり大きい。Fig.5(b) に示す結果は Fig.5(a) と異なり、「6° 泥水」が最も q_u が大きく、「6° 北海道」と 90° の q_u はほぼ等しい。これより、非破壊試験で得られた値 (p'_v , G) (Fig.1 参照) と q_u , ε_f には密接な関係があることがわかる。しかし、夕張川の試料で一軸圧縮試験を行った場合、6° のサンプラーで採取した試料でも ε_f はかなり大きい²⁾ ことから、 ε_f は土質特性によっては必ずしも試料の品質を反映していない。

Fig.6 には Fig.5 の結果も含めた q_u と G の関係を示したものである。特に美原では q_u と G の間には強い正の相関が見られる。夕張川は OCR が著しく大きい部分（楕円で囲んだ部分）や砂分が多い部分を除けば、美原と同様に正の相関が見出せる。

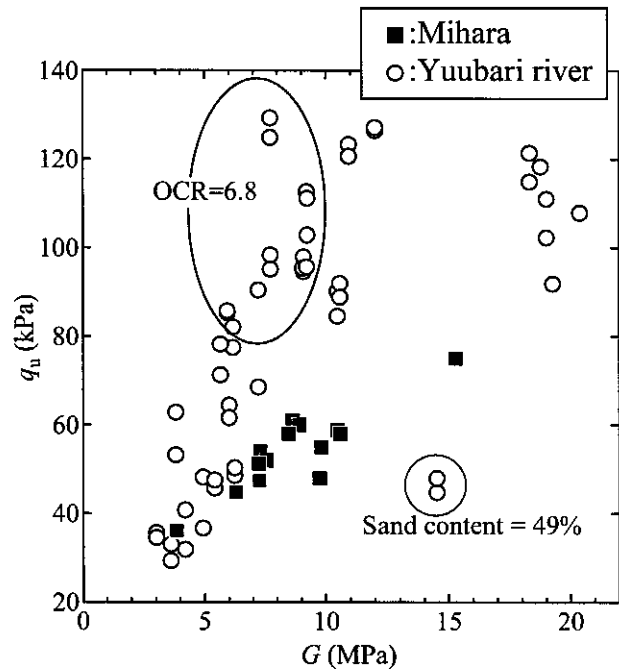


Fig.6 q_u ~ G relationship

5. 拘束状態におけるせん断弾性係数

3.2 で述べたように、拘束圧のない状態で行った一連の試験結果より、採取された試料の G は p'_v とかなり密接な関係にあることが分かった。 G と p'_v との関係をさらに広い応力範囲で調べるために、BE を装着した三軸試験機を用いて 5.1, 5.2 に述べる試験を行った。供試体は p'_v , V_s を計測した後の Onsay の試料を用いた（直径 50mm, 高さ 100mm）。

5.1 繰返し載荷試験

Fig.7(a) に今回行った試験の有効応力経路の概念図を示す。BE 試験を実施した段階は、原位置の応力状態 (Fig.7(b) の測定点 A), 軸差応力のみを除荷 (点 B, パーフェクトサンプリングに相当), 片振幅軸ひずみ繰返し荷重 (計 6 回, 点 C~H, サンプリング時の乱れに相当), 原位置の応力まで再圧密した時点 (点 I) である。すなわち、点 A, I を除いて、等方応力状態で BE 試験を実施した。

5.2 圧密・膨潤試験

供試体を等方圧密・除荷し、平均有効応力 (p') を変化させ、 V_s の変化を求めた。BE 試験を実施した応力点を Fig.7(a) に示す。まず始めに、成形前に測定した p'_v に相当する p' を初期等方圧密応力 (点 a, $p'=30$ kPa) としして載荷した。次に点 b ($p'=80$ kPa) まで圧密応力を 10 kPa ずつ増加し、各応力段階で BE 試験を実施し V_s を測定する。その後同様に 10 kPa ずつ圧密応力を減少させ、各応力段階で V_s を測定した。

5.3 試験結果

Fig.8 は繰返し試験および圧密・膨潤試験の各応力

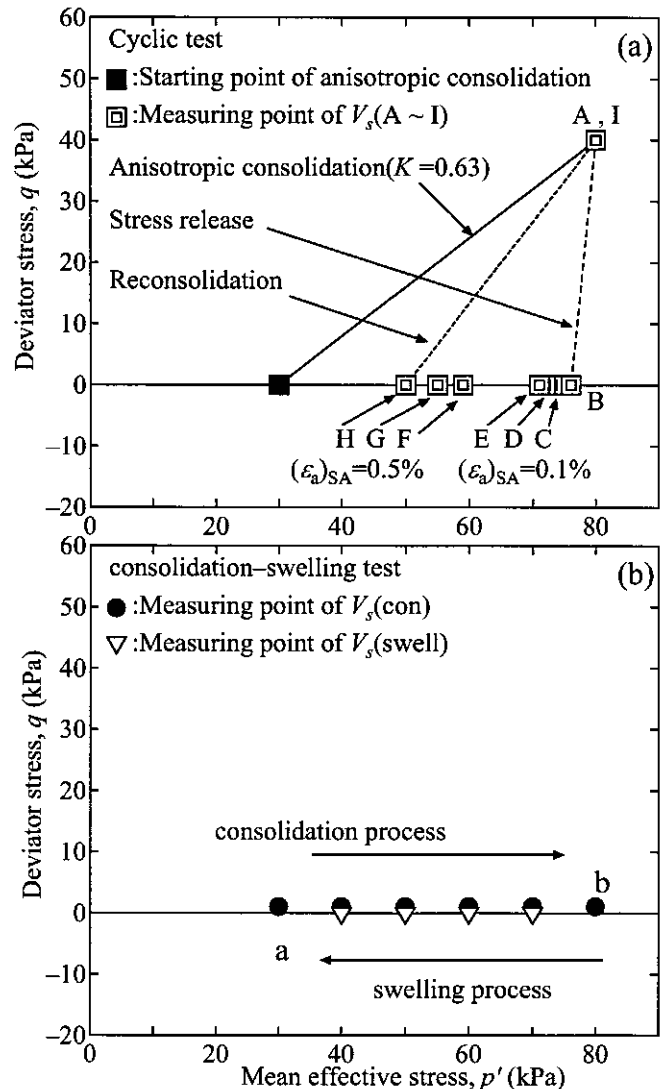


Fig.7 Effective stress path (Triaxial BE test, (a) Cyclic test, (b) Consolidation-swelling test)

段階における間隙比の変化を示したものである。繰返し試験で原位置の応力状態まで圧密したとき(点 A)の間隙比の変化(Δe)は 0.05 であり、初期間隙比(e_0)に対する変化の割合、すなわち $\Delta e/e_0$ は 0.03 とわずかであった。圧密・膨潤試験では、その割合がさらに小さいことがわかる。

Fig.9 は Onsoy の本研究で行った全ての試験から得られた G と p'_r および p' の関係を示したものである。多くの研究者によって G と p' には以下の関係で表現できることが示されている。

$$G = A \cdot F(e) \cdot p'^n \quad (1)$$

ここに、 $F(e)$ は間隙比関数、 p' は有効拘束圧(本文では p'_r も含む)、 A と n は材料定数である。

先の述べたように両試験とも正規圧密領域に達していないため、間隙比の変化はごくわずかであり、 $F(e)$ は無視できる。また、既往の研究では A は対象とする土により大きく変化するが、 n の値は多くの研究者が 0.5 を提案している⁸⁾。

本研究で用いた Onsoy 試料では $G = 2 \cdot p'^{0.5}$ と表現することが可能となり、既往の研究と比較して妥当な結果が得られた。今後は三軸セル内において p' を p'_r と同じ値にまで低下させ、そのときに得られる G を比較し、得られた式の有効性を検証する必要がある。

6. まとめ

- (1) 美原粘土においても、サンプラーの刃先角度によらずチューブ内の根元部、先端部では中央部より p'_r, V_s ともに低い値が得られた。
- (2) 土質特性が均一の試料では p'_r 及び p' と $G(V_s)$ の間には強い相関が得られた。しかし、 p'_r は OCR など様々な因子によって変化する
- (3) q_u と $G(V_s)$ の間にも相関を見出すことができ、 V_s は品質評価の指標と成り得ることを示した。
- (4) Onsoy 試料では多くの既往の研究に示されている通り、 G は有効拘束圧の 0.5 乗に比例することを示した。

謝辞

本研究で用いた Onsoy の試料は(独)港湾空港技術研究所土質研究室 渡部要一室長、田中政典主任研究官より提供していただいた。末筆ながら、記して深甚なる感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 西田浩太, 田中洋行, 林宏親, 深沢健, 中村明教, 三田地利之: せん断弾性波速度および残留有効応力による試料の品質評価, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 46 号, pp.133-138, 2006.
- 2) 田中洋行, 林宏親, 深沢健, 中村明教, 西田浩太, 吉村貢, 小泉和広, 中島睦: 夕張川河川敷の地盤調査結果, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 46 号, pp.239-246, 2006.
- 3) 西田浩太, 田中洋行, 林宏親, 深沢健, 中村明教, 三田地利之, 小原隆志: 江別市美原の原位置試験および室内試験結果, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 47 号, 2007. (投稿中)
- 4) Lunne, T., Long, M., Forsberg, C.F.: Characterisation and engineering properties of Onsoy clay, *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*, pp.395-427, 2003.
- 5) 中島美代子, 富田龍三, 田中政典: ノルウェー国 Onsoy 粘土の特性 (その 1: 物理特性), 第 41 回地盤工学研究発

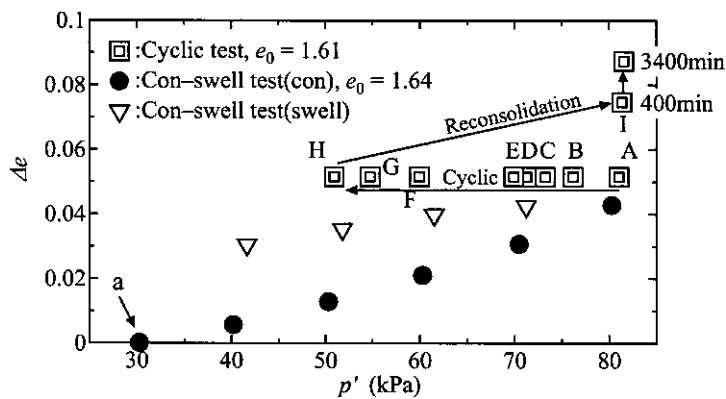


Fig.8 Change in void ratio during triaxial tests

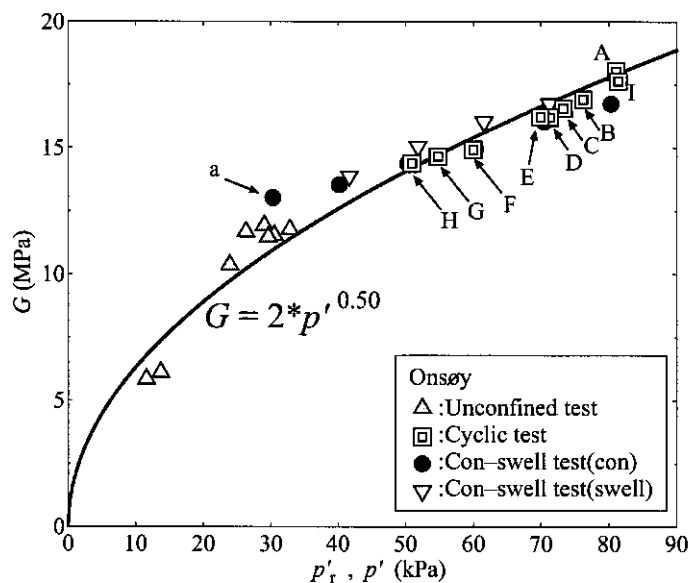


Fig.9 $G \sim p'_r, p'$ relationship (Onsoy)

表会, pp.187-188, 2006.

- 6) Tanaka, H. and Tanaka, M.: Main factors governing residual effective stress for cohesive soils sampled by tube sampling, *Soils and Foundations*, 46(2), 209-219, 2006.
- 7) Tanaka, H. : Sample quality of cohesive soils : Lessons from three sites, Ariake, Bothkennar and Drammen , *Soils and Foundations*, Vol.40, No.4, pp.57-74, 2000.
- 8) Mitchell, J. K., and Soga, K.: *Fundamentals of Soil Behavior*, Third Edition, pp.447-448, 2005.

繰り返し一面せん断試験に基づく強度パラメータに及ぼす諸要因の検討

北海道大学大学院 ○学生会員 梅谷 晋平
(株)ドーコン 正会員 高橋 秀彰
北海道大学大学院 国際会員 三田地利之

1. はじめに

地すべり対策工の設計に際し、従来せん断試験結果に基づく強度パラメータが用いられる機会はきわめて限られていた。この原因には、強度定数が試料の採取位置によってばらつくものと認識されてきたことやせん断試験結果の信頼性が低いとする誤解、設計指針類に室内せん断試験結果を用いるように規定されていないことなどから $c'_0 = d$ (c'_0 : 地すべり面上で発揮されると想定される粘着力(kN/m^2), d : 地すべり土塊の最大層厚(m))とする仮定を併用した逆算法(以下 $c = d$ 法)が地すべり対策工設計に用いられている。しかし、近年の技術進歩と試験基準の整備によって事情は変わってきており、室内試験結果を取り入れた地すべり対策工設計用の強度パラメータ決定法も提案されており、筆者の一人は室内試験結果を逆算法と結びつけた強度パラメータの決定法(以下 SPLICE 法と略記)¹⁾を提案している。このような背景から筆者らは、各種状態強度パラメータに影響を及ぼす諸要因の検討、地すべり面付近からの採取試料を用いたせん断試験結果を逆算法と結びつけることによる地すべり対策工設計用の強度パラメータ決定法について研究を進めてきた。

本論文では、これまで積み重ねてきた強度パラメータに及ぼす諸要因の検討結果やそこから得られた問題点を挙げるとともに、新たに得られた地すべり試料の結果を加え、現状でせん断試験結果から得られる情報を基に決定される設計強度定数と従来の方法とを比較考察し報告する。

2. 強度パラメータに影響を及ぼす要因

2.1 残留状態せん断抵抗角に及ぼすせん断速度の影響

残留強度に及ぼすせん断速度の影響についてこれまで種々の研究が行われ、粘土によってせん断速度の変化に伴い残留強度が増加・減少・不変なものがあると報告されている。これまでの研究成果^{2), 3)}によれば、残留強度が速度の影響を受けるメカニズムは不明だが、その増減の割合は非常に小さなものであり実際の現場で生じている地すべり速度の範囲(0.001mm/min~0.35mm/min)⁴⁾においては無視できる程度で、極端に早い速度でなければ残留強度に及ぼす影響は少ないとしている。この考えを基に、後述のようにピーク強度を測定する初回と残留強度を測定する最終回を除き、せん断速度を早めることによって試験期間の大幅な短縮を可能にしている。

2.2 応力履歴の影響

正規圧密および過圧密状態の粘土試料のピーク時のせん断抵抗力を比較すると、過圧密状態にある試料が大きな値を示すことは知られていたが、残留状態での強度への影響については確認されていなかった。残留状態でのせん断面付近の粘土は長期間のせん断により粒子構造が破壊、再配向されるため応力履歴による影響が解消されているという考えから、伊藤ら³⁾は3種類の試料を用いて正規圧密状態、過圧密状態のせん断抵抗と累積変移関係について調べた結果、残留強度は応力履歴の影響を受けないことが分かった。このことより、後述する多段載荷せん断試験を提案している。

2.3 残留状態せん断抵抗角に及ぼす粒度組成、スメクタイト含有量の影響

1) 粒度組成について

残留状態におけるせん断は粘土粒子表面間あるいは粒子表面-水との摩擦現象と考えられることから、伊藤ら³⁾は粘土分含有量、シルト分含有量、砂分含有量と残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r との関係を調べた。その結果、粘土分含有量が増加すると若干のばらつきはあるものの ϕ'_r は減少傾向にあるとしている。粘土分含有量と ϕ'_r との関係については第5章にて後述する。一方、シルト分含有量、砂分含有量についても同様に傾向を調べたがともに相関性は乏しかった。

2) スメクタイト含有量について

スメクタイトは膨潤性粘土鉱物であり地すべり粘土によく含まれていることが知られている。山崎らの研究⁴⁾によれば、リングせん断試験機を用いたモンモリロナイト・イライト混合試料より、モンモリロナイトの残留強度に支配されたすべり面の構造特性として、すべり面構成粒子による定向配列挙動のみならず、すべり面へモンモリロナイトが滲出・

Factors affecting strength parameters based on the reversal direct box shear tests

S.Umetani (Graduate student, Hokkaido University), H.Takahashi (Docon Co.,Ltd) and T.Mitachi (Graduate school of Engineering, Hokkaido University)

凝集するメカニズムによって残留強度への強度低下が生じる可能性がある」と指摘し、モンモリロナイト含有量が約30%を超えると、モンモリロナイトに支配された値を示すと報告している。スメクタイト含有量と残留状態せん断抵抗角 ϕ' との関係を調べた結果については第6章で述べる。

2.4 残留状態強度線の湾曲化に及ぼす応力レベルの影響

粘土のせん断抵抗力はせん断面に作用する垂直応力と比例関係にあることが知られている。しかし、残留状態強度線については、その湾曲性についてしばしば指摘がされている。この原因として、大変位せん断を受けてせん断抵抗力が収束した状態において、高い応力域でのせん断におけるせん断面では、粒子配向度が低い応力域でのせん断におけるせん断面に比べて進んでおり、せん断面で発揮されるせん断抵抗力が低くなるのが原因だと考えられている。このような背景から伊藤ら^{2),3)}は、数種の地すべり試料を用いて各応力レベル(30~50kPa、200~400kPa、30~400kPa)での強度パラメータを決定した。一般に残留状態での粘着力は存在しないとされているが、伊藤らの実験結果によれば高応力域の結果に基づいて強度パラメータを決定すると粘着力が存在し、逆に低応力域の結果からは粘着力はほぼ無いという結果を得ることが分かった。これらをまとめると、応力レベルの違いによるせん断面の粒子配向度の違いにより残留状態強度線が湾曲化する可能性があるため、現場の地すべりの土被りが薄い場合においては残留状態強度パラメータの扱いに注意が必要である。

3. 繰り返し一面せん断試験概要

2.1 および2.2の結果を受けて、本研究ではまず、両面排水の下、圧密速度2.0kPa/min(除荷時は1.0kPa/min)で所定の圧密応力まで圧密し、3t法により圧密を打ち切っている。圧密後、せん断過程に入り、片振幅6mm(繰り返し回数1回で累積変位24mm)で計10回(累積変位で240mm)せん断している。1回目と10回目のせん断速度を0.02mm/min、2~9回目のせん断速度を1.0mm/minとしている。なお上下せん断箱の間隔を0.2mm、供試体は高さ20mm、直径60mmの円盤状に成型したものを使用している。また、全ての試験において少量の試料で強度パラメータを求めることを目的とした多段載荷せん断試験を行う⁶⁾。多段載荷せん断試験とは、まず上記の繰り返し一面せん断試験で10回のせん断を行った後、垂直応力を400kPaまで載荷して繰り返しせん断し、さらに300kPaまで除荷して繰り返しせん断、同様に200kPaまで除荷して繰り返しせん断というように1つの供試体について、垂直応力を除荷する方向で(このようにすれば応力履歴の影響を受けない)多段階の繰り返しせん断を行う試験である。

4. 試料説明

今回用いた試料は以下の3地すべり試料である。Table 1に粒度分布、スメクタイト含有量を、Table 2に繰り返し一面せん断試験、多段載荷せん断試験から決定した試料毎の強度パラメータを示す。C地すべり試料のピーク状態強度パラメータは供試体ごとで得られた値が過度にばらついたため決定に至っていない。

① A・B地すべり

夕張市富野地区の異なる二つの地すべりから試料採取した。現場周辺の地質は古第三紀の泥岩(幌内層)が分布し、多数の地すべりが存在する。A地すべりは長さ約170m、幅約180m、深さ15mの崩積土すべりで、すべり面には約20cmの凝灰岩層を伴い、すべり面上には鏡肌が認められる。地すべり土塊は分化が進み、複数の小ブロックに分割され内部を構成する泥岩は凝灰岩質で粘土化しやすい性質をもつ。B地すべりは長さ約230m、幅約120m、深さ約30mの風化岩

Table 1 Index properties

	A地すべり		B地すべり		C地すべり	
	不攪乱試料	再構成試料	不攪乱試料	再構成試料	不攪乱試料	再構成試料
礫分(%)	0.6	0.0	0.8	0.0	8.0	0.0
粗砂分(%)	1.4	0.0	2.3	0.0	6.1	0.0
中砂、細砂分(%)	12.3	18.1	9.5	14.6	21.9	4.2
シルト分(%)	30.1	27.9	0.1	23.1	26.7	10.3
粘土分(%)	55.6	54.0	87.3	62.3	37.2	75.5
スメクタイト含有量(%)	42.5	37.1	24.2	16.8	10.0	14.3

Table 2 Strength parameters

		A地すべり		B地すべり		C地すべり	
		c'(kPa)	ϕ' (°)	c'(kPa)	ϕ' (°)	c'(kPa)	ϕ' (°)
不攪乱試料	ピーク強度	0.0	9.9	13.9	11.4	—	—
	残留強度	9.0	6.4	9.2	7.4	0.0	12.1
再構成試料	完全軟化強度	7.1	14.2	8.0	24.7	0.0	15.7
	残留強度	5.2	8.1	6.4	22.4	8.3	9.1

すべりで、すべり面上位は主に風化泥岩からなり、土砂化した部分と亀裂質な岩片が混在している。また凝灰岩層は認められない。粒度分布、構成粘土鉱物はA地すべりではほぼ均質であり、B地すべりは不均質である。両地すべりとも集水井施工時に、不攪乱試料は一辺約30cmの土塊をブロックサンプリングにて採取し、再構成試料はすべり面付近から採取した試料より425 μ mフルイ通過分を予圧密して用いた。

② C地すべり

現場周辺の地質は第三紀層やハッタオマナイ層が広がっており、すべり面は第三紀層とハッタオマナイ層との境界付近であるとみられる。すべり面上位は緑泥石やイライトからなり、すべり面下位は破碎した泥岩で構成されており、すべり面下位の方が上位に比べ新しい時代の地層で出来ており逆転した地層になっている。不攪乱状態の試料は、切り土のり面に現われたすべり面付近で、30cm程度に切断したシンウォールチューブを人力で押し込んで採取したもので、再構成状態の試料は下部すべり面付近から採取した試料より425 μ mフルイ通過分を予圧密して用いた。

5. 粒度組成が残留状態せん断抵抗角に及ぼす影響

Fig.1に今回扱った3地すべり試料と過去の研究^{2), 3)}の地すべり試料から得られた粘土含有量と残留状態せん断抵抗角を示す。若干のばらつきはあるものの粘土含有量が増加するとともに残留状態せん断抵抗角は減少傾向にあると言える。この結果は、地すべりの滑動による粒子破碎、地下水の影響による風化や変質、スレーキング等によりすべり面に粘土粒子が生成、集積することによりすべり面強度の低下を招く可能性を示唆する。この考えを基にA、BおよびC地すべりの不攪乱・再構成試料から求めた残留状態せん断抵抗角について以下のように考察した。

A地すべり、C地すべりでは不攪乱試料と再構成試料から

得られた残留状態強度パラメータは近い値を示したが、B地すべりの不攪乱試料と再構成試料により得られた残留状態強度パラメータにはかなりの差異が見られた。この原因として、不攪乱試料のすべり面と再構成試料の粘土含有量の違いが考えられる。B地すべりは不攪乱試料の粘土分が再構成試料の粘土分より卓越していることが原因のひとつと思われる。

B地すべり不攪乱試料について試験後の供試体断面を顕微鏡観察により最大粒径を調べたものをFig.2に示す。Fig.2よりB地すべりの不攪乱試料のせん断面付近の最大粒径は約50 μ mであり、再構成供試体の場合は全体的に約200 μ mであった。一方C地すべりの場合、不攪乱試料の粘土分と再構成試料の粘土分はかなり異なるにもかかわらず、残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r にはB地すべりほどの違いは見られない。これは不攪乱試料の繰り返し一面せん断試験ではすべり面をせん断するように供試体作製をするため、粒度試験で得られる粘土含有量より、せん断強度に影響を及ぼす範囲内では粘土分が多く存在していると考えられ、再構成試料よりも粘土含有量が低いからといって一概に残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r の差異が生まれるとは限らないと考えられる。

したがってA地すべりのような均質な地すべり粘土層を有する地すべりでは、不攪乱試料と再構成試料の試験結果が一致しやすく、B地すべりのような泥岩内部にすべり面が存在し、地すべり粘土層が非常に薄く、その上下部の物性が大きく異なる地すべりでは、不攪乱試料と再構成試料の試験結果が一致しづらいと考えられる。

6. スメクタイト含有量が残留状態せん断抵抗角に及ぼす影響

Fig.3に今回の3つの地すべり試料と過去の研究³⁾で得られたスメクタイト含有量と残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r の関係を示す。スメクタイト含有量はメチレンブルー吸着法により求めており、第2章3-2)にあるモンモリロナイトと今回の試験で求めたスメクタイトは同様の膨潤性粘土鉱物としてみなす。当研究室の過去の値³⁾は山崎らの報告と同様にスメクタイト含有量が増加するにつれ残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r が低下し約30%を超えるあたりから低下が見られなくなる。

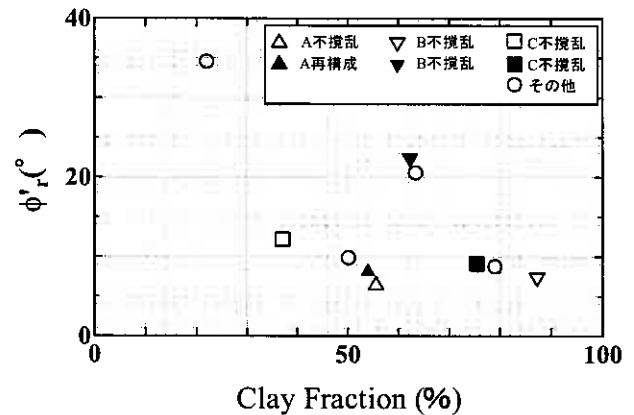


Fig.1 ϕ'_r ~Clay fraction relationship

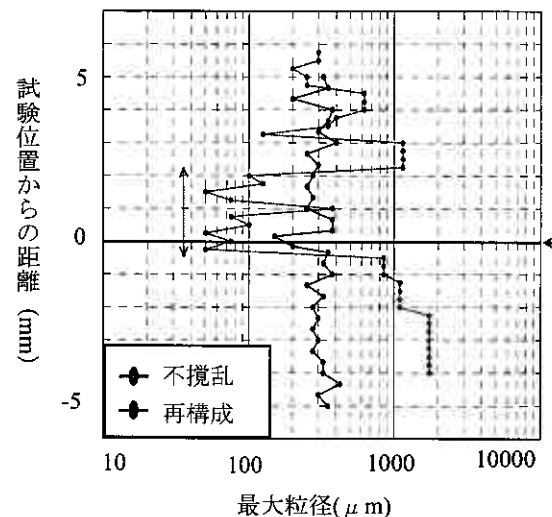


Fig.2 Grain size distribution

今回の A、B、C 地すべり試料については、過去の値に比べ全体的に残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r がスメクタイト含有量に比べて小さいものの同様の傾向を示している。スメクタイト含有量が少ない試料ではそれぞれの試料の構成鉱物の違いや、含まれる砂分の形状や粒径の違いからスメクタイト以外の成分が ϕ'_r に大きく影響し、スメクタイト含有量がある一定量を超えるとスメクタイト固有の ϕ'_r に収束すると考えられる。山崎の試験で用いた試料は純粋なモンモリロナイトとイライトの混合試料によるものであったが、今回の 3 地すべり試料、過去のデータも地すべり粘土であり、自然土においてもスメクタイト含有量と残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r には相関関係が認められ、スメクタイト含有量の測定は残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r を推測する一つの指標になり得ると考えられる。

7. 不攪乱試料の供試体作製におけるすべり面と試験位置

Fig.4~Fig.6 は A・B 地すべり、C 地すべりの不攪乱試料を用いた繰り返し一面せん断試験結果のせん断応力(τ)~水平変位(δ)関係の一例を示したものである。Fig.4(a)、Fig.5(a) は繰り返しせん断一回目の $\tau \sim \delta$ 関係とそれ以降の繰り返しせん断における $\tau \sim \delta$ 関係にほとんど差が見られず、ピーク状態せん断強度 τ_p と残留状態せん断強度 τ_r の差が小さい。実際の地すべりでは、過去に大きなせん断変位を経験しているため粒子構造が破壊され、粒子の再配向がほぼ完了していると考えられるため、Fig.4(a)、Fig.5(a)のような $\tau \sim \delta$ 関係を示す場合は、鏡肌面でせん断が行われたケースと考えられる。一方、Fig.4(b) Fig.5(b)では初回のせん断で大きなせん断応力を示したのち、2 回目以降はせん断応力が徐々に減少しており、ピーク状態せん断強度 τ_p と残留状態せん断強度 τ_r の差が大きい。Fig.4(b) Fig.5(b)のような $\tau \sim \delta$ 関係を示す場合は、すべり面粘土内でせん断は行われているが鏡肌面と試験位置が完全には一致していないと考えられる。

B 地すべりの試験後の供試体を用いて薄片処理後の断面写真を Fig.7 に示す。Fig.7(b)より Fig.5(a)の供試体はすべり面と試験位置が一致しており、Fig.7(c)より Fig.5(b)の供試体は

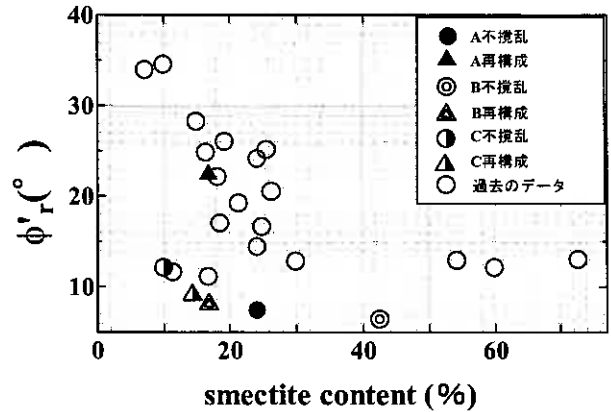


Fig.3 $\phi'_r \sim$ smectite content relationship

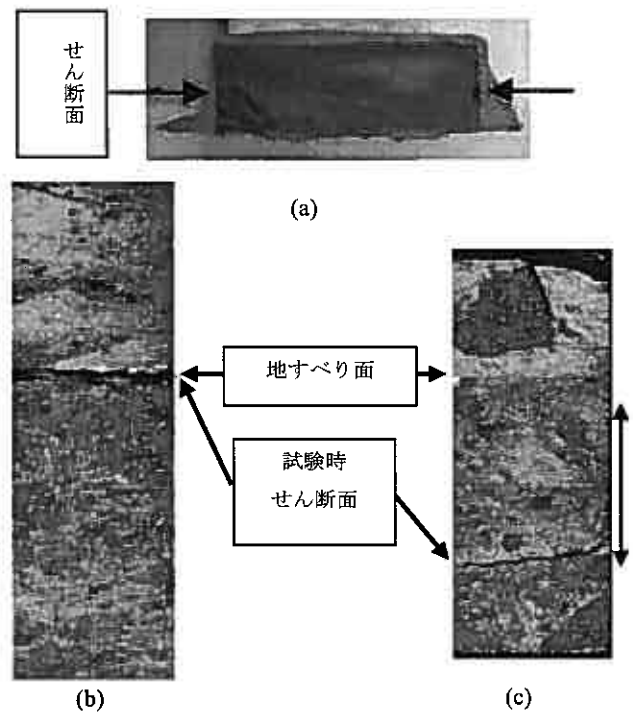


Fig.7 Degree of coincidence of sliding surface with shear plane at the test

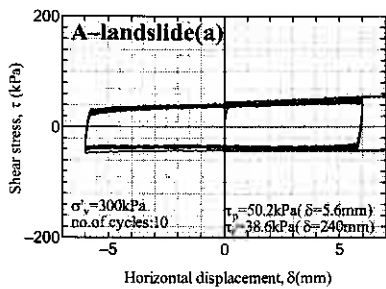


Fig.4(a),(b) $\tau \sim \sigma$ relationship

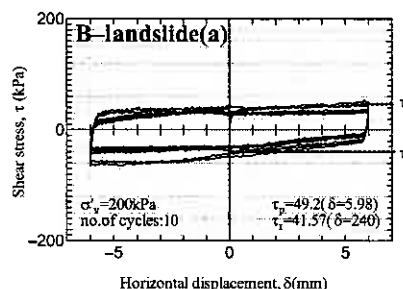


Fig.5(a),(b) $\tau \sim \sigma$ relationship

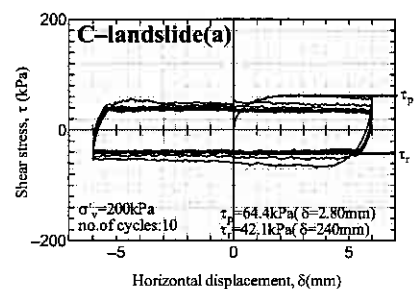
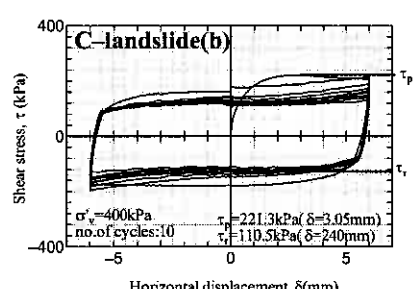
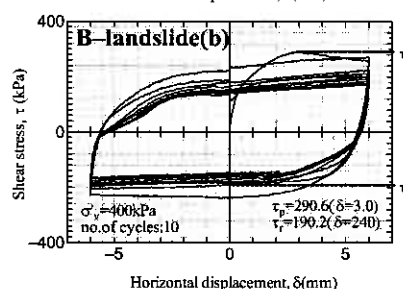
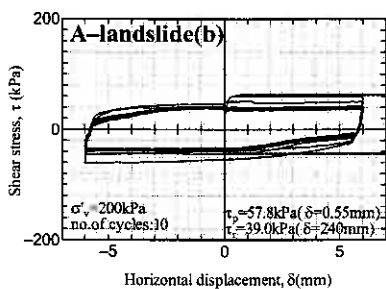


Fig.6(a),(b) $\tau \sim \sigma$ relationship



不一致であったことを確認している。このような理由からC地すべりの Fig.6(a)は Fig.4(a)、Fig.5(a)に比べると若干異なるが、すべり面と試験位置がほぼ一致したと考え、Fig.6(b)は不一致だと判断した。不攪乱試料のすべり面は粘土分が多く含まれるが、少しずれると砂分やレキ分が多くなるため供試体作製の精度によってピーク状態せん断強度パラメータにバラツキが生じやすい。特にすべり面粘土層が薄く、上下の層と大きく物性が異なるような試料の場合は試験後の供試体観察などを用いた確認が重要である。

8. 室内試験を基にした設計強度定数と従来法との比較

Fig.8～Fig.10 に A・B 地すべり、C 地すべり試料の繰り返し一面せん断試験より求めた各種状態強度パラメータを用い、SPLICE 法を適用して求めた設計用強度定数を示す。また SPLICE 法と c=d 法それぞれから求めた設計強度定数を Table 3 に示す。

B 地すべり、C 地すべりにおいて、試験結果から得られた各状態強度パラメータを結んだ線が $c'-\tan \phi'$ 直線と明確に交差しないため設計強度定数は $c'-\tan \phi'$ で囲んだ範囲から算定した。B 地すべりの再構成試料から得られた完全軟化・残留強度パラメータは上記に述べたように過剰に大きいと判断し、現場の強度を反映していないと思われるため設計強度定数の算定には用いていない。

SPLICE 法により得られた設計強度定数と c=d 法の設計強度定数と比較すると、A、B、C 地すべりのすべてにおいて SPLICE 法により求めた設計強度定数は粘着力 c' が小さく、せん断抵抗角 ϕ' は大きいという結果が得られた。この原因として、SPLICE 法は試験から得られたピーク強度パラメータ、完全軟化強度パラメータ、残留強度パラメータをそれぞれ結んだ線と $c'-\tan \phi'$ 線との交点で設計用強度定数を決めるが、今回の試料から得られたピーク強度パラメータ (C 地すべりは未定) はいずれも比較的小さかった結果、交点の座標値は c=d 法に比べて右下方に位置することになる。すなわちピーク強度パラメータが小さい場合、ピーク・完全軟化・残留強度パラメータをそれぞれ結んだ線と $c'-\tan \phi'$ 線との交点は、粘着力 c' は小さく、せん断抵抗角 ϕ' は大きくなる。

なお、ピーク強度パラメータが小さいのは第 7 章で述べたように、不攪乱試料の供試体作製にあたって現場のすべり面に可能な限り近づけてせん断するようにしたためで、今回求めたピーク強度パラメータは過去の滑動によって一旦残留状態に近づきその後の回復により増大した強度に相当する。したがって、今回の求めたピーク強度パラメータと残留強度パラメータとを結ぶ線の周辺に現場すべり面の平均的な強度があると考えられることから SPLICE 法の趣旨に適合し、決定した設計用強度定数は十分な精度を持つものとみることができる。

Table 3 Design strength

	A地すべり		B地すべり		C地すべり	
	c'(kPa)	ϕ' (°)	c'(kPa)	ϕ' (°)	c'(kPa)	ϕ' (°)
SPLICE 法	7.0	14.0	16.6	13.6	2.6	11.1
c=d 法	15.0	9.1	25.0	11.3	10.0	6.1

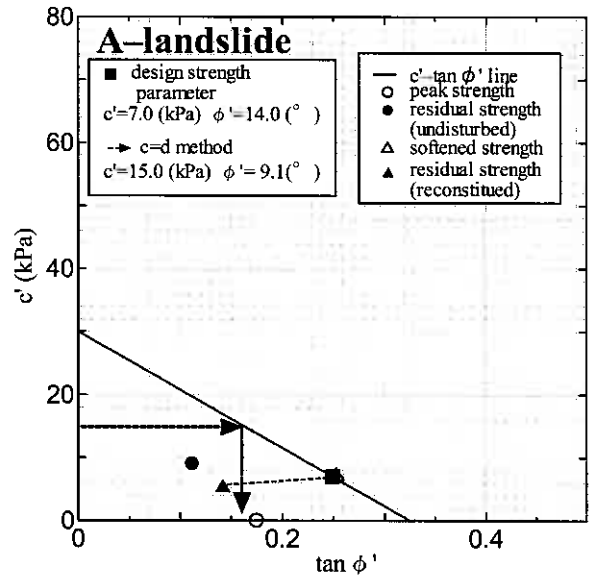


Fig.8 $c'-\tan \phi'$ relationship

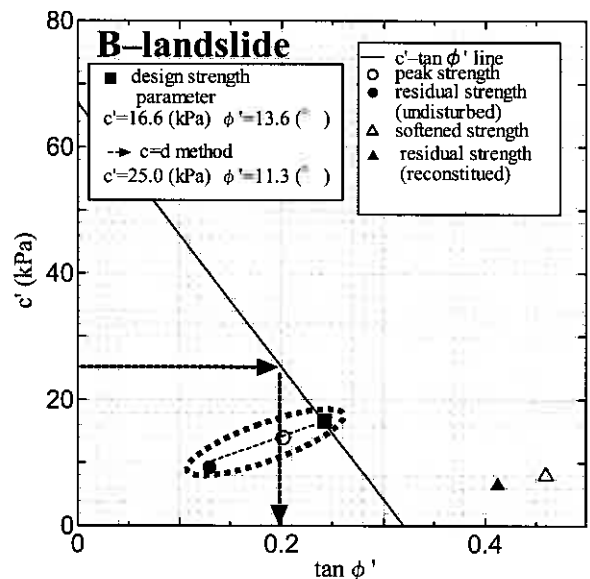


Fig.9 $c'-\tan \phi'$ relationship

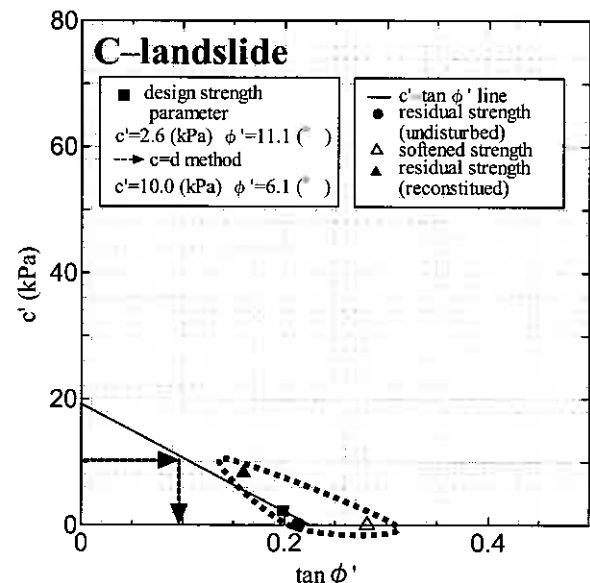


Fig.10 $c'-\tan \phi'$ relationship

9. まとめ

これまで $c = d$ 法が多く現場で用いられてきた背景として、迅速かつ簡単に設計用強度定数の決定が出来、誰でも同じ結果を得られることが挙げられる。ただし、その前提条件は想定したすべり面の位置が正確であることと、 $c = d$ とする経験則が常に成立することである。

室内試験結果に基づく設計強度定数決定法は $c = d$ 法より簡便さに欠けるが、上述のような強度パラメータに及ぼす要因を考慮することで理論的に現場の地すべりの強度パラメータを正確に求めることが可能であり、地すべり対策工設計用強度定数の決定法として有用である。

<参考文献>

- 1) Mitachi, T., Kuda, T., Okawara, M. and Ishibashi, M.: Determination of strength parameter for landslide slope stability analysis by laboratory test and inverse calculation engagement, 地すべり学会誌, Vol.40, No.2, pp.1-12, 2003.
- 2) 石橋正弘・三田地利之・九田敬行・伊藤裕之: 逆算法と室内試験による地すべり対策工設計用強度パラメータの決定法, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 43 号, pp.249-254, 2003.
- 3) 伊藤裕之・三田地利之・鷺隼人: 繰り返し一面せん断試験による残留強度に及ぼす諸要因と強度パラメータの評価, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 44 号, pp.241-246, 2004.
- 4) Skempton, A.W. : Residual Strength of Clay in Land-slides, Folded Strata and the Laboratory, Geotechnique, Vol.35, No.1, pp.3-18, 1985
- 5) 山崎考成: 再活動地すべりにおけるせん断帯の構造と土質特性に関する研究, 佐賀大学博士論文, 2000.
- 6) 鷺隼人・三田地利之・高橋秀彰・梅谷晋平: 繰り返し一面せん断試験による地すべり対策工設計用強度パラメータ決定法の適用例, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 45 号, pp.1-6, 2005.

凍結融解履歴が破碎性火山灰土の液状化強度に及ぼす影響

北海道大学大学院工学研究科 ○学 所 哲也
北海道大学大学院工学研究科 学 山木正彦
北海道大学大学院工学研究科 正 三浦清一
北海道大学工学部 高木歩維

1. はじめに

北海道の全面積の約 40%は火山性噴出物によって覆われており、その多くは火山灰質粗粒土である。火山灰質粗粒土は、軽量で比較的安定性に優れていることから地盤材料として盛土などに利用されている¹⁾。しかし、その軽量性や低応力下でも粒子破碎を生じ強度が低下するなどの性質から、斜面崩壊や盛土崩壊等の被害を受けやすいという問題を抱えている。また、それらの被害は地震時や融雪期に多発している。

例えば、2003 年十勝沖地震の際には、札幌市、北見市、端野町（現北見市）の 3 地点で被害がみられた。北見市、端野町では屈斜路軽石流堆積物 Kcfl を含む斜面の崩壊や大規模な液状化による流動が発生した。また、札幌市清田区では支笏軽石流堆積物 Spfl で造成された盛土の液状化による家屋の傾斜が生じた。さらに 1994 年北海道東方沖地震の際には、摩周降下軽石 Ma-1 の斜面崩壊により家屋の傾斜が発生した。

上記のような火山灰地盤の被害の発生は種々の地形的要因の影響も大きいことが考えられるが、北海道のような積雪寒冷地域においては長期間にわたる凍結融解作用条件下での地盤の強度低下を考慮した設計が必要となる。このような凍結融解履歴作用が地盤材料の力学特性に及ぼす影響を調べた研究として、凍結サンプリングでの凍結融解の作用が液状化強度に与える影響についての研究が盛んに行われてきた²⁾。横田ら³⁾は豊浦砂のようなきれいな砂でゆるい密度の場合、凍結・非凍結供試体の液状化強度に差は無いことを示した。また、洪積砂層の凍結及び非凍結試料に対して行われた動的試験では、凍結試料の液状化強度は非凍結試料に比べ液状化強度が低くなることを示されている⁴⁾。

しかし、凍結融解が連続して作用する条件下での火山灰質粗粒土の力学特性に及ぼす影響を調べた研究は少ない。本研究では、粒子破碎性が顕著な火山灰粗粒土を用いて作製された供試体に所定回数の凍結融解履歴を与え、一連の非排水繰返し三軸試験を実施することで、凍結融解履歴の影響についての基礎的な検討を進めた。

2. 本研究で用いた試料

本研究では、門別町富川で採取した富川火山灰土と中標津町当幌で採取した当幌火山灰土を用いた。図-1 に富川火山灰土と当幌火山灰土の噴出源と採取地点を示す。富川火山灰土 (Tomikawa) は支笏カルデラを噴出源とする降下火砕堆積物 Spfa で構成されている。噴出年代は、3.1~3.4 万年前と推定されている。サンプリングは、深度約 2m の均質な堆積層で行った。当幌火山灰土 (Touhoro) は、摩周を噴出源とする降下火砕堆積物 Ma-1 で構成されている。当幌火山灰土は土被り約 2m の切土斜面から採取した。

富川火山灰土と当幌火山灰土の物性値及び粒径加積曲線を表-1 と図-2 に示す。表-1 と図-2 には比較のため豊浦砂のデータも掲載した。また、表中の富川・当幌火山灰土の最大・最小密度については、地盤工学会の基準に従い砂の最大・最小密度試験を行っているが、火山灰質粗粒土は適用範囲外の粒径を含んでいるので、参考値として示した。富川火山灰土及び当幌火山灰土の土粒子は多孔質で粗粒であることから、両火山灰土

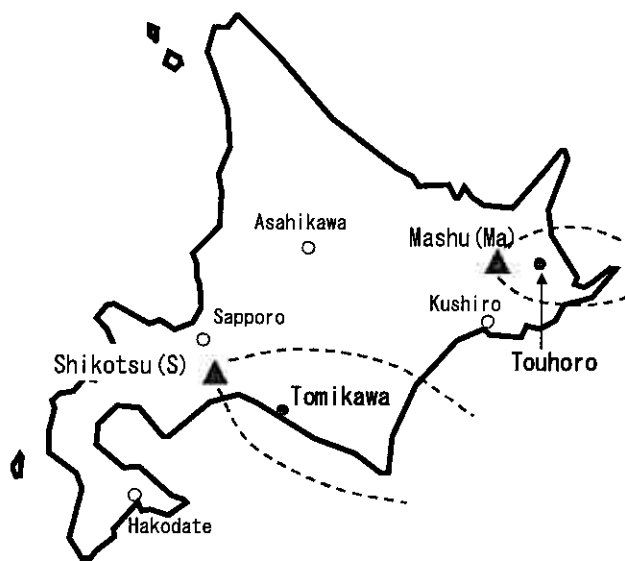


図-1 富川・当幌火山灰土の採取地

表-1 試験に用いた試料と豊浦砂の物性値

Sample Name	ρ_s g/cm ³	ρ_d		$\rho_{d \text{ In-Situ}}$ g/cm ³	ω_0 %	D_{50} mm	U_c —	F_c %
		max g/cm ³	min g/cm ³					
Toyoura Sand	2.65	1.651	1.354	—	—	0.18	1.3	0
Tomikawa	2.22	0.56	0.47	0.41-0.54	53-85	1.47	4.01	2.01
Touhoro	2.57	0.68	0.48	0.34-0.54	106-204	2.98	24.52	1.84

の原位置における乾燥密度が極めて小さくなっている。さらに、これらの火山灰土は低応力下作用時でも破碎する粒子によって構成されている^{5),6)}。また、富川・当幌両火山灰土ともに細粒分含有量は少ない。

3. 試料作製方法及び試験方法

3-1 試料作製方法

(1) 非凍結供試体 (凍結融解履歴 0 回)

凍結融解履歴 0 回の供試体は、空中落下 (AP) により、試料を三軸供試体モールド (直径 70mm, 高さ 170mm) に堆積させた後に、モールド側面に所定の回数打撃を与え、圧密後密度 ρ_{dc} が原位置密度のそれに近い値となるよう調整した。

(2) 凍結供試体

凍結供試体の作製には、直径 70mm, 高さ 240mm のシンウォールサンプラーを用いた。凍結融解履歴 0 回供試体と同様に空中落下法により試料を堆積させた後、所定の回数打撃を与え密度調整を行う。24 時間浸水させ、含水比調整のため 24 時間の重力脱水を行った。含水比は、自然含水比に近い値となるようにした後に、 -25°C の冷凍庫に入れて凍結させた。凍結させる過程では、急激な温度低下を防ぐために断熱ボックスを被せている。脱水後、冷凍庫に 24 時間入れたものを凍結融解履歴 1 回とし、その後融解 24 時間、凍結 24 時間を 1 履歴とし、所定の凍結融解履歴を与えた。なお、凍結・融解の過程では供試体上面を拘束せず供試体の鉛直方向の変形を許した。本研究では、凍結融解履歴 1 回、5 回、10 回の凍結融解履歴を与えた供試体を用いた試験を行った(図-3)。所定の履歴を与えた後にシンウォールサンプラーから供試体を抜き出し、上下端面を削ることで高さ 170mm の供試体を作成している。

3-2 試験方法

三軸セル内に供試体を設置後、 CO_2 及び脱気水を通し、196kPa のバックプレッシャーの供給により供試体を飽和させた。この操作により、供試体の間隙水圧係数 B 値はすべて 0.96 以上を得ている。飽和したことを確認した後に、圧密圧力 $\sigma'_v=49\text{kPa}$ で等方圧密し、体積ひずみの変化率が $1.0 \times 10^{-4} \%$ /min 以下になった時を圧密終了とした。圧密終了後、軸差応力振幅一定、載荷周波数 0.1Hz のもとで繰返し非排水せん断試験を行った。

また、試験後のすべての供試体に対してふるい分析による粒度試験を行った。本研究では図-4 に示すように、試験後、試験前の粒径加積曲線より、細粒分増加量 ΔF_c を(1)式より算出している。凍結融解履歴による

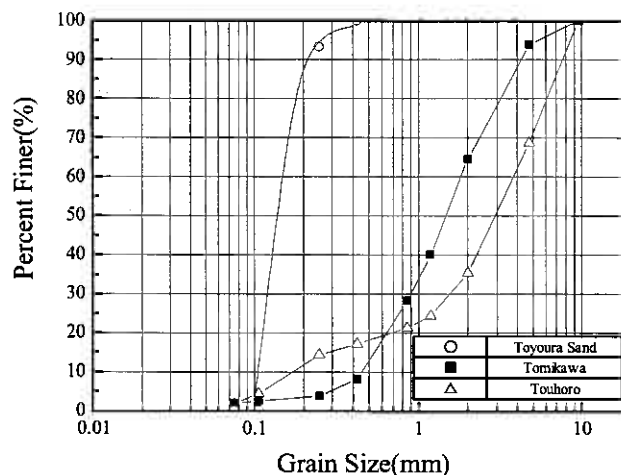


図-2 試験に用いた試料と豊浦砂の粒径加積曲線

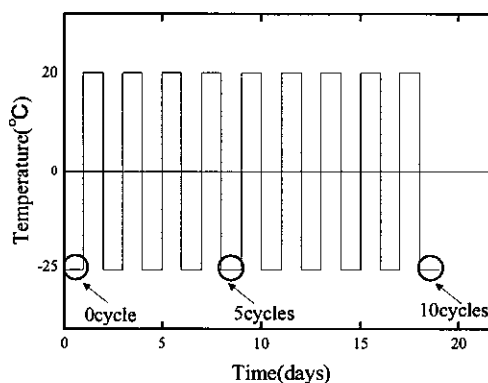


図-3 凍結融解履歴の与え方

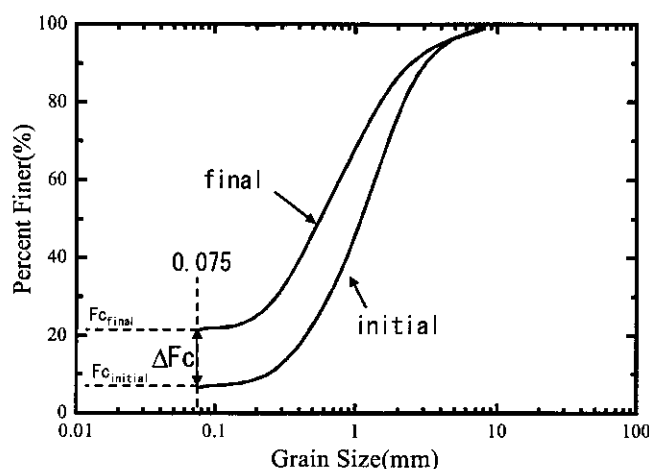


図-4 細粒分増加量の定義

粒子破碎の影響を細粒分増加量 ΔF_c によって評価している。なお、既往の研究により ΔF_c の有用性が確認されている⁵⁾。

$$\Delta F_c = F_{c_f} - F_{c_i} \quad (1)$$

ここで ΔF_c : 細粒分増加量(%)

F_{c_f} : 試験後の細粒分含有量(%)

F_{c_i} : 試験前の細粒分含有量(%)

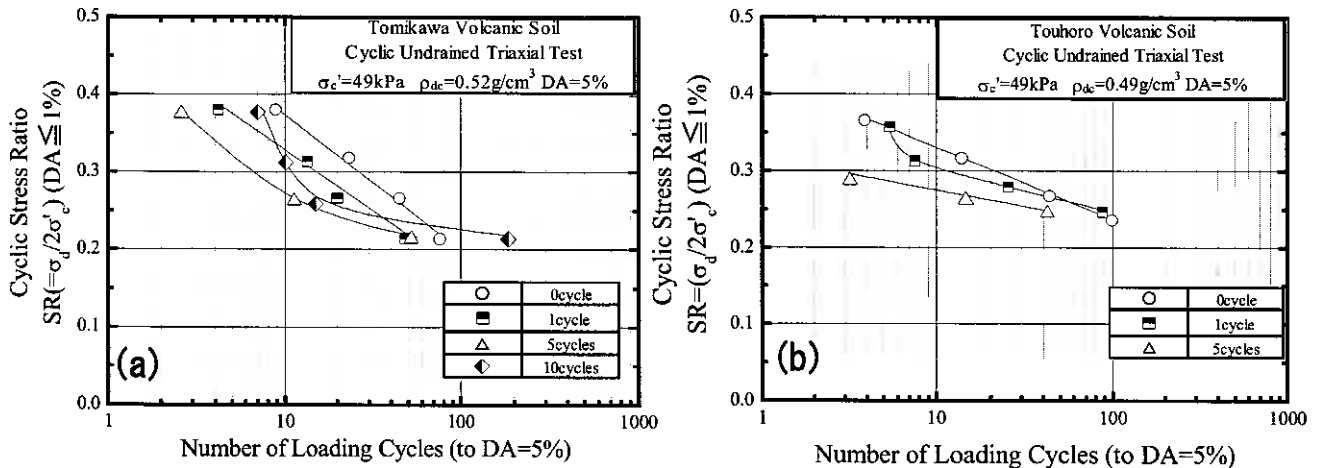


図-5 液状化強度線：(a) 富川火山灰土 (b) 当幌火山灰土

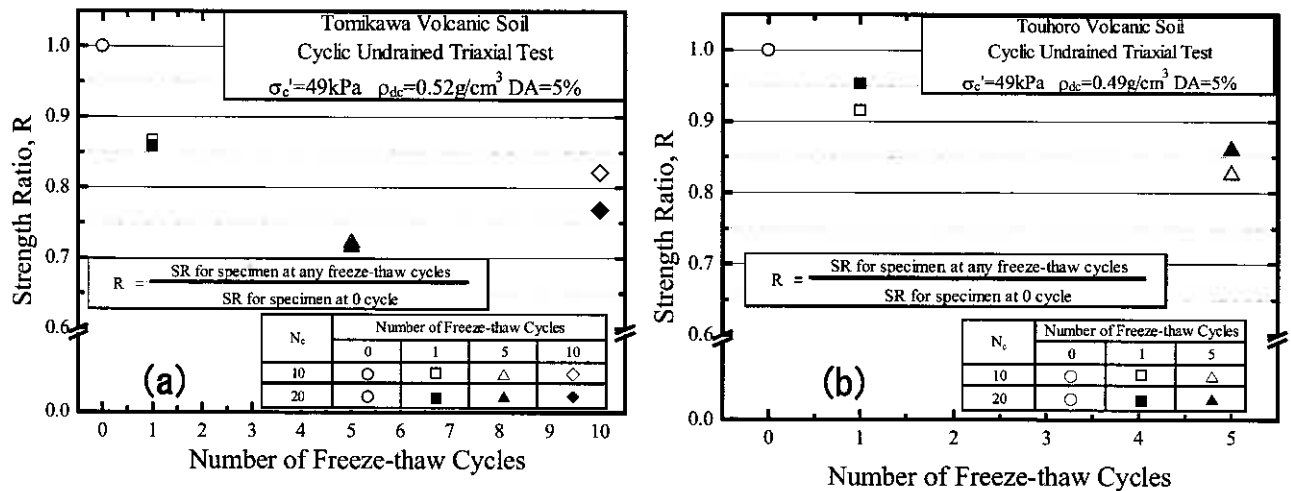


図-6 液状化強度：(a) 富川火山灰土 (b) 当幌火山灰土

4. 試験結果と考察

4-1 凍結融解履歴を受けた供試体の液状化強度特性

図-5(a)および(b)に富川火山灰土及び当幌火山灰土の液状化強度(DA=5%)を示す。なお、各試験での圧密後の乾燥密度 ρ_{dc} はすべて目標値の±2%の範囲にあったが、各試験結果を目標とする密度になるように補正している。図より凍結融解履歴を受けた富川および当幌火山灰土の液状化強度は再構成供試体の液状化に比べて明らかに低下していることが分かる。

凍結融解を繰返し受けた供試体の液状化特性を詳細に調べるために、図-6(a)および(b)は各凍結融解履歴回数 N_c の SR_{10} 、 SR_{20} をそれぞれ履歴回数0回の SR_{10} 、 SR_{20} で除したものを示した。ここで SR_{10} 、 SR_{20} はそれぞれ、繰返し応力振幅比として10回及び20回でDA=5%に至るときの繰返し応力振幅比としている。

図-6(a)より、履歴1回での富川火山灰土の SR_{10} 、 SR_{20} 共に再構成供試体のそれらと比較して15%程低下していることがわかる。また、履歴5回で SR_{10} 及び SR_{20} は再構成供試体の70%程度となった。一方、履歴10回では液状化強度は

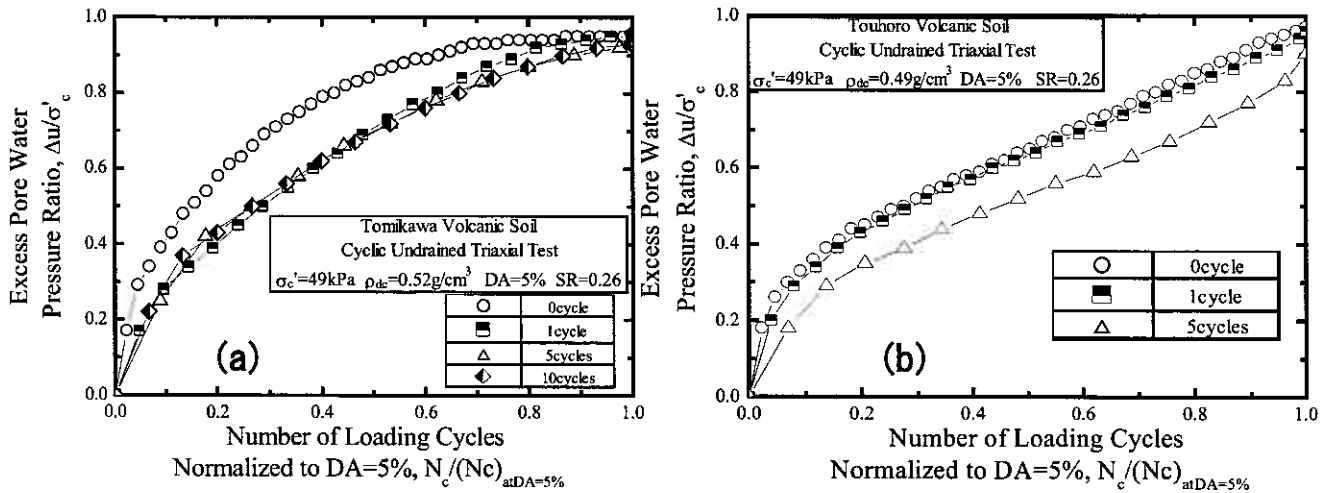


図-7 過剰間隙水圧発生特性：(a) 富川火山灰土 (b) 当幌火山灰土

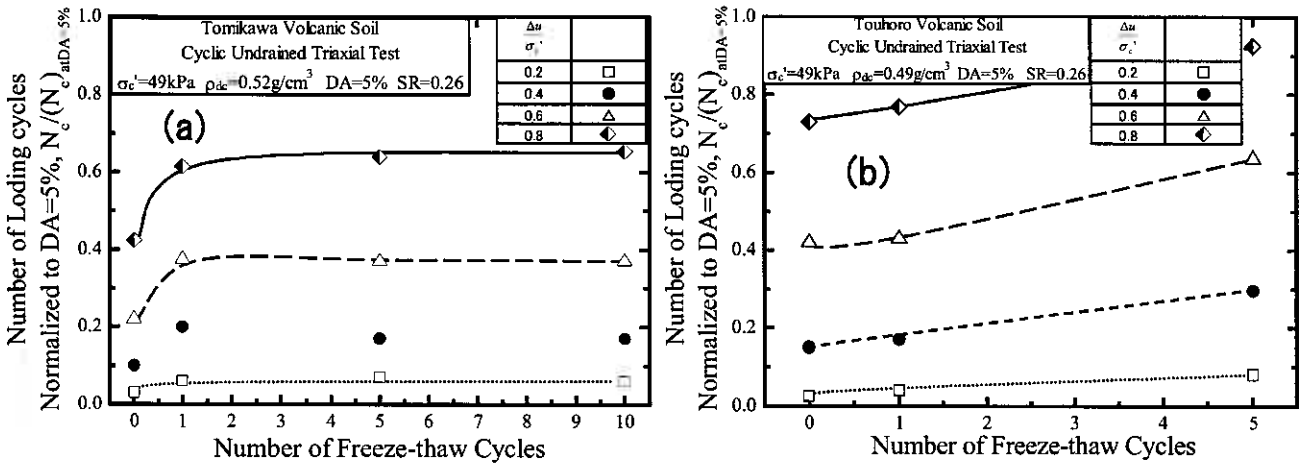


図-8 凍結融解履歴回数と過剰間隙水圧発生特性関係 (a) 富川火山灰土 (b) 当幌火山灰土

増加している。一方、図-6(b)で示した当幌火山灰土では、履歴1回および履歴5回における SR_{10} 、 SR_{20} が再構成供試体より確実に低下していることが確認された。以上のように、多孔質な富川および当幌火山灰土では、連続した凍結融解履歴を受けると、凍結融解履歴を受けていない場合と比較して SR_{10} および SR_{20} が低下することが明らかになった。上記のような液状化強度特性の変化は、連続した凍結融解履歴を受けた火山灰土の堆積構造変化が1つの原因であると考えられる。

4-2 過剰間隙水圧発生挙動

凍結融解履歴を受けた供試体の構造変化を過剰間隙水圧発生挙動に着目して調べるために、図-7(a)、(b)は過剰間隙水圧を有効拘束圧で正規化した過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ と繰返し載荷回数 N_c を $DA=5\%$ の軸ひずみ発生回数 $N_{c \text{ at } DA=5\%}$ で正規化した繰返し回数比 $N_c/N_{c \text{ at } DA=5\%}$ の関係として示している。図より、履歴0回と比較して凍結融解履歴を受けた供試体は、過剰間隙水圧の発生が遅れていることがわかる。また富川火山灰土(図-7(a)参照)は履歴回数の違いによる差は顕著ではないことが指摘できる。一方、当幌火山灰土(図-7(b)参照)については、履歴0回と履歴1回での差は小さいが、履歴1回と5回でその差は顕著である。

このような過剰間隙水圧発生特性をさらに調べるために、図-8(a)、(b)は過剰間隙水圧比が0.2、0.4、0.6、0.8における繰返し回数比と凍結融解履歴回数の関係を表している。図-8(a)より、履歴を受けた富川火山灰土では、履歴0回での挙動と比べて、間隙水圧発生挙動が異なることが明瞭に示されている。また、繰返し回数比が0.6付近で $\Delta u/\sigma'_c$ が0.8に達していることが確認される。それに対し当幌火山灰土では、履歴0回と履歴1回での間隙水圧比の増加に対する繰返し回数比の違いは小さいが、履歴5回では所定の過剰間隙水圧に達するまでの繰返し回数が多くなっていることがわかる。特に $\Delta u/\sigma'_c$ が0.8に達する際の繰返し回数比が0.8から0.9であることが見られた(図-8(b))。

以上のことから、富川および当幌火山灰土での液状化に至るまでの過剰間隙水圧発生挙動は、凍結融解履歴を繰返し受けることで大きく影響されることが示された。

4-3 変形特性

図-9(a)～(d)は富川火山灰土による試験結果の一例を示している。図-9(a)および(b)は、繰返し応力振幅比 $SR=0.26$ 、有効拘束圧 $\sigma_c'=49\text{kPa}$ における、履歴 0 回での軸ひずみ発生挙動および軸差応力-軸ひずみ関係を示している。これより、凍結融解履歴が無い状態での軸ひずみは、伸張側の軸ひずみが圧縮側の軸ひずみより卓越していることが確認できる。

図-9(c)および(d)は、(a)および(b)と同一の密度 ρ_{dc} 、有効拘束圧および繰返し応力振幅比で実施した履歴 10 回での試験結果をそれぞれ、軸ひずみ発生挙動および軸差応力-軸ひずみ関係として示している。これより、履歴 10 回での供試体には顕著な圧縮性が見られ、凍結融解履歴を受けていない供試体の軸ひずみ発生挙動とは異なる様相を呈することがわかる。このような軸ひずみ発生特性の違いは、凍結融解履歴の作用による構造変化および凍結融解履歴による土粒子の破砕特性の顕著化の 2 つの要因が考えられる。

次に、顕著な粒子破砕性を有する当幌火山灰土の試験結果について検討する。図-10(a)および(b)は、繰返し応力振幅比 $SR=0.26$ 、有効拘束圧 $\sigma_c'=49\text{kPa}$ における、履歴 0 回での軸ひずみ発生挙動および軸差応力-軸ひずみ関係を示している。これらの図より、この試験条件では、 N_c が 40 回を超えるまで両振幅軸ひずみが 5% に至らないことおよび、富川火山灰土の試験結果に比べて伸張側の軸ひずみの発生が顕著ではないことが確認できる。一方、図-10(c)および(d)は履歴 10 回での試験結果を、軸ひずみ- N_c 関係および軸差応力-軸ひずみ関係として示している。これより、凍結融解履歴を受けた当幌火山灰土の供試体は、履歴 0 回時と比較して繰返し回数が極めて小さい段階において軸ひずみが大きく発生し、供試体の剛性が急激に失われている状態にあるのではないかと推察される。

以上のように、富川および当幌火山灰土のような火山灰質粗粒土に凍結融解履歴が与えられた場合、軸ひずみの発生や供試体の剛性低下挙動は、未凍結の状態と比較して急激に発生することが指摘できる。このような変形特性の違いは、凍結融解履歴による供試体内部の構造変化および土粒子自体の破砕性の顕著化が原因として考えられる。

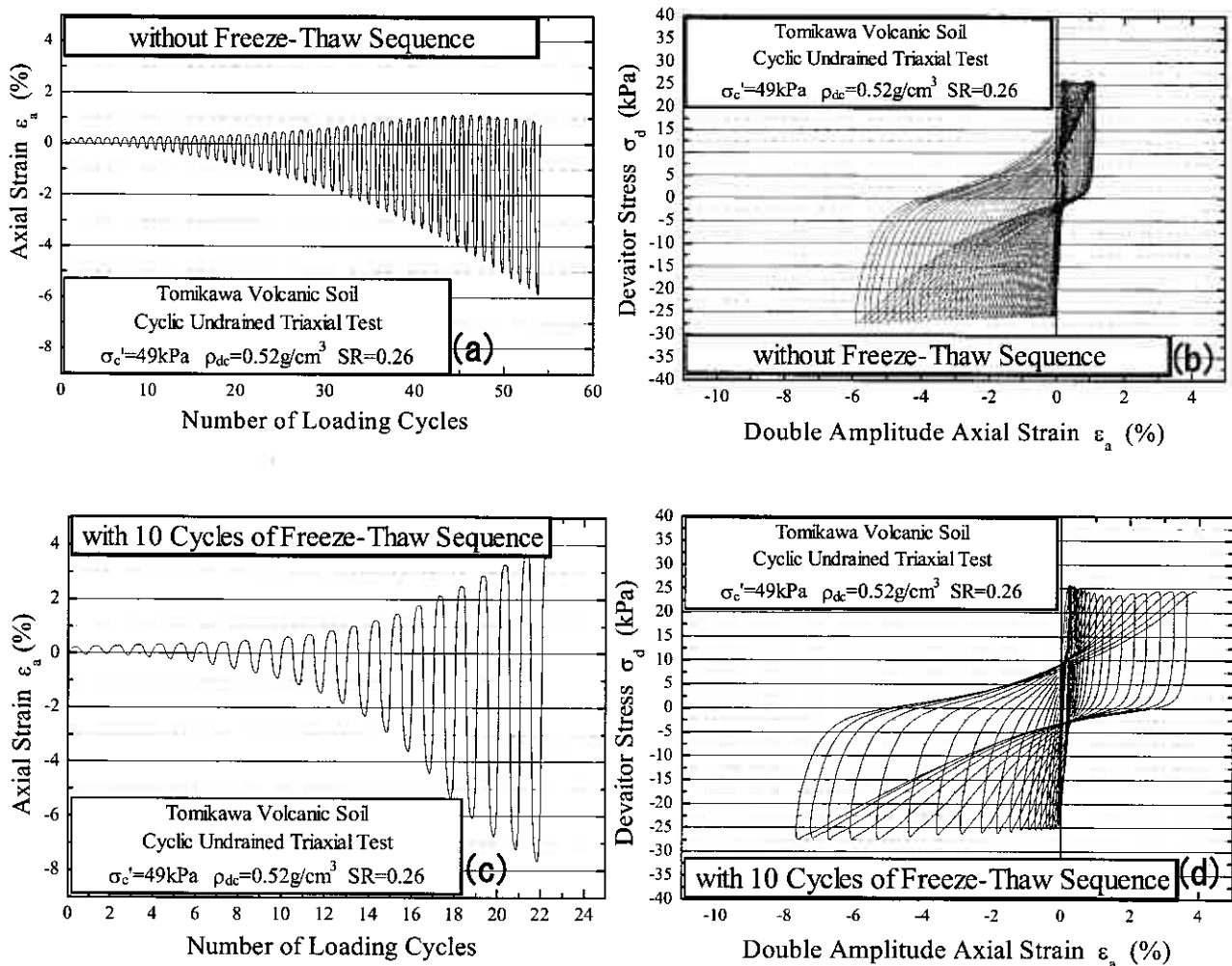


図-9 富川火山灰土の試験結果の一例 (a) 軸ひずみ- N_c 関係 (履歴 0 回) (b) 軸差応力-軸ひずみ関係 (履歴 0 回) (c) 軸ひずみ- N_c 関係 (履歴 10 回) (d) 軸差応力-軸ひずみ関係 (履歴 10 回)

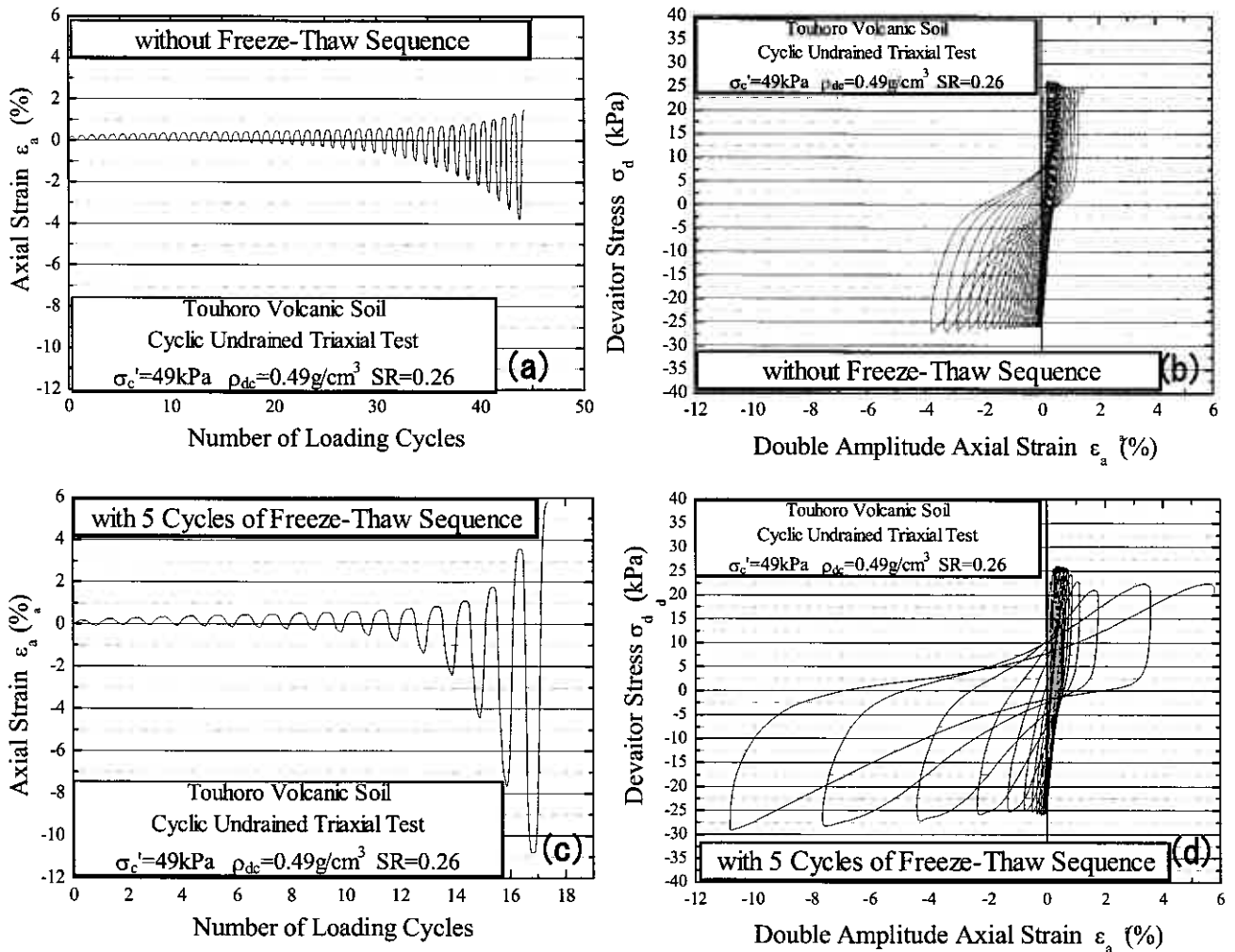


図-10 当幌火山灰土の試験結果の一例 (a) 軸ひずみ-Nc 関係 (履歴 0 回) (b) 軸差応力-軸ひずみ関係 (履歴 0 回) (c) 軸ひずみ-Nc 関係 (履歴 10 回) (d) 軸差応力-軸ひずみ関係 (履歴 10 回)

次に、凍結融解履歴作用が軸ひずみ発生挙動に及ぼす影響を調べるために、図-11 (a), (b) は両振幅軸ひずみ DA を DA=5% で正規化した軸ひずみ比 $DA/(DA=5\%)$ と繰返し回数比 $Nc/Nc_{at DA=5\%}$ の関係を示している。これらの図より、両火山灰土において、凍結融解履歴を受けたものは繰返し回数比が 0.8 を超えると急激に軸ひずみが発生しているのがわかる。また、図-12 (a), (b) は、 $DA/(DA=5\%)$ が 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 の時の繰返し回数比と凍結融解履歴回数の関係を示している。図-12 (a) より、凍結融解履歴を受けたものは凍結融解履歴 0 回のケースに比べて、所定の軸ひずみ比に達するまでの繰返し回数比が多くなっていることがわかる。これは、凍結融解履歴を受けた富川火山灰土は、 $DA/(DA=5\%)$ が 0.2 (両振幅軸ひずみ DA が 1% に相当) から 1.0 (DA=5% に相当) に達する間の繰返し回数比 $Nc/Nc_{at DA=5\%}$ が、履歴 0 回のケースに比べて少ないことから、急激に破壊に至ることを意味する。なお、凍結融解履歴回数の違いによる軸ひずみ発生挙動の違いは小さいことから、本研究で用いた富川火山灰土では、凍結融解履歴回数の違いによる両振幅軸ひずみ発生特性に及ぼす影響は小さいと考えられる。

一方、図-12 (b) より、当幌火山灰土に関しても富川火山灰土と同様に、凍結融解履歴 0 回に比べて、各履歴回数での所定の軸ひずみ比に至る際の繰返し回数比 $Nc/Nc_{at DA=5\%}$ が高くなる傾向が見られているが、繰返し回数比 $Nc/Nc_{at DA=5\%}$ の増加量は富川火山灰土の場合に比べて僅かである。

以上のように、凍結融解履歴を受けた富川・当幌両火山灰土の液状化に至るまでの軸ひずみ発生挙動は、凍結融解を受けない場合と異なることが明らかになった。

次に、液状化に至るまでの供試体の軸ひずみ発生特性を詳しく見るために、図-13 (a) および (b) は、圧縮伸張比と両振幅軸ひずみ DA の関係を示している。ここで圧縮伸張比 ϵ_c/ϵ_E は、圧縮側の軸ひずみ ϵ_c を伸張側の軸ひずみ ϵ_E で除した値である。図-13 (a) より、履歴 0 回での試験結果では、DA の増加に伴い、圧縮伸張比 ϵ_c/ϵ_E が常に小さくなり、伸張側の軸ひずみ発生が顕著になる様相が見られた。一方、凍結融解履歴を受けた全てのケースにおいては、DA が 2% に達した後に圧縮伸張比 ϵ_c/ϵ_E が 0.4 付近に収束している。これは履歴 0 回のケースとは異なる挙動であり、両振幅軸ひずみの内訳として圧縮側軸ひずみの発生割合が高くなっていることを示すものである。富川火山灰土は凍結融解履歴を受ける

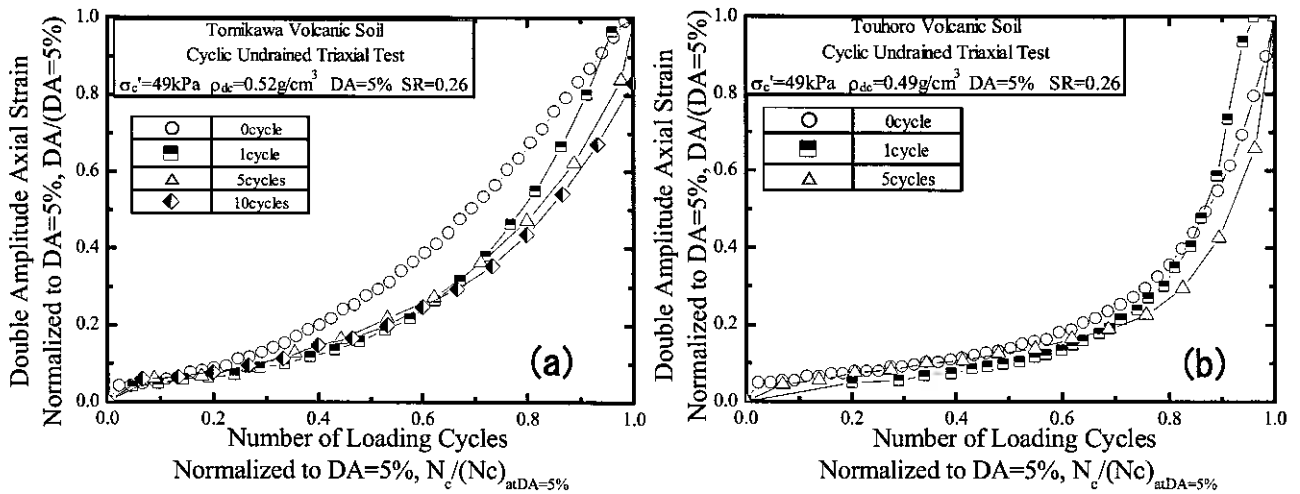


図-11 軸ひずみ発生特性：(a)富川火山灰土 (b)当幌火山灰土

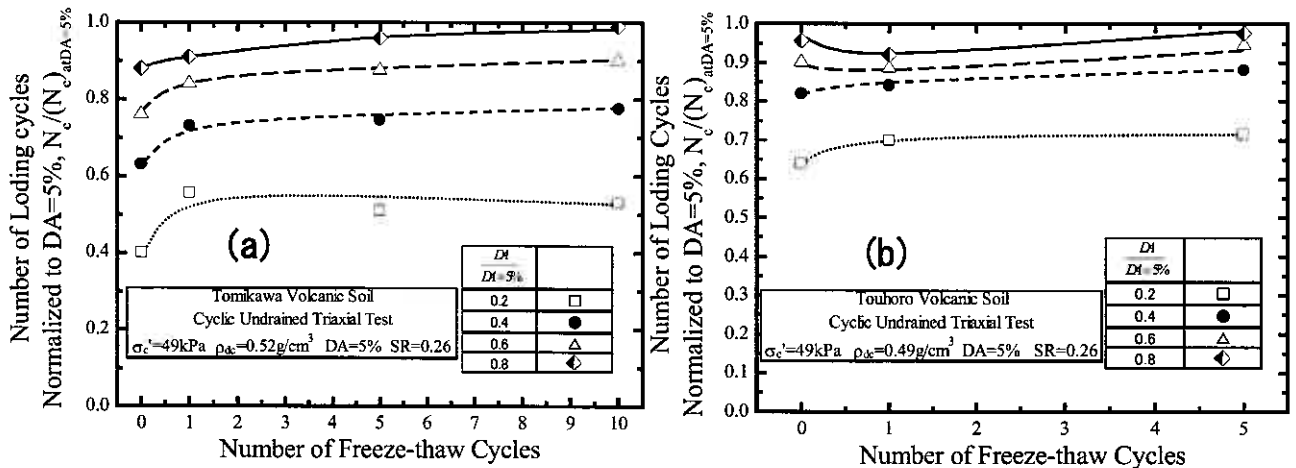


図-12 凍結融解履歴回数と軸ひずみ発生特性関係：(a)富川火山灰土 (b)当幌火山灰土

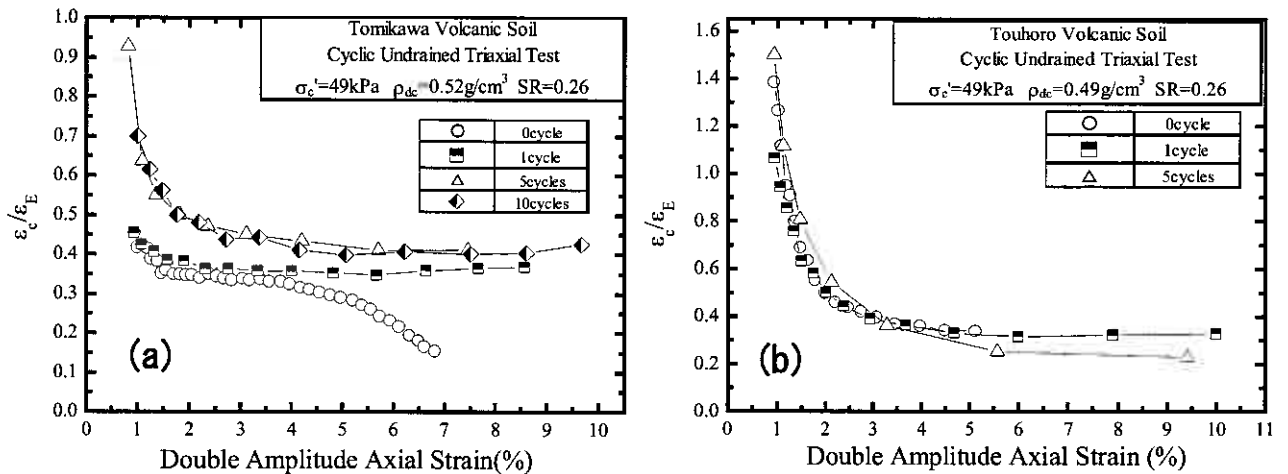


図-13 圧縮伸張比：(a)富川火山灰土 (b)当幌火山灰土

と、圧縮側の軸ひずみが発生しやすくなる。このことより、DAが1%程度発生すると急激に破壊に至ると考えられる。

図-13(b)で示した当幌火山灰土の圧縮伸張比 ϵ_c/ϵ_E の変化は、再構成供試体および凍結融解履歴を受けたケースで、顕著な差は見られない。これは、用いた当幌火山灰土が顕著な粒子破砕性を有している、繰返し载荷による収縮側のダイレイタンスーが顕著であるために、凍結融解履歴の有無の影響が現れなかったものと考えられる。

4-4 細粒分増加量

凍結融解履歴を受けた供試体の液状化特性を、構成粒子の破砕挙動によって調べるために、図-14(a)、(b)はそれぞれ

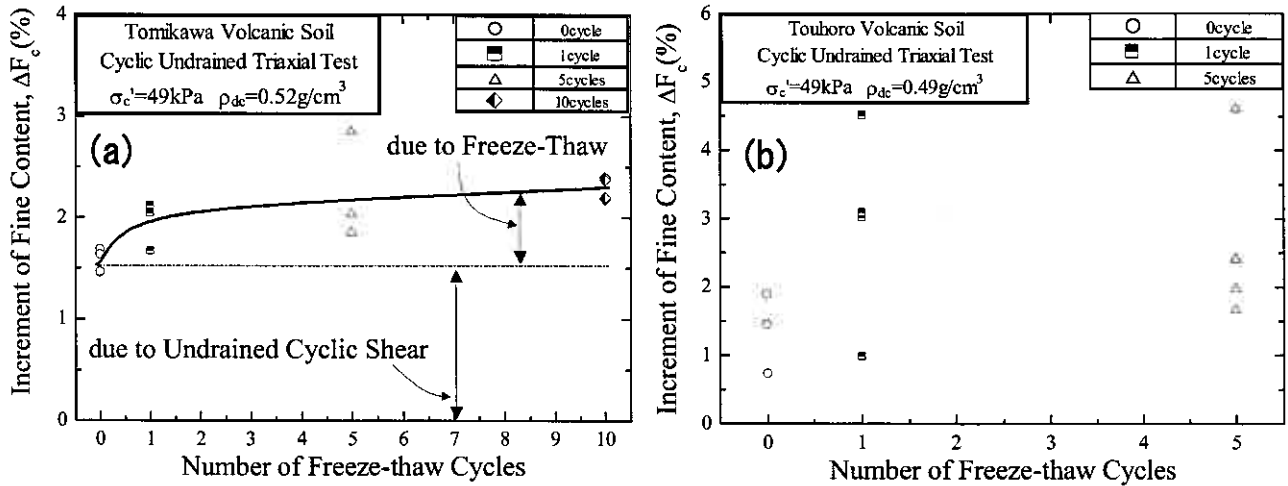


図-14 細粒分増加量: (a)富川 (b)当幌

れ富川および当幌火山灰土の細粒分増加量 ΔF_c と凍結融解履歴回数との関係を示している。図-14(a)より、富川火山灰土では、凍結融解履歴の回数の増加に伴う細粒分増加量 ΔF_c の増加傾向が見られた。このような凍結融解履歴回数の増加による粒子破碎性の顕著化は、繰返しせん断を受ける供試体内部のダイレイタンスー特性をもたらすと考えられる。つまり、このような粒子破碎挙動の変化が、凍結融解履歴作用条件での火山灰土の液状化強度特性および軸ひずみ発生挙動に影響を及ぼすものと考えられる。

図-14(b)で示された当幌火山灰土では、得られた ΔF_c の値がばらばらなものであるが、凍結融解履歴回数が5回までの範囲では、その粒子破碎特性の顕著な変化は見られていない。しかし、既往の研究⁷⁾により、破碎細粒分の増加によって正規圧密火山灰土の液状化強度は低下することが示されていることから、凍結融解履歴による当幌火山灰土の液状化強度特性の変化は構成粒子の破碎に依存するところが大きであると考慮される。

5. まとめ

一連の試験結果より、以下の結論が得られた。

- ①破碎性を有する火山灰質粗粒土の液状化強度は凍結融解履歴を受けることで低下する。
- ②凍結融解履歴を受けた火山灰質粗粒土の軸ひずみ及び過剰間隙水圧の発生挙動は、凍結融解作用を受けていない場合とは異なる。
- ③凍結融解履歴を受けることによって構成粒子の確実な破碎が見られる。誘発されたこのような粒子破碎特性は、火山灰質粗粒土の液状化特性に影響を及ぼすことが指摘される。

参考文献

- 1)北海道火山灰土の性質と利用に関する研究委員会(委員長:北海道大学 三浦清一):実務者のための火山灰土,地盤工学会北海道支部(2003)
- 2)後藤茂,赤川敏,宇部和弘:砂質土の液状化強度に及ぼす凍結・融解の影響 第22回土質工学研究発表会(1987)
- 3)横田耕一郎,今野政志,今井常雄:サンプルの凍結が動的せん断強度に及ぼす影響 土木学会第33回年次学術講演概要集(1978)
- 4)是枝慶一:砂のサンプリング 昭和53年サンプリングシンポジウム, pp33-48
- 5)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碎とその評価,土木学会論文集, No.561/III-38, pp.257-269, 1997.
- 6)Nakata, T., Miura, S. and Kawamura, S.: Particle breakage and its evaluation of volcanic coarse-grained soils, *Proc. of International Symposium on Problematic Soils*, Vol.1, pp.145-148, 1998.
- 7)八木一善,三浦清一:火山性粗粒土の繰返し非排水せん断特性に及ぼす破碎細粒分の影響,土木学会論文集, No. 694/III-57, pp. 305-317

凍結融解履歴が破砕性火山灰土の動的変形特性に及ぼす影響

北海道大学大学院 ○学生会員 山木 正彦
 北海道大学大学院 国際会員 三浦 清一
 北海道大学大学院 学生会員 所 哲也

1. はじめに

地盤や土構造物は、降雨や地震といった厳しい自然環境下にさらされている。特に北海道のような積雪寒冷地域においては、気温の極端な変動に伴う地盤や土構造物の凍結・融解は避けられない自然現象の一つであり、凍結・融解に起因する被害は今なお大きな問題となっている。従来、凍結融解作用が土の力学特性の変化に及ぼす影響については種々調べられている。代表的なものは凍結・凍上が発生するメカニズム¹⁾や構造物に与える影響²⁾といった凍結・凍上現象に関する研究である。また、凍結融解履歴が地盤強度の変化に及ぼす影響に関する研究^{3) 4)}も行われているが、粘土やシルトといった地盤材料に関する研究が主となっている。しかし北海道のような積雪寒冷地域においては、凍結融解作用を何度も受ける気温変化状況下にあるため、これらの履歴を受ける粒状材料の動的力学特性を調べることは、地盤の安定性を適切に評価するためにも必要である。以前から、地盤材料として有効利用されている火山灰質粗粒土の内部構造⁵⁾、粒子特性や力学特性⁶⁾、動的変形特性⁷⁾、応力履歴の影響⁸⁾等様々なことが研究されているが、北海道のような寒冷気候を考慮した凍結融解履歴の影響に関する研究は十分とはいえない。そこで筆者らは火山灰土に関する研究の前段階として豊浦砂を用いて、凍結融解履歴が砂の液状化強度や変形特性に及ぼす影響を調べた⁹⁾。非凍上性材料であり、非破砕性材料とみなされる豊浦砂において、凍結融解を繰返し受けると液状化強度および初期せん断剛性率とともに変化するという結果が得られている。また尾崎らは北海道に分布する火山灰質粗粒土である当幌火山灰土を用いてCD、CU試験を実施し、凍結融解作用を受けた当幌火山灰土の強度、剛性が低下することを示している¹⁰⁾。

本研究の目的は、地盤材料として広く用いられている火山灰質粗粒土のような破砕性粒状体の凍結融解挙動の解明にある。そこで北海道に分布する、噴出源の異なる2種の火山灰質粗粒土(富川火山灰土および当幌火山灰土)を使用し、凍結融解履歴が北海道の火山灰質粗粒土の動的変形特性に及ぼす影響を調べ、評価する。具体的には所定回数の凍結融解作用を与えた供試体を用いて一連の繰返し非排水三軸試験(変位制御式繰返し三軸試験)を行い、動的変形特性の変化を調べた。

2. 試験に用いた試料および供試体作製方法

本研究で用いた火山灰質粗粒土は、北海道日高町富川で採取された富川火山灰土および北海道中標津町当幌で採取された当幌火山灰土である。富川火山灰土は支笏カルデラを噴出源とする降下火砕堆積物で、噴出年代は3.1~3.4万年と推定されSpfa-1に分類される。当幌火山灰土は摩周カルデラを噴出源とする降下火砕堆積物で噴出年代は1.1~1.3万年前とされMa-1に分類される。これらは粒子内に間隙を有し⁵⁾、既往の研究により共に低応力条件下においても破砕性を有する材料として知られているが、当幌火山灰土の方がその破砕性は顕著である⁶⁾。その物理的性質および粒径加積曲線を図-1に示す。試験では凍結融解履歴を与えない供試体(以下、非凍結供試体と称する)と凍結融解履歴を与えた供試体(以下、凍結供試体と称する)を用いた。以下に火山灰土の供試体作製方法を示す。

(1) 非凍結供試体

乾燥した試料を空中落下法により厚さ0.3mmのメンブレンを密着させた三軸供試体モールド(直径70mm、高さ170mm)内に堆積させた後、モールド側面に所定回数の打撃を与え、密度を調整して作製した。

(2) 凍結供試体

シンウォールサンプラー(直径70mm、高さ240mm)を用いて、非凍結供試体作製と同様の過程を経て密度を調整した。その後通水・脱水を経て所定の飽和度(富川火山灰土、当幌火山灰土ともにSr=60%)に調整した供試体を冷凍庫(設

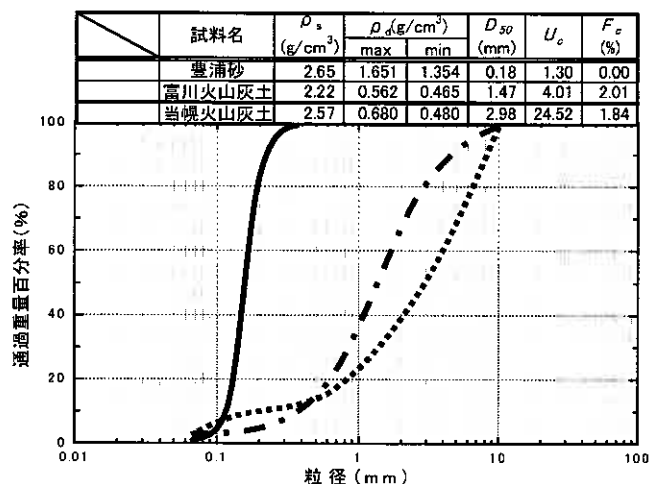


図-1 試料の物理的性質および粒径加積曲線

定温度：-25℃）に入れて1日間凍結、庫外に出して常温（20℃）で1日間放置する作業を繰返すことで、所定の凍結融解回数を与えた凍結供試体を作製した（図-2）。なお凍結の際、急激な温度低下を防ぐため、全ての供試体を断熱ボックスに入れ凍結させている。図-3に試料凍結中の温度の経時変化を示す。また凍結・融解の両過程において、供試体上部は拘束せず供試体の膨張・収縮は自由にし、凍結融解作用を与えている途中、霧吹きを用いて供試体上面表層部に水を供給させて水分の逸散を防ぎ、含水比の顕著な低下を抑えた。与える凍結融解回数は、富川火山灰土に対しては1回、5回、10回、20回とし、当幌火山灰土に対しては1回、5回、10回とした。その後、端面を整形し直径70mm、高さ170mmの三軸供試体とした。

3. 試験方法

本研究で使用した試験機は変位制御式繰返し三軸試験機および応力制御式繰返し三軸試験機である。供試体を三軸セル内に設置し、二重負圧法の適用により水を供試体内に所定の時間供給した後、196kPaのバックプレッシャーを与えて供試体を飽和させた。豊浦砂を使用した場合二重負圧法の代わりに二酸化炭素を通気した。間隙水圧係数B値が0.96以上の値であることを確認した上で、49kPaの有効拘束圧で等方圧密を行う。等方圧密の終了は体積ひずみの変化率が $1.0 \times 10^{-4} \%$ /min以下になった時とし、豊浦砂で約1時間、富川火山灰土で約3時間、当幌火山灰土では約6時間となっている。

その後、変位制御式繰返し三軸試験機を用いて繰返しせん断を与えている。この動的変形試験は地盤工学会基準“土の変形特性を求めるための繰返し三軸試験法”¹⁾に従い、全て非排水条件下で行い、1つの供試体で片振幅せん断ひずみを段階的に増幅させるステージ载荷を実施した。試験時の設定片振幅変位を0.001mmから0.7mmまでの範囲で16段階に分け、段階ごとに载荷周波数0.1Hzで所定の変位振幅の正弦波を11波与えている。载荷終了毎に圧密を行うことにより、過剰間隙水圧を消散させてから次の段階の試験を行う。10波目の波形から得られた履歴曲線を用いて等価せん断剛性率 G_{eq} 、および履歴減衰比 h を算出している。また、片振幅せん断ひずみが 10^{-6} における等価せん断剛性率を初期せん断剛性率 G_0 と評価した。

一方、豊浦砂を用いて凍結融解作用に伴う変形挙動変化を知るために応力制御式繰返し三軸試験機を用いて、非排水条件下で軸差応力（ σ_3 ）振幅一定、载荷周波数0.1Hzにて繰返しせん断を与える試験も行っている。

4. 試験結果と考察

(1) 凍結融解に伴う豊浦砂の変形挙動の変化

凍結融解作用を受けた豊浦砂の応力制御式繰返し三軸試験機による非排水繰返し試験結果を示す。比較のためV供試体で行った試験結果とH供試体で行った試験結果も示す。図-4(a)はV供試体およびH供試体の作製と堆積構造の概略図である。空中落下法により豊浦砂をブロックサンプラーに堆積後、通水・脱水させ、ブロック供試体の六面全てを拘束した状態で凍結させる。凍結ブロック供試体から鉛直方向に切り出したものをV供試体、水平方向に切り出したものをH供試体としている。V供試体は粒子の長軸方向が供試体の軸方向に対して垂直方向に配列され、H供試体は粒子の長軸方向と供試体の軸方向が同じように配列されている。これらV供試体とH供試体および凍結融解履歴1回供試体の軸ひずみ発生挙動を示したものが図-4(b)、図-4(c)、図-4(d)である。凍結融解履歴1回供試体とはV供試体、H供試体とは異なり供試体上下を非拘束状態で一度凍結させたものを鉛直方向に切り出したものである。つまり凍結時に供試体の膨張を許容したものを指す。いずれの試験も繰返し応力比 $SR \approx 0.2$ 、圧密後相対密度 $D_{rc} \approx 60\%$ の結果である。図-4(b)よりV供試体は圧縮側より伸張側への変形の卓越が見られ、図-4(c)のH供試体に関してはV供試体と比較し、圧縮側への変形が卓越している。これらの軸ひずみ発生挙動の特徴をふまえて図-4(d)の凍結融解履歴1回供試体の軸ひずみ発生挙動を見ると、V供試体の挙動より圧縮側に変形が発生しているが、H供試体の挙動よりはその傾向は弱いようである。つまり凍結融解履歴1回供試体の挙動は、V供試体とH供試体の軸ひずみ発生挙動の中間のような挙動に見ることができる。これらの結果の比較から、供試体の膨張を許容する条件で供試体を凍結させると、凍結に起因する応力が供試体内の粒子間に発生し、粒子の堆積構造を変化させたということが考えられる。この凍結に起因する応力が供試体内部の粒子間に発生することを認識し、凍結融解作用が破砕性材料である火山灰質粗粒土の動的変形特性に及ぼす影響を以下に示していく。

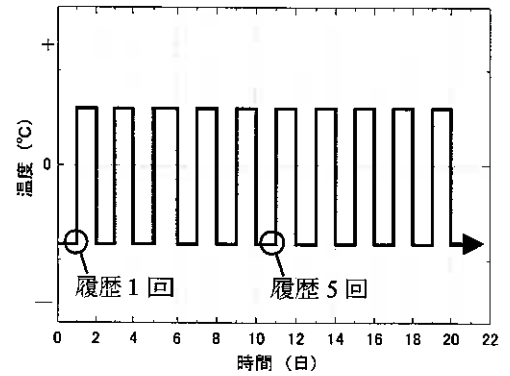


図-2 試料に与える凍結融解

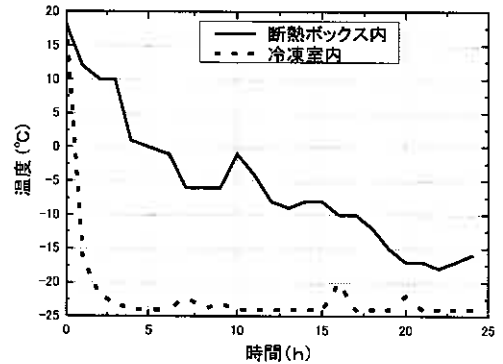


図-3 冷却温度の経時変化

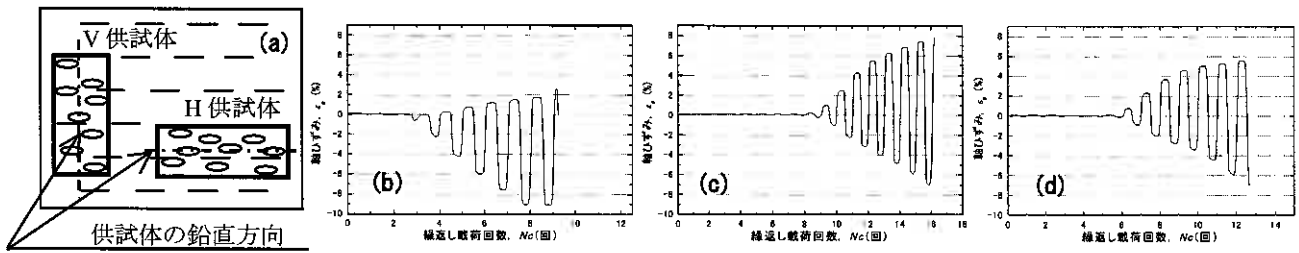


図-4 堆積条件の異なる供試体の軸ひずみ発生挙動

(a) V、H 供試体作製概略図 (b) V 供試体 (c) H 供試体 (d) 凍結融解履歴 1 回供試体

(2) 凍結融解作用を繰返し受けた火山灰質粗粒土の動的変形特性の変化

a) 等価せん断剛性率と履歴減衰比

図-5(a)、(b)に富川火山灰土および当幌火山灰土の凍結融解履歴を受けた供試体を用いて測定した動的変形特性を等価せん断剛性率 G_{eq} と片振幅せん断ひずみ γ_{sa} の関係として示した。図の縦軸は等価せん断剛性率 G_{eq} 、横軸は片振幅せん断ひずみ γ_{sa} である。図中の表には双曲線関数を外挿して求めた $\gamma_{sa} = 10^{-6}$ レベルにおける G_{eq} 値 ($=G_0$) を示す。2つの図より、等価せん断剛性率 G_{eq} は非凍結供試体と同様、凍結融解履歴を受けた火山灰土もひずみレベルの大きさに依存することがわかる。図-5(a)より、富川火山灰土は $\gamma_{sa} \leq 10^{-3}$ では凍結融解作用を受けた供試体の等価せん断剛性率は凍結0回供試体のそれより小さく、凍結融解履歴回数が増加するにつれてその傾向が強くなっている。しかしそれ以上ひずみが大きくなるとそれぞれの差は小さくなっていき、 γ_{sa} が 10^{-2} 程度まで大きくなると凍結融解履歴回数による差はほとんど見られなくなる。これは液状化が生じ始めたためだと考えられる。初期せん断剛性率 G_0 に着目すると、凍結融解履歴回数の増加とともに低下していくのがわかる。ただし履歴回数10回と20回では逆転した結果が見られるが、これは凍結融解20回供試体の密度が凍結融解10回供試体の密度より若干高いために生じたものである。

当幌火山灰土の等価せん断剛性率 G_{eq} と片振幅せん断ひずみ γ_{sa} の関係を図-5(b)に示す。図中の表より、富川火山灰土の圧密後密度と比較すると当幌火山灰土の圧密後密度の方は多少ばらつきが生じてしまっているが、やはり傾向としては凍結融解履歴回数の増加に伴い等価せん断剛性率および初期せん断剛性率は低下するようである。

図-6(a)、(b)は富川火山灰土と当幌火山灰土の履歴減衰比 h と片振幅せん断ひずみ γ_{sa} の関係である。縦軸に履歴減衰比 h 、横軸に片振幅せん断ひずみ γ_{sa} をとっている。図中の表には片振幅せん断ひずみ $\gamma_{sa} = 10^{-3}$ 時の履歴減衰比として $h (at 10^{-3})$ を示している。両結果ともひずみレベルの増加に伴う履歴減衰比の増加というひずみ依存性が見られる。図-6(a)より富川火山灰土の履歴減衰比は $10^{-4} \leq \gamma_{sa} \leq 10^{-3}$ でやや凍結融解履歴を受けた供試体の方が受けていないものに比べて高いようであるが、凍結融解の影響はあまり見られないとも言える。

図-6(b)より当幌火山灰土の履歴減衰比は非凍結供試体の方が凍結融解履歴を受けた供試体よりやや高く、富川火山灰土の結果とは逆のような様相を呈している。これは非凍結供試体の密度が若干小さいためにその差が生じたかと考えられる。また当幌火山灰土の非凍結供試体を除いて富川火山灰土と当幌火山灰土の両図の $h (at 10^{-3})$ に注目すると、わずかではあるが凍結融解履歴回数の増加に従い、 $h (at 10^{-3})$ も増加する傾向が見て取れる。

しかし以上の結果のみからでは、履歴減衰比に関して明確な傾向を掴むには至っておらず、今後も考察を重ねていく必要があると考える。

凍結融解履歴を受けた火山灰土のせん断剛性率のひずみ依存性をより明確に比較するために、図-7(a)、(b)では富川火山灰土と当幌火山灰土のせん断剛性率比 G_{eq}/G_0 と片振幅せん断ひずみ γ_{sa} の関係を示した。図の縦軸はせん断剛性率比 G_{eq}/G_0 、図の横軸は片振幅せん断ひずみ γ_{sa} である。せん断剛性率比 G_{eq}/G_0 とは、等価せん断剛性率を初期せん断剛性率で正規化したもので、ひずみの増加に伴う等価せん断剛性率の減少という等価せん断剛性率のひずみ依存性を明確に示すものである。また粒状体である豊浦砂では G_{eq}/G_0 と γ_{sa} の関係は間隙比の影響をほとんど受けないことが知られている¹²⁾。図-7(a)、(b)を見比べると、図-7(b)つまり当幌火山灰土では凍結融解履歴による差はほとんど見られないのに対し、図-7(a)つまり富川火山灰土では若干の差異が確認できる。当幌火山灰土の凍結融解履歴20回の結果が無いため、まだ確定的なことは言えないが、富川火山灰土のこの変化に関しては4(1)で説明したように、凍結融解により供試体内の堆積構造が変化したためと考えられる。

b) 繰返しせん断時の過剰間隙水圧発生特性

以上の動的変形特性の挙動差をより詳細に考察するために、過剰間隙水圧の発生挙動に着目したものが図-8(a)、(b)である。図の縦軸は過剰間隙水圧 Δu を有効拘束圧 $\sigma'_c = 49 \text{ kPa}$ で正規化した過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ 、横軸は片振幅せん断ひずみ γ_{sa} である。富川火山灰土ではひずみレベルが $10^{-3} \leq \gamma_{sa}$ 付近から、非凍結供試体の過剰間隙水圧が凍結融解履歴を受けた他の供試体を上回る傾向がある。対して当幌火山灰土では、逆に凍結融解履歴を受けた他の供試体の過剰間隙

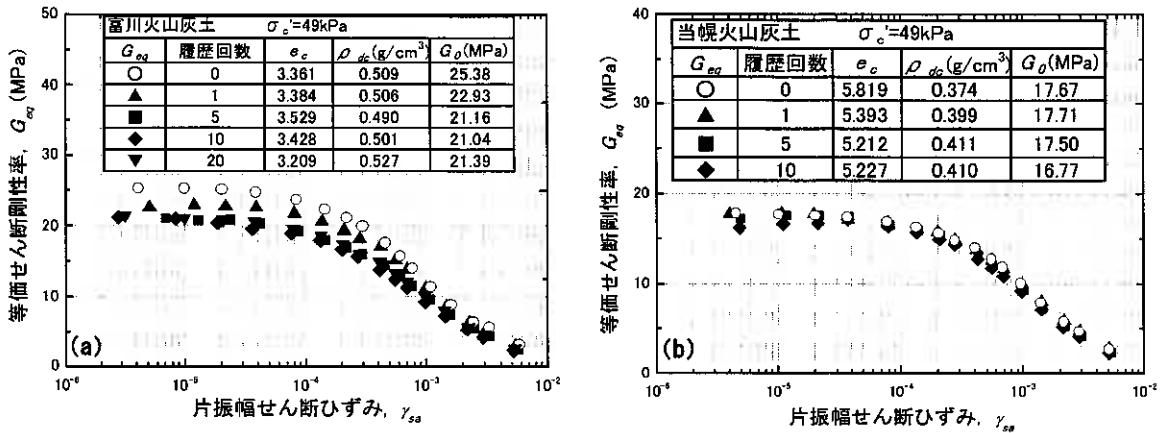


図-5 2種の火山灰土の等価せん断剛性率と片振幅せん断ひずみの関係
(a) 富川火山灰土、(b) 当幌火山灰土

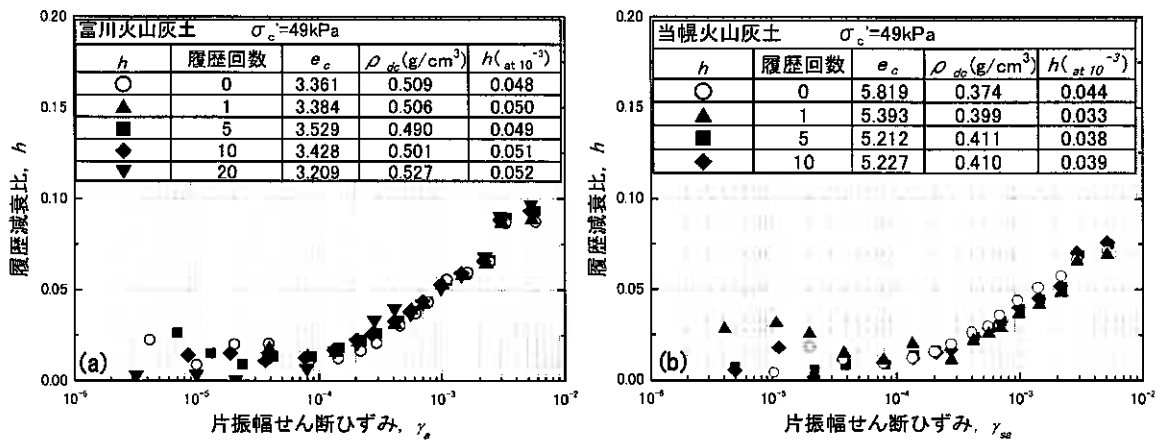


図-6 2種の火山灰土の履歴減衰比と片振幅せん断ひずみの関係
(a) 富川火山灰土、(b) 当幌火山灰土

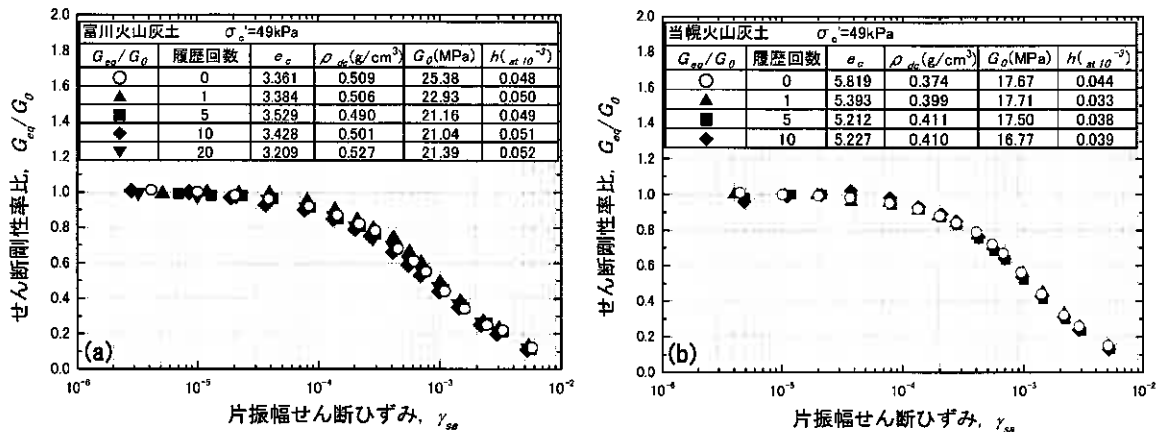


図-7 2種の火山灰土のせん断剛性率比と片振幅せん断ひずみの関係
(a) 富川火山灰土、(b) 当幌火山灰土

水圧が非凍結供試体を上回る傾向が見て取れる。富川火山灰土と当幌火山灰土は共に火山灰質粗粒土と呼ばれるが、噴出源、噴出年代が異なる試料であるため、凍結融解による影響が同傾向を示すとは限らない。これらの試料の違いによる凍結融解の影響の差を、今後も検討していく必要があると考える。

また一般に履歴減衰比と過剰間隙水圧発生挙動の関係は連動する傾向があり、これらには正の相関が見られる⁸⁾が、図-6(a)、(b)と、この図-8(a)、(b)の傾向を比較すると、そのようにはなっていない。つまり凍結融解作用により、非凍結供試体では見られない挙動が導かれた可能性が示唆される。

(3) 凍結融解作用に伴う初期せん断剛性率の変化とその考察

a) 凍結融解履歴が初期せん断剛性率に及ぼす影響

次に重要な地盤のパラメータの一つである初期せん断剛性率に及ぼす凍結融解履歴の影響について論じていく。図-5(a)、(b)で示したように、等価せん断剛性率に関しては凍結融解履歴回数の増加に伴う低下傾向ははっきりと見られ

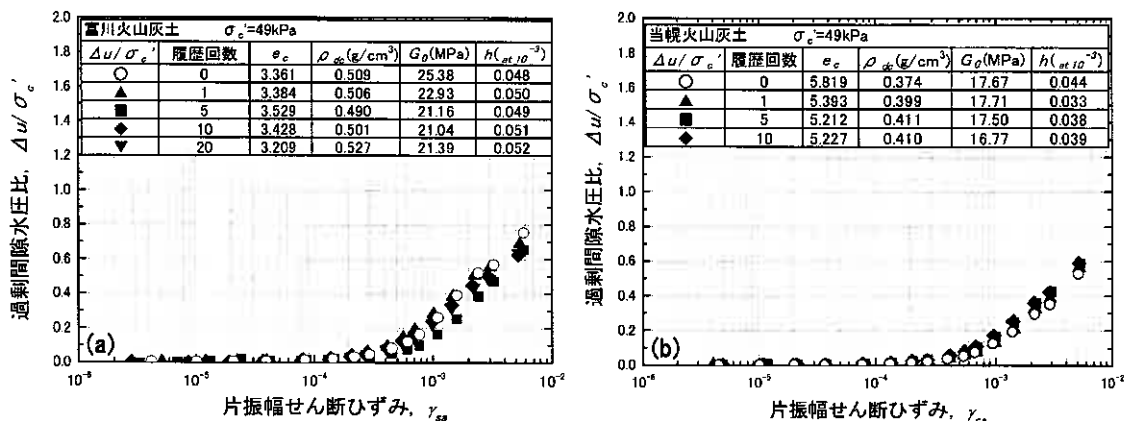


図-8 2種の火山灰土の過剰間隙水圧発生特性

(a) 富川火山灰土、(b) 当幌火山灰土

た。ここでは初期せん断剛性率に着目しさらにその傾向を明瞭化するために図-9 (a)、(b) を示す。凍結融解を受けた供試体の初期せん断剛性率を既往の研究で提案されている間隙比の関数⁷⁾¹³⁾で正規化した $(G_0/f(e_c))_F$ を、凍結融解履歴を受けていない $(G_0/f(e_c))_{NF}$ でさらに正規化した $(G_0/f(e_c))_F/(G_0/f(e_c))_{NF}$ を縦軸に、凍結融解履歴回数 N を横軸にとっている。つまりこの図では凍結 0 回供試体の初期せん断剛性率は 1.0 で表され、また密度の影響も補正され、純粋に凍結融解履歴による初期せん断剛性率の変化を見ることができる。図-9 (a)、(b) より、凍結融解履歴を受けた供試体の初期せん断剛性率は全て凍結 0 回供試体の初期せん断剛性率を下回っている。富川火山灰土では結果にばらつきはあるが、凍結融解履歴 20 回と凍結 0 回を比較すると、最大 25%程度初期せん断剛性率が低下するという結果が出ている。十分なデータ数が得られてはいないが、当幌火山灰土についても凍結融解履歴回数の増加に伴い確実に初期せん断剛性率は低下する傾向を示しており、凍結融解履歴 10 回と凍結 0 回を比較すると 10%程度初期せん断剛性率が低下している。

b) 凍結融解履歴回数の違いが粒子破碎特性に及ぼす影響

図-10 (a) に細粒分増加量 $\Delta F_c (= \Delta F_{cF} + \Delta F_{cCT}, \Delta F_{cF}$: 凍結融解による細粒分増加量、 ΔF_{cCT} : その後の三軸試験による細粒分増加量)の定義と、図-10 (b)、(c) にその細粒分増加量と凍結融解履歴回数 N の関係を示した。これらの図より、4 (1) で述べた凍結に起因する応力が構成粒子間もしくは粒子内間隙に繰返し作用し、粒子を破碎させ、確実に細粒分が増加することがわかる。さらに凍結融解を数多く受けた試料の方がその後のせん断による破碎が顕著になる傾向が同え、凍結融解により粒子の脆弱化が進行したと考えられる。図-10 (b) と (c) を比較すると、データ数は少ないものの、当幌火山灰土の方が、凍結融解に起因する細粒分増加量 ΔF_{cF} とその後のせん断で増加した細粒分 ΔF_{cCT} は富川火山灰土のそれよりも顕著なようである。

これら細粒分の増加が初期せん断剛性率の低下に及ぼす影響を評価するために、図-11 は当幌火山灰土の初期せん断剛性率と細粒分含有率の関係をまとめたものである。細粒分含有率が大幅に異なり、密度をそろえることが困難なため、粒子は空中落下法により同じ高さから落下させ作製した供試体を用いている。ただし細粒分含有率 100%の供試体のみ堆積後軽くタッピングを行っている。縦軸は細粒分含有率を 0%に調整した供試体の初期せん断剛性率 G_{0i} でそれぞれの細粒分含有率での初期せん断剛性率 G_0 を正規化した G_0/G_{0i} である。この図より細粒分含有率が増加するとせん断剛性率は確実に低下する。しかしその低下率は細粒分含有率が 30%でも 3%程度である。よって図-10 (b)、(c) で示した程度の細粒分増加量だけで図-9 (a)、(b) のような大幅な初期せん断剛性率の低下を説明することは難しい。凍結融解は供試体内に様々な影響を与えらるるので、原因の解明のためには凍結融解に起因する細粒分の増加、粒子自体の脆弱化、粒子配列の変化等様々なことに留意し研究を進めていく必要があると考える。

これまで述べてきたように凍結融解に起因する動的変形特性の変化は複雑である。今後もデータを蓄積し、より一層の深い考察が必要である。

5. まとめ

一連の実験から得た主たる結論は以下の通りである。

- (1) 豊浦砂を用いた応力制御繰返し三軸試験により、膨張を許容した条件で凍結した供試体は堆積構造に変化が生じることがわかった。
- (2) 凍結融解履歴を受けた火山灰質粗粒土の動的変形特性は変化する。その変化は複雑だが、等価せん断剛性率に関しては凍結融解履歴回数の増加に伴い低下する傾向にある。
- (3) 富川、当幌火山灰土は凍結融解作用により粒子が破碎し、細粒分が増加する。その増加量は履歴回数に依存する。
- (4) 初期せん断剛性率は凍結融解履歴を受けると確実に低下する。その原因として凍結融解作用に起因する細粒分の増加やそれを誘発する粒子の脆弱化、粒子配列の変化等が考えられるが、特定するには至っていない。

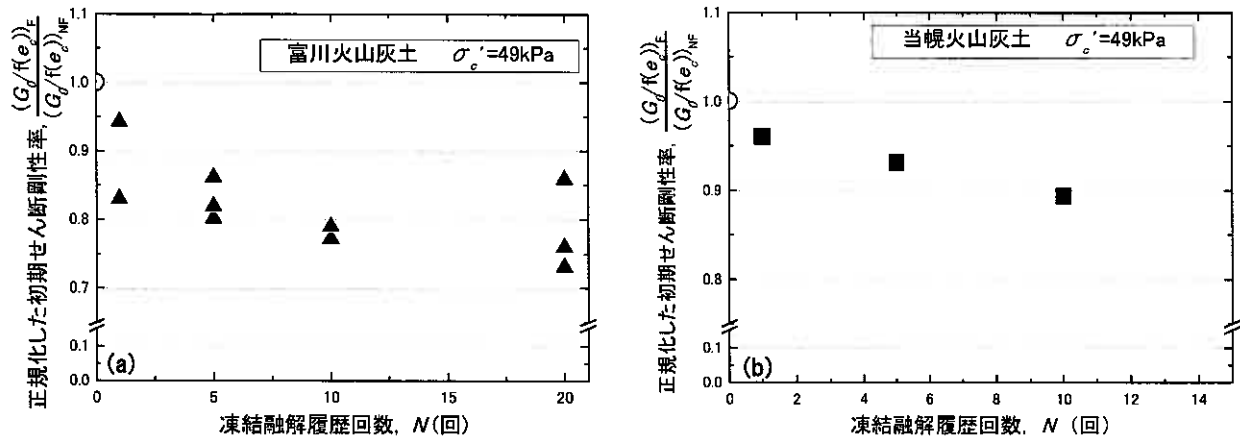


図-9 初期せん断剛性率と凍結融解履歴の関係
(a) 富川火山灰土、(b) 当幌火山灰土

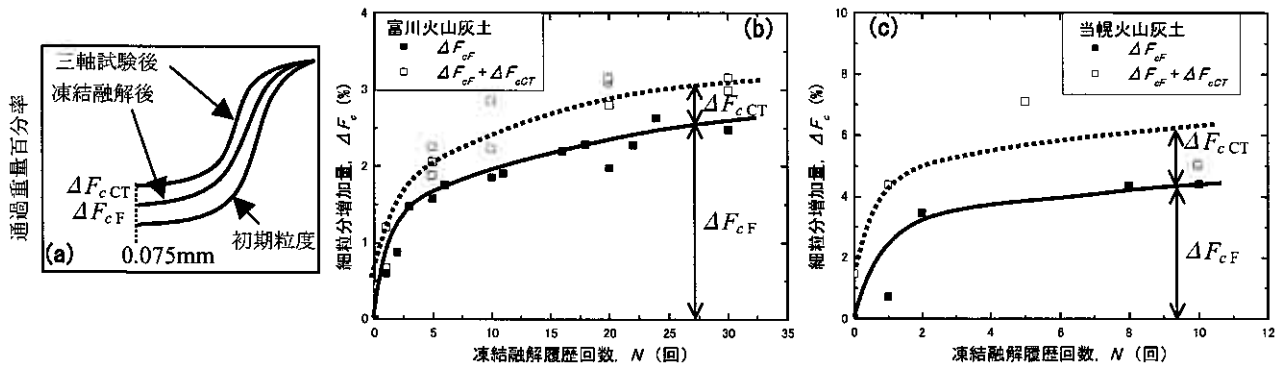


図-10 細粒分増加量と凍結融解履歴の関係
(a) 細粒分の評価の模式図、(b) 富川火山灰土、(c) 当幌火山灰土

【参考文献】

- 1) 赤川：凍上現象におけるアイスレンズの発生条件,地盤工学会北海道支部技術報告集,第41号, pp.133-138, 2001.
- 2) 久保ら：用水路の凍上被害とその対策に関する研究,第26回土質工学研究発表会講演集, No408, pp1097-1098, 1991.
- 3) 青山ら：凍結-融解を受けた土の性質,土と基礎, Vol25, No7, pp41-46, 1977.
- 4) 小野ら：粘性土の軸対称三軸応力下における凍結・融解履歴について,土木学会論文集, No617/III-46, pp.275-282, 1999.
- 5) 中田ら：破砕性火山灰土のクリープ特性に及ぼす粒子破砕と粒子内間隙の影響,第41回地盤工学研究発表会講演集, pp871-872, 2006.
- 6) 三浦ら：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, No547/III-36, pp159-170, 1996.
- 7) 阿曾沼ら：火山性粗粒土の動的変形特性とその評価法,土木学会論文集, No708/III-59, pp161-173, 2002.
- 8) 三浦ら：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, No547/III-36, pp221-229, 1996.
- 9) 山木ら：粒状体地盤の凍結融解履歴による動的力学挙動の変化,地盤工学会北海道支部技術報告集,第46号,2006.
- 10) 尾崎ら：破砕性の卓越する粒状体の力学特性に及ぼす凍結融解の影響,第41回地盤工学研究発表会講演集, pp873-874, 2006.
- 11) 地盤工学会:土質試験の方法と解説,第一回改訂版, 2000.
- 12) Kokusho, T : Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, *Soils and Foundations*, Vol.20, No.2, pp45-60, 1980.
- 13) 小林ら:弾性波測定による火山性粗粒土の動的変形定数,火山灰地盤の工学的性質の評価法に関するシンポジウム, pp115-120, 2002.

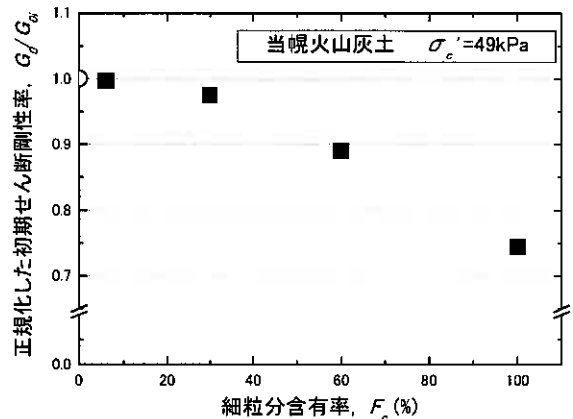


図-11 初期せん断剛性率と細粒分含有率の関係

江別市美原の原位置試験および室内試験結果

北海道大学大学院 学○西田 浩太
 北海道大学大学院 国 田中 洋行
 寒地土木研究所 国 林 宏親
 東亜建設工業 国 深沢 健
 東亜建設工業 正 中村 明教
 北海道大学大学院 国 三田地利之
 北海道大学工学部 学 小原 隆志

1. はじめに

筆者らは昨年度の夕張川河川敷¹⁾に引き続き、江別市の美原(図-1 参照)にて地盤調査を行った。サイトは夕張川河川敷と同様、江別東 IC の近くに位置しており、両地点は直線距離にして 10km ほどしか離れていない。しかしながら夕張川河川敷は粘土層と砂層の複雑な互層であったのに対し、美原は均一な粘土層であったため、サンプリングのみならず電気式コーン貫入試験(CPT)、ペーン試験などの原位置試験を詳細に行うことができた。さらに複数の深度の試料で室内試験を行うことも可能となった。本文では原位置試験および室内試験結果を元に、美原の地盤の特性を主に粘性土に焦点を当てて報告する。



図-1 調査地点

2. 地盤特性

2.1 堆積環境

図-2 に美原の柱状図および地盤特性を示す。このサイトは表層から 4m ほどまで泥炭層である。その下に有機質土層、砂層と続き 11m から約 10m 粘土層が存在する。地下水位は 0.88m である。石狩平野から北東部地域は三角州性の堆積物で構成され、軟弱な粘土とゆるい砂が分布し、表層は石狩湾側が古石狩湾の浸入によって堆積した海浜砂、内陸側が後背湿地性の泥炭で覆われている。また地表面下 5~20m 付近には内湾または湖沼に静かに堆積したと考えられる非常に鋭敏な軟弱粘土の存在も確認されている²⁾。さらに美原粘土を走査線型電子顕微鏡(SEM)で撮影したところ、深度 18m で黄鉄鉱(パイライト)が見つかった(図-3 参照)。これらのことから、美原粘土は海成粘性土であると思われる。

2.2 物理特性

図-2 より粘土層の土粒子密度(ρ_s)や湿潤密度(ρ_i)がほぼ一定値であることから、均質な層といえる。 ρ_s は 2.67~2.69g/cm³であり、港湾空港技術研究所が日本各地の粘性土に対して調査した値の平均値(2.686g/cm³)³⁾とほぼ等しい。泥炭層のアッターベルグ限界は非常に大きいため、図のスケールからはみ出ている。美原泥炭層の地盤特性については文献 4)を参照されたい。

図中の ρ_i は2つの方法により計測した。1つ目の方法はサンプラーから抜き出した試料に対し、室内試験を行う前に計測した寸法と質量から求めた(図中○)。もう一方はRIコーン貫入試験から求められた値である(図中実線部)。15m以深で供試体から求めた値が若干大きくなっているものの、15m以浅では粘土層のみならず泥炭および有機質土層でも両者の値は一致している。なお、図中の有効土被り圧(σ'_{v0})はRIコーンより求められた ρ_i を用いて算出した。

また非排水せん断強度はペーン、定体積一面せん断試験、一軸圧縮試験(各々、図中のVane, DS, $q_u/2$ に対応)の3種類より求めた。粘土層では3者の値はほぼ等しいが、泥炭および有機質土層では若干値がばらついており、ペーンの結果が大きく得られた。これは植物などがペーンの回転に抵抗したことなどが原因と考えられる。

Characterization of Mihara clay by in-situ and laboratory testing.

Nishida, K., Tanaka, H., Mitachi, T., Obara, T. (Hokkaido University), Hayashi, H. (Civil Engineering Research Institute For Cold Region), Fukasawa, T., Nakamura, A. (Toa Construction)

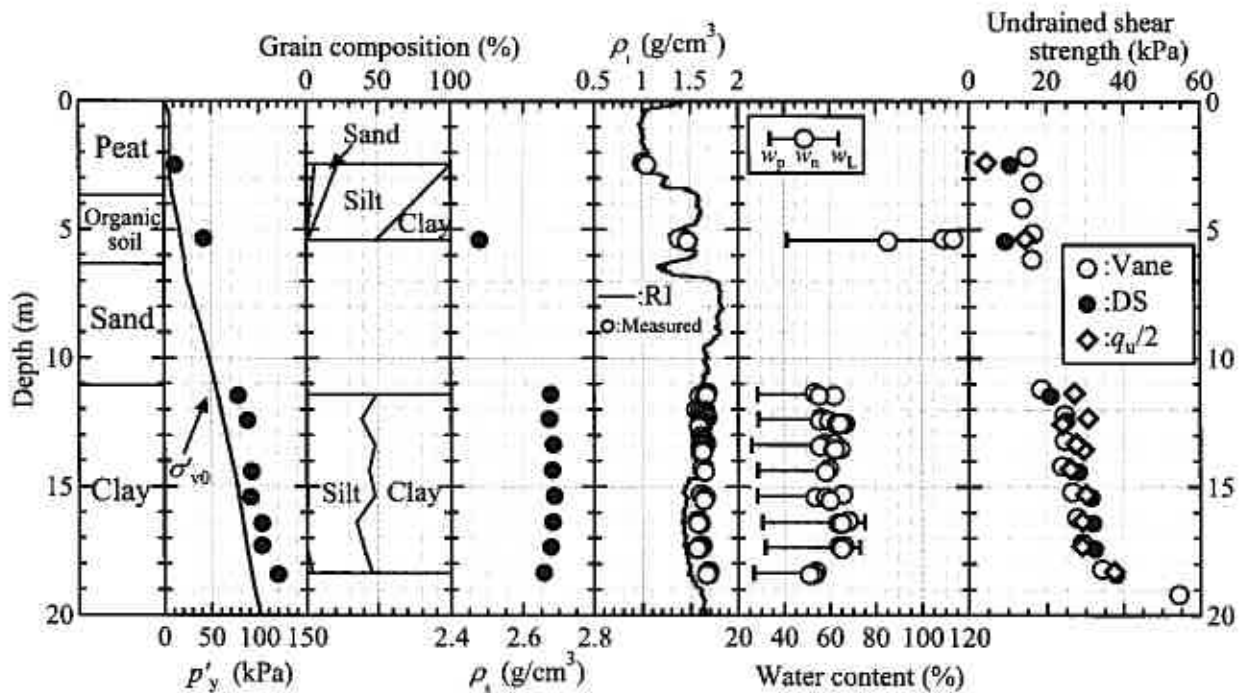


図-2 美原の土質柱状図と地盤特性



図-3 SEMによる美原粘土の観察（深度18m、倍率10000倍）

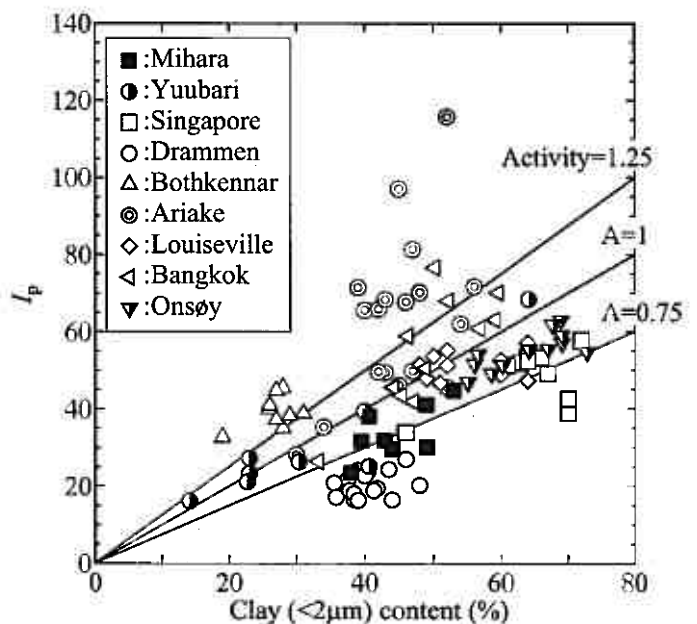


図-4 活性度の比較（文献1）に加筆

図-4は田中ら⁹⁾が示した粘土分含有量（粒径は $2\mu\text{m}$ 以下）と塑性指数(I_p)の関係に、美原およびノルウェーのOnsøy⁵⁾の結果を加えたものである。この関係の傾きが活性度(A)であり、土に含まれる粘土鉱物の保水性や表面活性を反映する。活性度の違いによりカオリナイトを主成分とする $A < 0.75$ の不活性粘土、イライトを主成分とする $0.75 < A < 1.25$ の普通の活性度の粘土、および $1.25 < A$ の活性粘土に分けられる⁷⁾。美原粘土はおおよそ普通の活性度の粘土に分類されるようである。しかし活性度は有明と比較すると低く、図中のOnsøyやシンガポールと同等の値を示している。田中ら⁹⁾は日本の海成粘性土の特徴の一つとして活性度が大きいことを挙げているが、美原に関しては異なる結果が得られた。X線回折により粘土鉱物の同定を行い、詳細に検討する必要がある。

2.3 室内試験結果

2.3.1 CRS試験

図-2の圧密降伏応力(p'_v)は定ひずみ速度載荷(CRS)試験(供試体直径60mm、初期高さ20mm、ひずみ速度0.02%/min、背圧100kPa)より求めた値である。粘土層の過圧密比(OCR)は1.2~1.4であり、agingの影響を受けた正規圧密粘土

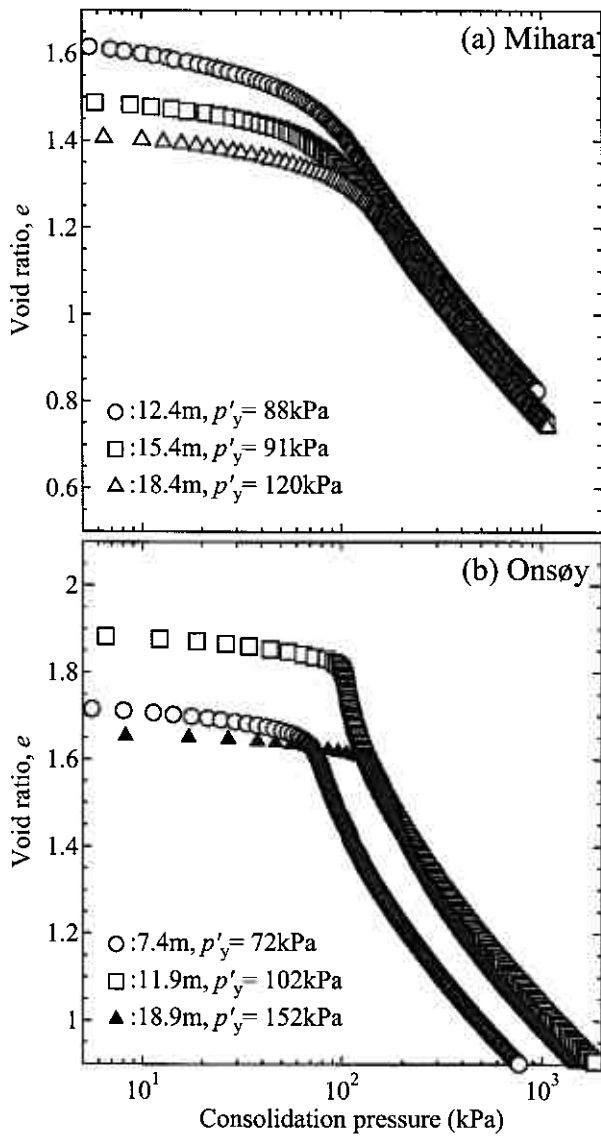


図-5 CRS 試験から得られた e - $\log p$ 関係 ((a)美原, (b) Onsøy)

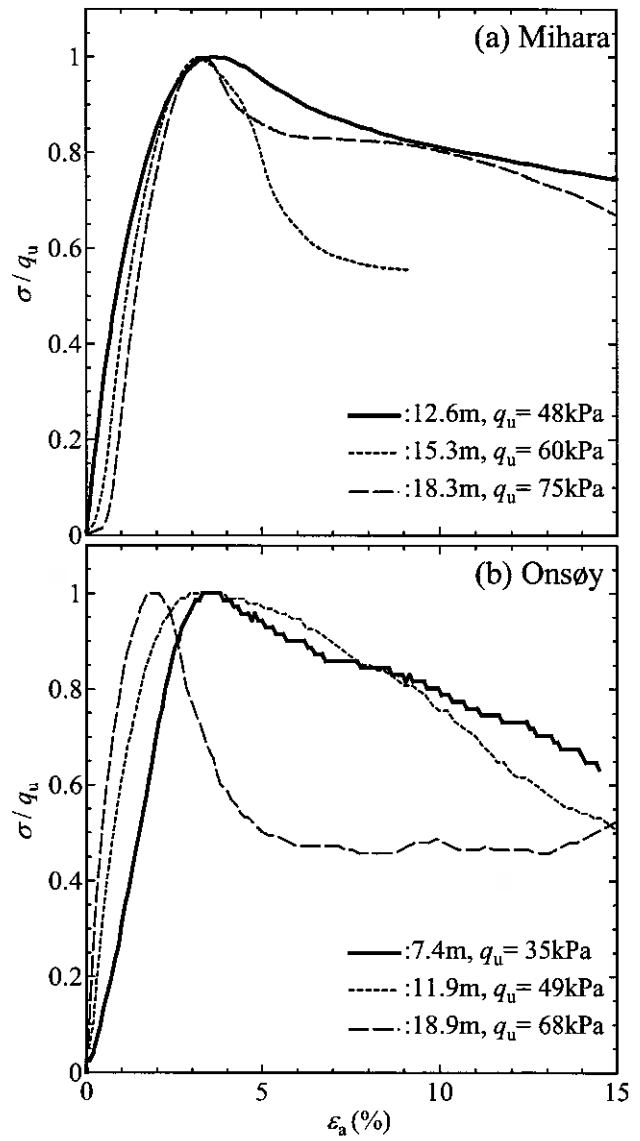


図-7 一軸圧縮試験から得られた応力ひずみ関係 ((a)美原, (b) Onsøy)

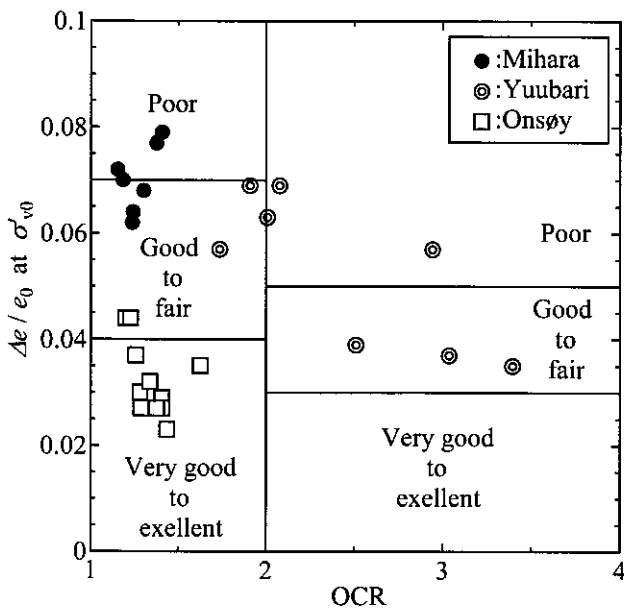


図-6 Lunne *et al.*¹⁰⁾による品質判定基準

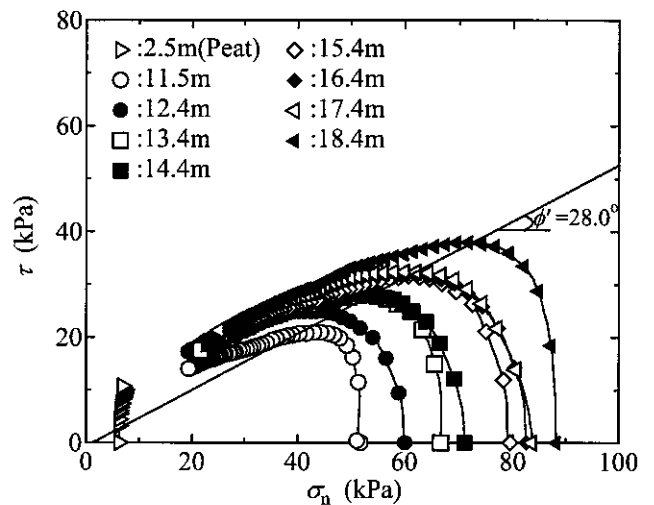


図-8 定体積一面せん断試験から得られた応力経路

とみなすことができる。図-5(a)は美原粘土の代表的な e - $\log p$ 曲線である。曲線からは明瞭な p'_y は確認されず、圧密圧力が p'_y に達するまで（過圧密領域）に間隙比が比較的大きく減少している。このような傾向は昨年度実施した夕張川粘土においても得られた¹⁾。図-3(b)は Onsoy の e - $\log p$ 曲線である。この粘性土では明瞭な p'_y が認められ、圧密圧力が p'_y を超えて正規圧密領域に達すると急激に e が減少している。固定ピストン式シンウォールサンプラーから得られた試料は乱れが小さく、 e - $\log p$ 曲線は Onsoy のような挙動を示すのが普通である⁹⁾。つまり、 e - $\log p$ 曲線を見る限りでは美原粘土は乱れが大きい試料と判断される。

CRS 試験の結果を用いて試料の品質を評価する方法として、Lunne *et al.*¹⁰⁾が提案している再圧密時の間隙比の変化を用いる方法がある。即ち、原位置の有効土被り圧 (σ'_{v0}) まで再圧密したときの間隙比の変化 (Δe) を、初期間隙比 (e_0) で正規化した値、 $\Delta e / e_0$ で品質を評価する方法である。図-6 は Lunne *et al.*の基準に従い、美原、夕張川、Onsoy の結果をプロットしたものである。美原は"Good to fair"あるいは"Poor"となり、Onsoy と比較して著しく品質が悪いことになる。さらに田中ら^{1), 11)}の結果と比較しても美原の $\Delta e / e_0$ はかなり大きい。試料の品質に関しては 2.3.2 でさらに述べる。

2.3.2 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験は自立している供試体に対して実施されるため、一軸圧縮強さ (q_u) は乱れの影響を多分に受けると思われる。なぜなら、応力解放を受けた供試体は残留有効応力（サクション）を保持することで自立しており、サクションと試料の乱れには密接な関係があるからである。Tanaka *et al.*⁹⁾は、有明粘土において q_u と残留有効応力との間に強い相関があることを見出している。また試料が乱れている場合、 q_u が低下するばかりでなく、破壊時のひずみ (ϵ_f) が大きくなることも報告されている⁹⁾。しかしながら図-2に示したように3種類の非排水せん断強度 (Vane, DS, $q_u/2$) はほぼ等しい。さらに図-7に示した一軸試験結果を見ると、 ϵ_f は Onsoy とさほど変わらないことが分かる。なお、圧縮応力 σ は各々の q_u で正規化している。試料の乱れが少ない場合、他のサイトでも ϵ_f は 3%程度である⁹⁾ことから、一軸試験結果からは美原粘土は乱れているとは考えにくく、土の特性によるところが大きいと思われる。

2.3.3 定体積一面せん断試験

図-8 に泥炭と粘性土の一面せん断試験の応力径路を示す。供試体の大きさは直径 60mm、高さ 20mm である。原位置の有効土被り圧まで圧密した後、変位速度 0.2mm/min で 7mm までせん断した。粘性土の強度定数は粘着力 $c' = -0.7$ kPa、せん断抵抗角 $\phi' = 28.0^\circ$ であった。粘着力がほぼ 0 であること、また正のダイレイタンスが発生せず

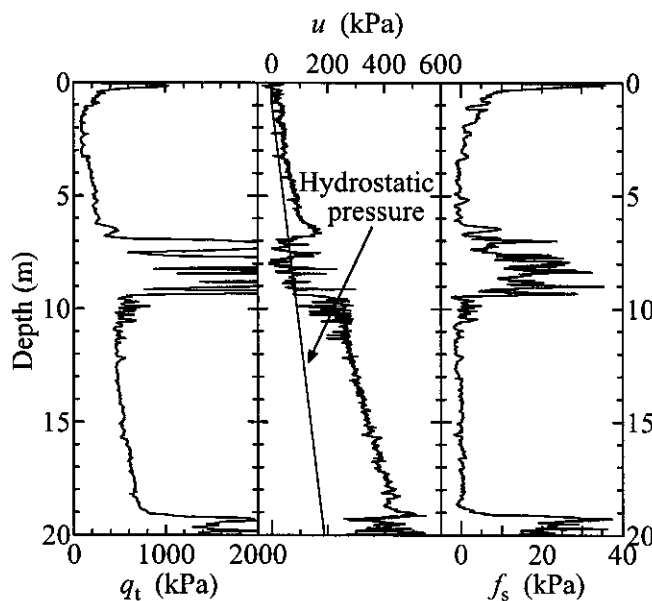


図-9 CPT 結果

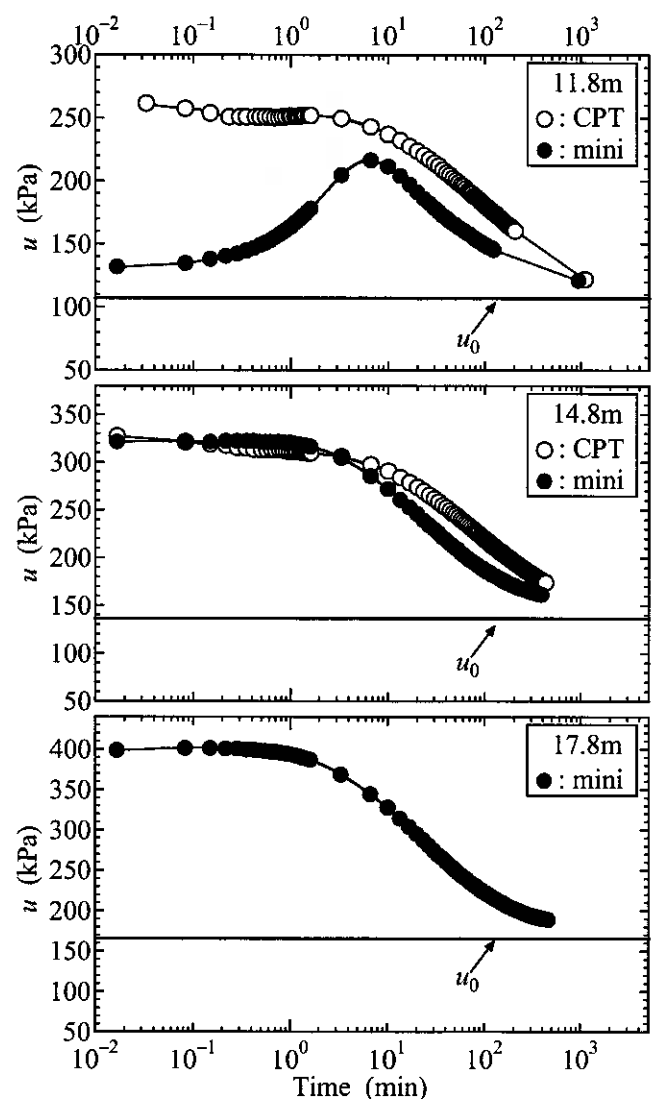


図-10 消散試験結果

せん断中の垂直応力 (σ_n) が減少していることから、2.2.1 で述べたように今回調査した美原は正規圧密粘土土であるといえる。泥炭は夕張川の結果¹⁾と同様、せん断中に σ_n がほとんど変化せず立った有効応力径路が得られた。

2.4 原位置（貫入）試験結果

2.4.1 CPT

図-9 に電気式コーン貫入試験（CPT）結果を示す。7~10m は砂層のため貫入抵抗 (q_t) および周面摩擦 (f_s) がかなり大きい。また貫入時に発生した正のダイレイタンスーにより負圧が生じている。間隙水圧 (u) 分布を見ると、泥炭層では両者の値はほぼ等しいものの、粘土層では u が静水圧の2倍以上もの値が得られた。このような傾向は夕張川でも得られた¹⁾。今回は CPT の途中で消散試験を行っており、結果を図-10 に示す。なお CPT（断面積 10cm²）と並行して消散時間を短縮させる目的で直径が小さいミニコーン（断面積 3cm²）でも消散試験を行った。また、17.8m では日程の都合上、ミニコーンしか消散試験を実施していない。図より貫入直後は u が静水圧（図中 u_0 ）に比べかなり大きいものの、時間とともに u_0 に漸近している。即ち、本研究で調査した美原は未圧密地盤ではない。

2.4.2 ボール貫入試験

本研究では CPT の他に先端がボール状になったボール貫入試験（BPT）¹²⁾ も行った。先端の写真を図-11 に示す。夕張川で実施した“T バー”同様、以下に述べる利点を有している。

CPT から非排水せん断強度 (s_u) を求める場合、次式に示すように先端抵抗 (q_t) から全土被り圧 (σ_{v0}) を引く必要がある。

$$s_u = (q_t - \sigma_{v0}) / N_{kt} \quad (1)$$

ここに N_{kt} はコーン係数であり、田中ら¹³⁾によると日本の沖積粘性土の場合 8~16 である。

軟弱地盤の場合、 σ_{v0} の測定精度によっては $(q_t - \sigma_{v0})$ が負になる場合もある。しかしながら先端の形状がボールの場合、貫入中に土がボールの上部に回りこむため σ_{v0} を考慮する必要はなくなる。また、ボールの投影面積は 100cm² と CPT の 10 倍であるためその分精度が向上する。さらに先端のボールの部分は CPT 用コーンプローブの先端コーン部を交換するだけで使用できるため、特別な治具を必要としない。

図-12 は CPT および BPT より推定した s_u とベーン（Vane）、定体積一面せん断（DS）、一軸圧縮試験 ($q_u/2$) 結果の s_u を比較したものである。貫入試験では先端の形状により N_{kt} が異なるが¹⁴⁾、図中では N_{kt} をどちらも 12 と仮定した。図より、CPT、BPT から算出した s_u には若干の差異は見られるものの、深度方向の傾向はほぼ等しい。また、 N_{kt} を 12 と仮定することにより、ベーン試験および室内試験から得られた s_u とほぼ合致する値が得られた。美原粘土の場合、BPT の N_{kt} を 10 とすれば CPT の結果とほぼ一致する。BPT は先端部の形状が大きいので砂層には適用できないものの、軟弱地盤のみならず粘性土地盤においても非常に有効であるといえる。

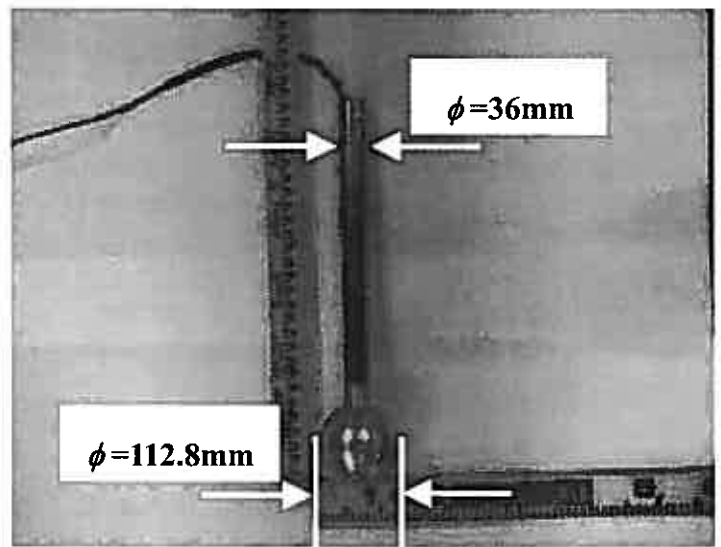


図-11 ボールの先端

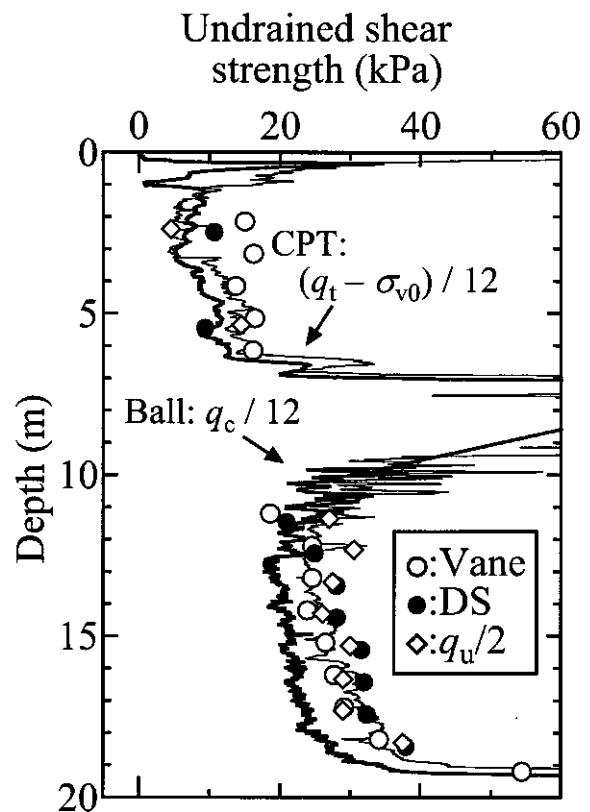


図-12 CPT と BPT の結果の比較

3. まとめ

- (1) 去年の夕張川と同様、CRS 試験において原位置の有効土被り圧まで再圧密した場合、体積ひずみが大きく、大きな乱れを受けている挙動を示した。
- (2) 一軸圧縮試験における破壊ひずみは 3%程度と比較的小さく、乱れた試料とは断定し難い。
- (3) CPT およびボール貫入試験の結果より、先端抵抗が異なっても精度よく非排水せん断強度を推定することができた。ただし既往の研究の通り、先端の形状が異なればコーン係数は異なる。

謝辞

本研究で用いた Onsøy の試料の提供、および美原粘土の走査線型電子顕微鏡の撮影は（独）港湾空港技術研究所土質研究室 渡部要一室長、田中政典主任研究官および宇高薫氏よりご協力いただいた。末筆ながら、記して深甚なる感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 田中洋行, 林宏親, 深沢健, 中村明教, 西田浩太, 吉村貢, 小泉和広, 中島睦: 夕張川河川敷の地盤調査結果, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 46 号, pp.239-246, 2006.
- 2) 由良桂一, 池田晃一: 2 章 北海道の土質 1.北海道の土質概要, 土と基礎, Vol.37, No.9, pp.16-19.
- 3) 小川富美子, 松本明: 港湾地域における土の工学的諸係数の相関性, 港湾技術研究所報告, 17(3), pp.3-89, 1978.
- 4) 堤彩人, 田中洋行: CRS による泥炭のひずみ速度依存性, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 47 号, 2007. (投稿中)
- 5) Lunne, T., Long, M., Forsberg, C.F.: Characterisation and engineering properties of Onsøy clay, *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*, pp.395-427, 2003.
- 6) 中島美代子, 富田龍三, 田中政典: ノルウェー国 Onsøy 粘土の特性 (その 1: 物理特性), 第 41 回地盤工学研究発表会, pp.187-188, 2006.
- 7) 地盤工学用語辞典, p.66, 2006.
- 8) 田中洋行, Jacques Locat, Dinesh R. Shiwakoti, 田中政典: 日本と海外の海成粘性土の物理・化学的特性に関する相違点, 土と基礎, Vol.49, No.2, pp.5-8.
- 9) Tanaka, H.: Sample quality of cohesive soils: Lessons from three sites, Ariake, Bothkennar and Drammen, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.4, pp.57-74, 2000.
- 10) Lunne, T., Berre, T. and Strandvik, S.: Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay. *Proc. of the Conference on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Rio de Janeiro, pp.81-102, 1997.
- 11) Tanaka, H., Ritoh, F. and Omukai, N.: Quality of samples retrieved from great depth and its influence on consolidation properties, *Canadian Geotech. J.*, 39, pp.1288-1301, 2002.
- 12) M.F.Randolph, C.M.Martin, Y Hu: Limiting Resistance of a spherical Penetrometer in Cohesive Material, *Géotechnique*, Vol.50, No.5, pp.573-582, 2000.
- 13) 田中洋行, 榊原基生, 後藤建二, 鈴木耕司, 深沢健: 我が国の正規圧密された海成粘性土のコーン貫入試験から得られる特性, 港湾技術研究所報告, 31(4), pp.61-92, 1992.
- 14) 中村明教, 深沢健, 田中洋行, 西田浩太, 上本真也, 富田龍三: T-bar, ball 貫入試験を用いた軟弱地盤調査事例, 第 41 回地盤工学研究発表会, pp.181-182, 2006.

有機物を含む土層への新しい原位置試験の適用について

(株)ダイヤコンサルタント ○正会員 高坂 敏明
 (株)ダイヤコンサルタント 正会員 佐藤 春夫
 (株)ダイヤコンサルタント 正会員 江副 智成
 (株)ダイヤコンサルタント 正会員 近藤 桂二

1. まえがき

従来から地盤の力学特性を把握するための調査方法として不攪乱試料を用いた室内土質試験、標準貫入試験、電気式コーン貫入試験に代表される原位置試験が行われ、それらによって得られた物性値を用いて設計が行われている。また、近年の地盤解析は、施工条件の多様化に対応し、有限要素法などの高度な数値解析が用いられる事例も増えており、従来以上に物性値の評価が重要になってきている。ここで、近年、ボーリングによる地盤の乱れや応力解放の影響が極めて少ない状態で強度・変形特性を測定できる原位置せん断摩擦試験が用いられるケースが増えてきている。ただし、これまでの論文によると、粘性土、砂質土に対する研究報告が多く、有機物を含んだ土層での事例は、まだ少ないようである。そこで、本報告では、泥炭で行った原位置せん断摩擦試験の結果と室内土質試験の結果を比較し、試験の適用性について報告する。

2. 試験の概要

原位置せん断摩擦試験は、九州共立大、九州大学および旧日本道路公団において研究が進められ、実用化された試験¹⁾であり、実務においては、「日本道路公団試験方法(1999.7)」に則って試験が行われている。

試験装置の外観ならびに概要は、写真-1、図-1に示すように、孔内水平載荷試験と直接せん断試験を組み合わせたものであり、試験部の外管と掘削部の内管の二重管構造となっている。載荷ならびにせん断部は、鋼材で作成されている。

試験器の設置は、試験実施深度の1m程度上まで通常のコアチューブで削孔、その後、試験器を挿入し、内管を回転させ、先端のビットにより試験深度まで自己掘削挿入する。このとき先端部分に給水を行うことにより掘削屑は水とともに内管を通じて地上に排出される。試験器設置後、地上部にせん断用の油圧ジャッキの設置とロガー類の接続を行う。

試験方法は、図-3に示すように壁面に垂直応力 q_v を段階的に載荷し、各応力ごとに試験器を引き上げ、せん断応力 q_H を $1\text{mm}/\text{min}$ の変位速度で載荷する。なお、各垂直応力 q_{v_i} に対するせん断応力 q_{H_i} のピークが確認された時点で新たな垂直応力 $q_{v_{i+1}}$ に移行する。これにより垂直応力 q_v とせん断応力 q_H の関係が得られ、強度定数 c 、 ϕ が求められる。また、各垂直応力 q_v 載荷時の送水量から円周方向の変形量を算出し、変形係数が得られる。



写真-1 試験装置

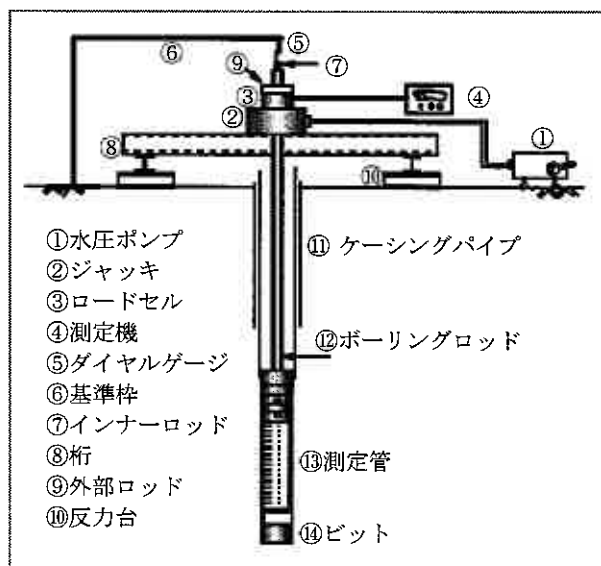


図-1 試験装置の概要²⁾

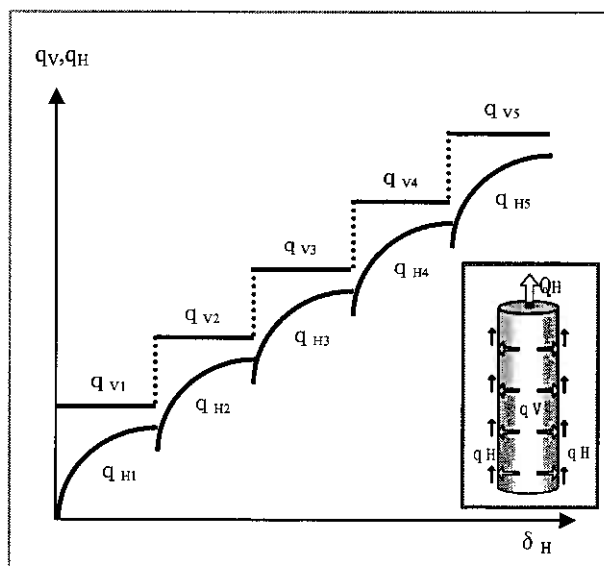


図-2 せん断変位 δ_H と q_v, q_H の関係²⁾

Applicability of new in-situ test in the organic soil.:Toshiaki KOUSAKA, Haruo SATO, Tomonari EZOE, Keiji KONDOU(DIA CONSULTANTS CO.,Ltd)

3. 土槽実験結果

泥炭の試験実施に先立ち、実際の載荷試験、せん断試験の状況を確認するために実施した土槽実験の結果を報告する。

供試体は、寸法縦 130cm、横 130cm、深さ 95cm の容器にセメントベントナイト (Na 型ベントナイト 100kg、ポルトランドセメント 250kg、水 1500kg) を混合攪拌した後に充填し、28 日養生した。

その後、原位置せん断摩擦試験、孔内水平載荷試験ならびに、ブロックサンプルによる室内試験を実施した。供試体の物理特性は、表-1 に示すとおりである。

表-1 供試体の物理特性

土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.93
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.16
自然含水比 w_n (%)	327
液性限界 w_L (%)	202
塑性限界 w_p (%)	119
間隙比 e	10.14

①試験後の孔壁の状態

試験後の孔壁の状態を写真-2、3 に示す。これによると従来から用いられているゴムを膨張させるタイプでは、供試体の弱い部分の変形が卓越し、載荷後の孔壁は楕円形 (写真右下方向への変形が著しい) となっているが、原位置せん断摩擦試験では、鋼性の載荷板を用いているため、試験後の孔壁は円形であり、円周方向にほぼ均等に載荷されていることが確認できる。



写真-2 試験後の孔壁の状態 (孔内水平載荷試験)



写真-3 試験後の孔壁の状態 (原位置せん断摩擦試験)

②変形係数

原位置せん断摩擦試験、孔内水平載荷試験ならびに三軸圧縮(UU)試験より得られた変形係数を表-2 に示す。同表によると、孔内水平載荷試験による変形係数が他の方法と比べて極めて小さい値となっているが、これは、供試体の液性指数が $I_L=2.5$ と非常に大きく、プレボーリングによる試験区間周辺の乱れが大きかったことや、上部からの拘束を行っていないため、載荷試験中に上方へのせん断変形 (くさび状の隆起) が生じてしまったことが原因と考えられる。原位置せん断摩擦試験についても同様の影響があるが、試験区間周辺の乱れが少ないため、三軸圧縮試験の変形係数に近い値となっている。このため、鋭敏性の高い粘性土など、乱れが問題となりやすい土層に対して有効な試験方法であると判断される。

表-2 各試験から求めた変形係数

試験方法	変形係数 E (MN/m ²)
孔内水平載荷試験	0.9
原位置せん断摩擦試験	8.7
三軸圧縮(UU)試験	14.1

③せん断強さ

三軸圧縮(UU)試験結果と原位置試験の結果を比較すると、図-3 に示すように三軸圧縮試験では、せん断抵抗角 ϕ_u が 6° と小さいのに対して、原位置試験では ϕ_{PT} が 17° とやや大きく、UU 条件とは異なる結果となっている。

次に同試料で行った三軸圧縮(CU)試験結果と比較すると、図-4 に示すように両者の値はほぼ同じであり、前田ら³⁾の報告と同様に粘性土については CU 条件と一致する結果が得られている。

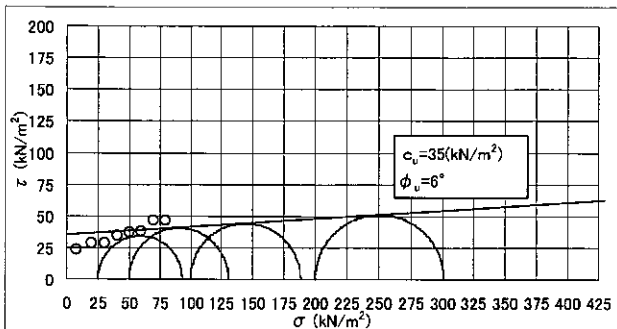


図-3 三軸圧縮(UU)試験との比較

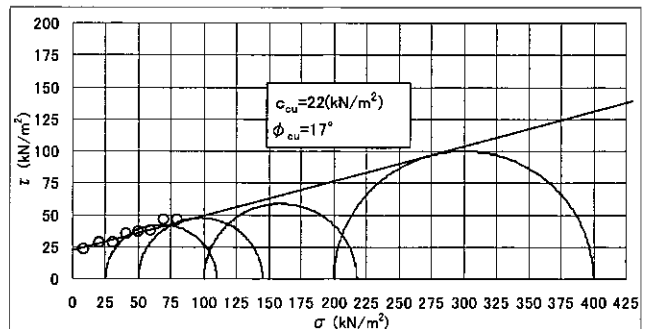


図-4 三軸圧縮(CU)試験との比較

4. 泥炭の試験事例

前述の土槽実験の結果をふまえ、泥炭に対して原位置せん断摩擦試験と三軸圧縮試験の比較を行った。

対象とした泥炭は、自然含水比が、 $w_n=450\%$ 、強熱減量 $L_i=42\%$ の試料 1 と自然含水比 $w_n=200\%$ 、強熱減量 $L_i=18\%$ の試料 2 の 2 試料である。

粘性土に対して CU 条件で近似できることをふまえ、泥炭に対しても三軸圧縮 (CU) 試験との比較を行った。その結果を図-5, 6 に示す。同図によると、試料 1, 2 とも粘性土での結果と異なり、三軸圧縮試験で得られた $\phi_{cu}=12\sim 15^\circ$ に対し、 $\phi_{IFT}=45\sim 65^\circ$ と 4 倍程度大きな値が得られた。

ここで、対象とした泥炭は、土槽実験で使用した粘性土と比べて初期の透水係数が非常に大きい。このため、一次圧密の速度も速いことが想定される。実際、原位置試験実施中の間隙水圧は、最終段階まではほぼ静水圧の状態であり、過剰間隙水圧の発生は非常に小さい状態であった。また、試験方法では各段階の垂直応力 q_{Hi} のみではなく、せん断応力 q_v も保持された状態で次段階の载荷に進むため、この前段階までのせん断応力も圧密に寄与することが想定される。

そのため、ここでは、原位置試験のデータ整理に際して、圧密応力を垂直応力 q_{vi} だけではなく、せん断試験前の垂直応力 q_{vi} と 1 段階前のせん断応力 q_{Hi-1} を図-7 に示すように合成した応力と仮定した。

この結果を三軸圧縮 (CU) 試験の有効応力表示の結果と重ね合わせ、図-8, 9 に示す。同図によると、原位置せん断摩擦試験のデータは、有効応力表示のターロンの破壊基準線にほぼ重なり、有効応力のせん断抵抗角 ϕ' は原位置せん断摩擦試験のせん断抵抗角 ϕ_{IFT} の関係に近い結果が得られた。

5. まとめ

原位置せん断摩擦試験は、プレボーリングやサンプリング試料の取り扱いに関わる応力解放や乱れの影響を小さくした状態で、原位置で地盤の強度測定が行えるということから、今後も実績が増えていく試験方法であると考えている。

今回検討の対象とした泥炭は、2 試料のみではあるが、その結果によると、泥炭の有効応力強度を推定できる可能性があるものと考えられる。ただし、これは、試験中の地盤へ作用する応力の状態と泥炭の透水係数が大きく影響することが想定される。今後は、さらなるデータの蓄積と室内試験との検証を行い、さらには、載荷試験のクリープ時間やせん断速度を変化させ

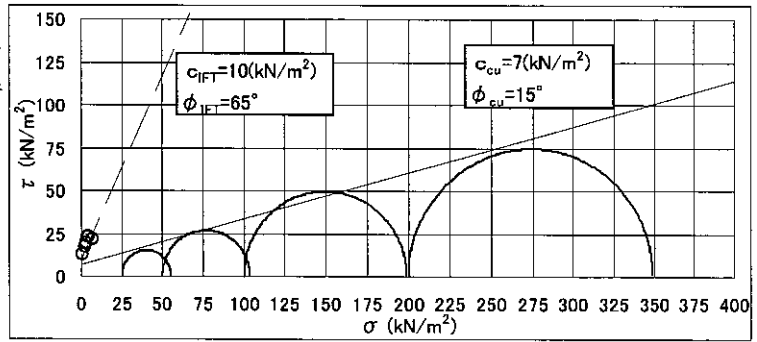


図-5 三軸圧縮 (CU) 試験との比較 (試料 1)

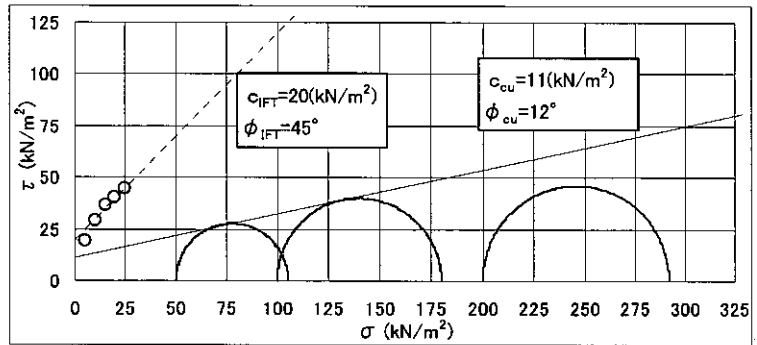


図-6 三軸圧縮 (CU) 試験との比較 (試料 2)

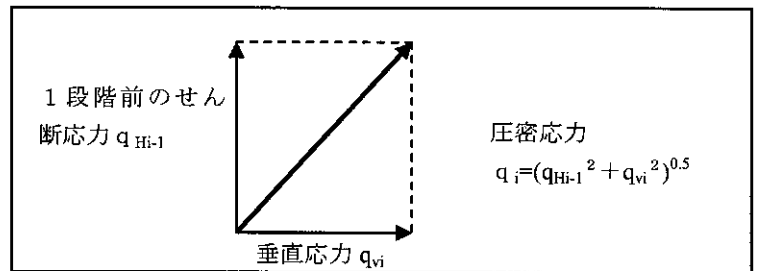


図-7 圧密応力の仮定

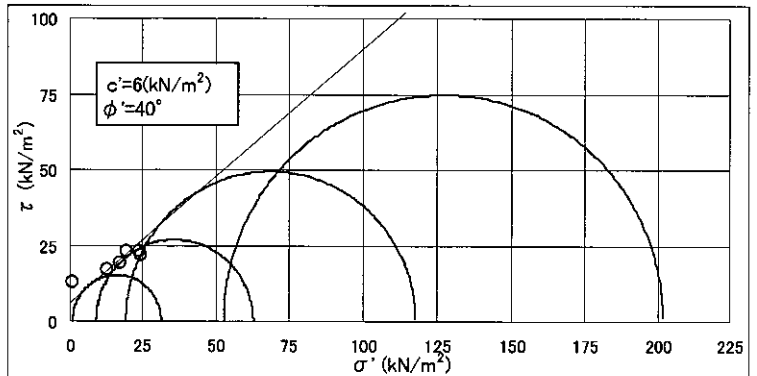


図-8 三軸圧縮 (CU) 試験との比較 (試料 1)

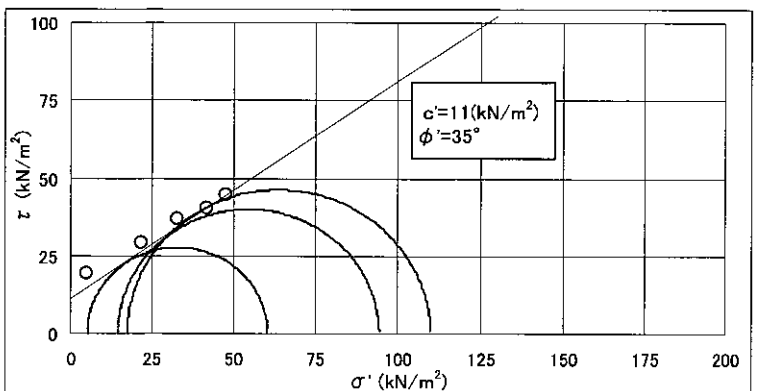


図-9 三軸圧縮 (CU) 試験との比較 (試料 2)

た試験を行い、強度定数の測定方法を検討して行きたいと考えている。

また、現在の測定管は、自己掘削装置が外管より前方にあるため、繊維分の多い（長い）泥炭の場合、多少周辺地盤を乱すことも考えられる。これについては、外管先行型のシューを用い、この内部にビットを設置し、周辺の乱れを更に小さくする機構を作成中であり、今後、実地試験を行い、その結果を紹介したいと考えている。

参考文献

- 1) 徐 光黎, 前田 良刀, 落合 英俊, 安福 規之, 坂手 道明: 原位置摩擦試験による地盤の強度・変形定数の推定と実務への適用, 土木学会論文集, No. 617/Ⅲ-46, pp. 191~200, 1999.
- 2) IGE研究会: SBIFTパンフレット.
- 3) 前田 良刀, 岩本 直樹, 松川 耕治, 田上 裕: 原位置せん断摩擦試験 (SBIFT) の紹介, 基礎工 Vol. 34, No. 9, pp76~78, 2006. 9.

礫の繰返し変形特性に及ぼす粒径及び主応力回転の影響

北海道大学大学院工学研究科 ○学 福津圭基
 北海道大学大学院工学研究科 正 石川達也
 北海道大学大学院工学研究科 正 三浦清一
 鉄道総合技術研究所 正 関根悦夫

1. はじめに

従来、バラスト軌道(図-1 参照)の変形挙動解明の一環として、軌道や路盤を対象とした変形・沈下特性検討のための模型載荷試験が数多く実施されている^{1),2),3)}。これらの試験では多くの場合、軌道模型のある断面に集中荷重を加える定点載荷方式が用いられ、繰返し集中荷重で列車荷重を模擬してきた。しかし、近年国内外の研究者から、定点載荷方式では実現象を過度に簡略化する可能性のあることが指摘されている^{4),5)}。その一因として、定点載荷では、主応力方向が繰返し載荷中に回転しないが、実現象では、荷重の移動に伴って道床・路盤の各要素の応力は、大きさと同時に方向も時々刻々と変化していることが挙げられる⁶⁾。実際、主応力軸回転を考慮した模型試験として、静的荷重を作用させた載荷輪を走行させる移動載荷試験が模型路盤や模型軌道に対して行われ、繰返し定点載荷試験とは異なる挙動が確認されている⁷⁾。一方、石川らは、これまでに“多重リングせん断試験機”を試作し、種々の試験条件でせん断試験を行った結果から、多重リングせん断試験が粗粒材料の単純せん断試験として有用であることを検証している⁸⁾。また、多重リングせん断試験を行い、主応力軸回転の有無や回転方法などせん断試験法の違いが粒状材料の強度・変形特性に影響を及ぼすことを示している⁹⁾。本研究では、このような状況をふまえ、移動輪荷重が繰返し作用する鉄道や道路で使用されている種々の路盤材の繰返し変形特性に及ぼす主応力軸回転の影響を評価する。具体的には、軌道模型の移動載荷試験で粒状路盤構造が受けた応力履歴を多重リングせん断試験機により模擬して、粒径の異なる礫を用いた繰返しねじり単純せん断試験を行い、主応力軸の連続的な回転が路盤材の繰返し変形特性に及ぼす影響の評価方法を検討する。

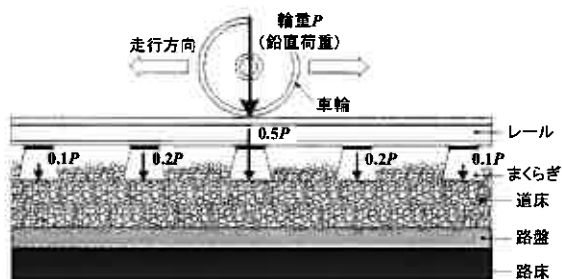


図-1 バラスト軌道の縦断面図

2. 試料と試験方法

2.1 試料

試験に用いた試料の粒径加積曲線を図-2に示す。試料は、実軌道で使用されている山梨県大月市で産出される安山岩の道床バラスト(1/1 試料)を1/5 相似粒度に粒度調整した単粒度碎石(以下「1/5A」と称す)と1/11 相似粒度に相当する「7号碎石」である。用いた試料の物理的性質は「1/5A」で $\rho_{dmax}=1.650\text{g/cm}^3$, $\rho_{dmin}=1.353\text{g/cm}^3$, $D_{50}=8.1\text{mm}$, $D_{max}=13.2\text{mm}$, $U_c=1.52$, 「7号碎石」は $\rho_{dmax}=1.504\text{g/cm}^3$, $\rho_{dmin}=1.390\text{g/cm}^3$, $D_{50}=3.6\text{mm}$, $D_{max}=6.7\text{mm}$, $U_c=1.53$ である。なお、最大・最小密度は、「礫の最大・最小密度試験方法」(地盤工学会基準案)に準拠して決定した。

2.2 多重リングせん断試験

(1) 試験装置

本研究で使用した多重リングせん断試験機(Multi-ring shear apparatus)の概略を図-3に示す。本試験機では供試体を支持する下盤がトルク載荷用ダイレクトドライブモータ(DDM)により回転し、上盤・下盤・内外リングで拘束された供試体にねじり力(トルク)を加えることができる。また、上盤に設置した鉛直方向のDDMを駆動し、供試体に鉛直荷重を与えることができる。この際、内外リングが上盤・下盤から独立しており、試料や他のリングとの間に摩擦を生じ

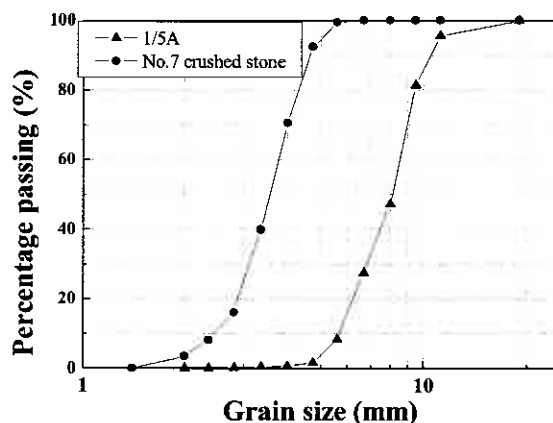


図-2 試料の粒径加積曲線

Effect of grain size and principal stress axis rotation on cyclic deformation of gravel, Keiki FUKUTSU (HOKKAIDO University), Tatsuya ISHIKAWA (HOKKAIDO University), Seiichi MIURA (HOKKAIDO University), Etsuo SEKINE (Railway Technical Research Institute)

させない設計になっている。供試体寸法は幅 $W=60\text{mm}$ 、内径 $\phi_i=120\text{mm}$ 、外径 $\phi_o=240\text{mm}$ (図-4 参照)、高さ H はリングの段数を変えることで $H=40\sim 100\text{mm}$ に設定できる。本研究では比較する軌道模型試験の道床厚が 50mm であることを考慮して、リングの段数を3段 (60mm) に固定して試験を行った。なお、当該試験機は、中空ねじりせん断試験機と比べると、①メンブレンを用いないためにメンブレン張力の影響が無く大きな変位まで連続的にせん断できる、②供試体の幅が 60mm 程あるため粒径の大きな試料を使用できる、③半径方向への変位が剛なリングによって拘束されるため半径方向ひずみ、周方向ひずみはゼロとなり単純せん断変形条件を満足する、などの特徴がある。また、図-3 に示すように、鉛直応力および鉛直ひずみは、上盤に設置した軸荷重測定用ロードセルおよび外部変位計 (Dial Gauge, DG) でそれぞれ計測した。せん断ひずみは、トルク載荷用 DDM に与えられる回転角変位の制御値と外部変位計による鉛直変位から算定される。せん断応力は、下盤に設置したトルク変換器と上盤に設置したトルク測定用ロードセルで各々計測した。ただし繰返し載荷試験では、トルク測定用ロードセルの機構上の問題から、せん断応力はトルク変換器のみで計測した。図-4 に供試体の応力・ひずみの定義を示す。

本研究では、試験中に鉛直荷重測定用ロードセルで得た値をフィードバックして鉛直載荷用 DDM を制御したが、載荷システムにより各試験とも鉛直荷重は設定値の $\pm 1\%$ 程度の誤差で制御されている。

(2) 試験方法

本研究では、1/5A と 7 号碎石を用い、幅 $W=60\text{mm}$ 、高さ $H=60\text{mm}$ の中空円柱供試体に対して圧密排気条件の単調載荷試験および繰返し載荷試験を行った。試験に用いる供試体は、内外リング間に気乾燥試料を 2 層に分けて投入し、軌道模型試験の乾燥密度 $\rho_d=1.42\text{g/cm}^3$ 、 $D_r=28\%$ に近づくように突き固めて作製した (表-1 参照)。

① 単調載荷試験

供試体を鉛直応力 $\sigma_a=156.8\text{kPa}$ で 1 時間程度圧縮した上で、 $\sigma_a=156.8\text{kPa}$ 一定の定圧条件下で、せん断ひずみ速度 $0.1\%/min$ の単調ねじりせん断を行った。なお、鉛直応力 σ_a は後述する繰返し載荷試験の鉛直応力振幅 $(\sigma_a)_{\max}$ を参考に決定した。

② 繰返し載荷試験

軌道模型の移動載荷試験と定点載荷試験を模擬して以下の 2 種類の繰返し載荷試験を行った。両試験とも鉛直応力の載荷周波数、繰返し載荷回数はそれぞれ $f=0.008\text{Hz}$ 、 $N_c=200$ 回とした。なお、多重リングせん断試験の供試体は、半径方向への変形が剛なリングによって拘束されるため、土槽側面方向への変形を拘束した模型土槽内の道床と同様、鉛直応力と水平応力が異なる K_0 状態にある。一般に、このような異方応力状態からせん断応力を作用させた場合、主応力軸方向は連続的に回転するとされている。一方、せん断荷重が生じない定点載荷方式の模型試験やせん断応力を載荷しない鉛直応力載荷方式の多重リングせん断試験では、土要素の主応力軸は載荷中に回転しないと考えられる。

a) 鉛直・せん断応力載荷試験

鉛直応力 σ_a とせん断応力 $\tau_{a\theta}$ を繰返し載荷させることにより、主応力軸回転が生じる応力状態で試験を行った。本試験の荷重条件は、軌道模型の移動載荷試験の荷重条件を模擬している。なお、多重リングせん断試験の鉛直応力 σ_a とせん断応力 $\tau_{a\theta}$ は、軌道模型の移動載荷試験のまくらぎ底面で計測された鉛直荷重とせん断荷重を制御し易い正弦波形に理想化した上で、まくらぎ底面積で除して算出した。図-5 に載荷パターンを示す。この際、主応力軸回転量の影響を評価するために、模型試験で得られた鉛直応力振幅 $(\sigma_a)_{\max}$ とせん断応力振幅 $(\tau_{a\theta})_{\max}$ を変化させる試験を行った (表-1 参照)。

b) 鉛直応力載荷試験

鉛直応力 σ_a のみを供試体に載荷する繰返し載荷試験を実施した。この荷重条件は、正弦波鉛直荷重を載荷する軌道模型の定点載荷の試験荷重履歴を再現したものである (図-5 b) 参照)。

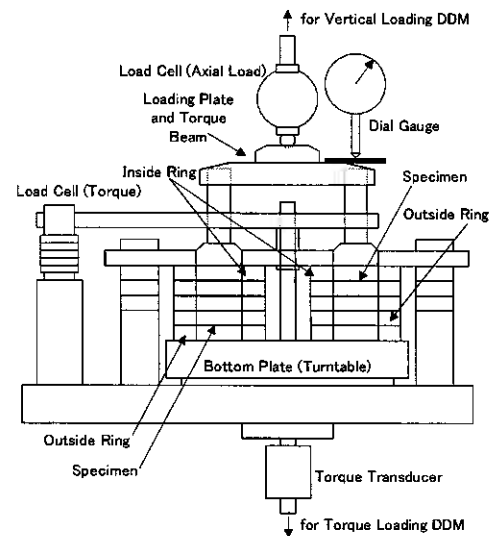


図-3 リングせん断試験機

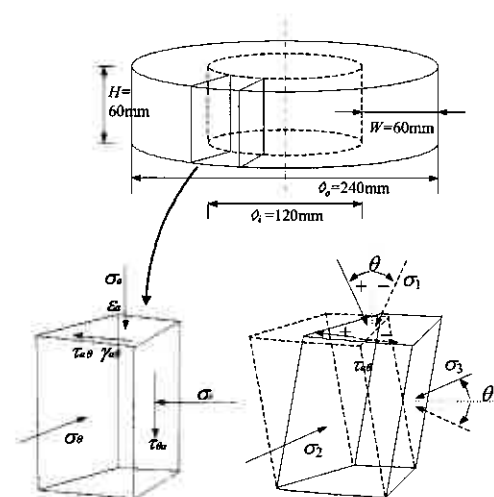


図-4 供試体の応力・ひずみの定義

表-1 試験条件

試料名	試験方法	繰返し載荷試験条件	鉛直応力(σ_a) _{max} (kPa)	せん断応力($\tau_{a\theta}$) _{max} (kPa)	初期乾燥密度(g/cm ³)	初期相対密度(%)	
1/5A	単調	-	156.8	-	1.42	28.0	
			80.0	12.8	1.42	27.0	
	繰返し	鉛直・せん断応力 載荷試験	155.6	25.5	1.42	27.2	
				38.3	1.43	28.6	
				12.8	1.42	27.1	
				25.5	1.42	27.3	
			231.1	38.3	1.42	26.9	
				12.8	1.43	30.8	
				25.5	1.42	26.4	
			鉛直応力載荷試験	80.0	0	1.43	29.2
				155.6	0	1.43	29.2
				231.1	0	1.42	27.2
7号碎石	単調	-	156.6	-	1.42	29.2	
			80.0	12.8	1.42	28.6	
	繰返し	鉛直・せん断応力 載荷試験	155.6	25.5	1.42	30.1	
				38.3	1.42	27.1	
				12.8	1.42	29.5	
				25.5	1.42	31.6	
			231.1	38.3	1.42	30.1	
				12.8	1.42	27.0	
				25.5	1.42	29.9	
			鉛直応力載荷試験	80.0	0	1.42	29.9
				155.6	0	1.42	32.0
				231.1	0	1.42	28.0
			231.1	0	1.43	35.7	

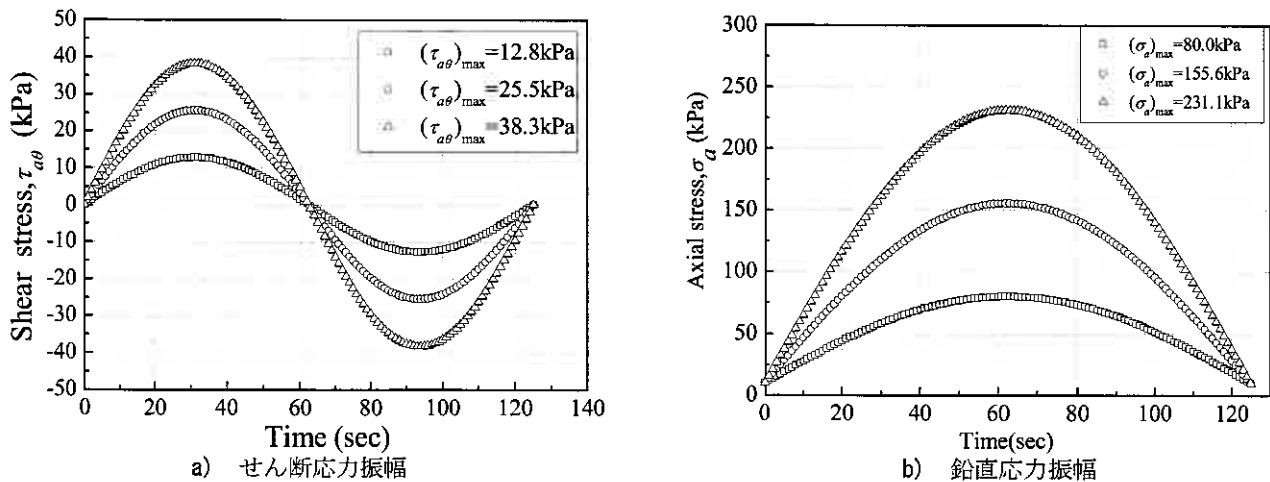


図-5 1サイクルの繰返し載荷波形

3. 試験結果と考察

3.1 単調載荷試験結果

多重リングせん断試験は、試料や他のリングとの間に摩擦を生じないような機構に設計されているものの、完全にはその影響を排除できないと考えられる。摩擦抵抗を無視できない場合には、上盤で計測されたせん断応力は、下盤で計測されたせん断応力よりも低くなるのが予想される。そこで、せん断中に計測された側面摩擦の影響を検討するために、単調載荷試験で上・下盤のせん断応力を比較した。なお本試験機の載荷能力の点から、せん断は $(\tau_{a\theta})_{max}=60\text{kPa}$ までの載荷とした。

図-6 は、下盤と上盤で計測されたせん断応力 $\tau_{a\theta}$ を用いた、せん断応力 $\tau_{a\theta}$ ～せん断ひずみ $\gamma_{a\theta}$ 関係を試料別に比較したものである。図から、両試料とも同一せん断ひずみレベルで上・下盤で計測されたせん断応力を比較した場合、両者のせん断応力はほぼ等しいことがわかる。したがって、今回使用した単粒度に近い 1/5A と 7号碎石を用いた多重リングせん断試験では、粒径の違いに関わらず、せん断応力は損失無く試料上層まで伝達されていて、側面摩擦が試験結果に及ぼす影響はほとんどないと考えられる。また、図-6 c) から、せん断ひずみレベルで両試料のせん断応力を比較した場合、ほぼ同じせん断応力を示すことがわかる。したがって、相似粒度試料で相対密度を同程度に調整した場合、粒径の違いがせん断強度に及ぼす影響はほとんどないと考えられる。

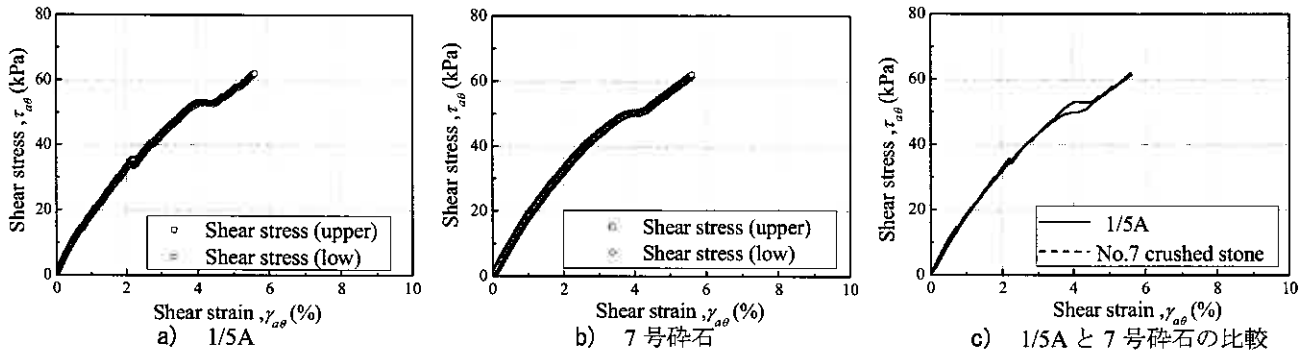


図-6 せん断応力～せん断ひずみ関係

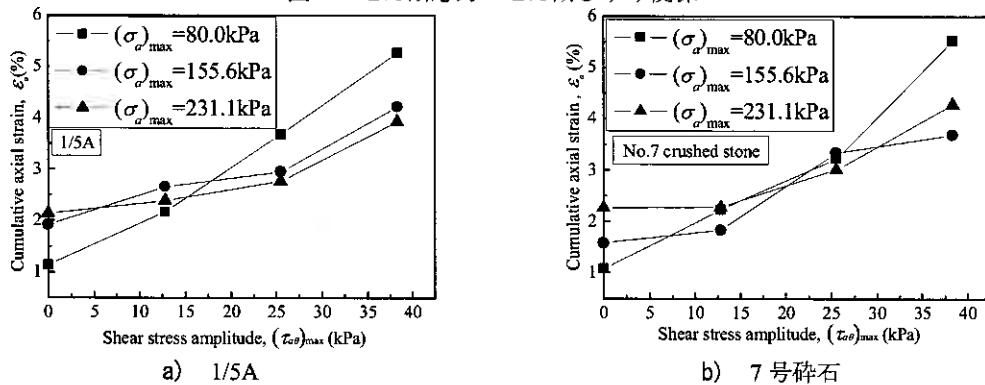


図-7 軸ひずみ～せん断応力振幅関係

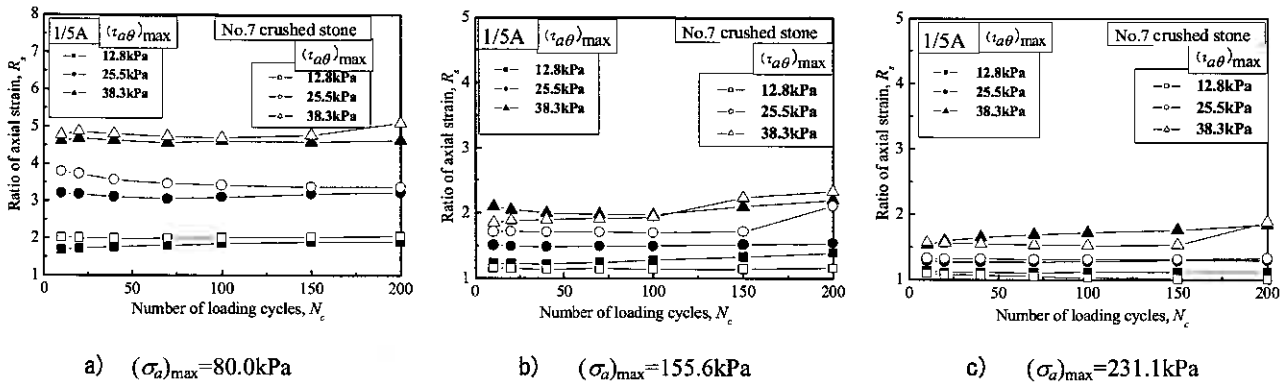


図-8 累積軸ひずみ比～繰返し载荷回数関係

3.2 繰返し载荷試験結果

図-7 に、繰返し载荷回数 $N_c=200$ 回载荷時の、累積軸ひずみ ε_a とせん断応力振幅 $(\tau_{a\theta})_{max}$ の関係を試料別に示す。ただし、図中の $(\tau_{a\theta})_{max}=0\text{kPa}$ の点は鉛直応力载荷試験の試験結果を、 $(\tau_{a\theta})_{max} \neq 0\text{kPa}$ の点は鉛直・せん断応力载荷試験の試験結果を示したものである。図から、累積軸ひずみの発生傾向に試料の違いによる明確な違いは認められない。また、両試料とも、鉛直応力 $(\sigma_a)_{max}$ 一定であれば、鉛直応力载荷試験 ($(\tau_{a\theta})_{max}=0\text{kPa}$) で累積軸ひずみが最も小さな値を示し、せん断応力振幅が大きくなるほど累積軸ひずみも大きくなるのがわかる。また、累積軸ひずみは鉛直応力振幅 σ_a が小さいほどせん断応力振幅 $(\tau_{a\theta})_{max}$ の変化による影響が大きい。以上より、せん断応力の载荷条件により累積軸ひずみの発生傾向に違いが生じたことは、せん断中の連続的な主応力軸の回転が路盤材の力学的挙動に強い影響を及ぼす結果であると考えられる。

3.3 主応力軸回転の影響評価

まず、せん断応力の载荷が累積軸ひずみの発生に及ぼす影響について、鉛直応力振幅とせん断応力振幅の組合せを変えて行った多重リングせん断試験結果を基に考察する。図-8 は、同一試料に対して行った鉛直・せん断応力载荷試験 (鉛直応力振幅 $(\sigma_a)_{max}=80.0\text{kPa}$, 155.6kPa , 231.1kPa 一定として、せん断応力振幅 $(\tau_{a\theta})_{max}=12.8$, 25.5 , 38.3kPa と変化させる試験) と鉛直応力载荷試験 (鉛直応力振幅 $(\sigma_a)_{max}=80.0\text{kPa}$, 155.6kPa , 231.1kPa , せん断応力振幅 $(\tau_{a\theta})_{max}=0\text{kPa}$ 一定) から得られた、各繰返し载荷回数における軸ひずみ ε_a の比 R_s (式(1)で定義し、以下「軸ひずみ比」と称す) と繰返し载荷回数 N_c の関係を鉛直応力振幅 $(\sigma_a)_{max}$ ごとに示したものである。

$$R_s = \frac{\varepsilon_{a(N_c)_{mt}}}{\varepsilon_{a(N_c)_{\rho}}} \quad (1)$$

ここに、 $\varepsilon_a (N_c)_{pl}$: 繰返し载荷回数 N_c における鉛直・せん断応力载荷試験の累積軸ひずみ ε_a , $\varepsilon_a (N_c)_{yl}$: 繰返し载荷回数 N_c における鉛直応力载荷試験の累積軸ひずみ ε_a である。図から、各試験結果とも、変動が若干見られるものの、軸ひずみ比 R_s は繰返し载荷回数によらずほぼ一定となることがわかる。また、せん断応力と鉛直応力の組合せによって平均的な R_s の値は変化するものの、同一载荷条件であれば、試料が異なっても R_s は同じような値となる。したがって、相似粒度試料の場合、鉛直・せん断応力载荷方式と鉛直応力载荷方式、すなわち移動载荷方式と定点载荷方式で行った多重リングせん断試験から得られる累積軸ひずみ特性はほぼ同様な傾向をとると考えられる。

次に、軸ひずみ比 R_s に及ぼす载荷条件の影響について検討する。図-9 は、1/5A と 7 号砕石を用いた試験結果から得られた平均軸ひずみ比 R_{save} ~ せん断応力振幅 $(\tau_{a\theta})_{max}$ 関係を、試料別、鉛直応力振幅 $(\sigma_a)_{max}$ 毎に示したものである。ただし、平均軸ひずみ比 R_{save} とは、 $N_c=40$ 回以降の軸ひずみ比 R_s がほぼ一定と仮定できる部分に対して求めた R_s の平均値である。図から、鉛直応力振幅が減少するほどあるいはせん断応力振幅が増加するほど、平均軸ひずみ比 R_{save} は増加することがわかる。そこで、せん断応力振幅 $(\tau_{a\theta})_{max}$ と鉛直応力振幅 $(\sigma_a)_{max}$ を説明変数とする平均軸ひずみ R_{save} の推測式(2)を用いて、 $R_{save} \sim (\tau_{a\theta})_{max}$ 関係を、図-9 の実線のように近似した。

$$R_{save} = \exp \left(a \frac{(\tau_{a\theta})_{max}}{(\sigma_a)_{max}} \right) \quad (2)$$

ここに、 a : 試料に依存する係数である。図から、载荷条件に依らず、式(2)により平均軸ひずみ比 R_{save} が充分推定できることがわかる。

3.4 主応力軸回転量の評価

粒状材料の繰返し変形挙動を検討する上での平均軸ひずみ比 R_{save} の力学的意味について考察する。前述のように、鉛直・せん断応力载荷試験では土要素の主応力軸は载荷中回転するが、鉛直応力载荷試験では主応力軸の回転は生じない。中間主応力 σ_2 が式(3)のように表されると仮定した場合、主応力軸回転角 θ は、土要素に作用する最大主応力 σ_1 、中間主応力 σ_2 、最小主応力 σ_3 を用いて、式(4)のように表される。

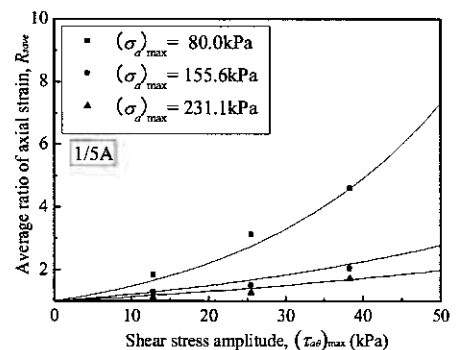
$$\sigma_1, \sigma_3 = \frac{\sigma_a + K_0 \sigma_a \pm \sqrt{(\sigma_a - K_0 \sigma_a)^2 + 4\tau_{a\theta}^2}}{2}, \quad \sigma_2 = K_0 \sigma_a \quad (3)$$

$$\theta = \sin^{-1} \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (4)$$

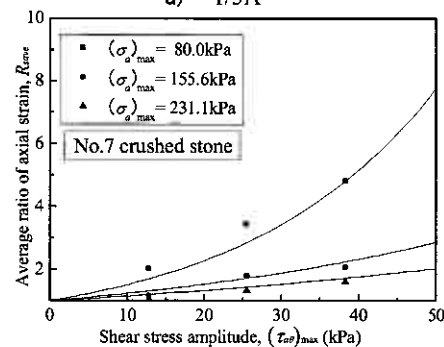
ここに、 K_0 : 静止土圧係数である。ただし、多重リングせん断試験では、側方応力の計測を行っていないため、精確に主応力軸回転角 θ を算定することはできない。そこで、落合らが粒状材料の静止土圧係数 K_0 の算定式として提案している式 (5) ¹⁰⁾ を用いて K_0 を推定することにした。

$$K_0 = \frac{\sqrt{(\pi/2)^2 + \tan^2 \phi'} - \tan \phi'}{\sqrt{(\pi/2)^2 + \tan^2 \phi'} + \tan \phi'} \quad (5)$$

式(5)に 1/5A に対して行った三軸圧縮試験結果から得られた内部摩擦角 $\phi' = 46.5^\circ$ を代入することにより、 $K_0 = 0.28$ が得られる。そこで、図-10 に 1 サイクル载荷中に生じる主応力軸回転角の変化の一例として、 $K_0 = 0.3$ 一定と仮定した場合の例を示す。図から、仮定した条件では、せん断応力振幅 $(\tau_{a\theta})_{max}$ が大きくなれば最大主応力軸回転角 θ_{max} も大きくなり、正負対称型の連続的な主応力軸回転が生じることがわかる。そこで、せん断応力振幅 $(\tau_{a\theta})_{max}$ と鉛直応力振幅 $(\sigma_a)_{max}$ の組合せを変えて、式(3)、(4) より θ_{max} を推定した結果を、図-11 に示す。値の妥当性については、今後さらに検討する必要があるものの、図から、鉛直応力振幅一定であればせん断応力振幅が増加するほど、またせん断応力振幅一定であれば鉛直応力振幅が減少するほど、主応力軸回転角が大きくなることがわかる。



a) 1/5A



b) 7号砕石

図-9 平均累積ひずみ比

～せん断応力振幅関係

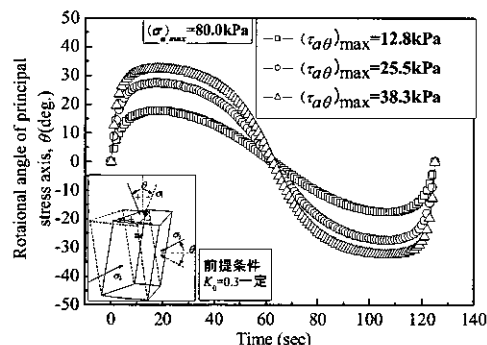


図-10 1 サイクルの主応力軸回転

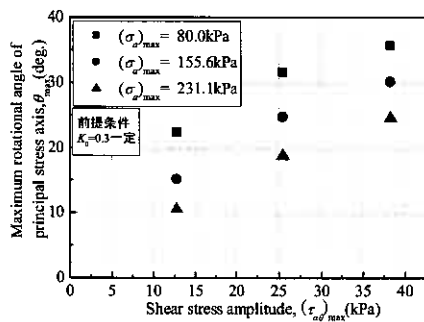


図-11 荷重条件の違いによる
主応力軸回転角の差

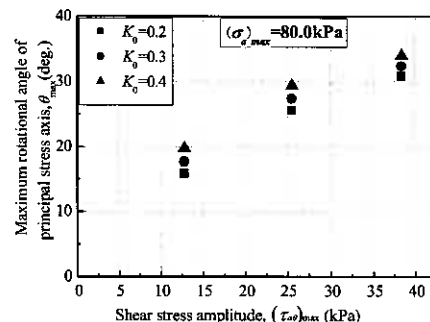


図-12 K_0 の違いによる
主応力軸回転角の差

また、図-12 に鉛直応力振幅 $(\sigma_{\sigma})_{\max}=80.0\text{kPa}$ 、 $K_0=0.2\sim 0.4$ と仮定したときの最大主応力軸回転角 θ_{\max} を示す。図から、 $K_0=0.2\sim 0.4$ の範囲では、 K_0 値の増加に伴い最大主応力軸回転角 θ_{\max} が若干増加するものの、その増加程度は僅かであることがわかる。さらに、図-9 と図-11 を比較すると、荷重条件の変化に対する試験中の最大主応力軸回転角 θ_{\max} と平均軸ひずみ比 R_{save} の増減傾向は類似しており、累積軸ひずみは最大主応力軸回転角 θ_{\max} の増加とともに増加する傾向にある。以上のことから R_{save} は累積軸ひずみに対する主応力軸回転の影響を評価する指標値であると考えられる。

4. まとめ

本研究では、移動体通過による荷重の増減と主応力軸方向の変化を考慮した、実現に近い荷重制御方法を用いて多重リングせん断試験を行い、移動輪荷重繰返し作用下にある粒状路盤構造の変形挙動に関する粒径及び主応力軸回転の影響について検討した。その結果、主応力軸回転下の粒状地盤構造の繰返し変形特性に有効な評価手法を提案した。

本研究で得られた知見を以下に示す。

- 単粒度碎石では、粒径の違いによらず、せん断応力は損失無く試料上層まで伝達されていて、試料とリング間におけるせん断中の摩擦が礫材の力学挙動に及ぼす影響は少ない。
- 相対密度を一定にした場合、相似粒度試料のせん断強度はほぼ同一である。
- せん断応力荷重の有無により沈下傾向が異なったことから、せん断中の主応力軸回転は粒状材料の力学挙動に強い影響を及ぼす。
- 荷重条件が異なっても、1/5A、7号碎石の平均軸ひずみ比 R_{save} がほぼ同じ値を示すことから、相似粒度試料の場合、粒径の違いによる主応力軸回転の影響は小さい。
- 累積軸ひずみは主応力軸回転角の増加とともに増加する傾向にあるが、その増加程度を表す平均軸ひずみ比は、せん断応力振幅と鉛直応力振幅を説明変数とした式で予測できる。

参考文献

- 石川達也, 名村明: 実物大試験による道床バラスト部繰返し変形特性の検討, 土木学会論文集, No.512/IV-27, pp.47-59, 1995.
- 関根悦夫, 木幡行宏, 蔭関魯, 矢崎澄雄, 長戸博: 道床バラストの強度・変形特性, 鉄道総研報告, Vol.14, No.4, pp.13-18, 2000.
- Hwang, S.K., Lee, S.H. and Choi, C.Y.Hwang.: Performance of the reinforced railroad roadbed of crushed stones under the simulated cyclic loading using multi purpose loading system, *The world congress in railway research (WCRR2001)*, 2001.
- Gerald, P., and Richard, J.B.: Performance of large-scale model single tie-ballast systems, *Transportation Research Record*, 1134, pp.7-14, 1987.
- 垂水尚志: 道床・路盤・路床に関する研究開発の経緯, 鉄道総研報告, Vol.7, No.2, pp.1-10, 1993.
- 平川大貴, 川崎紘彦, 桃谷尚嗣, 龍岡文夫: 軌道模型実験における荷重方法の影響, 第55回年次学術講演会講演概要集, 3-A, pp.428-429, 2000.
- Ishikawa, T. and Sekine, E.: Effects of Moving Wheel Load on Cyclic Deformation of Railroad Ballast. *Proc. of Railway Engineering-2002*, London, [1/1(CD-ROM)], 2002.
- 石川達也, 堀田大介, 柏谷匡胤, 三浦清一: 粗粒材料を対象とした単純せん断試験機の試作と性能評価, 第39回地盤工学研究発表会講演集, pp.863-864, 2004.
- 石川達也, 関根悦夫, 杉山圭大, 三浦清一: 多重リングせん断試験機による碎石の繰返し変形挙動に及ぼす主応力回転の影響の検討, 地盤工学会研究発表会講演集, pp.546-547, 2005
- 落合英俊: 砂の静止土圧算定式とN値を用いた静止土圧の計算法, 土質工学会論文報告集, Vol.17, No.3, pp93-101, 1977

繰返し载荷による支持地盤の力学特性の変化を考慮した防波堤・地盤系の変形解析

北海道大学大学院 ○学生会員 呉 哲浩
 北海道大学大学院 国際会員 三浦 清一
 北海道大学大学院 国際会員 横浜 勝司

1. 研究の背景

生活空間が海洋場にまで拡大される中、波浪等の厳しい外力条件下におかれる土木構造物に関しても経済的且つ長期間の耐用年数が要求される。その状況では従来にも増して高度な設計、施工、維持・管理法の確立が望まれる。このような問題を解決するために、沿岸地域の海底地盤の特徴を詳細に把握することはもとより、種々の外力に対する基礎構造物・支持地盤系の支持力・変形特性を的確に評価することは工学上非常に重要となる。

港湾構造物や海洋構造物など厳しい外力条件下にある構造物は常に複雑な繰返し载荷を受けて振動している。このような载荷条件では構造物・地盤間の動的相互作用によって下部地盤の安定性が低下する可能性がある。繰返し载荷を受ける地盤に関しては、せん断による体積変化に起因する強度・変形特性の変化が誘発され、その影響による側方流動型の変形が発生し、上部構造物の沈下が進行することが指摘されている¹⁰⁾。そのことは繰返し荷重を永続的に受ける支持地盤内の力学特性の変化に伴う剛性変化を適切に評価したうえで、構造物・地盤系の変形解析を行うことが重要となることを示唆している。

図-1 に本研究で対象とする防波堤・地盤系の模式図を示す。一般的に砂地盤は圧密による顕著な強度の増加が見込めず、構造物の自重による初期せん断応力の影響を受けると考えられる。さらに波力によって構造物が振動するために地盤内には繰返しせん断応力が伝達する。このように、初期せん断応力が存在する条件下で波浪による繰返し载荷が、砂のせん断剛性率の変化に影響を与えることが考えられる。本研究では構造物・地盤系の変形挙動を調べるために、要素試験結果に基づいたせん断剛性率の変化を考慮した一連の有限要素解析を実施した。まず解析結果と別途実施した模型実験結果とを比較することでその妥当性を検証した。次いで、提案する解析法の適用性を示すために、代表的な防波堤断面を用いた変形解析を進めた。

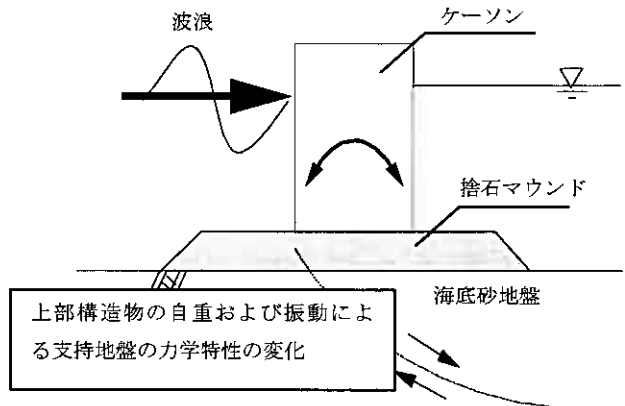


図-1 防波堤・地盤系の模式図

2. 初期せん断応力を考慮した三軸試験によるせん断剛性率の測定

(1) 試験方法

初期せん断応力の影響による砂のせん断剛性率を調べた要素試験について説明する。図-2 は試験に用いた繰返し三軸試験の模式図である。試料として豊浦砂（土粒子密度 $\rho_s=2.65\text{g/cm}^3$ 、最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.658\text{g/cm}^3$ 、最小乾燥密度 $\rho_{dmin}=1.354\text{g/cm}^3$ ）が用いられた。供試体寸法は高さ170mm、直径70mmの円筒形であり、供試体内の砂の堆積条件を全ての試験で統一するために7層のふるいを通して砂粒子を自由落下させる手法を用い、圧密後の相対密度が $Dr=80\%$ 程度になるように供試体を作成した。そして CO_2 、脱気水および196kPaの大きさのバックプレッシャーを供試体内に供給して飽和し、所定の初期圧密圧力で等方圧密した後に繰返し载荷およびせん断剛性率の測定を実施した。

本試験では、初期せん断応力が存在する条件下で繰

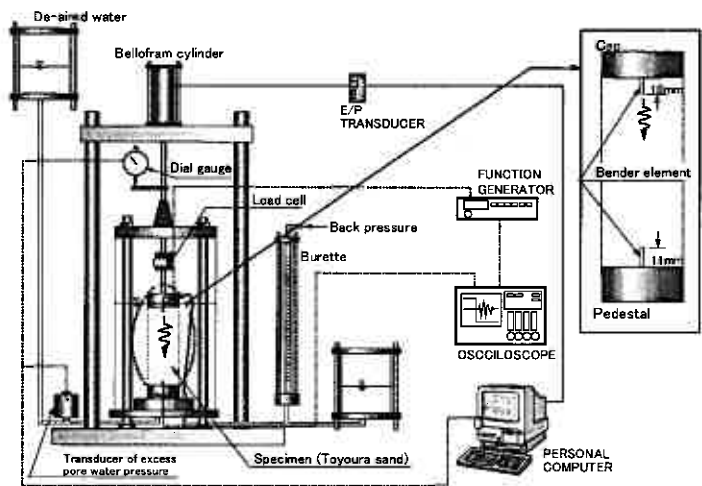


図-2 バンダーエレメント搭載型繰返し三軸試験機

返し拘束圧 σ_c が作用している供試体に与える縦軸方向の繰返し軸差応力 σ_d の振幅の中心を、**図-3**のように σ_{cen} として設定し、一定振幅 σ_{amp} すなわちここでは初期せん断応力 σ_{cen} の影響を評価するため $a=1+\sigma_{cen}/\sigma_c'$ (a 値と称する)を用いている(**図-3**)。これより $\sigma_{cen}=0$ ($a=1$)で通常の液状化強度を求める繰返し三軸試験と同じ条件となる。また $a>1.0$ で圧縮側の軸差応力が、 $a<1.0$ で伸張側の応力が卓越する条件となり、これにより初期せん断応力を想定した実験が可能となる。なお载荷振動数は、砂の液状化強度を求める非排水繰返し試験で一般的に使用される振動数の0.1Hzとしている。また通常の波浪作用時での海底支持地盤内の変形特性の変化に着目するために、一連の試験は排水条件で行っている。さらに繰返し軸差応力 σ_d の大きさは、豊浦砂の液状化強度⁹⁾より小さい値とした。

(2) せん断剛性率の測定方法

せん断剛性率を測定するためにベンダーエレメント(以下BEと称する)を使用している。**図-2**に示すように供試体の上端および下端にBEを挿入し、外部から電圧を与えるとBEが変形する特性を利用して供試体内に弾性波を発生させてせん断剛性率を測定している。なおBEの寸法は長さ10mm、幅10mm、厚さ1mmであり、供試体に挿入する際は砂の堆積構造が乱れないように留意している。

具体的には、接続されたファンクションジェネレーターから振動数500Hz程度の矩形波の電圧を上部発信側BEに与え、発生した弾性波を下部受信側BEが受取ることによりオシロスコープに出力される電圧の波形を読み取ることによって伝播時間を測定する。その後せん断剛性率を以下の式で求める。

$$G_{BE}, G_{BEi} = \rho_t \cdot V_s^2 = \rho_t \cdot \left(\frac{L}{T_t}\right)^2 \quad \dots(1)$$

ここで、 ρ_t : 供試体の湿潤密度、 V_s : 供試体内を伝播する弾性波速度、 L : せん断剛性率測定時のBE間の距離、 T_t : 弾性波の到達時間である。また载荷前の初期せん断剛性率を G_{BE} とし、繰返し载荷中のせん断剛性率を G_{BEi} としている。試験は载荷の繰返し回数が1000回に達するまで行い、200回毎にせん断剛性率の測定を実施している。

(3) 試験結果と考察

図-4は試験中に測定された供試体の軸ひずみ ε_a 、体積ひずみ ε_v と N_c の関係を示している。ここで、供試体の体積ひずみは三軸試験機の排水経路に接続されているデュレットにより水位を読み取ることによって得ている。図より、供試体の圧縮側への軸ひずみが発生していることがわかる。一方、 $N_c=100$ までは体積ひずみが収縮を示しているが、 $N_c=400$ 以降では供試体の体積が膨張し始める挙動が見られた。これより、繰返し载荷が長期間継続する条件では、砂の体積が膨張し側方に流動する傾向を示すと考えられる。また、上記の初期せん断応力が圧縮側に発生していることを想定した試験において測定されたせん断剛性率の変化を調べるために、**図-5**ではBEで測定された G_{BEi} を G_{BE} で正規化したせん断剛性率比 G_{BEi}/G_{BE} と N_c の関係を示している。図より、 N_c の増加に伴ってせん断剛性率比が徐々に低下する様相が見られる。また $N_c=1000$ においてもせん断剛性率比の低下挙動に収束する傾向は見られなかった。これより载荷条件にもよるが、排水条件下においても小さな応力振幅による繰返し载荷によって、砂のせん断剛性率が低下することが実験的に示されている。

図-6は、 a 値を種々設定して実施した試験の $N_c=1000$ でのせん断剛性率比を示しているが、今回の試験では全ての a 値においてせん断剛性率比が1.0より小さくなっている。以上の結果から、排水条件下で初期せん断応力が存在する

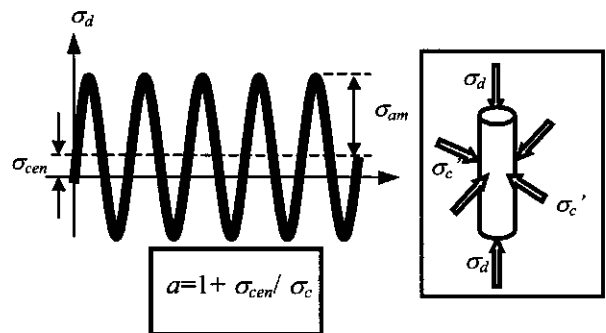


図-3 繰返し三軸試験での载荷方法およびa値について

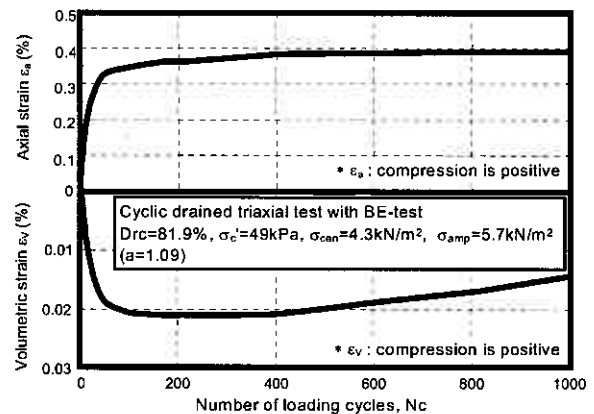


図-4 軸ひずみと体積ひずみの変化挙動

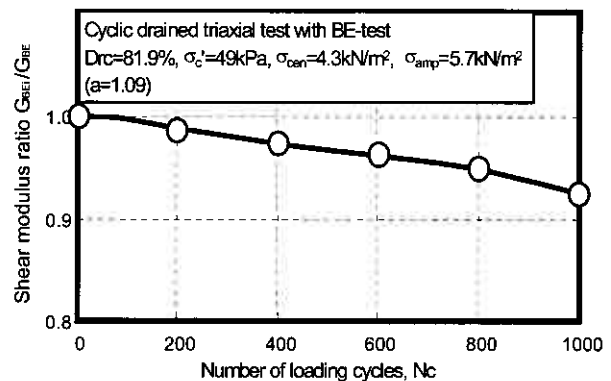


図-5 せん断剛性率比の変化挙動

場合では、砂供試体のダイレイタンスーの影響によって剛性低下傾向が誘発されると考えられる。この事実は、波浪を受ける構造物下部地盤内においても同様なせん断剛性率の低下が誘発されることを示唆している。したがって支持地盤の変形挙動を合理的に評価するためには、以上のような载荷条件下における砂の力学特性を反映させることが有効であると考えられる。

3. 砂の変形特性の変化を考慮した解析法

本研究では波を繰返し受ける海洋構造物・地盤系の安定性を評価するために、地盤のせん断剛性率を载荷の繰返し回数の変化に対応して設定する手法を用いて一連の変形解析を行った。解析の手順は以下のである。①構造物および地盤の自重による応力状態を調べる。②所定の波力が载荷された状態での地盤内の応力状態を算出する。③上記の手順により地盤内に生じる初期せん断応力と繰返しせん断応力の振幅を評価し、地盤のせん断剛性率の低下率を設定する。以上手順①～③により、初期せん断応力下における支持地盤内のせん断剛性率の変化挙動を今回の解析において再現している。図-7 は本解析法のフローチャートを示している。この手順に従い、波力の载荷-除荷の1サイクル毎に地盤のせん断剛性率を変化させる弾塑性有限要素解析を所定の繰返し回数に達するまで進める。ここでは、波力を繰返し受ける構造物・地盤系の変形をできるだけ簡易な解析で調べるために、モール・クーロンの弾塑性モデルによる静的弾塑性解析で評価しているが、繰返し载荷による強度定数(せん断抵抗角 ϕ)の変化は設定していない。なお砂のせん断剛性率の変化は、要素試験により得られた結果(図-6 参照)に基づいて設定している。

(1) 試験結果との比較

ここで解析結果を検証するための比較対象とした模型試験(CALと称する)¹⁰⁾の結果について説明する。波浪場のような外力条件では、構造物が規則的に振動しロックすると考えられる。このような構造物・地盤間の相互作用による変形特性を把握するために行われた模型試験である。写真-1 に示すように、構造物に取り付けられた二つのロッドにより構造物を振動させることで繰返し载荷を受ける構造物-地盤系の変形特性を調べている。この試験により、構造物が左右に振動するような運動を呈する場合は、構造物の沈下が収束しにくい傾向にあることが指摘されている¹⁰⁾。このことからロックする構造物・地盤系の変形挙動を解析により予測できることを示すことは有効であると考えられる。なお地盤は $Dr=80\%$ の豊浦砂を用いており、今回は鉛直荷重を構造物の底面積で除した応力 σ_v が 19.13kPa、26.43kPaの結果を採用している。

まず上記の手順①～③にそって模型試験での载荷条件下における a 値の地盤内分布図を求める(図-8)。図-9 に対象とした模型試験に関するメッシュを示している。ここで a 値の地盤内の分布状況に対応させることから $a>1.2$ 、 $0.8<a<1.2$ の2つの領域を指定した。ここで a 値の地盤内の分布状況に対応させることから $a>1.2$ 、 $0.8<a<1.2$ の2つの領域を指定した。ここで地盤のせん断剛性率の低下割合は図-6 に基づき、 $N_c=500$ までにそれぞれ 95%および 97%まで低下すると設定した。

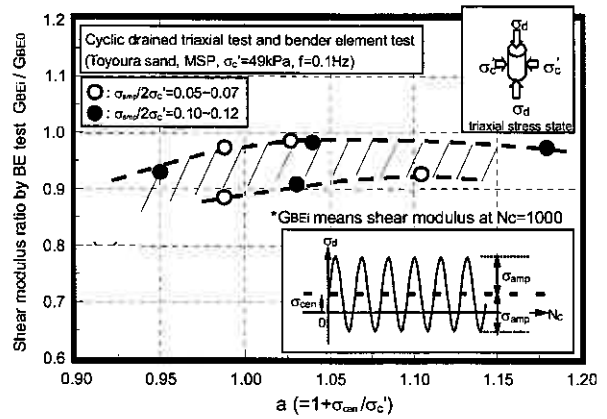


図-6 せん断剛性率比と a 値

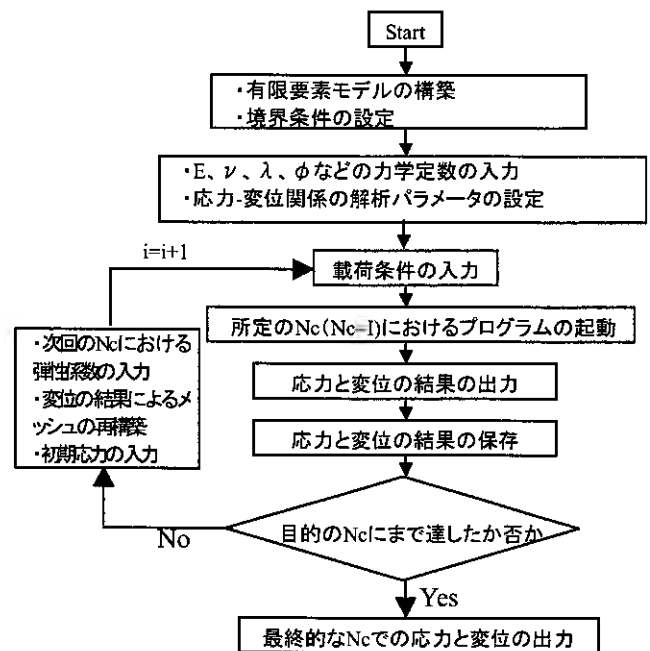


図-7 解析フローチャート

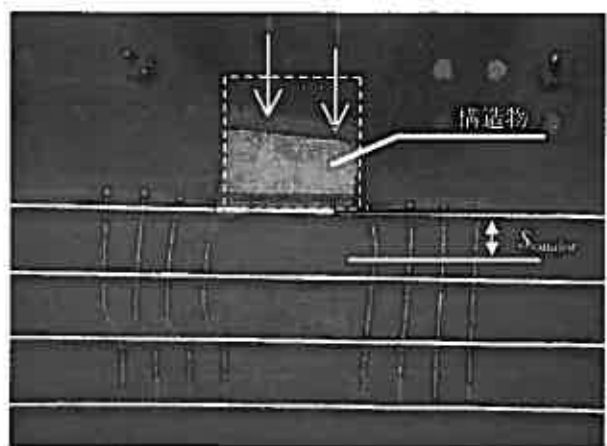


写真-1 2次元平面ひずみ模型土槽による試験

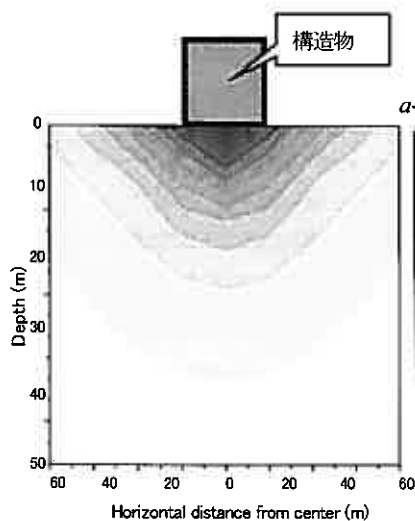


図-8 地盤内 a 値分布図

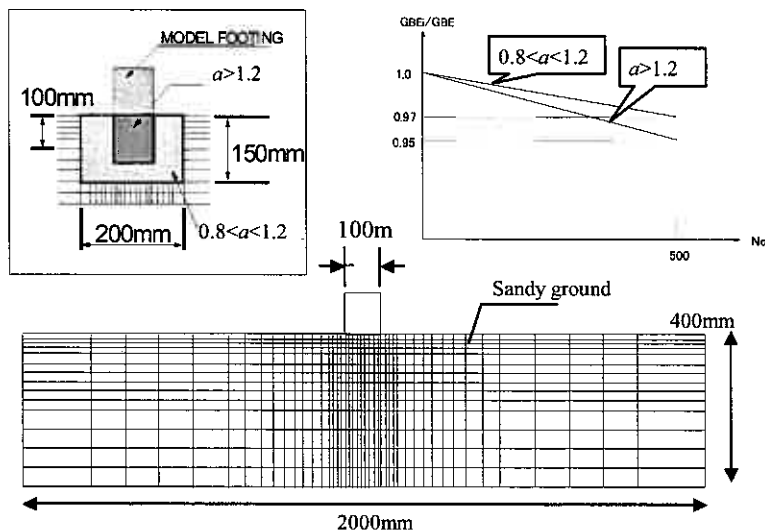


図-9 模型試験に関する有限要素メッシュ

図-10 は構造物の沈下量 S_{vmajor} (写真-1 参照) と N_c との関係を実験結果と本解析結果とで比較している。図より、荷重初期段階では解析結果が実測値を若干過大評価する傾向にあるが、 $N_c=100$ 以降では両者の一致度が高いことが確認できる。

このように地盤内の応力状態を a 値によってせん断剛性率の変化を反映した本解析法は、基本的な繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の変形挙動を合理的に評価できることが示された。次に、波力を受ける海洋構造物・地盤系の変形評価に対する本解析法の適用性を検討する。

(2) 防波堤断面を想定した解析

図-11 は、対象とした防波堤断面に関するメッシュの一例を示している。高さ 19.0m のケーソン(ここでは無筋コンクリート)下部にマウンドが敷設された海洋構造物・地盤系を研究対象としている。マウンド下部は相対密度 $Dr=80\%$ の豊浦砂による砂地盤と仮定し、せん断抵抗角 ϕ およびポアソン比 ν をそれぞれ 38° および 0.4 としている。また、作用する波力の算定には波の山と谷で波圧分布が異なる重複波に対するサンプル式を用いている。解析ではケーソンの幅を 16.25m、32.5m、48.75m の 3 パターンに設定した。

図-12 は高さ 19.0m、幅 32.5m のケーソンに波高 1.0m の波力が作用する場合の解析を実施する際の a 値の地盤内の分布状況を示している。図よりケーソン直下およびマウンド端部において繰返し応力が顕著に伝達していることが見られる。この結果と前述した要素試験結果 (図-6 参照) に基づき、構造物およびマウンドの自重によるせん断応力と波力によって地盤内に発生する繰返しせん断応力振幅の大きさとの関係から、ケーソン下部およびマウンド端部において、せん断剛性率が顕著に低下するように設定している。具体的には、 $a > 1.2$ 、 $0.8 < a < 1.2$ の 2 つの領域を設定しせん断剛性率の低下割合を入力することで繰返し静的弾塑性解析を進めた。特に岸側の地盤内に波力による応力伝播が顕著であり、繰返し荷重による地盤のせん断剛性率の低下が顕著である様相を再現した。このような設定の下で海洋構造物・地盤系の変形挙動評価を試みる。

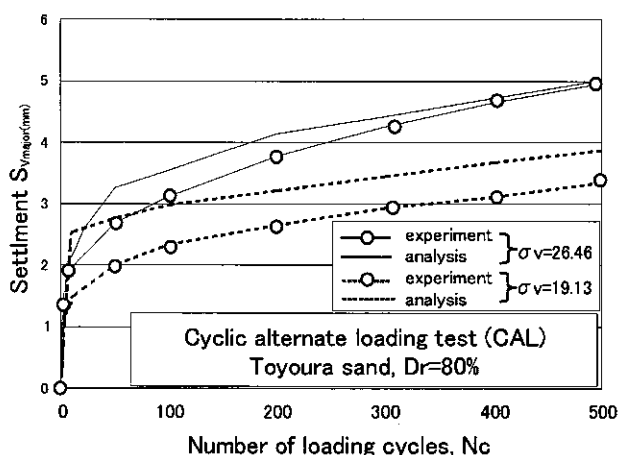


図-10 構造物の沈下挙動に関する解析結果

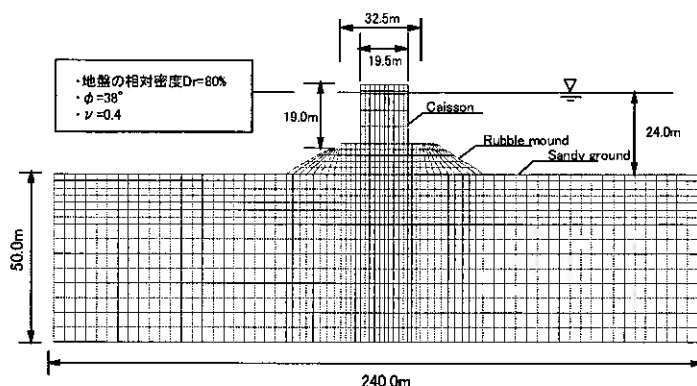


図-11 防波堤断面に関する有限要素メッシュ

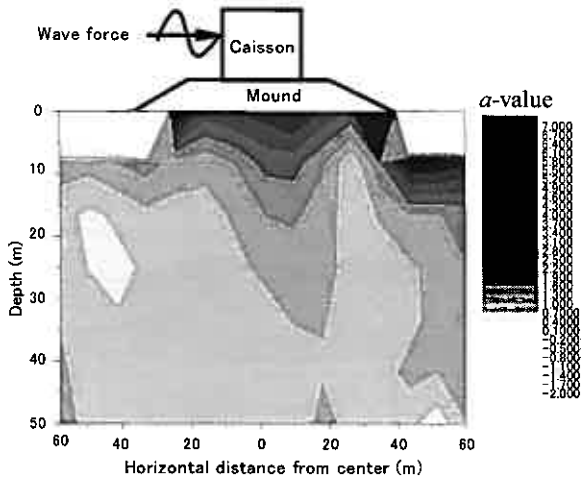


図-12 地盤内 α 値分布図

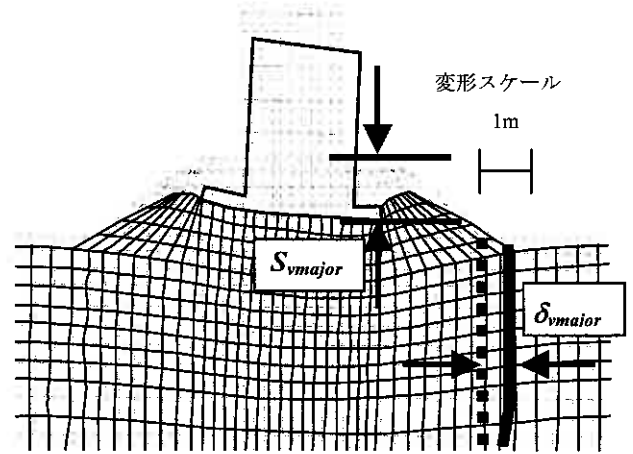


図-13 変形状況 (波高 2.0m)

(3) 結果と考察

図-13は防波堤(高さ 19.0m、幅 32.5m)を対象とした解析で得られた変形状況を示している。図では、波高 $H=2.0\text{m}$ の波がケーソンに 500 回載荷した場合の変位量を 5 倍に拡大表示している。これより構造物の沈下が生じると同時にマウンドの変形が顕著であること、マウンド下部の砂地盤の側方変形が発生していることが確認できる。したがって、海洋構造物の沈下による構造物・地盤系の安定性を評価するためには、マウンド下部の側方変位量を詳細に調べるのが有効なことが示唆される。

本解析から得られた構造物の沈下挙動を調べるために、図-14は $N_c=500$ 時の構造物沈下量 S_{vmajor} と構造物幅の関係を示している。ここでは、ケーソン底部の沈下量の内の最大値を S_{vmajor} として評価に用いている (図-13 参照)。図中には、ケーソン幅と波高を変えた解析結果を表示している。ここで基準のケーソン幅を $B_0 (=32.5\text{m})$ とし、ケーソンの幅を B_0 で正規化している。また波高 H は 0.5、1.0 および 2.0m に設定した。図から、波高 $H=1.0\text{m}$ 以下ではケーソン幅が小さくなるにつれて沈下量が減少していることがわかる。これはケーソンの自重が軽くなるため沈下量が発生しにくいことが原因と考えられる。一方、波高 $H=2.0\text{m}$ ではいずれのケーソン幅においても、波高が 1.0m および 0.5m のケースに比べて沈下が大きく出力されている。この理由として、構造物に対する波圧の作用点がケーソンの重心を上回ったことが考えられる。このように構造物の沈下量は、作用する波力とケーソン構造物の形状の関係に注意する必要があるといえる。

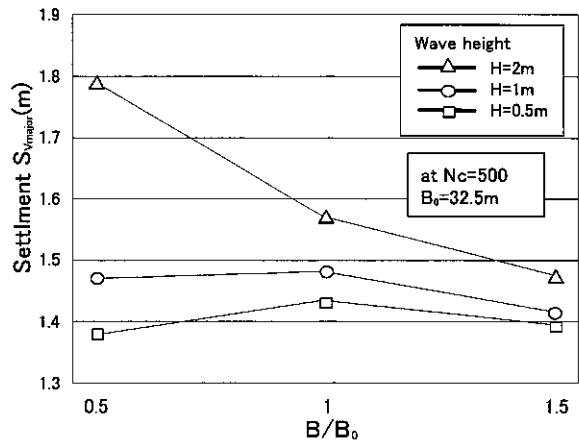


図-14 $S_{vmajor}-B/B_0$ 関係

次に、本解析による地盤内側方変位 δ_{major} の算出結果を図-15に示している。ここで δ_{major} はマウンド端部の断面の側方変位量の最大値である (図-13 参照)。これより、波高の大きさの違いに関わらず、ケーソン幅が増加するにつれて δ_{major} が大きく発生していることがわかる。このことは、波力のような複雑な条件下にある構造物・地盤系の安定性を、地盤内の側方変位量を調べることで簡易に評価できることを示唆している。

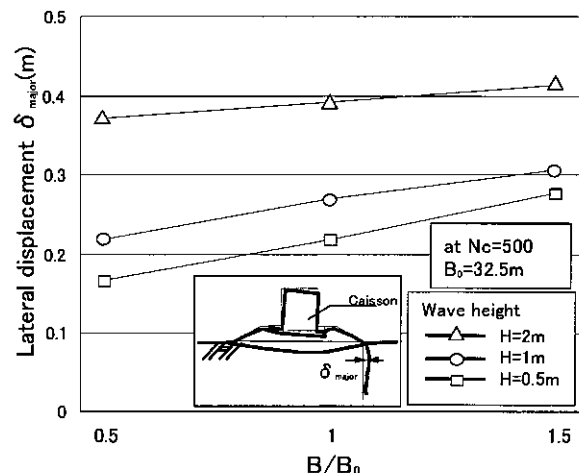


図-15 $\delta_{major}-B/B_0$ 関係

次に、波力の作用によってケーソン・地盤系に生じる変形の様相を詳しく調べるために、図-16は、解析で得られた変形図を基に、マウンドおよび支持地盤内の側方変形が顕著であった箇所を曲線で示した図である。ここで図-16(a)は $B/B_0=1.0$ 、波力の載荷が 500 回時の地盤内の変形を示している。なお変形の状況を明確にするために、水平方向の変位量を 20 倍に拡大表示している。図より、波高が

0.5m のときは波力よりも自重による影響が優り、フーチング下のランキン帯に沿った様相を呈している。対して $H=1.0\text{m}$ 以降は波高が高くなることで水平方向への載荷が卓越し、ケーソンの滑動が発生することで地盤内の側方変位がより地表面に接近していく傾向が確認できる。

図-16(b)では $B/B_0=0.5, 1.0, 1.5$ のそれぞれの波高に対しての側方に変位が顕著であった箇所を曲線で示し、ケーソン幅と波高の違いによる地盤内側方変位の発生状況の相違について調べている。図より、どのケーソン幅においても波高が高くなることでより地表面に接近して側方流動が発生していることがわかる。これより、ケーソン幅および波高の違いによらず地盤内には確実に側方変位が発生することが確認される。このことは、支持地盤内の側方変位量と地表面からの深さの関係が、構造物・地盤系の安定性を評価するうえで一つの指標になることを示唆している。

4. 結論

一連の解析より以下の結論を得た。

- ・ ケーソンおよびマウンドの自重および波力による地盤内のせん断剛性率変化を考慮した簡易解析法は、防波堤・地盤系の変形挙動を良く説明する。
- ・ ケーソン幅が増加するにつれて、海底地盤内の側方変位の発生量は大きくなる。
- ・ ケーソンに作用する波力が異なると、地盤内側方変位量が顕著に発生する領域も変化する。

謝辞

本研究の実験において中野文裕君(北大大学院)の協力を得ました。期して深甚なる謝意を表します。

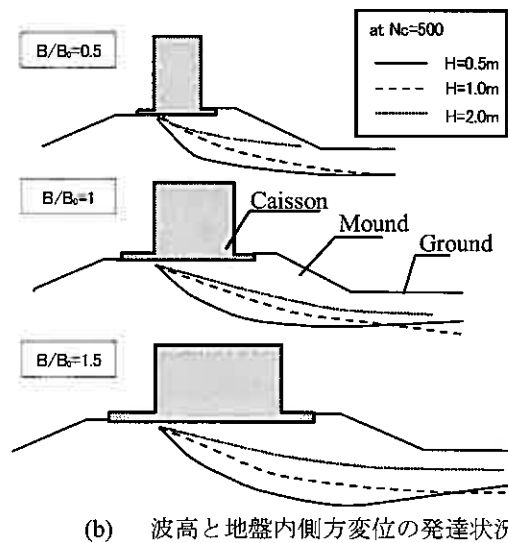
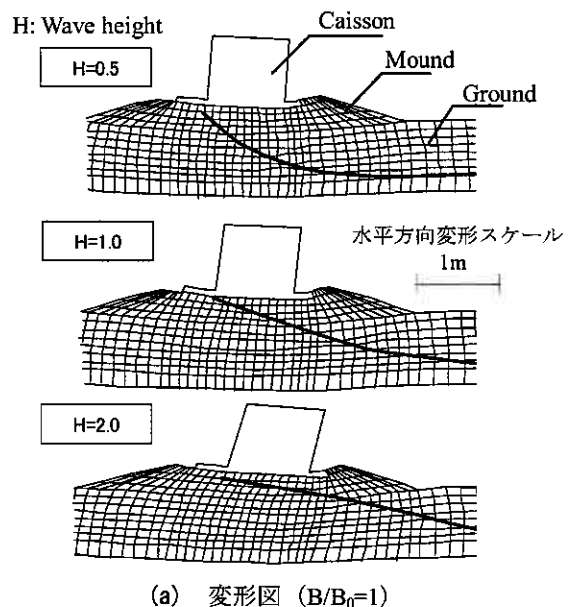


図-16 構造物下部の塑性変形発達状況

【参考文献】

- 1) 土田孝・梅沢信敏・山本泰治・石倉克真・浅沼丈夫・湯怡新：混成防波堤マウンドの期待変形量の計算法と適用例，海洋工学論文集，第48巻，pp901-905，2001.
- 2) 金夏永・関口秀雄：強振動による耐波構造物-地盤系の塑性変形，海洋工学論文集，第48巻，pp961-965，2001.
- 3) 妾間求・金洪進・柳青魯：台風0314号による釜山新港東防波堤の被災メカニズムと安定性について，海洋工学論文集，第53巻，pp851-855.
- 4) 善功企・梅原靖文：波浪による防波堤起訴地盤の液状化被災，地盤工学会.
- 5) 川村志麻・三浦清一・横浜勝司：波浪力を受ける海洋構造物支持地盤の異方性を考慮した側方流動変形の推定法に関する研究，海洋工学論文集，第48巻，土木学会，pp1011-1015，2001.
- 6) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説
- 7) 横浜勝司・三浦清一・川村志麻・呉哲浩：繰返し波浪荷重を受ける海洋構造物・地盤系の側方流動変形に関する解析，海洋工学論文集，第52巻，pp841-845，2005.
- 8) M.A Mequid and R.K Rowe：Stability of D-shaped tunnels in a Mohr-Coulomb material under anisotropic stress conditions, Can.Geotech.J 43, pp273-281, 2006.
- 9) 三浦清一（飽和砂の非排水繰返し三軸試験方法に関する研究委員会（1988））：土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会，pp.1-35.
- 10) 宮浦征宏・三浦清一・川村志麻・横浜勝司（2001）：載荷条件の相違による砂地盤の支持力-変形挙動の変化とその評価，土木学会論文集，No.673 / III-54, pp.121-131.

遠心場における降雨再現実験での間隙水圧の挙動

北海道大学大学院○学生会員 笠間太樹
北海道大学工学部 学生会員 金子広明
北海道大学大学院 正 会 員 田中洋行
北海道大学大学院 正 会 員 工 藤 豊

1.はじめに

近年、異常気象による豪雨が多発し、それに伴い多数の斜面崩壊災害が起こっている。豪雨による斜面崩壊は、斜面表層を流れる水が溝となり周囲を洗掘していくガリ浸食を除いて、雨水が斜面内に浸透することで発生する。この崩壊メカニズムは大まかに分けて2種類に分類され、①風化境界面などの透水性の低い不連続面上に地下水面（浸潤面）が形成され、間隙水圧が発生して崩壊に至るもの、②降雨浸透によってサクシオンが低下し、見掛けの粘着力が小さくなって斜面崩壊が発生するもの、とが考えられる。①の飽和状態で発生する斜面崩壊のメカニズムについては、これまで数々の研究が行われ、解析法も確立されているが、②の不飽和状態で発生する斜面崩壊についてはまだ研究不足であり、有効な解析法も確立されていないのが現状である。

そこで本研究では、コストと時間のかかる大規模な実大実験の代わりに、遠心模型実験装置を用いた縮小模型において豪雨時の不飽和地盤を再現し、その斜面崩壊のメカニズムを明らかにした。小規模な模型地盤を用いた遠心模型実験が適用可能であることを実証できれば、この実験方法は豪雨時の斜面崩壊メカニズム解明に大きく貢献できる。このためには、遠心力場において間隙水圧計を用いて間隙水圧、もしくはサクシオンを計測し、降雨強度と降雨時間、遠心加速度などとの相関関係を調べ、遠心模型実験に必要な相似則の確立が必要不可欠となる。

2.実験概要

本研究は昨年度からの継続実験であり、昨年度の研究報告は阿部、他¹⁾によって報告済みである。昨年度は豊浦標準砂 ($\rho_s=2.62\text{g/cm}^3$) のみを使って飽和度 50%の不飽和地盤を作製し、平面地盤、斜面地盤に対して散水実験を行った。しかし、サクシオンの計測はできなかったため、本研究では、模型地盤の透水性を下げる目的で豊浦標準砂に笠岡粘土 ($\rho_s=2.77\text{g/cm}^3$) を混入させたものを使用して実験を行っている。

不飽和土の透水係数を厳密に知るためにはサクシオンをコントロールして不飽和透水試験を行わなければならないが、本実験では通常の透水試験を利用した簡略な方法で透水係数を求めた。その結果によると、豊浦砂 100%の地盤に比べ、粘土分を 2.5%増やしていくごとに透水係数がおおよそ 10^{-1}cm/s ずつ下がっていくことがわかった。試験に用いた供試体は事前に締め固め試験を行い、得られた締め固め曲線から飽和度 50%になるように含水比を調整して供試体を作製した。

実験は、粘土分を 5%および 7.5%含んだ試料を用いて平面地盤実験を、粘土分を 5%含んだ試料を用いて斜面地盤実験を行った。平面地盤実験では、間隙水圧計を所定の深さに設置して、高さ 20cm まで試料を締め固めて模型地盤を作製した。模型地盤完成後、所定の遠心加速度を間隙水圧の値が安定するまで載荷し、安定した後、散水実験を行った。斜面実験では、平面地盤と同様に高さ 20cm まで試料を締め固めた後、斜面を削り出すことで模型地盤を作製した。斜面地盤の寸法は、昨年度¹⁾と同様の斜面角度 45° 、斜面高さ 15cm で実験を行った。



図-1 遠心模型実験装置

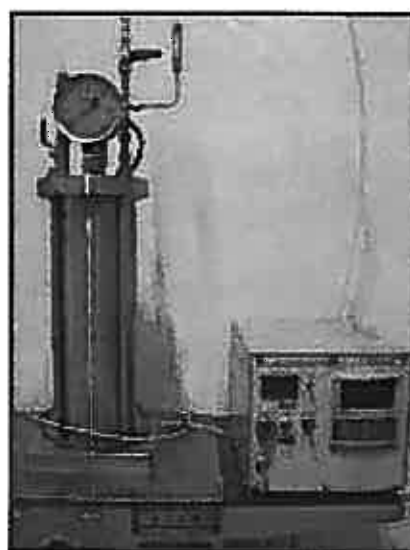


図-2 散水装置

Behavior of pore water pressure induced by rain-fall under centrifugal field

T.Kasama, H.Kaneko, H.Tanaka, Y.Kudo (Hokkaido Univ)

3. 実験装置

i) 遠心模型実験装置 (図-1)・・・実験に用いた装置の最大積載質量は 150kg, 有効回転半径は 1.5m, 最大回転半径における最大遠心加速度は 150G である。模型土槽前面には CCD カメラを 2 基設置しており, カメラの映像はスリッリングを介して, また間隙水圧計などの計測機器類のデータはワイヤレスデータロガーを用いて無線で, それぞれ制御室に伝送される。使用した模型土槽の大きさは, 高さ 40cm, 幅 45cm, 奥行き 20cm である。

ii) 散水装置 (図-2)・・・遠心模型実験装置内の模型土槽に水を送るための給水装置と, 水を霧状に散布できる散水バルブが合計 3 つ取り付けられた噴霧蓋, の 2 つからなる。噴霧蓋は模型土槽上部に固定し, 給水装置は遠心模型実験装置の外に設置してある。

4. 実験結果と考察

1. 平面地盤実験

<実験①(粘土分 5%)>

笠岡粘土 5%, 豊浦標準砂 95% で混合した試料 (含水比 13%, 飽和度 50%) を用いて, 高さ 20cm の模型地盤を作製し, 地盤底部から 5cm ごとに間隙水圧計を設置した。この地盤に対して, 遠心加速度 20G, 散水強度 200mm/h, 散水量 $2.5 \times 10^3 \text{cm}^3$ で散水実験を行った。散水開始からの間隙水圧の変化を図-3 に, 地下水位の変化を図-5 の左に示す。

深さ 20cm, 15cm, 10cm において間隙水圧が上昇し始めるタイミングがほぼ同時であったことは, 散水された水が層を作って一様な速度で地盤内を浸透していったことを示している。また, 深さ 10cm において散水前に -2kPa のサクションが計測された。地下水位の変化を見ると地下水面以下では静水圧分布に近い三角形分布が得られていることがわかる。

<実験②(粘土分 7.5%)>

笠岡粘土 7.5%, 豊浦標準砂 92.5% で混合した試料 (含水比 12.5%, 飽和度 50%) を用いて, 粘土分 5% の平面地盤実験とほぼ同様の実験を行った。実験条件が異なる点は, 間隙水圧計の設置間隔を 5cm から 2.5cm にしたこと, 散水量を 2.5L から 1.5L に減らしたことである。散水開始からの間隙水圧の変化を図-4 に, 地下水位の変化を図-5 の右に示す。

散水開始から, 深さ 20cm における間隙水圧が上昇するまでの時間 (グラフ内に "Lag" と表示) は, 粘土分 5% では約 70s であったのに対し, 粘土分 7.5% では約 120s であった。また散水開始からすぐに地盤表面に水が溜まっていたことが CCD カメラの映像から観察できたことから, この実験条件では透水係数が低く, 浸透に時間がかかることがわかる。

粘土分 5% と同様に, 散水前から地下水面以下にあった深さ 20cm, 15cm, 12.5cm では上昇のタイミングがほぼ同時であった。深さ 2.5cm において -6kPa , 深さ 7.5cm において -2kPa のサクションが計測され, 散水が開始されると徐々に正に転じていく, つまりサクションが消散していく様子が観察された。

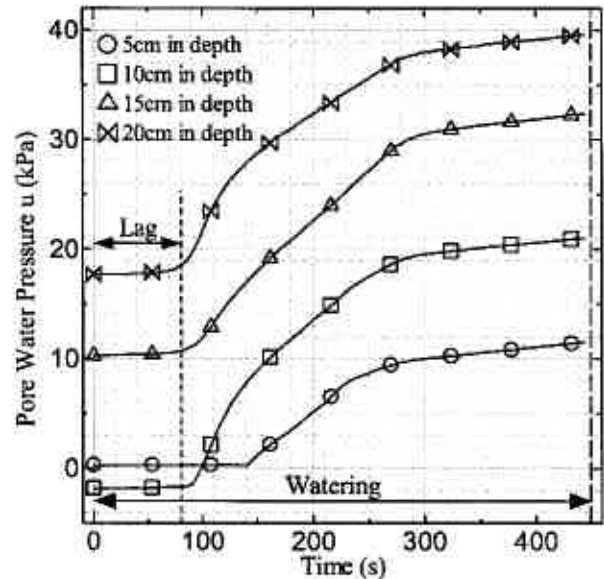


図-3 間隙水圧変化 (実験①)

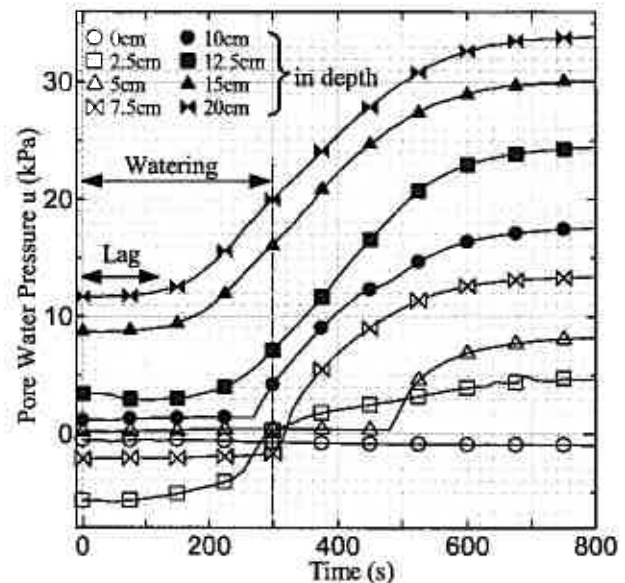


図-4 間隙水圧変化 (実験②)

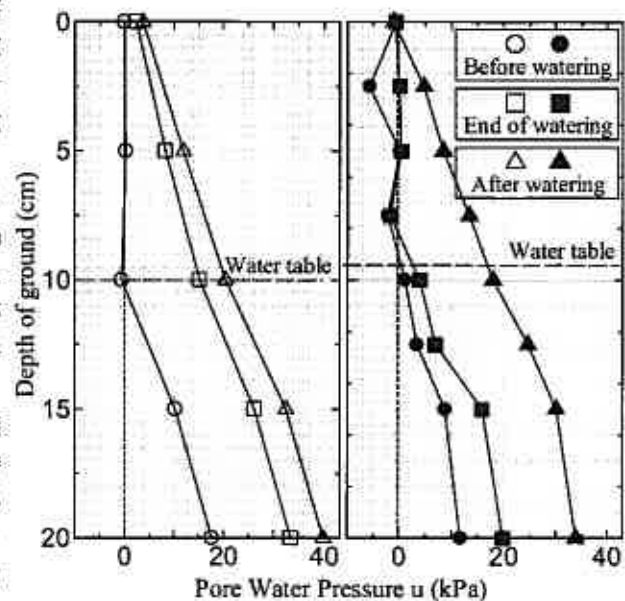


図-5 深さ方向の間隙水圧分布
(左: 実験① 右: 実験②)

II. 斜面地盤実験

平面地盤実験①で用いた粘土分 5% の試料で斜面高さ 15cm, 斜面角 45° の斜面地盤を作製し, 20G 場において散水強度 200mm/h, 散水量 1L で散水実験を行った。法尻部分に水が溜まるのが予想されたので, 法尻方向の土槽側面に排水口を設け (図-6 中 Drain Outlet), 土槽外部の排水槽に排水できるようにした。実験は間隙水圧計の設置位置を変えて計 2 回行い, 以後それぞれ実験①, 実験②とする。模型寸法と間隙水圧計の設置位置を図-6, 散水開始からの間隙水圧変化を図-7, 地下水水面以下の間隙水圧計の値から求めた地下水水位の変化を図-8, 実験後の地盤を 8 ブロックに分けて含水比の分布を表したものを図-9 に示す。

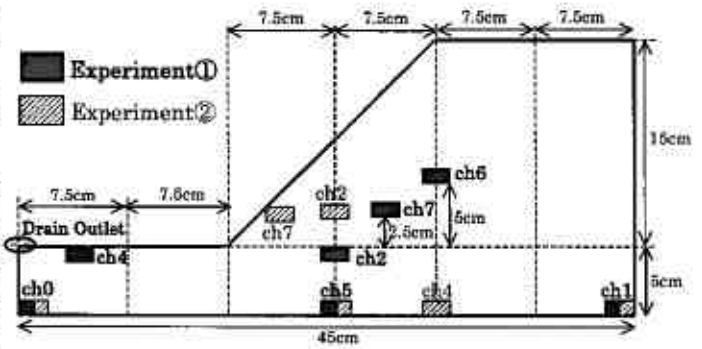


図-6 模型寸法と間隙水圧計設置位置

実験①で法尻表面に設置した ch4, 実験①, ②で排水口下部に設置した ch0 の値がほぼ変化しなかったことや, CCD カメラの映像から法尻部分に水は溜まっている様子は見られなかったことなどから, 排水は問題なく行われていることが確認できた。また, 間隙水圧計のうち, 実験①, ②で同じ位置に設置したものは ch0, ch1, ch5 である。これらを実験①と実験②で比較すると, 散水前と散水後に安定した時はほぼ同値であるが, 散水開始後の変化は実験②の方が早く反応し, また上昇速度も大きくなっている。同条件で供試体を作製したにもかかわらず, 散水時の間隙水圧の変化に差異が生じた原因は, 散水バルブの性能にあり, 一様に散水できなかったためと考えられる。

散水開始直前, 斜面部の地下水水位が最高点に達した時点 (実験①では散水開始から 320 秒後, 実験②では 270s 後), および散水が終了して地下水水位が下がって安定した時点の地下水水位の位置をプロットした (図-8)。実験①, 実験②ともに散水によって水位の上昇が続き, 散水終了後しばらくしてから最高点に達し, 徐々に水位が下がっていく (排水されていく) 傾向が見られた。また, 地下水水面が最終的に安定した位置は, 散水前の地下水水面の位置とほぼ一致した。

地下水水面の形状は, 散水前, 散水後安定した時 (図-8 中の \circ , \triangle) では凹曲線分布となっている。凹曲線状となるのは, 遠心加速度の大きさが回転軸からの距離によって異なるため, 回転の中心から見て円弧状になるからである。それに対して散水してから一時的に (\square), 斜面下部分では凸曲線状の地下水水面形状となっていることが分かる。これは地下水水面まで浸透した水が水平方向に移動する速度より, 鉛直方向に浸透する速度が速いためと思われる。

実験後の含水比分布を見てみると (図-9 参照), 地下水水面以下であったと思われる深さ 15~20cm の 3 ブロックでは 15~16% となった。この含水比から飽和度を求めると, 59~64% となり, 間隙中の空気が抜けずに残っていることが分かる。また, 地下水水面以上では含水比が 9~10% で, 飽和度になると 36~40% であった。

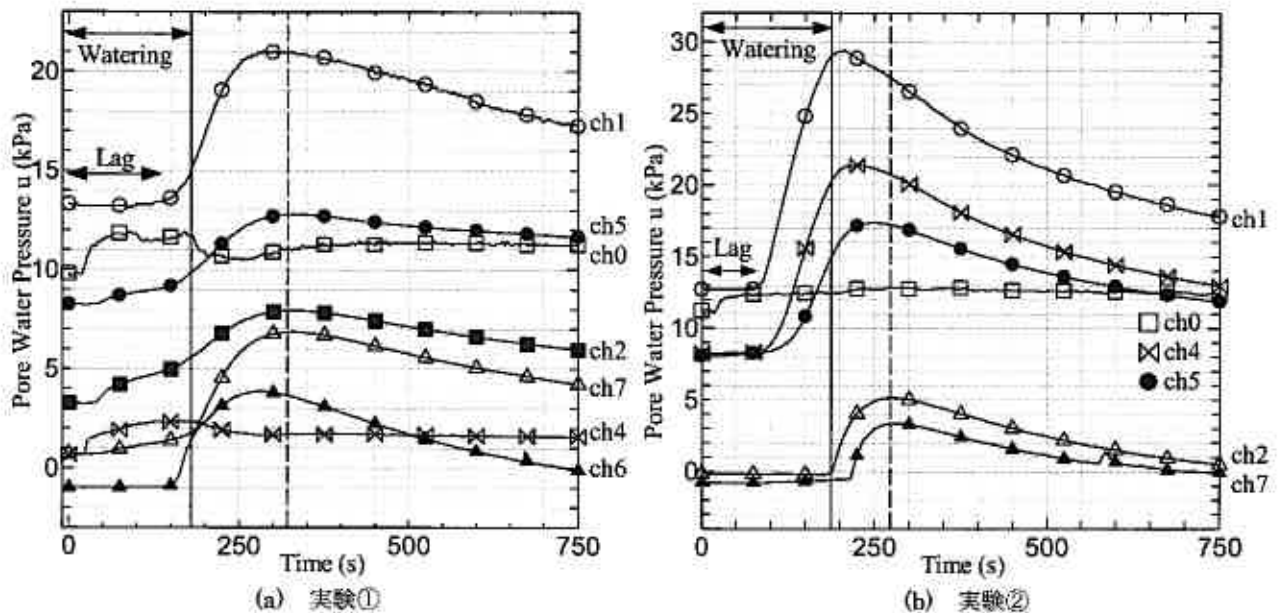


図-7 間隙水圧変化

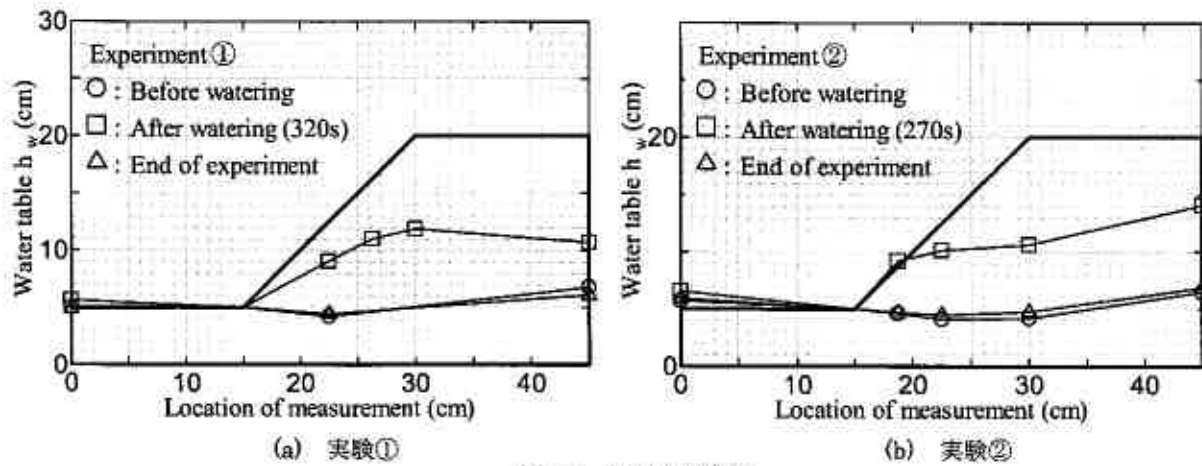


図-8 地下水面変化

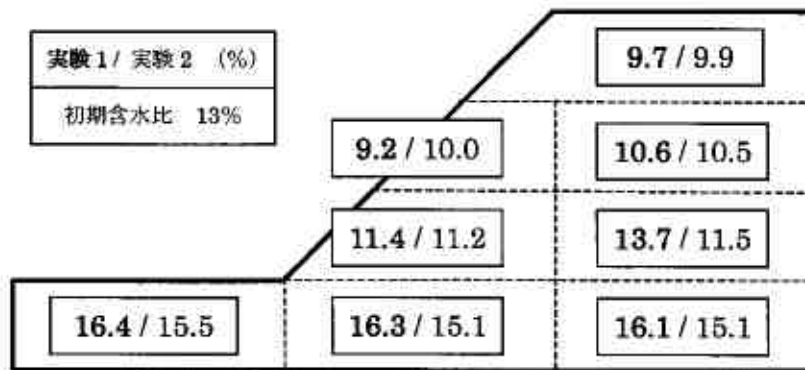


図-9 含水比変化

5. 結論

① 平面地盤実験の結果について

- ・ 地下水面以下では静水圧分布に近い三角形分布が、地下水面以上ではサクションが計測された。このサクションは散水によって消失することが確認された。
- ・ 粘土分5%よりも粘土分7.5%の実験の方が、サクションが大きく出ていることが分かる。すなわち地盤の透水係数が小さくなるにつれサクションは大きくなる。

② 斜面地盤実験の結果について

- ・ CCDカメラからの映像では地下水位の位置を把握することはできなかったが、間隙水圧計の値から、地下水位のおおよその位置を推定できることが分かった。
- ・ 地下水面形状は、安定している時は凹曲線状だが、散水中は凸曲線状になり、重力場での地下水面形状に近づく。
- ・ 地下水面以下にあった深さ15~20cmの含水比から飽和度を算出すると60%前後となり、散水を行っても間隙空気が上方向に抜けていないことが分かった。

《参考文献》

- 1) 阿部篤史, 他: 遠心場における不飽和地盤の挙動, 地盤工学会北海道支部年次技術報告集, 第46号, pp. 129-132, 2006

降雨による火山灰質土斜面の崩壊機構とその影響因子

室蘭工業大学工学部 正 会 員 川村 志麻
室蘭工業大学大学院 ○学生会員 井野 寿人
室蘭工業大学工学部 正 会 員 木幡 行宏

1. まえがき

近年、北海道では、1999年4月の融雪期に起こった道央自動車道黒松内地区の大規模な切土のり面崩壊や2003年台風10号による斜面崩壊・表層すべりなどの斜面災害が多発している。

北海道は国内の他地域に比べ、降雨履歴が少ないため、本州地域で見られる激しい雨や融雪期における多量の融雪水によって斜面災害が生じやすい自然環境にある。この降雨に起因する斜面崩壊では降雨量と斜面の不安定化とは密接な関係があると考えられていることから、現在の斜面防災対策では計測が容易である降雨量、主に連続雨量と時間雨量をパラメータとした予測法が採用されていることが多く、それゆえ、降雨による斜面崩壊を的確に予測しているとは言い難い状況にある^{1)~4)}。

降雨時の斜面崩壊は、降雨の浸透による土塊自重の増加、含水比の増加に伴う見かけの粘着力の減少、飽和領域における浸透力の増加によって発生するという考え方が一般的となっている^{5)・6)}。降雨時の斜面の安定性を的確に評価し、安定性評価法の信頼性を向上させるためには、降雨量の把握だけではなく、土中水の挙動を把握した総合的な検討が必要である。

過去の研究^{7)・8)}では、砂質土斜面の斜面崩壊機構を明らかにしており、その崩壊は表層すべり崩壊であること、また飽和度は崩壊直前にピークを示し、その時のせん断ひずみは降雨強度と斜面形状にかかわらず、4~6%発生することが明らかにされている。

本研究では、斜面傾斜角の変化、不透水層の有無及び地下水位の変化が、火山灰質土斜面の崩壊機構にどのような形で影響を及ぼしているかを一連の降雨模型実験によって調べている。その結果、崩壊に及ぼす影響因子相互関係と斜面崩壊に対する寄与度が明らかにされている。

2. 試験装置と模型斜面作製方法

本研究で用いた試験装置の全体図を図-1に示す。模型土槽の内寸法は幅2000mm、高さ700mm、奥行き600mmである。前面には厚さ20mmの強化ガラスが設置され、人工降雨に伴う斜面の変形挙動が観察できるようになっている。なお、本研究ではグリース塗布などによる土槽側面の摩擦除去は行っていない。

本研究で使用した試料は、火山性粗粒土に分類される支笏カルデラを噴出源（支笏第一テフラ（Spfa-1））とする柏原火山灰土（ $\rho_s=2.34 \text{ g/cm}^3$ 、 $\rho_{dmax}=0.553 \text{ g/cm}^3$ 、 $\rho_{dmin}=0.352 \text{ g/cm}^3$ 、 $\rho_{din-situ}=0.53 \text{ g/cm}^3$ 、 $D_{50}=1.25 \text{ mm}$ 、 $U_c=3.1$ 、 $F_{1.3}=1.3\%$ ）である。ここで言う最大および最小密度は、地盤工学会基準⁹⁾に基づいて求めたものである。したがって最大粒径などに試験法の適用範囲を越えているものがあることから、参考値とみなされるべきである。なお、柏原火山灰土の物理・力学特性は既往の研究¹¹⁾に詳しい。

本研究では、本試料の特徴でもある多孔質土粒子を1週間水浸し、あらかじめ土粒子内を飽和状態に近い状態にして試験に用いている。このような土粒子試料では、密度調整が困難であったため、ここでは斜面作製方法の違い（締固めの有無）として整理している。なお、本試験の模型斜面の密度範囲は、締固め無の場合では $\rho_d=0.39\sim0.47 \text{ g/cm}^3$ 、締固め有の場合では $\rho_d=0.44\sim0.49 \text{ g/cm}^3$ である。

以下に本研究の斜面作製手順を示す。

【斜面作製方法】

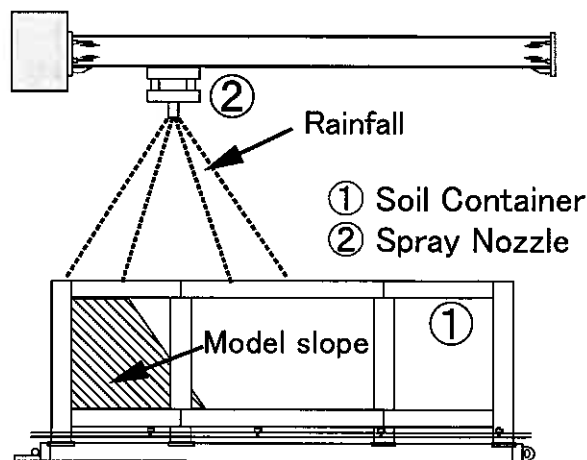


図-1 試験装置図

- ① 所定の模型斜面になるようにアルミサッシを設置し、試料を空中落下法により堆積させる。
 - ② 粒子破碎が起こらないように、ローラーで1層当たり(厚さ10cm)1回の締固めを行う。
 - ③ 所定の高さまで試料を堆積させ、その後、アルミサッシの上に鋭利な鉄板を滑らせながら、余分な試料を取除く。
- なお、締固めを行わないケースでは、①と③の方法により斜面を作製している。

模型斜面内の計測機器の設置位置を図-2に示す。本研究では、斜面崩壊機構を把握するためのパラメータとして、間隙水圧、飽和度、Particle Image Velocimetry (PIV)¹¹⁾ 解析によって算出される斜面内のせん断ひずみを用いている。間隙水圧および飽和度は、間隙水圧計 (pw1~pw7) と土壌水分計 (sm1~sm5) によって計測されている。また、各計器の設置位置は、斜面内の不透水層が存在する場合には土壌水分計、間隙水圧計は斜面から垂直方向に20, 100mmの位置に、また斜面内に地下水が存在する場合には、不透水層で設置した同位置の他に、模型斜面底部に配置している。

3. 試験ケースと試験方法および斜面崩壊の定義

3-1. 試験ケースと試験方法

実施した降雨実験は、①不透水層が斜面内に存在するケースと、②斜面内に地下水位が存在するケースである。①不透水層が斜面内に存在するケース (Case1~Case3) では、3種類の斜面角度 (45, 50, 55°), 2種類の降雨強度 (100, 60 mm/h), 斜面の締固め有無, 不透水層境界部の摩擦の違い (Smooth, Rough) による変化を調べている。②斜面内に地下水が存在するケース (Case4) では、2種類の降雨強度 (100, 60mm/h) と地下水位の影響を調べている (図-3と表-1参照)。試験方法は次の通りである。

- a) スプレーノズルの種類, 位置, 水圧, を変化させ、所定の降雨強度 (100, 60 mm/h) になるように調整する。
- b) 模型斜面作製後、図-1のスプレーノズルから水を噴射すると同時に、土壌水分計、間隙水圧計の測定を開始する。
- c) 斜面形状に明確な変位が現れるか、または40分間の降雨履歴を与えた後、実験を終了する。

なお、Case4では、斜面背面の給水槽に一定量の水位(約30cm)が貯留された時点から降雨実験をスタートさせている。開始直後、給水槽(図-3, Case4参照)から水を浸透させることにより、斜面内の地下水位を上昇させている。なお、この斜面内の水位変動は、給水槽の側面に開孔率0.04%(全開孔面積/全面積)の孔を空け、そこからの浸透によって与えている。この開孔率は、予備試験において浸透力により法先部の侵食やパイピング現象が起こらないように決定されたものである。本試験ではこのようなCase1からCase4までの試験が行われている。なお、降雨によって浸透した水は、底部に設置したポンプにより

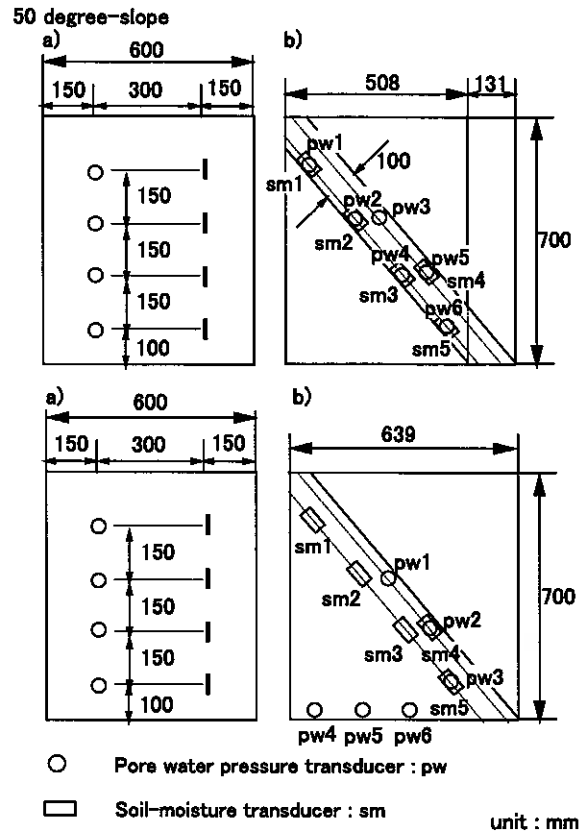


図-2 模型斜面の模式図と計器配置図 (上: 不透水層設置模型斜面, 下: 斜面内地下水有模型斜面, a: 側面図, b: 断面図)

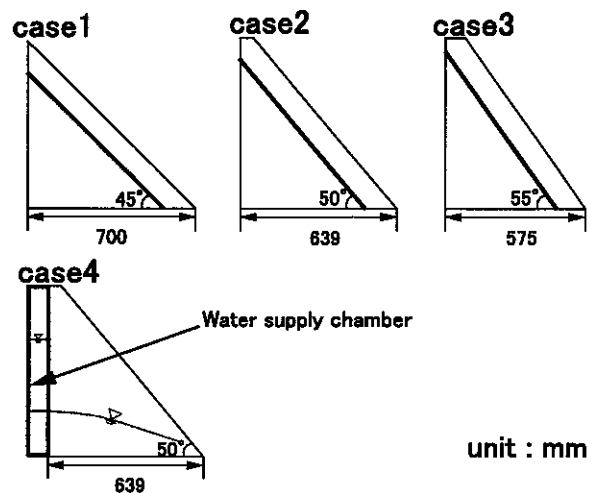


図-3 模型斜面の形状

表-1 実験ケース

	Case1	Case2	Case3	Case4
Slope condition	Impermeable layer			
Slope angle (°)	45	50	55	50
Rainfall intensity R (mm/h)	100, 60			100, 60
Construction method	Air pluviation, Air pluviation and tamping			Air pluviation
Base condition (impermeable layer)	Smooth, Rough			
Other condition				Groundwater level

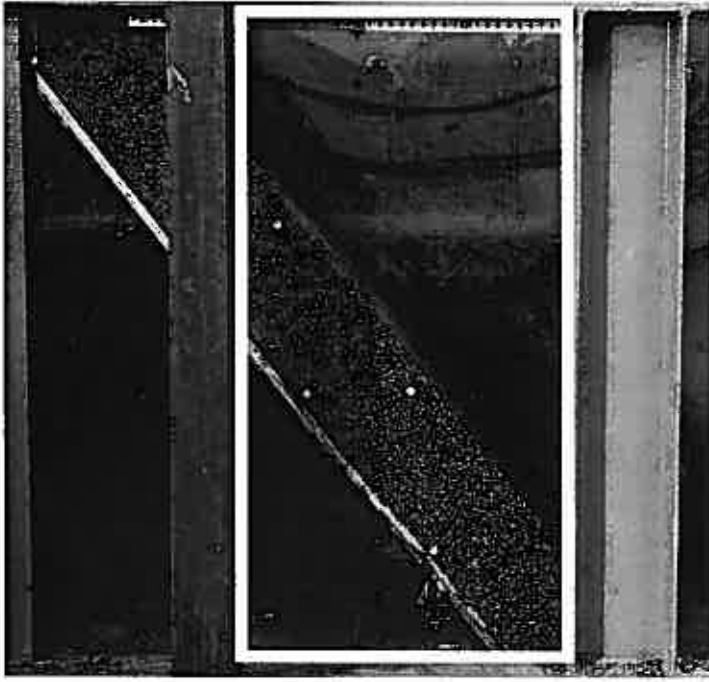


写真-1 せん断ひずみ解析画像

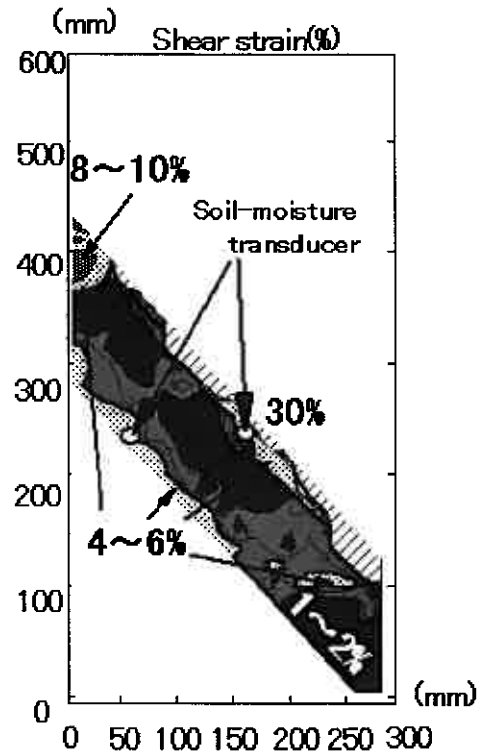


図-4 飽和度ピーク時のせん断ひずみ

排水している。

3-2. 斜面崩壊の定義

本研究における斜面崩壊の定義について説明する。過去の研究⁸⁾では、飽和度がピークに達した5~10秒後に斜面形状の変化が確認されている。この飽和度ピーク時点におけるせん断ひずみ分布とその対象部分の斜面状況(白枠部分)の一例を写真-1と図-4に示す。なお、せん断ひずみはPIV解析により求めている。図より、飽和度ピーク時では斜面表層部ではせん断ひずみが30%程度に達し、斜面全体にせん断ひずみが4~6%分布していることがわかる。崩壊時の挙動を定義することは困難であることから、本研究ではPIV解析により求めた斜面内のせん断ひずみが4~6%になった時点が斜面崩壊と定義し、これ以降の議論に用いている。

4. 結果と考察

4-1. 斜面内に不透水層が存在するケース

はじめに、斜面内に不透水層が存在するケースについて考察する。ここでは、特に以下に示す4影響因子(①降雨強度の相違による影響~④斜面傾斜角の違いによる影響)の崩壊に及ぼす貢献が調べられている(Case1~Case3)。本研究で使用した柏原火山灰土は、粒径が大きく粒子間の間隙が大きいため、Case1~Case3では降雨の浸透によって間隙水圧の変動が大きく、有意な結果は得られなかった。そのため、Case1~Case3では飽和度の挙動と各パラメータとの関連について調べている。表-2は、得られた一連の結果を試験条件と崩壊の有無ならびに崩壊時の降雨量によって整理したものである。崩壊したケースをF、崩壊しなかったケースをNとして表記している。なお、斜面傾斜角55°では、不透水層境界部の摩擦条件がRoughそして締固め有のケース以外では作製時に斜面が自立しなかったことから、ここでは斜面が崩壊に至ったケースについて検討している。

- ①降雨強度の相違による影響
- ②締固めの有無による影響
- ③不透水層境界部の摩擦の影響
- ④斜面傾斜角の違いによる影響

①降雨強度の相違による影響

試験ケースは、斜面傾斜角45°、締固め有、不透水層境界部の条件はSmoothである。図-5は降雨強度60mm/h、図-6は100mm/hにおける飽和度と降雨時間の関係を示したのものである。図-5より、斜面内の飽和度は、降雨開始後徐々

表-2 Case1~Case3における崩壊関係

Slope angle	55°							
Base condition (impermeable layer)	Smooth				Rough			
Construction method	Air pluviation		Air pluviation and tamping		Air pluviation		Air pluviation and tamping	
Rainfall intensity R (mm/h)	100 mm/h	60 mm/h	100 mm/h	60 mm/h	100 mm/h	60 mm/h	100 mm/h	60 mm/h
Amount of rainfall ($10 \times 6 \text{ mm}^3$)	-	-	-	-	-	-	1.945	1.11
Slope failure or not (F-N)							F	F

Slope angle	50°							
Base condition (impermeable layer)	Smooth				Rough			
Construction method	Air pluviation		Air pluviation and tamping		Air pluviation		Air pluviation and tamping	
Rainfall intensity R (mm/h)	100 mm/h	60 mm/h	100 mm/h	60 mm/h	100 mm/h	60 mm/h	100 mm/h	60 mm/h
Amount of rainfall ($10 \times 6 \text{ mm}^3$)	3.376	2.844	5.282	2.958	1.992	3.195	2.844	-
Slope failure or not (F-N)	F	F	F	F	F	F	F	N

Slope angle	45°							
Base condition (impermeable layer)	Smooth				Rough			
Construction method	Air pluviation		Air pluviation and tamping		Air pluviation		Air pluviation and tamping	
Rainfall intensity R (mm/h)	100 mm/h	60 mm/h	100 mm/h	60 mm/h	100 mm/h	60 mm/h	100 mm/h	60 mm/h
Amount of rainfall ($10 \times 6 \text{ mm}^3$)	3.5	2.345	2.858	2.625	-	-	-	-
Slope failure or not (F-N)	F	F	F	F	N	N	N	N

F : Failure
N : No failure

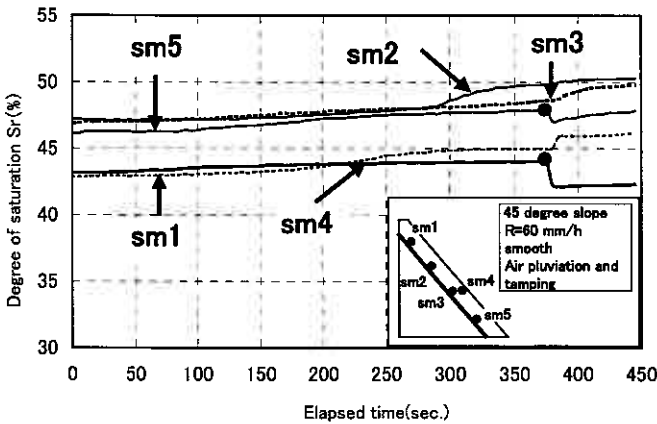


図-5 降雨強度 60mm/hにおける飽和度挙動

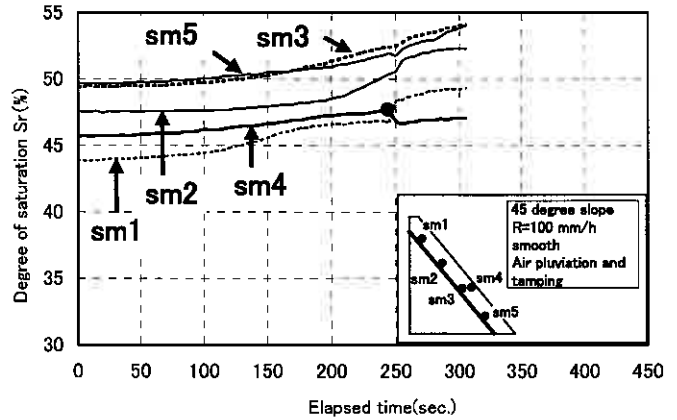


図-6 降雨強度 100mm/hにおける飽和度挙動

に上昇し、表層部 (sm4) と底部 (sm5) において降雨開始後 375 秒でピーク (図中●印) に達し、その後減少していることがわかる。

同様に、降雨強度 100mm/h の場合でも降雨開始後飽和度は徐々に上昇し、表層部 (sm4) の飽和度は 245 秒でピーク (図中●印) に達し、その後減少している (図-6 参照)。

降雨強度 60mm/h および 100mm/h の表層部の飽和度ピーク時 (降雨開始 245 秒後) における斜面内のせん断ひずみを図-7、図-8 に示す。図示のように、両ケースのせん断ひずみは、飽和度 (sm4) ピーク時に、計器設置位置周辺では 4~6%発生し、表層部では 30%に達している。55° 斜面の Smooth の場合では、斜面が自立しなかったため、比較することはできないが、50° 斜面の場合では、45° と同様、降雨強度の違いによる変形挙動に変化は確認されていない。このことから、崩壊に至るまでの時間に相違はあるものの、降雨強度の違いが斜面崩壊機構に及ぼす影響は小さいと推測される。

②締固めの有無による影響

図-9 は、1例として、斜面傾斜 50°、降雨強度 100mm/h、Rough 条件における締固めの有無による飽和度の発達状況の変化を示したものである。図より、締固めを行わない条件 (破線) は、締固めを行う条件 (実線) に比べて、早い段階で飽和度がピークに達していることがわかる (図中●印)。ここで、それぞれの挙動をより比較し易くするため、飽和度ピーク時前後の挙動を図-10 (締固め無) および図-11 (締固め有) に再整理した。飽和度 (sm4) は、降雨開始後緩やかに上昇し、締固め無では 187 秒でピークに達し (図-10 参照)、締固め有では 267 秒でピークに達している (図-11 参照)。他の位置における飽和度挙動についてもほぼ同様の挙動を示している。また表層部 (sm4) に注目してみると、

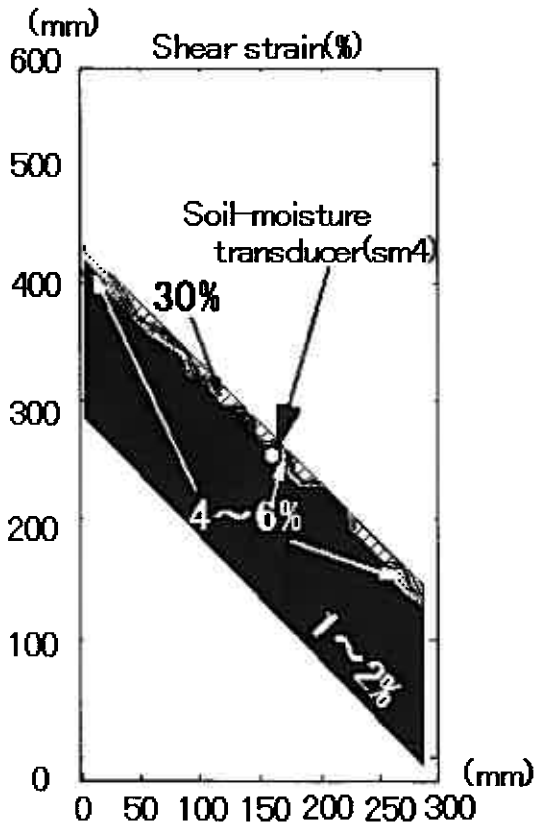


図-7 ピーク時の斜面内せん断ひずみ分布 (60mm/h)

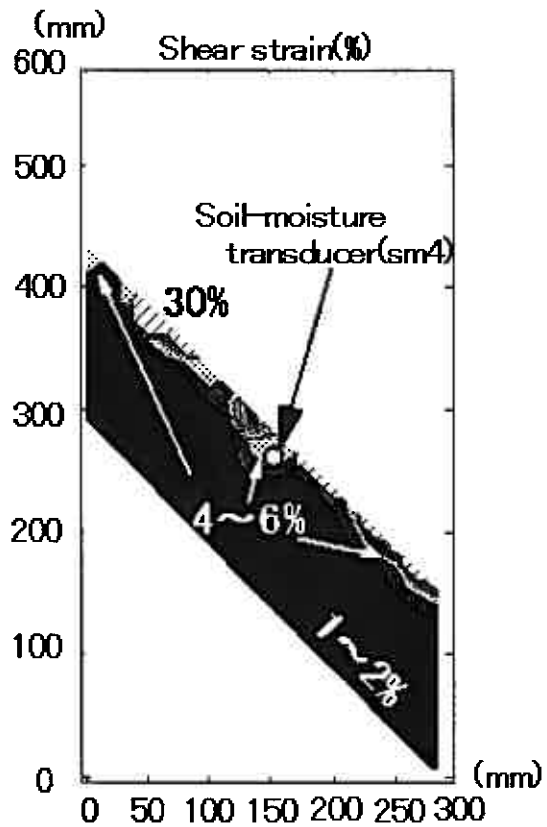


図-8 ピーク時の斜面内せん断ひずみ分布 (100mm/h)

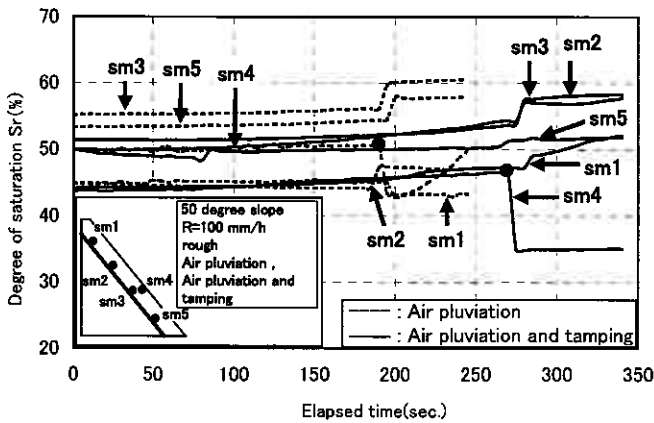


図-9 締固めの有無による飽和度挙動の比較

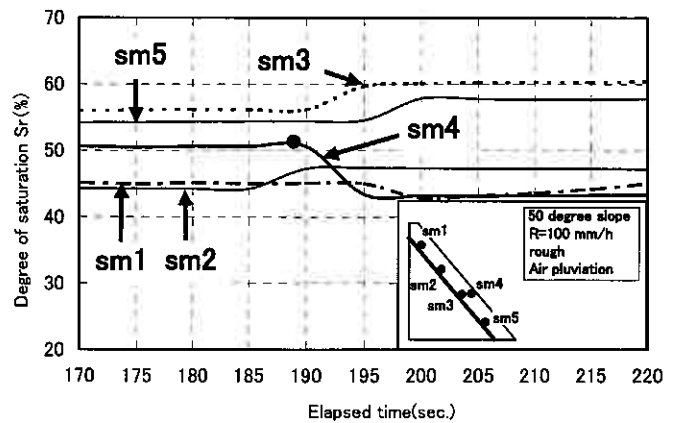


図-10 締固めを行わない場合の飽和度挙動

両ケースともに崩壊時に飽和度はピークに達し、その後減少している。この表層部では崩壊時のすべり線が発生する付近でもあり、そのことを考慮すれば、この挙動は崩壊の進行(すべり線の発生)に伴う地盤内のダイレイタンス挙動をよく説明したものであろう。なお、このことは崩壊に至った他のケースでも同様である。

以上のことから、崩壊に至るまでの時間に着目すると、締固め有無によって明確な違いが現れていることがわかる。これは締固めによって粒子の噛み合わせ(インターロッキング)がさらに強くなり、斜面内のせん断抵抗が増加したためと考えられる。

いずれにしても、本試験の範囲内では、崩壊に至るまでの時間に相違はあるものの、締固め有無が斜面崩壊機構に

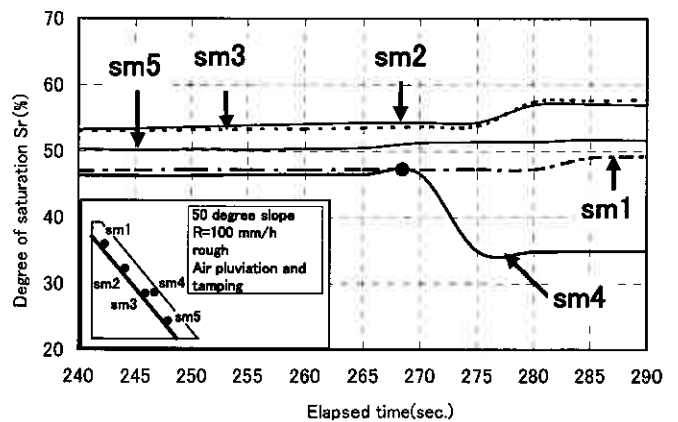


図-11 締固めを行った場合の飽和度挙動

及ぼす影響は小さいようである。

③不透水層境界部の摩擦の影響

本研究では、境界条件として、RoughとSmoothの2条件を採用している。Rough条件ではサンドペーパー（G120）を不透水層境界部に貼付けており、またSmoothの場合では滑らかなアクリル板を境界部に設置している。55°斜面では自立せず、45°では崩壊に至らなかったため、ここでは50°斜面を対象としている。

斜面傾斜50°、締固め無、降雨強度60mm/hの条件におけるRoughとSmoothの場合の飽和度挙動を、それぞれ図-12、図-13に示す。両図より、飽和度は降雨開始後上昇し、その後ピークに達していることが明らかである。このように、斜面崩壊前後の飽和度挙動は両者ともに同様の傾向が見られるため、不透水層境界部の摩擦の違いが飽和度挙動に与える影響は小さいと言える。

同条件におけるピーク時の斜面内のせん断ひずみを図-14および図-15に示す。Roughの場合では、表層部分ではせん断ひずみが4~6%発生している部分が多く、一部では30%になっているところもある（図-14参照）。一方、Smoothの場合では不透水層境界部付近でせん断ひずみが約8%となっており、Roughの場合よりも境界部でのひずみが比較的大きくなっていることがわかる（図-15参照）。これは他のケースでも同様であった。

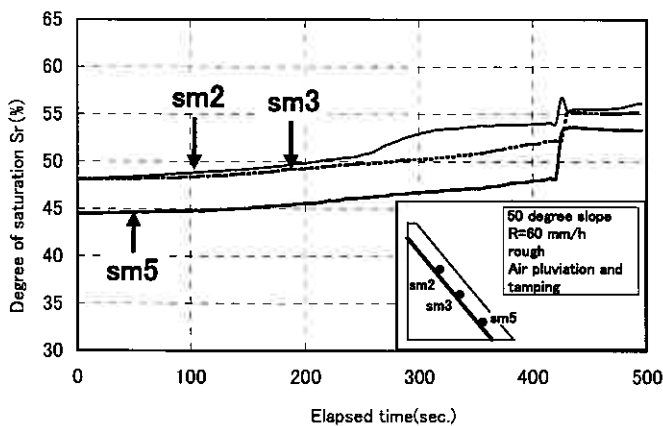


図-12 Roughの場合の飽和度挙動

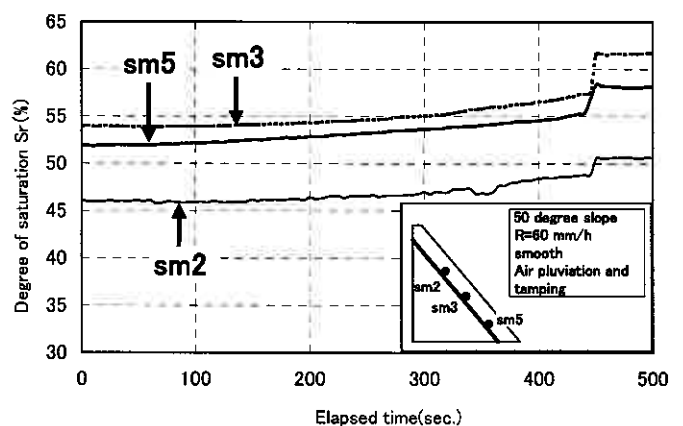


図-13 Smoothの場合の飽和度挙動

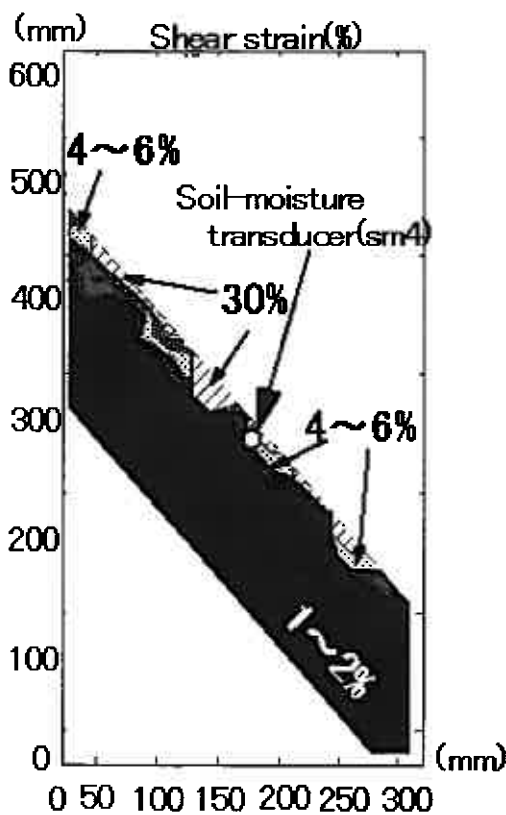


図-14 Rough・飽和度ピーク時のせん断ひずみ分布

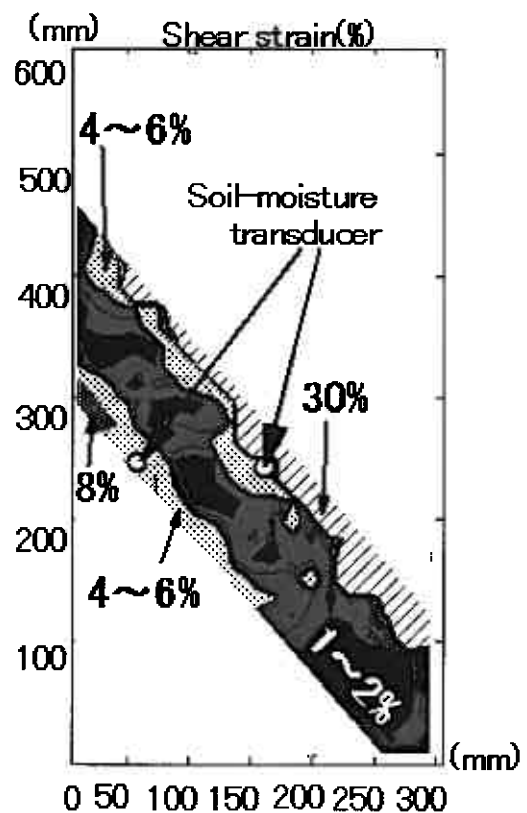


図-15 Smooth・飽和度ピーク時のせん断ひずみ分布

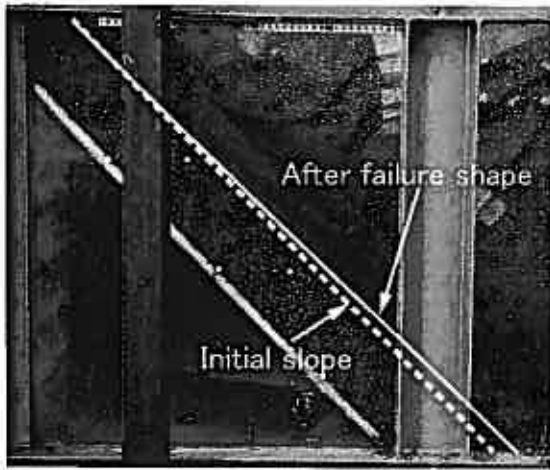


写真-2 45° 斜面における崩壊後の形状

以上のことから、不透水層境界部の摩擦の度合いの違いは斜面崩壊機構、特に変形特性に影響を及ぼしていることがわかる。

④斜面傾斜角の違いによる影響

写真-2と写真-3は、降雨強度 60mm/h、不透水層の形状 Smooth、締固め有の条件における斜面傾斜 45° および 50° の崩壊後の斜面形状を示したものである。ここでは、飽和度ピーク時のせん断ひずみに有意な差が確認できなかったことから、崩壊後の写真に基づいて、変形挙動を検討する。

両写真の比較より、崩壊領域の違いがあることが明らかである。特に、50° 斜面においては、崩壊にともなって天端部まで沈下している。一方、45° 斜面では崩壊規模は小さく、全体的に鉛直方向に圧縮されたような変形挙動・崩壊現象を示している。

この時の飽和度挙動を図-16に示す。斜面傾斜 45° では飽和度は 375 秒後に、斜面傾斜 50° では 463 秒でピークに達し、それぞれ崩壊している。ここで、斜面傾斜 45° の飽和度の減少幅が小さいのは、50° に比べて斜面の傾斜が緩やかなため、前述したように、ピーク後のすべり土塊の変形量が小さく、その差がダイレイタンス挙動に影響したためと考えられる。なお、55° 斜面では 50° と同様の飽和度挙動を示し、変形パターンも同様であった。

図-17は、本研究で得られた斜面 45~55° までの斜面角度と崩壊までの総雨量との関係を示したものである。なお、斜面作製時に斜面が自立せず、崩壊したケースについては総雨量を 0 としてプロットしている。図より、多少のばらつきはあるものの、斜面傾斜角が高くなるにつれ、崩壊までの総雨量が減少する傾向にあることがわかる。

以上のことから、斜面傾斜角は斜面内の変形特性および崩壊規模に影響を及ぼすことが指摘される。また、斜面傾斜角と総雨量との関係には一義的な関係が存在していることが明らかにされた。

次に、前述した結果の 4 つの影響因子と表-2に基づいて、各パラメータを比較を行う。はじめに斜面角について比較すると、

- ① 55° 斜面では、Rough の締固め有のケース以外はすべて自立せず、しかし、実施したケースはすべて崩壊した(崩

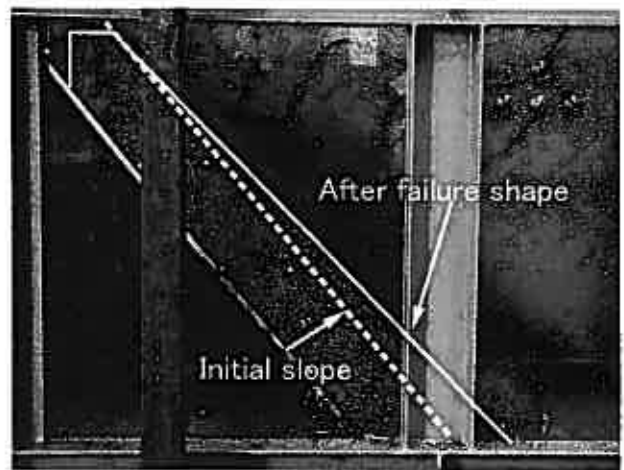


写真-3 50° 斜面における崩壊後の形状

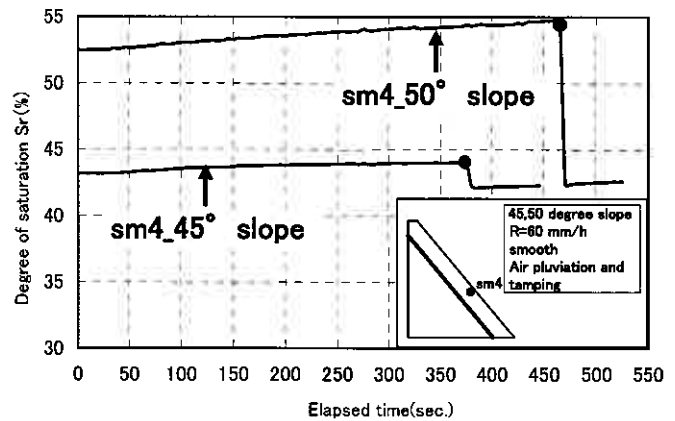


図-16 45, 50° 斜面表層部の飽和度挙動

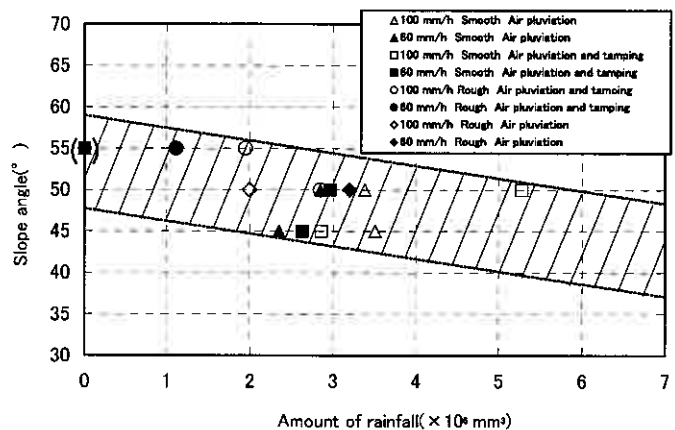


図-17 斜面傾斜角度の違いによる総雨量

壊したケース/同条件の実施した全ケース=100%)、

② 50° 斜面では、Rough の場合は締固め有の場合の 1 ケースのみ崩壊せず、すべてのケースで崩壊した (崩壊したケース/同条件の施した全ケース=87.5%)、

③ 45° 斜面では、Rough の場合はすべての条件で崩壊しない (崩壊したケース/同条件の実施した全ケース=50%)、

のように要約される (図-18 参照)。このように、斜面傾斜角の違いによって崩壊の有無に変化 (傾斜角度 (崩壊した割合) : 55° (100%) →50° (87.5%) →45° (50%)) が現れている。

次に、境界部の摩擦の影響を要約すると、

④ 50° と 45° 斜面では、Rough と Smooth で崩壊の有無が存在する。(Rough が崩壊したケース/同条件の実施した全ケース : 50° 斜面の場合=75%, 45° 斜面の場合=0%)

になる (図-19 参照)。このことから、斜面が緩くなるにつれて、境界摩擦の影響は大になっていることがわかる。

次に、締固めの有無による影響を要約すると

⑤ 50° と 45° 斜面では、締固め有無による差が現れている (同条件の締固め有の崩壊したケース/同条件の実施した全ケース) (50° 斜面の場合=75%, 45° 斜面の場合=50%)、

となる (図-20 参照)。このように、本試験で対象とした影響因子の中では締固めの有無による影響は小さいものの、ある条件によっては斜面崩壊に影響を及ぼすようである。

以上のことを総合すると、本試験の範囲内では、斜面勾配の変化 (①~③)、不透水層の摩擦の度合い (④)、締固めの有無 (⑤) の順に、崩壊に及ぼす影響が強いと言える。なお、降雨強度については、総雨量に依存することが考えられるので、ここでは議論の対象にしていない。いずれにしても、これらの関係は変化する可能性はあり、更なる検討は必要である。

4-2. 斜面内に地下水が存在するケース

過去に実施した火山灰質土斜面 (不透水層無しの場合) では、降雨による土塊の自重の増加のみでは崩壊に至らなかった⁸⁾。ここでは、斜面内に地下水位が存在する場合について、同様の検討を行っている (Case4)。地下水が斜面内に存在する場合の斜面の様子を写真-4 に示す。地下水位は斜面背面に設置したスケールで計測している。

降雨履歴を与えないで地下水位を徐々に上昇させた場合では、地下水位約 150mm で法先部の侵食に続き、崩壊に至る。地下水位上昇と同時に降雨強度 100mm/h を与えた場合では地下水位約 100mm で、降雨強度 60mm/h の場合では地下水位約 120mm で崩壊に至っている。

降雨強度 60mm/h のケースにおける崩壊前後の飽和度挙動を図-21 に、また降雨開始時からの間隙水圧挙動を図-22 に示す。なお間隙水圧挙動は間隙水圧を初期有効土かぶり圧で正規化した値 $\Delta u/\sigma'_{v0}$ として整理している。図-21 より飽和度は全体的に大きな変化はないが、表層部 (sm4) では、斜面土塊が崩落する約 10 秒前にピーク (図中●印) に達していることがわかる。これは不透水層が斜面内に存在する場合と同様である。一方、間隙水圧挙動は地下水位の変化とともに、徐々に上昇している (図-22 参照)。例えば、斜面底部に設置した間隙水圧計 pw4、5、6 は、実験開始後徐々に上昇しており、斜面法先部に近くなるにつれて、その値が増加している。

法先部の表層に近い位置に設置した間隙水圧計 pw3 は、試験開始後、雨水の浸透に起因して計測値に変動があるものの、先ほどと同様に徐々に上昇している。

ここで、飽和度ピーク時における斜面内せん断ひずみ分布とその対象とした斜面形状を写真-4 と図-23 に示す。図

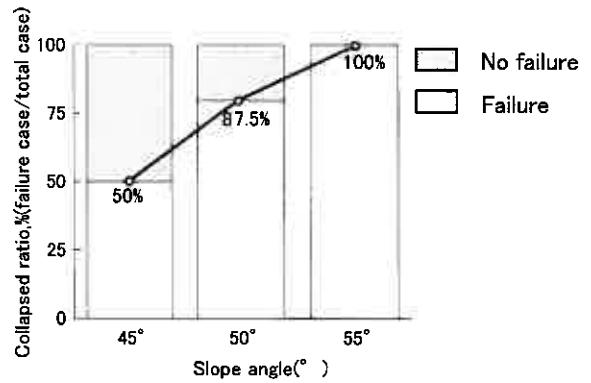


図-18 斜面傾斜角の違いによる崩壊率の変化

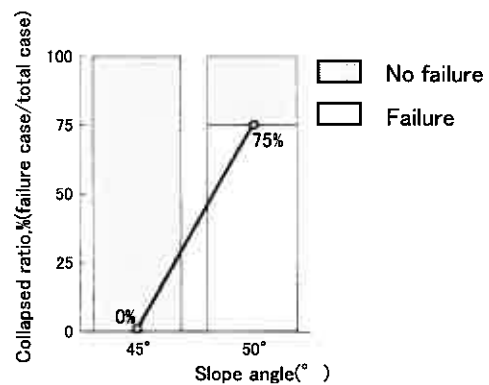


図-19 不透水層境界部の摩擦の違いによる崩壊率の変化

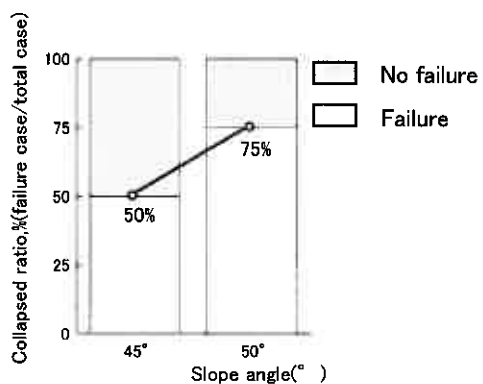


図-20 締固め有無による崩壊率の変化

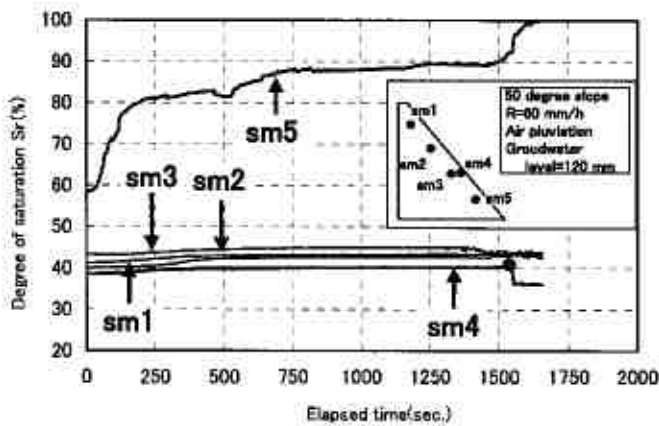


図-21 地下水位変動に伴う飽和度挙動の変化

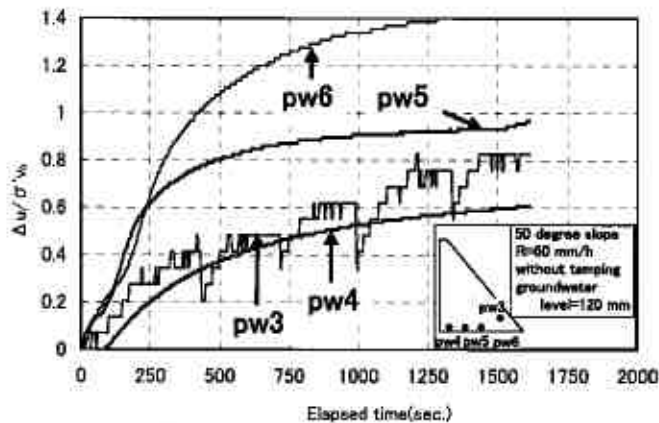


図-22 地下水位変動に伴う間隙水圧挙動の変化

より、斜面内は全体的に 4~6%のひずみが発生し、斜面表層部では 30%のひずみが発生していることがわかる。前述したケースと破壊誘因が異なるにもかかわらず、飽和度ピーク時にせん断ひずみは同程度の 4~6%を発生させていることは非常に興味深い。

以上のことをから、地下水位の変動は斜面崩壊の 1つの重要な誘因であると言える。この原因は地下水位の上昇にともなう法先部土塊の有効応力の減少によるものである。

次に、地下水位と降雨強度との関係について検討してみた。例えば、崩壊時の動水勾配は無降水時では 0.23 (水位 150mm: 浸透力による崩壊) であり、降雨強度 60mm/h の場合では 0.19 (水位 120mm)、降雨強度 100mm/h の場合では 0.16 (水位 100mm) であった。図-24 は動水勾配と降雨強度の関係を示したものである。図より、崩壊時の地下水と降雨強度との関係には一義的な関係があることがわかる。例えば、降雨強度 60mm/h の場合、崩壊に及ぼす地下水の影響は 83%、降雨による影響が 17%。また降雨強度 100mm/h の場合では、地下水の影響は約 70%、降雨による影響は 30%になる。

以上のことから、本火山灰質土模型斜面では、地下水位の変動が斜面崩壊に及ぼす影響は大であり、その寄与度は降雨履歴の影響と比べて高いことがわかった。

4. 結論

柏原火山灰土試料を用いた一連の模型実験より、本研究

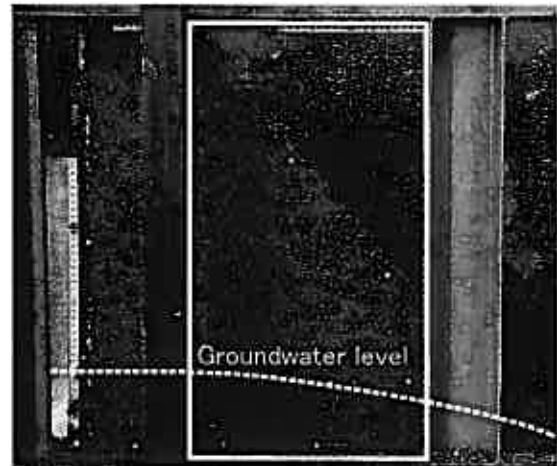


写真-4 斜面内の地下水位の様子

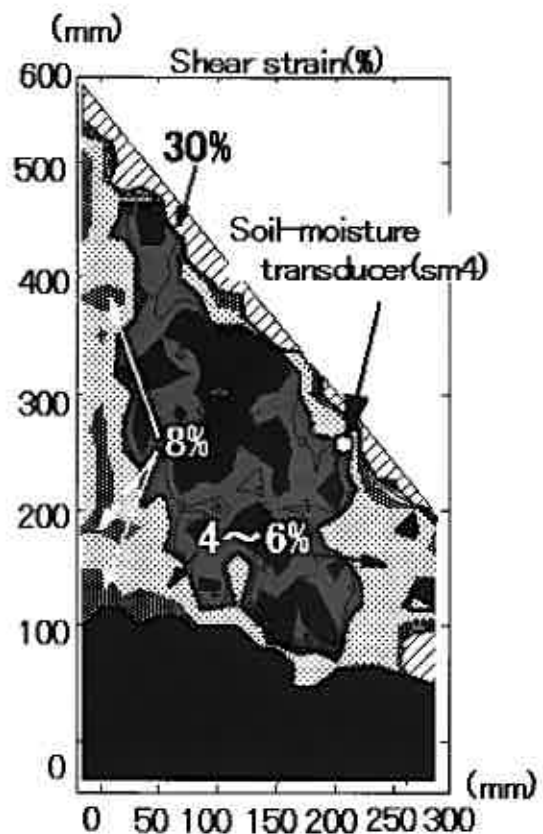


図-23 飽和度ピーク時のせん断ひずみ分布

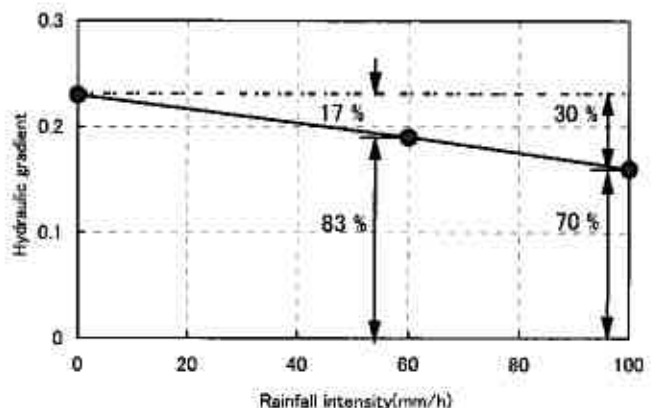


図-24 斜面崩壊に及ぼす地下水と降雨の寄与度

の範囲内では次のような結果を得た。

- (1) 斜面内に不透水層が存在している場合、その不透水層の表面の摩擦形状、斜面傾斜角度、および不透水層上部の土層の締め具合は、崩壊に影響を及ぼす。
- (2) 不透水層が存在する場合の崩壊への寄与度は、斜面傾斜角、境界付近の摩擦、斜面の締め具合の順に小さくなる。
- (3) 盛土形状を有する火山灰質土模型斜面では、地下水位変動が斜面崩壊に及ぼす影響は大であり、その寄与度は降雨履歴の影響と比べて高い。例えば、地下水位の崩壊に対する寄与度は60mm/hで83%になる。

謝辞：本研究を進めるにあたり、実験及びデータ整理に室蘭工業大学 中瀬亮子、折口美穂両君の協力を得た。末筆ながら記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 矢田部龍一，八木則男，榎木明潔：降雨による砂質土斜面の崩壊発生時期の予知法に対する検討，土木学会論文集，No. 376/III-6，pp. 297-305，1986.
- 2) 八木則男，矢田部龍一，榎木明潔：降雨時の斜面崩壊に対する限界降雨量，土木学会論文集，No. 418/III-13，pp. 65-73，1990.
- 3) 前田賢悟，下間英，本多剛，Orense Rolando，東畑郁夫：降雨による斜面崩壊の予測に関する浸透模型実験，第37回地盤工学研究発表会講演集，pp. 2167-2168，2002.
- 4) 下間英，前田賢悟，本多剛，Orense Rolando，東畑郁夫：降雨による斜面崩壊の予測に関する模型試験，第37回地盤工学研究発表会講演集，pp. 2159-2160，2002.
- 5) 八木則男，矢田部龍一，山本浩司：雨水浸透による斜面崩壊，土木学会論文集，第330号，pp. 107-114，1983.
- 6) 朱偉，山村和也，石田哲朗：降雨浸透が盛土の斜面崩壊に及ぼす影響，No. 541/III-35，pp. 99-108，1996.
- 7) 川合正浩，川村志麻，木幡行宏：降雨による斜面崩壊機構の解明とその影響因子に関する模型実験，地盤工学会北海道支部技術報告書，第46巻，pp. 141-148，2006.
- 8) 川村志麻，木幡行宏，川合正浩，井野寿人，菅原久紀：降雨による火山灰質土斜面の崩壊機構に及ぼす諸要因の影響，第41回地盤工学研究発表会講演集，pp. 2181-2182，2006.
- 9) 地盤工学会：土質試験の方法と解説，2000.
- 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碎，土木学会論文集，No. 547/III-36，pp. 159-170，1996.
- 11) D. J. White, D. G., Taka, W. A. and Bolton, M. D.: Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry, Geotechnique, Vol. 53, No. 7, pp. 619-631, 2003.

3 種類の自然堆積粘土における弾性係数の異方性について

函館高専環境都市工学科 ○国際員 川口貴之
函館高専専攻科環境システム工学専攻 学生員 川村龍平
函館高専専攻科環境システム工学専攻 非会員 高木康輔

1. はじめに

地盤材料の弾性係数は原位置ではダウンホール法やクロスホール法などによる原位置弾性波速度探査、室内ではサンプリングした試料を用いて繰返し三軸試験や近年急速に普及しつつあるベンダーエレメント試験（以下 BE）などで測定される。ダウンホール法では水平方向に振動しながら鉛直方向に伝播するせん断弾性波速度 V_{vh} 、クロスホール法では振動・伝播方向ともに水平のせん断弾性波速度 V_{hh} 、あるいは鉛直方向に振動しながら水平方向に伝播するせん断弾性波速度 V_{hv} からせん断弾性係数（順に G_{vh} 、 G_{hh} 、 G_{hv} ）が算出されるが、同一地盤であっても方法によって得られる値が異なること、層によって各種せん断弾性波速度の大小関係が異なる場合があることも報告されている^{1), 2)}。また、室内試験においても鉛直方向のヤング率 E_v と水平方向のヤング率 E_h 、 G_{vh} と G_{hh} の大小関係が実験条件や土質の違いによって異なることが報告されている^{2), 3)}。これらの原因は地盤材料の弾性係数の異方性によるものと考えられるが、地盤材料によって異方性の程度や大小関係が異なる原因や異方性の発現メカニズム、さらには増減を支配する因子などについて詳細に研究した例は極めて少ない。

そこで筆者らは、これまでに高含水比状態（スラリー状態）から液性限界以下の含水比状態にある粘土供試体を作成する過程での G_{vh} と G_{hh} の変化を観察できるように BE を取り付けた予圧密容器と、同様に G_{vh} と G_{hh} の測定が可能な三軸試験装置を用いて、室内再構成粘土である NSF 粘土と豊浦砂の弾性係数の異方性について調べてきた^{4), 5)}。本文では、これまでに実施した試験結果と、新たに実施した 3 種類の自然堆積粘土の K_0 圧密非排水三軸試験ならびにこの過程で実施した BE 試験結果を基に、弾性係数の異方性やその増減を支配する因子について考察している。

2. 弾性係数の異方性

一般に、強度や透水係数といった異方性の原因は堆積時の異方的な土粒子の配列によって生じる固有異方性（構造異方性とも呼ばれる）と異方的な応力（履歴）によって生じる（応力）誘導異方性の 2 つがあると考えられており、本研究で対象としている弾性係数の異方性についても同様だと推測される。

Roesler⁶⁾や山下⁷⁾はこの内の誘導異方性について、砂質土を用いたせん断弾性波速度測定より、 G はせん断弾性波の進行方向と粒子が振動する方向に作用する応力にのみ依存し、もう一方の応力には依存しないことを示している。すなわち、実地盤、予圧密容器、三軸試験装置内といった軸対称と考えられる条件下では、 $V_{vh}(G_{vh})$ は鉛直応力と水平応力に依存するものの、 $V_{hh}(G_{hh})$ は水平応力にのみ依存すると考えられる。すると、正規圧密状態のように静止土圧係数 K_0 が 1 を下回っている場合（応力比 $K = \sigma_h / \sigma_v < 1$ ）、誘導異方性のみを考慮すれば水平応力よりも鉛直応力の方が大きい分だけ、 $V_{hh}(G_{hh})$ よりも $V_{vh}(G_{vh})$ の方が大きいと考えられる。

3. 試験に用いた試料と試験条件

試験には異なる地域から採取された 3 種類の乱さない粘土を使用している。表 1 は実施した試験に用いた各供試体より得られた物理特性と主な試験結果をまとめたものである。

一つ目はタイのバンコク市内で採取された粘土（以下 Bangkok 粘土）である⁸⁾。採取深度の異なる 3 つの供試体（Bangkok 粘土①～③）をそれぞれ土被り圧まで K_0 圧密し、圧密開始から約 24 時間後に BE 試験によって G_{vh} と G_{hh} を測定し、非排水繰返し載荷あるいは単調載荷試験により鉛直方向の非排水ヤング率 $(E_v)_u$ を測定した（Bangkok 粘土②、③は G_{vh} のみ測定）。

二つ目は神戸港沖に埋立造成された神戸空港の海底地盤より採取された Ma12 層に相当する洪積粘土（以下、神戸空港粘土）である⁹⁾。土被り圧まで三軸セル内で軸ひずみ速度一定の K_0 圧密 (K_0 CRS 試験) を行い、一週間の定軸応力（排水クリープ）状態を保った後に BE 試験によって G_{vh} と G_{hh} を測定し、非排水単調載荷試験によって $(E_v)_u$ を測定した。

三つ目はイタリアのピサの斜塔周辺で実施された地盤調査の際に採取された粘土（以下 Pisa 粘土）である¹⁾。採取深度の異なる 2 つの供試体（Pisa 粘土①、②）を使用し、Pisa 粘土①は土被り圧まで K_0 圧密し、圧密開始から約 24 時間後に BE 試験によって G_{vh} と G_{hh} を測定し、非排水単調載荷試験により $(E_v)_u$ を測定した。Pisa 粘土②は土被り圧 ($\sigma_{vc} = 150$ kPa) の 3 倍まで K_0 圧密し、土被り圧の半分まで K_0 膨張する過程での 5 つの応力点 ($\sigma_{vc} = 75, 150, 450, 150, 75$ kPa)

表1 本研究に使用した自然堆積粘土の物理特性と主な試験結果

	採取深度 (m)	液性限界 w_L (%)	塑性指数 IP	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	土被り圧 (kPa)	K_0 圧密開始時			土被り圧までの K_0 圧密終了時					
						G_{vh} (MPa)	G_{hh} (MPa)	G_{hh}/G_{vh}	K_0 値	G_{vh} (MPa)	G_{hh} (MPa)	G_{hh}/G_{vh}	$(E_v)_u$ (MPa)	
Bangkok 粘土	①	9.0-10.0	85.9	57.4	2.66	80	4.5	7.2	1.62	0.49	8.0	12.0	1.51	20
	②	10.5-11.0	79.9	47.8	2.49	95	—	—	—	0.50	8.8	—	—	—
	③	7.5-8.0	77.8	44.9	—	65	—	—	—	0.43	10.5	—	—	—
神戸空港粘土		94.5-95.3	57.6	28.1	2.57	745	17.9	25.6	1.43	0.40	112.8	144.9	1.28	291
Pisa 粘土	①	13.2-14.0	95.9	61.3	2.74	122	10.8	19.6	1.81	0.48	20.1	29.9	1.49	52
	②	17.2-18.0	82.6	46.4	2.77	150	9.4	16.6	1.76	0.46	21.0	31.8	1.52	56

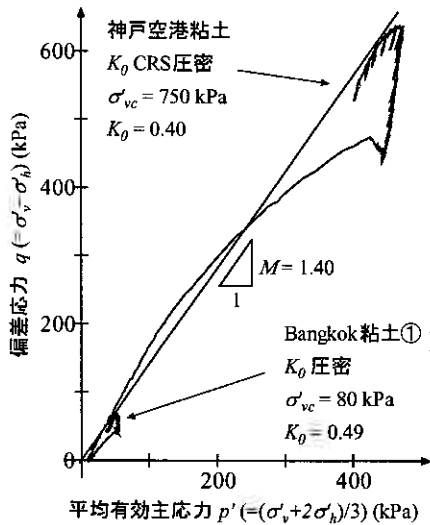


図1 応力経路図 (Bangkok 粘土①, 神戸空港粘土)

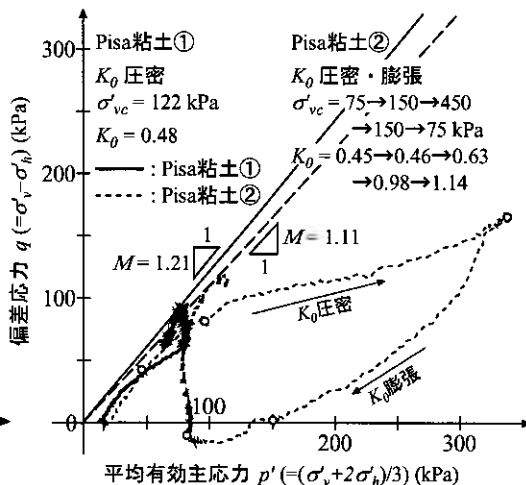


図2 応力経路図 (Pisa 粘土①, ②)

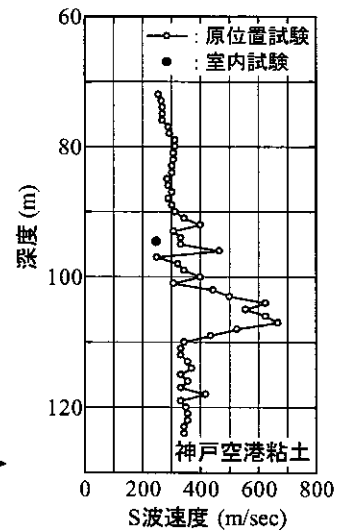


図3 原位置弾性波速度探査結果との比較 (Pisa 粘土②)

において、3t 法による圧密の打ち切り時間を十分に越えるまで定軸応力（排水クリープ）状態を保った後に BE 試験によって G_{vh} と G_{hh} を測定し、非排水繰返し載荷試験によって $(E_v)_u$ を測定した。また、最終の応力点では非排水単調載荷試験を実施した。なお、Bangkok 粘土②、③を除く上述の全ての試験において K_0 圧密開始時（初期等方圧密終了時）にも BE 試験を実施している。

上述の自然堆積粘土を用いた試験結果と比較・検討することを目的として、粉末乾燥状態で市販されている NSF 粘土 ($\rho_s = 2.78 \text{ g/cm}^3$, $w_L = 55\%$, $IP = 26$) より作成した室内再構成粘土を用いた試験も行っている。この供試体は液性限界 w_L のほぼ 2 倍 ($w = 110\%$) になるよう調整したスラリーを真空に近い状態にした BE 付き予圧密容器内に引き込んだ後に、予圧密容器内の圧力を 20, 40, 80, 150 kPa と段階的に増加させ、各段階で G_{vh} と G_{hh} の測定を実施した後に試料を抜き出したものである。また、この供試体を三軸セル内で 75, 175, 400 kPa の等方圧密をし、3t 法による圧密の打ち切り時間を十分に越えるまで定軸応力（排水クリープ）状態を保った後に BE 試験によって G_{vh} と G_{hh} を測定し、非排水繰返し載荷試験によって $(E_v)_u$ を測定した。

4. 試験結果

図1は Bangkok 粘土①と神戸空港粘土で実施した三軸試験時の応力経路図である。偶然にも両供試体の限界状態線の傾き M はほぼ等しかった。また、神戸空港粘土の K_0 CRS 試験過程の一部で限界状態線を越えていることが分かる。この原因は第一に初期等方圧密応力が小さすぎたこと、第二に硬質であるために通常の K_0 圧密制御御幅では大きすぎたことだと考えられる。図2は Pisa 粘土①、②で実施した三軸試験時の応力経路図である。Pisa 粘土②で得られた M は①で得られた値に比べて小さいことが分かる。これは土質の違い以外に、土被り圧を大きく超えた圧密を実施したことで、セメンテーションなどの年代効果が失われ、繰返し粘土に近づいたことも原因の一つとして考えられる。また、Pisa 粘土②における K_0 圧密時の傾き（応力比 $K = \sigma_h / \sigma_v$ に相当）が平均有効主応力 $p' = 120 \text{ kPa}$ 前後で明らかに変わっており、この値は $e \sim \log p'$ 関係における圧密降伏応力にほぼ等しいことを確認している。このため、これ以降は正規圧密状態にあると考えられ、 $\sigma_{vc} = 400 \text{ kPa}$ における K_0 値は土被り圧における K_0 値に比べて大きい。

図3は神戸空港海底地盤でサスペンション法により測定されたせん断弾性波速度と本試験で得られた値を比較したものである。原位置で測定されたせん断弾性波速度はその測定方法から考えて V_{vh} に相当すると考えられるが、本試験で得られた V_{vh} はこれに比べて明らかに小さい。また、図4はピサの斜塔周辺でクロスホール法により測定された V_{hv} と V_{hh} と本試験で得られた値を比較したものである。図中には堀ら²⁾が同じサンプリング試料に対して行った試験結果も示

しており、この値は原位置弾性波速度探査結果とほぼ等しいものの、本試験結果はこれらに比べてかなり小さい ($V_{hv} = V_{vh}$ と解釈)。神戸空港粘土、Pisa 粘土ともに原位置弾性波速度探査結果との違いは主にサンプリング時や運搬・保管時、更には三軸試験の準備過程で与えられた乱れなどによると考えられる。また、Pisa 粘土に関する堀ら²⁾の試験結果との違いは、堀らの試験が土被り圧までの等方圧密であるのに対して本試験は K_0 圧密であり、圧密終了時の p' が $2/3$ 程度であることによると考えられる。

図5は表1に示した各供試体 (Bangkok 粘土②, ③を除く) ならびに NSF 粘土を用いた試験において同応力点で測定した G_{vh} と $(E_v)_u$ を比較したものである。測定方法に伴うひずみレベルの違いや、 $(E_v)_u$ 測定時に使用した軸方向変位は载荷装置であるモーターの回転角から算出されたものであり、供試体が高い剛性を示す場合は载荷軸やロードセルの圧縮による影響 (システムコンプライアンス) を含むことなどを考慮すれば、 $(E_v)_u \approx 3G_{vh}$ と考えても差しつかえないと考えられる。また、Yimisri & Soga¹⁰⁾ が提案したマイクロメカニクスモデルによると、 G_{hh} / G_{vh} が $0.8 \sim 2$ 程度の弾性係数の異方性が存在する範囲内においても $(E_v)_u \approx 3G_{vh}$ が成立するとされており、本試験結果と符合する。

5. 弾性係数の異方性の支配要因に関する考察

表1より、 G_{hh} を測定した全ての供試体において、実地盤内の応力状態を再現することを目的として実施した土被り圧までの K_0 圧密終了時点における G_{hh} は G_{vh} よりも大きく、 G_{hh} / G_{vh} は $1.3 \sim 1.5$ 程度であることが分かる。 K_0 圧密終了時点における応力比 $K (= \sigma'_v / \sigma'_h)$ はいずれも1より小さいため、先述したように誘導異方性の影響のみを考慮すれば G_{hh} / G_{vh} は1を下回るはずである。それに関わらず $G_{hh} / G_{vh} > 1$ となったことは誘導異方性の影響に比べて粘土粒子の堆積構造によって生じた固有異方性の影響の方がかなり大きいと推測される。また、粘土の種類によって土被り圧までの K_0 圧密終了時点における G_{hh} / G_{vh} の値が異なるのは、堀ら²⁾ が指摘しているように含有粘土鉱物やその量、更には堆積構造によるものと推測される。

図6はPisa 粘土②を用いた試験における K_0 圧密開始時 (初期等方圧密終了時) から非排水単調載荷終了時までの G_{vh} と G_{hh} 、 G_{hh} / G_{vh} の変化、図7は室内再構成粘土である NSF 粘土を用いた試験における予圧密容器内での一次元圧密過程～三軸セル内での等方圧密過程～非排水単調載荷終了時までの G_{vh} と G_{hh} 、 G_{hh} / G_{vh} の変化を示したものである。図6に示した結果からは、 K_0 圧密・膨張によって G_{vh} と G_{hh} はそれぞれ増減するが、 G_{hh} / G_{vh} は K_0 圧密を行うことで圧密開始直前に比べて一端減少するものの (A→B)、 K_0 圧密・膨張過程では一貫して増加していることが分かる (B→F)。また、図7に示した結果からは、図6に示した結果と同様に G_{vh} と G_{hh} は予圧密容器内および三軸セル内における圧密応力の変化とともにそれぞれ増減するが、 G_{hh} / G_{vh} は予圧密容器内では圧密応力とともに増加し (a→d)、三軸セル内での圧密開始直前ではさらに増加していること (d→e)、さらに三軸セル内における最初の等方圧密段階では圧密開始直前とさほど変わらないが (e→f)、その後の等方圧密過程では応力の増加とともに減少していることが分かる (f→h)。また、いずれの試験結果においても、単調載荷終了時の G_{hh} / G_{vh} は開始前に比べて減少している (F→G, h→i)。過去の研究成果ならびに本試験結果を参考に、以上のような G_{hh} / G_{vh} の変化が生じた原因に関する筆者らの推論を以下にまとめる。

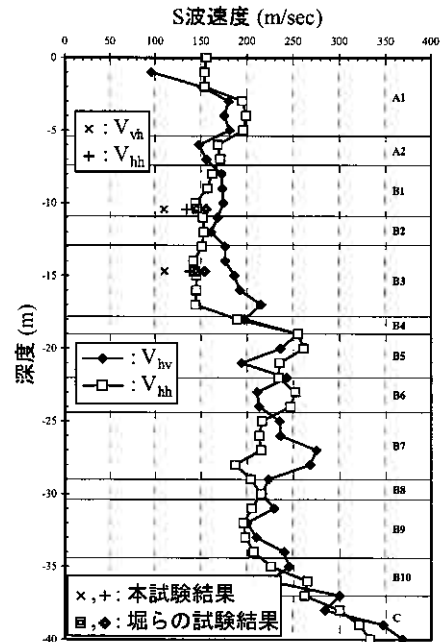


図4 原位置弾性波速度探査結果との比較 (Pisa 粘土②) (堀ら²⁾に加筆)

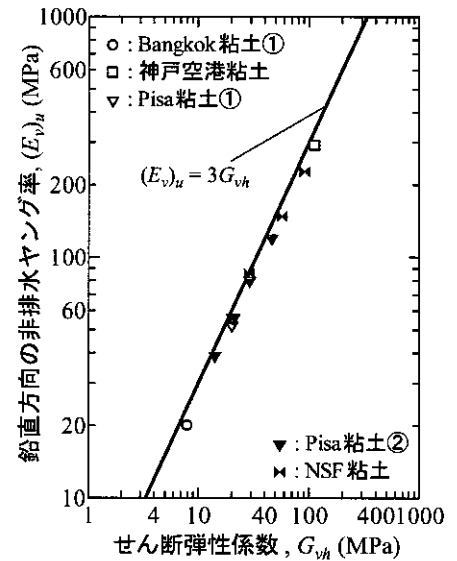


図5 G_{vh} と $(E_v)_u$ との比較

- A: 圧密開始直前 (等方20kPa)
- B: K_0 圧密75kPa
- C: K_0 圧密150kPa
- D: K_0 圧密450kPa
- E: K_0 膨張150kPa
- F: K_0 膨張75kPa
- G: 単調載荷終了直前

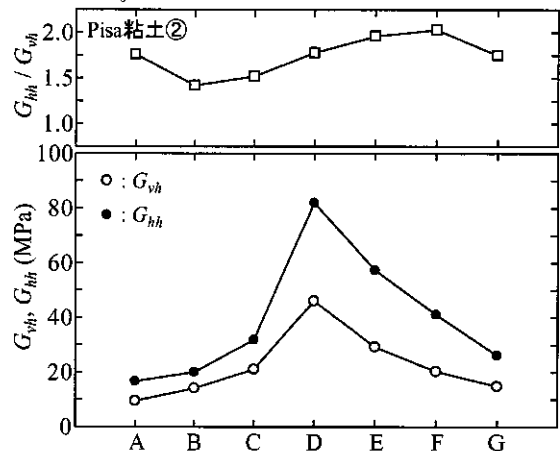


図6 G_{vh} , G_{hh} , G_{hh}/G_{vh} の推移 (Pisa 粘土②)

—Pisa 粘土②における K_0 圧密過程と NSF 粘土における予圧密容器内での圧密過程 (B→D, a→d) で G_{hh}/G_{vh} が増加したのは、一次元圧密ならびにそれに近い K_0 圧密に粘土粒子の堆積構造における配向性を強める効果があるためである。

—NSF 粘土の試験結果において、予圧密容器内に比べて応力比が大きくなったにも関わらず、正規圧密状態にある場合に限って等方圧密することで G_{hh}/G_{vh} が減少したのは (f→h)、正規圧密状態における等方圧密過程では変形が大きい (特に水平方向) ために配向性が弱まったためである。

—Pisa 粘土②の試験結果において、 K_0 膨張過程でも G_{hh}/G_{vh} が増加したのは (D→F)、過圧密状態では変形が小さいために配向性がさほど変化せず、応力比が増加したことによって誘導異方性の影響が顕著に現れたためである。また、NSF 粘土の試験結果において、過圧密状態にある最初の応力段階での G_{hh}/G_{vh} が圧密開始時とさほど変化しなかった (e→f) ことについても、過圧密状態にあるために配向性がさほど変化しなかったため (応力比はどちらも 1) である。さらに、Bangkok 粘土①, 神戸空港粘土, Pisa 粘土①, ②において、土被り圧までの K_0 圧密終了後の G_{hh}/G_{vh} が K_0 圧密開始時に比べて小さいことについても配向性の変化 (強まり) に比べて応力比の低下による影響が顕著であったためである (表 1 参照)。

—単調載荷終了時の G_{hh}/G_{vh} が開始前に比べて減少しているのは (F→G, h→i)、単調載荷によって配向性が弱まったことと、両試験とも単調載荷終了時は開始時に比べて軸有効応力 σ_v が増加、側方有効応力 σ_h が減少したことによる固有・誘導異方性の相乗効果 (両者とも G_{hh}/G_{vh} を低下させる効果) のためである。

もし、上述したような弾性係数の異方性ならびにその変化に関する推論が正しいとすれば、粘性土における弾性係数の異方性の変化は、その時点における応力状態 (方向による応力の違い) や圧密履歴、それに伴う堆積構造の変化といった誘導異方性と固有異方性のバランスを考えることで説明可能であると言えよう。

6. まとめ

本文で得られた粘性土の弾性係数ならびにその異方性に関して得られた主な知見を以下にまとめる。

- ・本研究で実施した試験より得られた弾性係数の異方性の範囲内においては、ひずみレベルの違いやシステムコンプライアンスの影響を考慮すれば、 $(E_v)_h \approx 3G_{vh}$ と考えても差しつかえないことが観察され、Yimisri & Soga¹⁰⁾ が提案したマイクロメカニクスモデルによる解析結果と符合することを確認した。
- ・自然堆積粘土ならびに室内再構成粘土を用いた一連の試験結果から、一次元圧密ならびにそれに近い K_0 圧密には配向性を強める効果があること、正規圧密状態では変形が大きいために配向性が変化しやすいこと、過圧密状態では変形が小さいために応力誘導異方性の影響が顕著に現れやすいことといった、弾性係数の異方性を変化させる要因に関する幾つかの推論を得た。もし、これらが正しいとすれば粘性土における弾性係数の異方性の変化は、その時点における応力状態 (方向による応力の違い) や圧密履歴、それに伴う堆積構造の変化といった誘導異方性と固有異方性のバランスによって説明可能であると考えられる。

参考文献

- 1) Lo Presti, D, Jamiolkowski, M. and Pepe, M. 2002. Geotechnical characterisation of the subsoil of Pisa Tower, *SOCRATES PROGRAMME*
- 2) 堀智仁, 山下聡, 鈴木輝之 2006. 種々の粘性土におけるせん断弾性係数の異方性, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 46: 91-98.
- 3) Ling, M.L., Pennington, D.S. and Nash, D.F.T. 2000. Anisotropic stiffness parameters and their measurement in a stiff natural clay, *Geotechnique*, 50(2): 109-125.
- 4) 川村龍平, 川口貴之, 伊藤朝陽, 佐野信房 2006. ベンダーエレメント付予圧密容器の開発, 土木学会北海道支部論文報告集, 62.
- 5) 川口貴之, 山下聡, 三田地利之, 澁谷啓, 川村龍平 2006. B E 付予圧密容器を用いた弾性係数の異方性の評価, 第 41 回地盤工学研究発表会発表講演集: 265-266.
- 6) Roesler, S.K. 1979. Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy, *Journal of the Geotechnical Engineering Div., ASCE*, 105, GT7: 871-880.
- 7) 山下聡, 堀智仁, 鈴木輝之 2002. 異方応力状態でのせん断波速度に及ぼす伝播方向と堆積方向の影響, 土木学会論文集, 722/III-61: 387-392.
- 8) Le, N.T., Teparaksa, W., Mitachi, T. and Kawaguchi, T. 2006. Observation of the Behavior of Soil Element behind Deep Diaphragm Wall by Triaxial Tests on Bangkok Clay, *Proc. of the 19th KKCNN Sympo. on Civil Engineering* (in print)
- 9) 長谷川憲孝, 松井保, 田中泰雄, 高橋嘉樹, 南部光弘 2007: 神戸空港海底地盤における洪積粘土層の原位置圧密挙動, 土木学会論文集 (印刷中)
- 10) Yimisri, S. and Soga, K. 2002. Application of micromechanics model to study anisotropy of soils at small strains, *Soils and Foundations*, 42(5): 15-26.

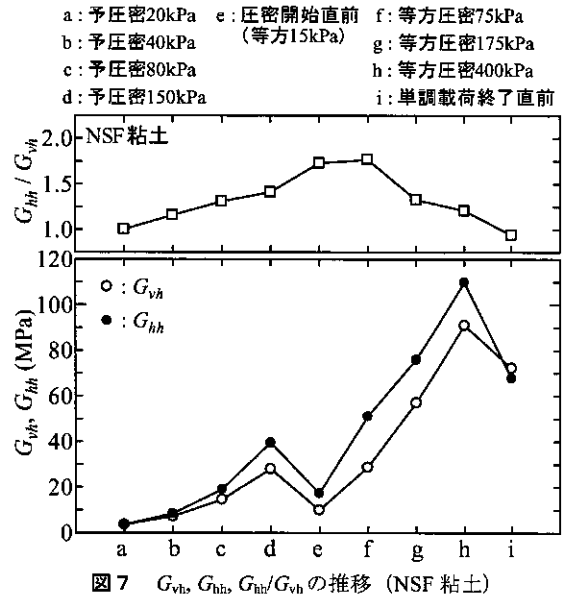


図7 G_{vh} , G_{hh} , G_{hh}/G_{vh} の推移 (NSF 粘土)

粘性土の遠心場における分散係数測定方法に関する研究

北海道大学大学院 国際会員 三田地利之
 産業安全研究所 ○正会員 S. B. Tamrakar
 岩手大学 国際会員 大河原文文
 北海道大学大学院 正会員 工藤 豊
 北海道大学大学院 学生会員 笠間 太樹
 北海道大学 学生会員 金子 広明
 岩手大学大学院 学生会員 川崎 正洋

1. はじめに

近年、工場から排出される廃液や不法投棄された廃棄物から漏出する有害物質による土壌地下水汚染が問題となっている。汚染土壌の被害の範囲予測、浄化を行う上で土壌地下水における汚染物質の挙動を把握することは大変重要であり、数値解析によるシミュレーションなどが行われている。数値解析に用いられる移流分散方程式には種々のパラメータがあり、それぞれが物質移動の度合いを表している。現在のところそれらのパラメータには確立された測定方法がなく、測定者が独自の方法で求めているようである。なかでも分散現象による濃度の広がり程度を表す分散係数は、カラム内に充填された供試体に模擬汚染物質(トレーサー)

を浸透させて求めることから、浸透時間が短い砂に対しては測定されているものの、粘土、シルトなどの透水性の低い物質については測定例が少ない。そこで本研究では、分散係数測定の時間短縮を図るため、浸透時間の大幅短縮に威力を発揮する遠心模型実験装置を利用する方法について検討した。遠心模型実験は、模型に遠心加速度 $N[G]$ をかけることで透水時間が重力場の $1/N^2$ に短縮される¹⁾。本研究では遠心加速度を $50G$ 載荷することで、重力場で1年かかる実験を約3時間30分で再現した。

2. 移流分散方程式とパラメータ

移流分散方程式の基本式は、時間項、分散項、移流項の3つの項から構成され、時間項と分散項には物質移動の度合いを表すパラメータ(分散係数と遅延係数)が含まれている。移流分散による物質移動の概念を図2に示す。

$$R \frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_i \frac{\partial C}{\partial x}$$

R:遅延係数 [-], C:濃度 [-], t:経過時間 [s], D:分散係数 [cm²/s], x:移行距離 [cm], V_i :間隙内流速 [cm/s]



図1 北海道大学の遠心模型実験装置

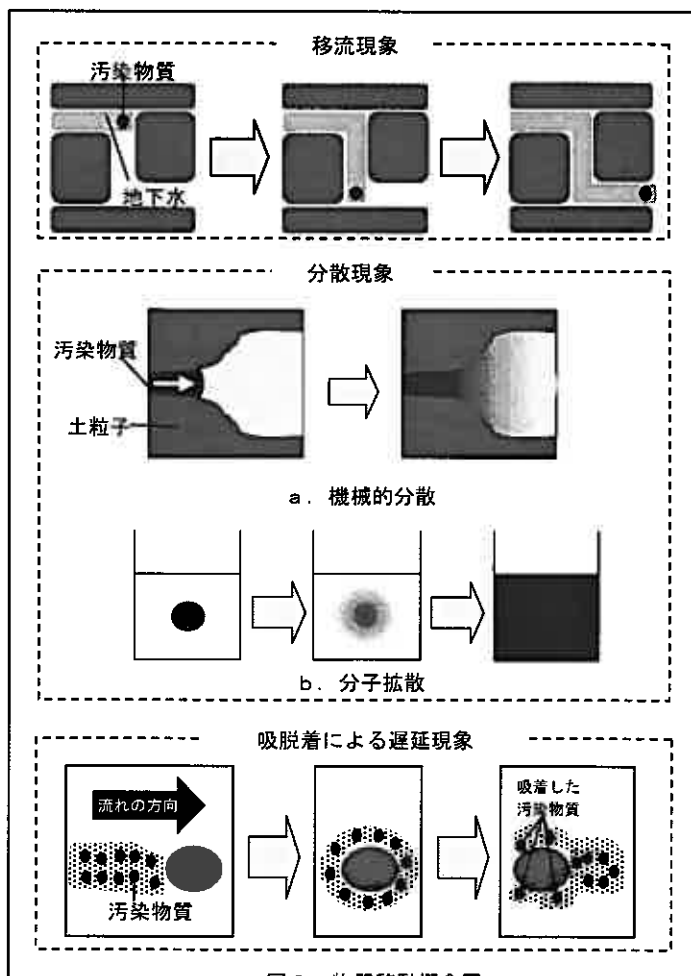


図2 物質移動概念図

Study on Centrifuge Model Test for Measurement of Coefficient of Dispersion of cohesive soil

Toshiyuki MITACHI(Hokkaido University), Surendra B. Tamrakar(Institute of National Industrial Safety), Masafumi OKAWARA (Iwate University), Yutaka KUDOH(Hokkaido University), Taiki KASAMA(Graduate Student, Hokkaido University), Hiroaki KANEKO(Undergraduate Student, Hokkaido University), Masahiro KAWASAKI(Graduate Student, Iwate University)

分散係数 D [cm^2/s] ²⁾

分散現象による濃度の広がり の程度を表す。メカニズムから機械的分散現象と分子拡散現象に分けられる。

$$D = D' + D_d^*$$

↓
↓
 機械的分散係数 分子拡散係数

機械的分散係数 D' [cm^2/s]

間隙水に溶けた汚染物質が間隙構造による経路長の違いや分岐によって広がる機械的分散現象の程度を表す。

分子拡散係数 D_d^* [cm^2/s]

水溶性物質が分子のブラウン運動により間隙水に溶けて広がる分子拡散現象の程度を表す。低透水性の粘土地盤における物質移動は分子拡散が主である。

遅延係数 R [-]

土粒子に対する吸脱着現象による汚染物質の間隙内流速に対する遅れの程度を表す。汚染物質が土粒子に対して非吸着性である場合、遅延係数 R は 1 となる。

3. 分散係数測定装置

分散係数 D は、図 3 に示すようなカラム (柱状容器) にトレーサーを流すことで求められる。カラム試験より求まる分散係数は、機械的分散係数と分子拡散係数の両方が含まれたものであり、砂の場合は前者が優勢、粘土の場合は後者が優勢となる。

本研究では、遠心模型実験装置に搭載する分散係数測定装置を試作した。本装置は、トレーサー用タンク、分散セル (供試体モールド)、フラクションコレクターから構成される (図 4)。トレーサー用タンクは遠心装置の外に置かれ、トレーサーはロータリージョイントを介して供試体に供給される。分散セルは、直径 16cm、高さ 5cm の円柱形で、予圧密から分散係数測定 (遠心力場) に至るまで同じものを使用する。1 つのモールドを使用することで、圧密後に供試体を移し替える必要がなく供試体の乱れを防げる。ちなみに、砂を対象にしたカラムは、通常、長さが直径の 2 倍以上と細長い ^{4) - 6)}、それに比べると扁平である。直径を大きくした理由は、着色水を用いた浸透実験から、供試体周囲のセルとの接触部でトレーサーが速く浸透する現象がみられ (図 5)、供試体周辺からトレーサーが先に排水することの影響を小さくするためである (均一に浸透する中央部の割合を大きくした)。また、セル長は 5cm と短い、遠心力場では相似則により本研究で実施した遠心加速度 50G では 5cm のセル高さが 250cm (=5×50) に相当するため通常のカラムより長い。

4. 試料および実験方法

供試体には、NSF 粘土と豊浦標準砂を質量比 4 : 6 で混合したものに脱気水を加えて練り返し、約 24 時間予圧密したものをを用いた。供試体の初期乾燥密度は $\rho_d = 1.56 \text{g/cm}^3$ である。トレーサーには非吸着性の塩素イオン Cl^- を用い蒸留水に NaCl を溶かし作製した。 Cl^- 濃度は 0.05mol/l である。なお、イオンクロマトグラフ分析より NaCl の電離度が $\alpha \approx 1$ であることを確認している。

実験は、以下の手順により行われた。

- ① NSF 粘土、豊浦標準砂 (質量比 4 : 6) に脱気水を加えてミキサーで練り返す。
- ② 試料を予圧密セル内で約 60 分間脱気する。

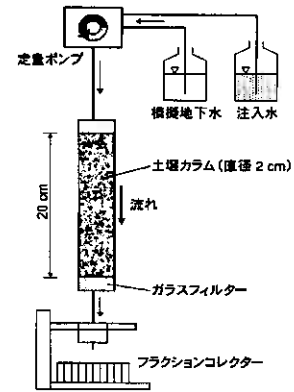


図 3 カラム試験装置の例 ³⁾

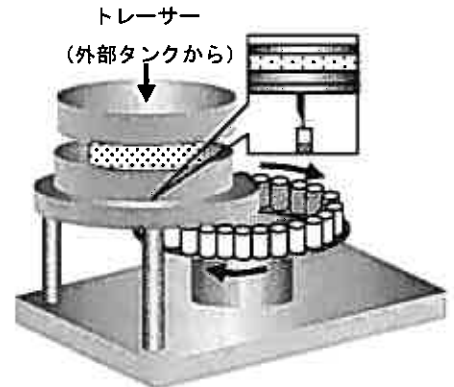


図 4 「分散係数測定装置」概要図

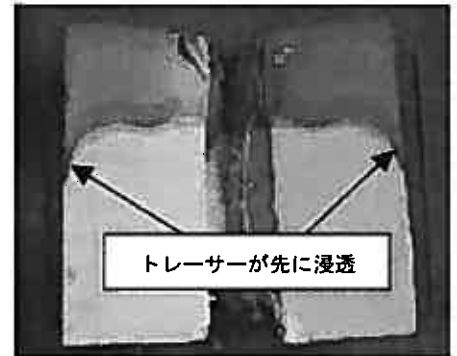


図 5 着色水を用いた実験の供試体 (断面) ⁶⁾



図 6 予圧密の状況



図 7 供試体上部のカット

- ③圧密圧力 80kPa で約 24 時間予圧密する (図 6)。
- ④24 時間後、予圧密セルを解体する。このとき、供試体上部に NSF 粘土と豊浦標準砂の割合が均質でない部分ができるため、供試体の上部 1cm (図 7) をカットする。カット後の供試体高さは 3cm である。
- ⑤供試体が入っているアクリル性モールドに上盤を取り付け、分散セルを完成させる。このとき供試体の間隙体積の 30%相当の脱気水を供試体上に注ぐ (図 8)。遠心力载荷時に定常流を発生させ、トレーサーがスムーズに浸透するようにするためである。
- ⑥分散セルを遠心模型実験装置のプラットホームに取り付ける。
- ⑦分散セル下部にフラクションコレクターを取り付け、分散係数測定装置を完成させる (図 9)。
- ⑧プラットホームに保護風防を取り付ける。
- ⑨所定の濃度に調整したトレーサー溶液 (NaCl 溶液[0.05mol/l]) を遠心装置の外部に置かれたタンクに入れる (図 10)。
- ⑩遠心模型実験装置を稼働させ、所定の遠心加速度に到達させる (本研究では、層流が保たれる 50G とした)。⑤の脱気水が浸透した時点 (供試体上部に溜めておいた脱気水がなくなった時点) で、外部タンクのバルブを開けてトレーサーを注入する。これら一連の作業は、セル横に取り付けられた CCD カメラ観察により行われる (図 11)。
- ⑪供試体を浸透したトレーサー溶液をフラクションコレクターで集める。
- ⑫全てのコレクターが溶液で満たされた時点で遠心装置を停止させる。

5. 分散係数 D の求め方

分散係数 D を以下の手順により求める^{2),7),8)}。

① 相対濃度 C の算出

フラクションコレクターに溜まった浸透溶液の Cl^- 濃度を測定し、式 1 より溶出溶液の相対濃度 C を算出する。なお、 Cl^- 濃度測定には電気伝導率計 (東亜 DDK 社製 CM-21P) を用いた (図 12)。

$$\text{相対濃度 } C [-] = \frac{\text{溶出溶液濃度 } C_e \text{ [g/cm}^3\text{]}}{\text{投入溶液濃度 } C_0 \text{ [g/cm}^3\text{]}} \quad \text{..... 式 1}$$

② 破過曲線の作成

算出された Cl^- の相対濃度 C を縦軸に、時間 t を横軸にとり破過曲線を作成する。このとき $C=0.5$ となるまでの経過時間を t_0 とする。

③ 間隙内流速 v_i の算出

式 2 により間隙内流速 v_i を算出する。

$$\text{間隙内流速 } v_i \text{ [cm/s]} = \frac{\text{供試体長さ } L \text{ [cm]}}{\text{経過時間 } t_0 \text{ [s]}} \quad \text{..... 式 2}$$

④ 分散係数 D の算出

カラム試験に関する理論式 (式 3) により分散係数 D を算出する。

$$C = \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left[\frac{RL - v_i t}{2\sqrt{DRt}} \right] + \frac{1}{2} \exp \left[\frac{v_i L}{D} \right] \operatorname{erfc} \left[\frac{RL + v_i t}{2\sqrt{DRt}} \right] \quad \text{..... 式 3}$$

C: 相対濃度 [-], R: 遅延係数 [-], L: 供試体長さ [cm],

v_i : 間隙内流速 [cm/s], t: 経過時間 [s], D: 分散係数 [cm²/s]

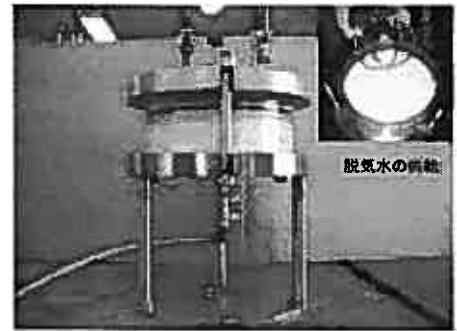


図 8 予圧密セルを外した分散セル



図 9 プラットホームに取り付けられた分散係数測定装置



図 10 トレーサー用外部タンク (左:トレーサー, 右:脱気水)



図 11 モニター上の分散セル, コレクター (遠心時)



図 12 電気伝導率計による Cl^- 濃度測定

表 1 実験条件

試料	NSF 粘土：豊浦標準砂 4：6（質量比）
乾燥密度 ρ_d	1.56 g/cm ³
供試体長さ L	2.935cm
トレーサー	Cl ⁻ (0.05mol/l)
遠心加速度	50G

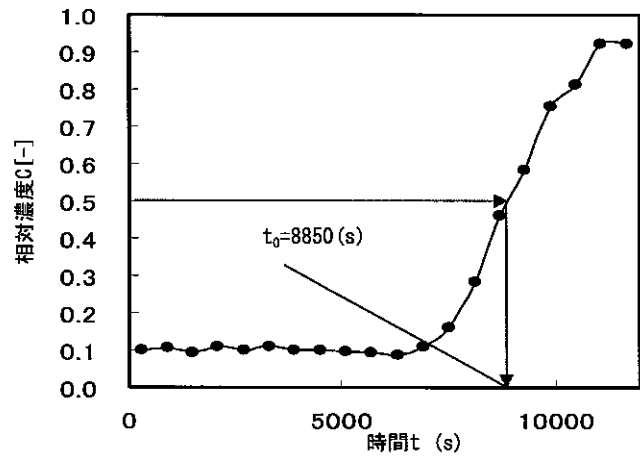


図13 破過曲線

6. 実験結果

表 1 に実験条件，図 13 に Cl⁻ 濃度—経過時間を示す。図より時間とともに相対濃度が大きくなる傾向が認められ，破過曲線を作成することができた。なお，試験開始直後の相対濃度 C が 0 とならなかったが，これは電気伝導率計が全てのイオンに反応するため，トレーサーとは別の溶存イオンに反応したことが原因とみられる。また，相対濃度 C が 1 に至らず頭打ちとなったが，これは非吸着性であるはずの Cl⁻ が僅かに土粒子に吸着したためと推測される。

破過曲線より t_0 を決定し，以下の式より分散係数 D を求めた。

$$0.5 = \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left[\frac{1 \times 2.935 - 3.3 \times 10^{-4} \times 8850}{2\sqrt{D} \times 1 \times 8550} \right] + \frac{1}{2} \exp \left[\frac{3.3 \times 10^{-4} \times 2.935}{D} \right] \operatorname{erfc} \left[\frac{1 \times 2.935 + 3.3 \times 10^{-4} \times 8850}{2\sqrt{D} \times 1 \times 8850} \right]$$

上式より，分散係数 $D = 2.8 \times 10^{-5} \text{cm}^2/\text{s}$ を得た。

7. まとめ

試作した分散係数測定装置を用いて 3 時間 30 分という短い時間で粘性土の分散係数を求めることができた。相似則より重力場では約 1 年に相当する。遠心模型実験は，粘性土の分散係数測定の時間短縮に大変有効である。NSF 粘土と豊浦標準砂の混合試料（質量比 4：6， $\rho_d = 1.56 \text{g/cm}^3$ ）の分散係数 $D = 2.8 \times 10^{-5} \text{cm}^2/\text{s}$ が得られた。

<参考文献>

- 1) 高田直俊・日下部治：遠心模型実験 3.原理,土と基礎 Vol.35, No.12,pp.89-94,1987
- 2) 地盤工学会 土壌地下水汚染の調査・予測・対策編編集委員会：地盤工学 実務シリーズ「土壌地下水汚染の調査・予測・対策」,271p,2002
- 3) 初井和朗：移流分散解析入門 10.粒子追跡法による移流分散解析例,土と基礎,Vol.51, No.5,pp.45-50,2003
- 4) 棚橋秀行：飽和カラム試験の改良と有効間隙率について,第 37 回地盤工学研究発表会,1172,pp.2335-2336,2002
- 5) 石森洋行・勝見武・畠中建二・深川良一：溶存物質の移動特性に及ぼす吸脱着現象の影響,第 40 回地盤工学研究発表会,637,pp.1275-1276,2005
- 6) 李徳建・三田地利之・福田文彦・工藤豊・中村晃輔・阿部篤史・大河原正文：数値解析および遠心浸透実験による汚染地下水の浸透シミュレーション,土木学会北海道支部年次技術研究発表会論文報告集,第 60 号,2004
- 7) 中野政詩・宮崎毅・塩沢昌・西村拓：土壌物理環境測定法,東京大学出版会,236p,1995
- 8) 進士喜英・小橋創一・大山将・小山孝：移流分散方程式における分散係数と有効間隙率に関する一考察,第 37 回地盤工学研究発表会,1159,pp.2309-2310,2002

原子間力顕微鏡による異なる温度条件下での高純度粘土の摩擦力・粘性係数測定

岩手大学大学院 ○学生会員 久 常 雄大
 岩手大学 国際会員 大河原 正文
 北海道大学大学院 国際会員 三田地 利之

1. はじめに

粘土の残留強度とは、大きなせん断変形を受けて残留状態に至った時点での最小せん断強度で鏡肌を呈する地すべりのすべり面強度に相当するとされている。残留状態に至ったせん断面はせん断方向への粒子配向がほぼ終了していることから、残留状態でのせん断現象は平滑な粘土粒子表面間の摩擦現象であると理解される¹⁾。従来、粘土の残留強度は主として一面せん断試験や三軸試験などの室内要素試験によりセンチメートルオーダーの供試体を対象として求められている。

ところで、マイクロからナノサイズでの表面の物性を測定することができる装置として原子間力顕微鏡がある。原子間力顕微鏡 (Atomic Force Microscope : AFM) は、試料表面にマイクロサイズの探針を接触させスキャンすることにより、原子サイズの形態情報などを測定する装置である。AFM において注目すべきは、試料表面の摩擦力や様々な物性を測定できることで、これにより例えばマイクロサイズでの土粒子表面の摩擦力や粘弾性を直接測定できる。したがって、室内要素試験による残留強度をマクロな摩擦力、AFM による摩擦力をマイクロな摩擦力と考えることができよう。本研究では、粘土の残留強度発現機構を解明するためのアプローチとして、AFM により粘土粒子表面の物性を測定し、粘土のマイクロ領域における摩擦特性を検討した。

AFM²⁾とは、カンチレバーと呼ばれる小さな突起先端 (探針) と試料表面の間に働く原子間力をカンチレバーの変形として測定する顕微鏡である。本研究で使用した AFM は図1に示した通り、カンチレバーの背面に斜めからレーザー光を照射して、カンチレバーの変形に伴う光の反射角変化を測定する光てこ方式と呼ばれる装置である。また、本研究では対象物の物性と測定項目を考慮して、動作方式はコンタクトモード、液中コンタクトモード、タッピングモードとした。コンタクトモードは探針を試料表面に接触させて直接スキャンし、カンチレバーのたわみやねじれから試料表面の凹凸情報および摩擦力を測定する動作方式である。液中コンタクトモードはコンタクトモードと基本的に同じであるが、試料を水または溶液で覆うことで液中での物性を測定できる。タッピングモードはカンチレバーに一定の周期で振幅を与え、試料表面に探針を周期的に接触させることで試料表面への破壊を最小限に抑えるとともに、カンチレバーの振幅の変化から試料表面の凹凸情報および粘弾性情報などを得ることができる。図2に各動作方式の測定原理を示す。なお、本研究で対象とする領域は、使用した AFM の性能から長さはマイクロメートル ($1\mu\text{m}=0.001\text{mm}$) オーダー、力はナニュートン ($1\text{nN}=1\times 10^{-9}\text{N}$) オーダーである。

本研究の目的は、①粘土の高湿度条件下および液中での摩擦力の測定、②異なる温度条件下での粘土の摩擦力の測定、③異なる温度条件下での粘土の粘性測定である。

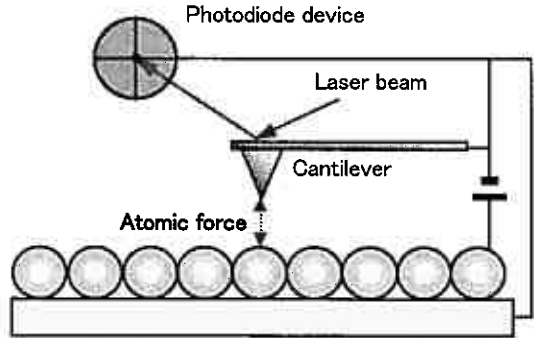


図1 原子間力顕微鏡の動作原理



写真1 原子間力顕微鏡

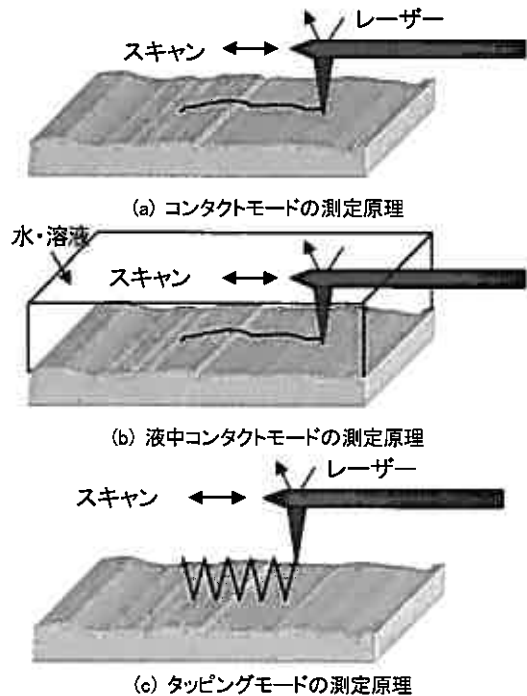


図2 AFM の動作方式の原理

Measurements of Frictional Force and Coefficient of Viscosity of Pure Clay Minerals under the Different Temperature Conditions using AFM

Takehiro HISATSUNE (Graduate Student, Iwate University), Masafumi OKAWARA (Iwate University), Toshiyuki MITACHI (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)

2. 試料および試料作製

試料には、Na-montmorillonite を主成分とするクニピア-F (クミネ工業), Ca-montmorillonite を主成分とするクニボンド (クミネ工業), Kaolinite を主成分とするカオリン-KH (カナヤ興産), Pyrophyllite を主成分とする勝光山パイロフィライト (日本粘土学会参考試料) を用いた。図4～図7に4種類の粘土鉱物のX線回折パターンを示す。

AFM 測定用試料の作製にあたり摩擦力測定では試料表面が均一で凹凸の少ない試料表面が好ましいため、摩擦力測定用として粘土の水懸試料を作製した。粘土に蒸留水を加え攪拌した水溶液をシリコンウエハ基盤に滴下し、室温で乾燥させたものを試料とした。とくに液中コンタクトモードでは、蒸留水を滴下したときに粘土が基盤から離れないように試料を厚くした。粘弾性測定では、測定対象物(粘土鉱物)と比較となる基盤表面を同時に測定する必要があるため、基盤上に小さな粘土粒子が点在していることが好ましい。基盤には清浄なシリコンウエハを用意し、粘土に蒸留水を加えて攪拌したものを試料の厚さに注意してシリコンウエハにすりつけ室温で乾燥させたものを試料とした。写真2に摩擦力測定用および粘弾性測定用試料を示す。



(a) 摩擦力測定用

(b) 粘弾性測定用

写真2 AFM 測定試料

3. 測定方法

(1) AFM 測定中の温度および湿度の制御

試料の表面温度を制御するため、シリコンラバーヒーターおよび温度コントローラーを用いた。シリコンラバーヒーターは電気を流すことで発熱するヒーターである。シリコンウエハ基盤の背面にヒーターを接着し温度コントローラーとヒーターとを接続した。温度コントローラーに付属する温度センサーで基盤の表面温度を測定し、目的の表面温度になるように温度コントローラーにより制御した。

コンタクトモードによる摩擦力測定とタッピングモードによる粘弾性測定において、試料表面の乾燥を防ぐとともに試料表面が一定の含水状態を保つために湿度を 85~95% の範囲で制御した。湿度の制御は加湿のみで行った。図8に示したとおり AFM の測定部分をシートで覆い、隙間から湿度計のセンサーと加湿器のホースを差し込む。湿度計で測定室の湿度を測定し、加湿器の湿度調節つまみを回して湿度を制御した。写真3は温度および湿度制御中の AFM 測定室の様子である。

(2) 粘土の摩擦力測定

湿潤粘土を対象に、AFM 測定室の湿度を 90% に制御した状態、ならびに試料表面に蒸留水を滴下した状態(湿度 100% 以上)で粒子表面の摩擦力を測定した。測定モードは、それぞれコンタクトモードおよび液中コンタクトモードである。さらに、湿度のみならず温度も設定し、試料ステージの表面温度をそれぞれ 20℃, 30℃, 40℃とした。また、垂直力と摩擦力との関係から摩擦係数 $\mu_{\text{湿潤}}$ を求め、乾燥粘土の

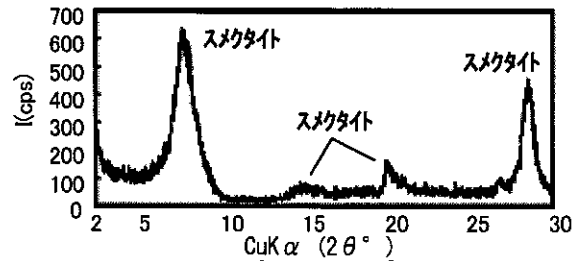


図4 クニピア-FのX線プロファイル

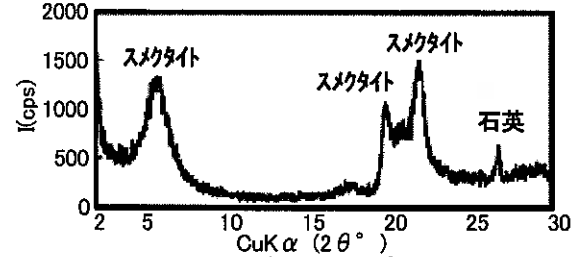


図5 クニボンドのX線プロファイル

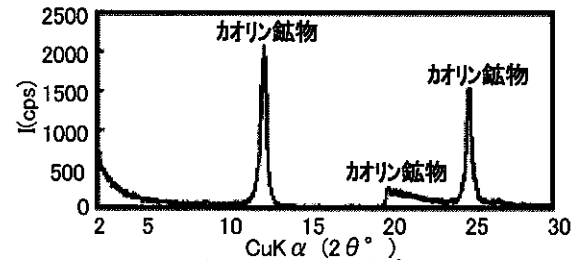


図6 カオリン-KHのX線プロファイル

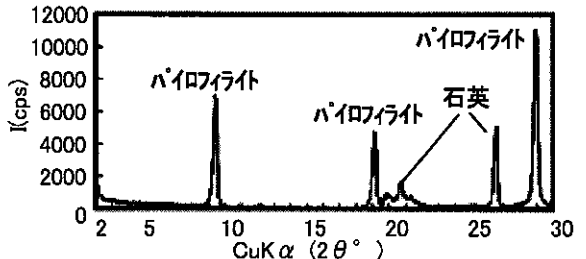


図7 勝光山パイロフィライトのX線プロファイル

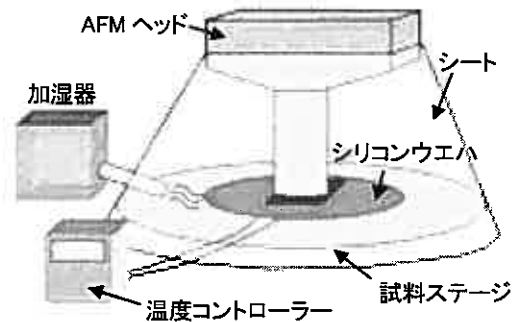


図8 温度および湿度制御の模式図



写真3 温度湿度制御した AFM 測定室

μ 乾燥と比較した。試料はクニピア F, クニボンド, カオリン KH および勝光山パイロフィライトである。測定条件は、測定範囲 $5\mu\text{m}$ の 1 スキャンライン固定とし、スキャン速度は $8.3\mu\text{m}/\text{sec}$ である。凹凸情報を得るたわみと摩擦情報を得るねじれを分離するためにスキャン角度を 90° とした。また、垂直荷重を変えるために Deflection Setpoint を $0\sim 1.0\text{V}$ の範囲で変化させた。測定データは高さおよび摩擦力である。プローブは Cont (ナノワールド社) を使用した。測定は、試料ステージに取り付けた試料にプローブを近づけてスキャンを開始し、1 スキャンライン上で固定した状態でパラメータを調整した後、一定値となった摩擦力を測定した。測定後、フォースモードに移行してフォース・カーブを測定し、垂直荷重を次式により求めた。ここで F は垂直荷重(nN)、 K はプローブのバネ定数(N/m)、 ΔA はプローブの変位(nm)である。

$$F = K \cdot \Delta A$$

(3) 粘土の粘弾性測定

湿潤粘土を対象に、試料ステージの表面温度を 20°C , 30°C , 40°C に制御した状態で粘土粒子表面の粘弾性を測定した。粘弾性は AFM 探針をタッピング方式で動作させたときの探針の位相遅れにより測定される。図 3 は粘性の異なる物質を測定したときの位相差を模式的に表したものである。粘性が高い物質ほど位相が遅れる。

測定に用いた試料はクニピア F, クニボンド, カオリン KH および勝光山パイロフィライトである。測定範囲は $10 \times 10\mu\text{m}$, プローブは NCH (ナノワールド社) を使用した。測定手順は、試料ステージに取り付けた試料にプローブを近づけてスキャンを開始し、スキャン開始直後 1 スキャンラインで固定した状態で往復の凹凸波形およびエラー波形が一致するようにパラメータを調整した。調整後、 $10\mu\text{m} \times 10\mu\text{m}$ の範囲をスキャンさせ凹凸像および位相像を得た。これら位相像から画像解析ソフトにより位相遅れのヒストグラムを作成し、ヒストグラムのピーク値から位相差を得た。

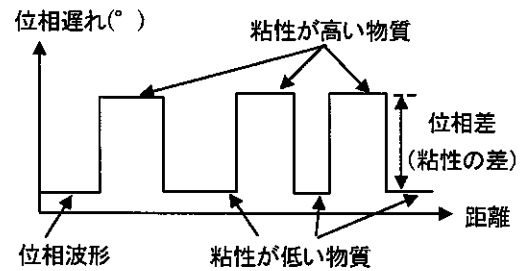


図 3 粘性の異なる物質における位相測定

4. 測定結果および考察

(1) コンタクトモードによる粘土の摩擦力測定

図 9~図 12 にクニピア F, クニボンド, カオリン KH および勝光山パイロフィライトの垂直荷重 - 摩擦力関係を示す。垂直荷重はフォース・カーブ測定により算出した。摩擦力については使用した AFM に力(nN)に換算する機能がいないため、既存の研究³⁾において摩擦力が得られているシリコンウエハの表面を測定し、得られた電圧(mV)から換算係数(力/電圧)を求め、測定値(電圧)にこの換算係数を乗じることで摩擦力を算出した。

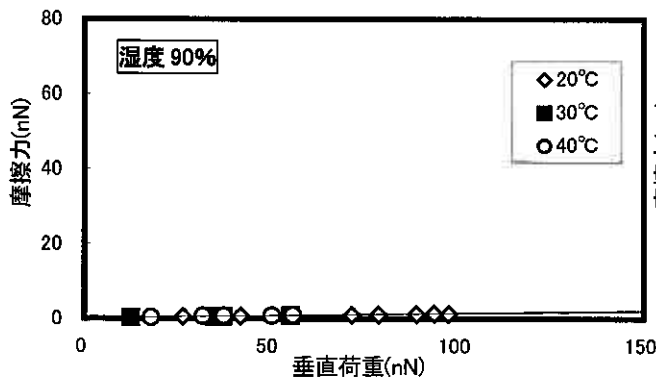


図 9 クニピア F の垂直荷重-摩擦力関係図

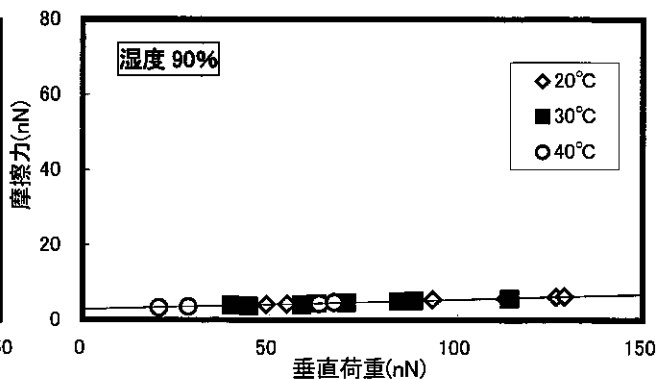


図 10 クニボンドの垂直荷重-摩擦力関係図

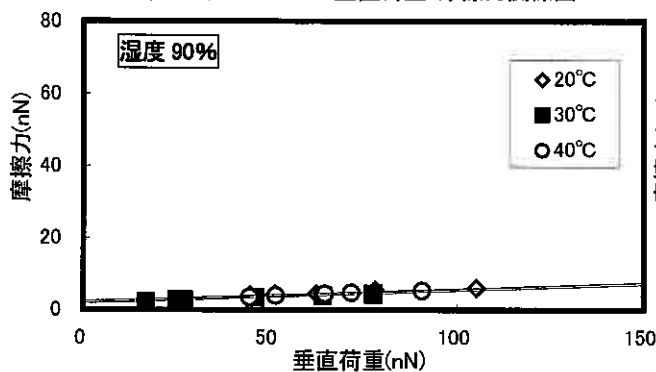


図 11 カオリン KH の垂直荷重-摩擦力関係図

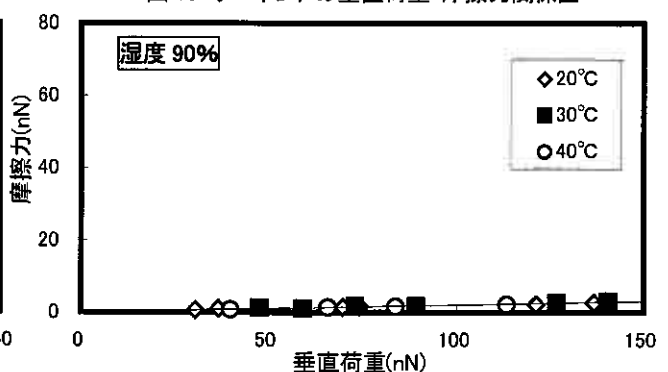


図 12 勝光山パイロフィライトの垂直荷重-摩擦力関係図

測定結果から全ての粘土において摩擦力と垂直荷重に比例関係が認められた。表 1 に摩擦係数 μ を示す。表に示されたように摩擦係数 μ は、全ての温度条件においてクニピア F、勝光山パイロフィライト、クニボンド、カオリン KH の順に大きい。次に試料ごとに温度と摩擦係数 μ との関係を見ると、いずれの粘土も温度が高くなるのに伴い摩擦係数 μ が大きくなる。乾燥粘土の摩擦係数 μ は、クニピア F が $\mu_{乾燥}=0.027$ 、クニボンドが $\mu_{乾燥}=0.053$ 、カオリン KH が $\mu_{乾燥}=0.065$ である⁴⁾。湿度 90% での粘土の摩擦係数 μ は乾燥状態より大幅に小さい。この結果は、マクロ領域での大変位一面せん断試験による湿潤粘土のせん断抵抗角 ϕ'_r が乾燥粘土よりも小さくなるという結果と一致する⁵⁾。

(2) 液中コンタクトモードによる粘土の摩擦力測定

図 13、図 14 に液中コンタクトモードによるクニピア F および勝光山パイロフィライトの垂直荷重 - 摩擦力関係を示す。なお、クニボンドおよびカオリン KH については、液中観察を行うために蒸留水を試料に滴下したところ粘土が溶け出したため AFM 測定を断念した。

測定結果からクニピア F、勝光山パイロフィライトともに摩擦力と垂直荷重に比例関係が認められた。表 2 に温度ごとの摩擦係数 μ を示す。表に示されたように湿度 90% での摩擦力よりも小さい値となった。

次に摩擦係数 μ と温度との関係については、クニピア F、勝光山パイロフィライトともに温度が高くなるのに伴い摩擦係数 μ は大きくなっている。

(3) 粘土の粘弾性測定

図 15 にクニピア F、クニボンド、カオリン KH および勝光山パイロフィライトの位相像を示す。なお、粘弾性の測定においては、AFM 測定室の湿度を約 90% に保ち、試料ステージを 20°C、30°C、40°C に制御した。液中測定については使用した AFM には機能がないため測定していない。なお、図中に温度とスキャン速度 (Scan Rate :SR) を示す。

図 15 において位相像の白色部分は粘土粒子表面で、黒色部分はシリコンウエハである。白色部分の粘土粒子は、試料によって明暗の異なるグラデーションがみられ、粘性が一定でないことがわかる。図 16 は位相遅れのヒストグラムである。表に示されたピーク値は、ヒストグラムの最高値である。シリコンウエハの位相遅れについては温度に関わらずほぼ 0° (シリコンウエハの粘性はゼロ) であるため、粘土の位相差がそのまま粘土の粘性を表している。表 3 は温度ごとの粘土粒子表面とシリコンウエハとの位相差である。表から全ての粘土において位相差が減少している。位相差の減少は粘性の低下を示す。したがって、粘土粒子表面の粘性は温度上昇に伴い低下したことになる。10°C の温度上昇に伴う位相差の減少はクニピア F で平均 3.7°、クニボンドで平均 5.7°、カオリン KH で平均 13.7°、勝光山パイロフィライトで平均 28.0° であった。

表 1 異なる温度での粘土の摩擦係数 μ (湿度 90%)

試料名	20°C	30°C	40°C
クニピア F	0.011	0.013	0.014
クニボンド	0.025	0.026	0.028
カオリン KH	0.034	0.036	0.038
勝光山パイロフィライト	0.018	0.020	0.021

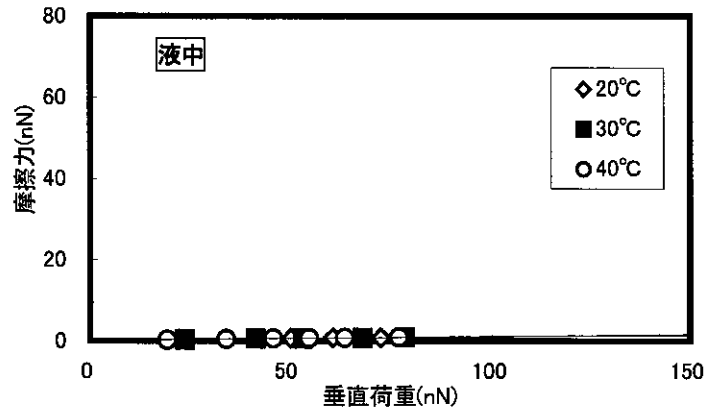


図 13 クニピア F の垂直荷重-摩擦力関係図

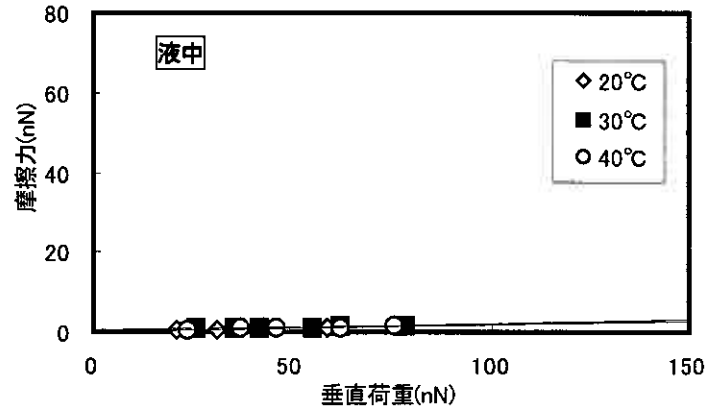


図 14 勝光山パイロフィライトの垂直荷重-摩擦力関係図

表 2 異なる温度での粘土の摩擦係数 μ (液中)

試料名	20°C	30°C	40°C
クニピア F	0.008	0.009	0.011
勝光山パイロフィライト	0.015	0.016	0.017

表 3 粘土とシリコンウエハとの位相差 (湿度 90%)

試料名	20°C	30°C	40°C
クニピア F	102.5°	99.3°	95.2°
クニボンド	95.2°	89.1°	83.8°
カオリン KH	110.4°	92.3°	83.0°
勝光山パイロフィライト	129.8°	105.3°	73.9°

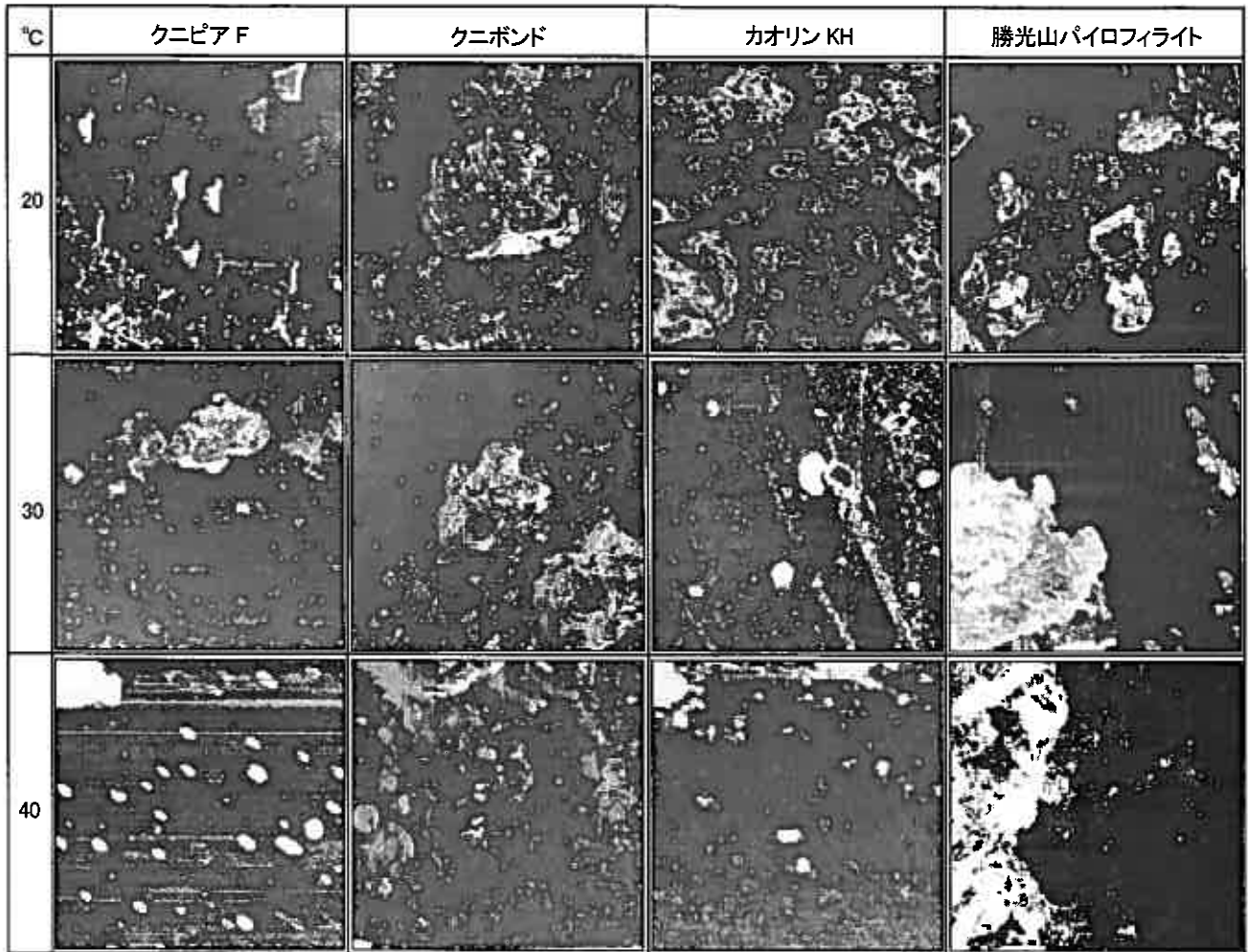


図 15 異なる温度条件下での粘土の位相像(湿度 90%)

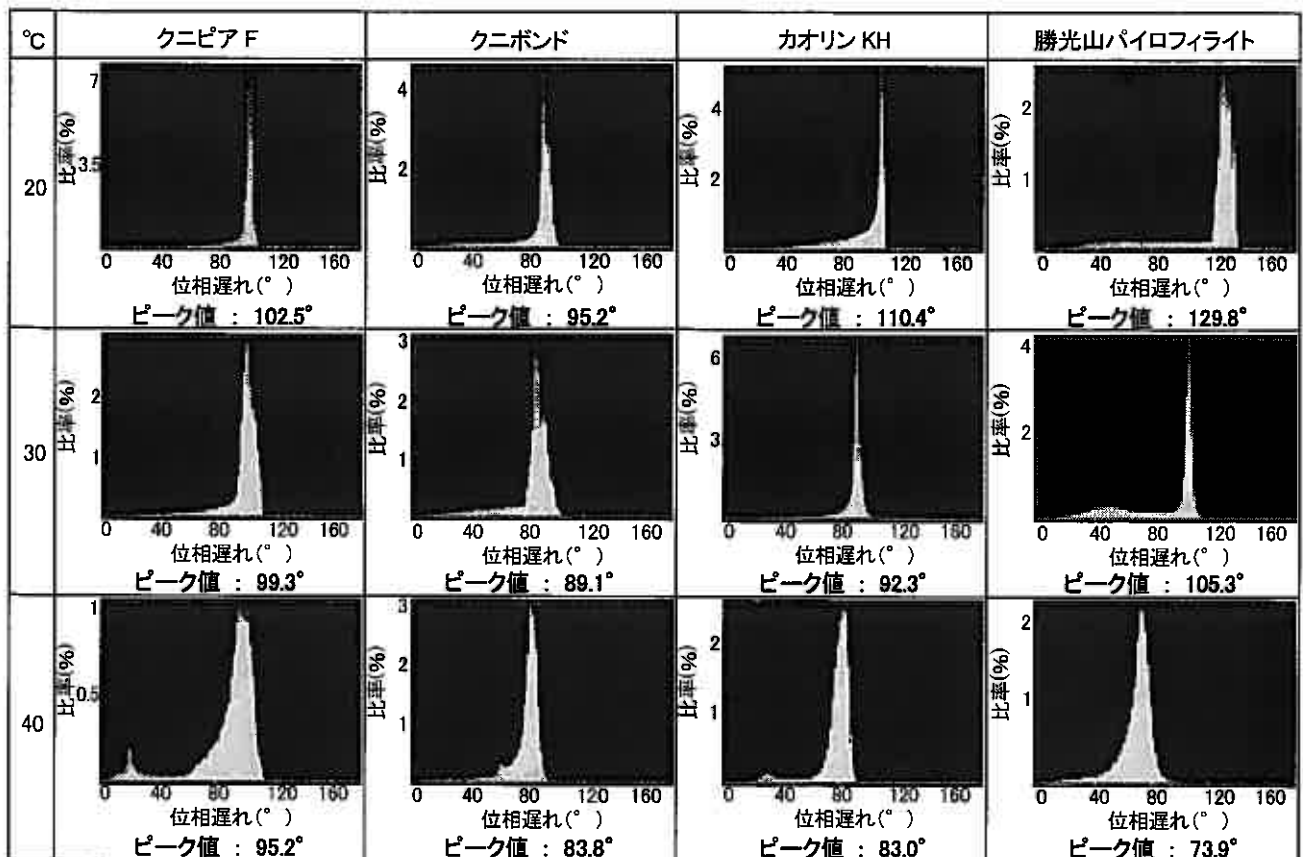


図 16 位相遅れのヒストグラムとピーク値

5. まとめ

原子間力顕微鏡による粘土の摩擦係数・粘性測定結果を以下に示す。

- ① 湿度 90%ならびに液中での測定より得られた摩擦係数 μ は、膨潤性粘土鉱物（クニピア F, クニボンド）、非膨潤性粘土鉱物（カオリン KH, 勝光山パイロフィライト）に関わらず乾燥状態の摩擦係数 μ より小さい。
- ② ①の摩擦係数 μ は、温度上昇（20°C→30°C→40°C）に伴い大きくなる。
- ③ 湿度 90%状態での測定より得られた粘性は、温度上昇（20°C→30°C→40°C）に伴い小さくなる。

6. おわりに

まとめ②, ③より、温度上昇に伴い摩擦係数は大きくなるが粘性は小さくなるといった逆の結果が得られた。粘性は、運動している流体のずれ摩擦の程度を表していることから、本来であれば粘性と摩擦係数とは同じ傾向を示すはずである。これは摩擦係数と粘性の測定が、異なる部分を測定している可能性があるなど、さらなる検討が必要である。

<参考文献>

- 1) 大河原正文・三田地利之・米田哲朗：第 46 回粘土科学討論講演要旨集,pp.150-151,2002.
- 2) 森田清三 編著：原子・分子のナノ力学,丸善,2003.
- 3) 山岡武博：フリクショナルカーブによる定量的摩擦特性評価 I,2001.
- 4) 久常雄大・大河原正文・三田地利之：地盤工学会北海道支部技術報告集,第 46 号,pp.99-106,2006.
- 5) 大河原正文・三田地利之・太田正裕：第 38 回地盤工学研究発表会講演集,pp.223-224,2003.

残留状態せん断面のその場観察/分析用「小型せん断ユニット」の開発

岩手大学 国際会員 大河原正文
岩手大学大学院 ○学生会員 九千房修司
北海道大学大学院 国際会員 三田地利之

1. はじめに

筆者らは、粘土の残留強度発現機構の解明を目的に、残留状態におけるせん断面(以後、残留状態せん断面)の微視的構造、粒子の運動特性、吸着水の物性などについて研究してきた^{1)~3)}。一連の研究では、観察/分析のための供試体として一面せん断試験により形成された残留状態せん断面を使用していた。しかし、試験終了後にせん断箱から供試体を取り出し分析に用いているため、供試体を取り出す際の試料乱れや分析中の乾燥などが懸念される。そもそも、せん断中(運動中)の現象を停止状態で分析していること自体、厳密には強度発現時の状態とは異なる。

そこで本研究では、せん断中のせん断面を直接、観察/分析可能な「小型せん断ユニット」を開発した。小型せん断ユニットは軽量かつコンパクトで、赤外分光分析装置、共焦点レーザー顕微鏡など各種分析機器への取り付けが可能である。

2. 試験装置

小型せん断ユニットは、分析対象から「断面」用と「表面」用からなる。

2.1 「断面」観察/分析用小型せん断ユニット

「断面」用ユニットを写真1(せん断部)に、ユニット構成を図1に示す。本ユニットは、せん断部、操作盤、データ計測部から構成され、操作盤にはコンプレッサーが接続されている。せん断部の寸法は横幅 191mm、奥行 29mm、高さは 106mm、重量は約 2kgfと軽量かつコンパクトで簡単に持ち運びができる。最大の特徴は、せん断部が各種分析機器に取り付けられることで、せん断中のせん断面を断面方向からその場観察/分析できることである。

せん断部(本体)

せん断部は、せん断箱、小型エアシリンダー、載荷板、小型荷重計、モーター駆動軸から構成される。せん断箱は、上箱固定、下箱可動でサイズは縦 1.5cm×横 2.5cm×高さ 2cmと通常的一面せん断試験機に比べると小さい。せん断箱の前面はアクリル製でせん断時のせん断面の状態を観察できる。せん断箱隙間は 0.2mmである。垂直荷重は、下せん断箱の下部に取り付けられた小型荷重計により測定される。垂直変位および水平変位は、せん断箱、載荷板の変位が測定できるようにそれぞれの支持器具に取り付けられている。

なお、本ユニットにはせん断力を測定するための荷重計がないため、残留強度を測定することはできない。

操作盤

操作盤は、せん断箱(せん断力)と載荷板(垂直力)を操作するためのもので、モーター回転方向切り替えスイッチ、モーター速度調整ダイヤル、モーター速度表示器、繰返し回数カウンタ、圧力計、エアシリンダーの加圧・減圧選択レバー、精密減圧弁、エアフィルター、コンプレッサー接続部から構成される。

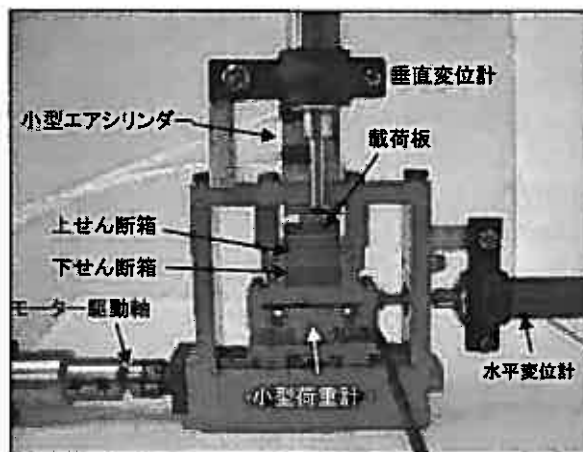


写真1 「断面」観察/分析用小型せん断ユニット

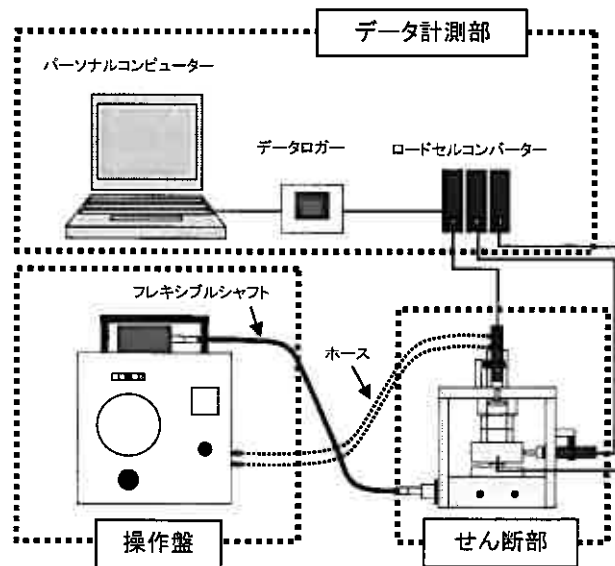


図1 「断面」観察/分析用小型せん断ユニット構成図

Development of an in-situ observation/analysis compact shear unit of shear surface at residual state

Masafumi OKAWARA (Iwate University), Syuji KUSENBOH (Graduate Student, Iwate University), Toshiyuki MITACHI (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)

なお、操作盤はフレキシブルシャフトによりせん断部と連結され、モーターの回転力がこのシャフトを介してせん断箱に伝達される。

データ計測部

計測部は、ロードセルコンバーター、データロガー、パーソナルコンピューターから構成される。現システムでは、ロードセルコンバーターによって増幅されたアナログ信号をデータロガーによってデジタル信号に変換するとともに、垂直応力、垂直変位、水平変位に換算してパーソナルコンピューターで表示している。

2.2 「表面」観察/分析用小型せん断ユニット

表面用ユニットを写真2(せん断部)に、ユニット構成を図2に示す。本ユニットは、せん断部、操作盤、データ計測部から構成され、操作盤とデータ計測部は「断面」用せん断ユニットと共通である。せん断部の寸法は横幅 190.8mm、奥行 170mm、高さは 98.3mm、本体重量は約 3kgf と軽量かつコンパクトである。最大の特徴は、せん断箱が強化ガラス上を移動するために、せん断中のせん断面の”表面”を下からその場観察/分析できることである(写真3)。ここで表面とは供試体下面と強化ガラスとの接触面(=せん断面)ということである。

せん断部(本体)

せん断部は、せん断箱、小型エアシリンダー、載荷板、小型荷重計、小型スクリージャッキ、モーター駆動軸から構成される。せん断箱は、上せん断箱のみで、サイズは縦 1.5cm × 横 2.5cm × 高さ 1cm である。また、せん断面を下から観察できるように基盤に直径 1.5cm の穴が開いている(写真3)。垂直荷重は、載荷板直上の小型荷重計により測定される。せん断力は、水平ロードに取り付けられた小型荷重計により測定される。垂直変位および水平変位は、それぞれ変位計により測定される。

3. 供試体および試験方法

3.1 供試体作製方法

供試体の作製は、通常の練り返し試料の作製方法と同じである。すなわち、(1)粉末試料に蒸留水を加えミキサーで攪拌する、(2)練り返した試料を圧密セルに移し変えて真空ポンプで脱気する、(3)所定の圧密圧力で一定期間圧密する、である。予圧密が終了したら図3のような供試体成形盤を用いてワイヤーソーでカットする。粘土のような軟らかい試料を扱う場合は、供試体挿入にあたり端面損傷に十分に注意が必要である。なお、小型せん断ユニットは、粘土のみならず砂質土などあらゆる土質に対応するため練り返し試料のみならず不攪乱試料の試験も実施できる。

3.2 試験手順

圧密からせん断までの試験手順は、「断面」用、「表面」用ともにほぼ同じである。以下に手順を示す(写真4)。

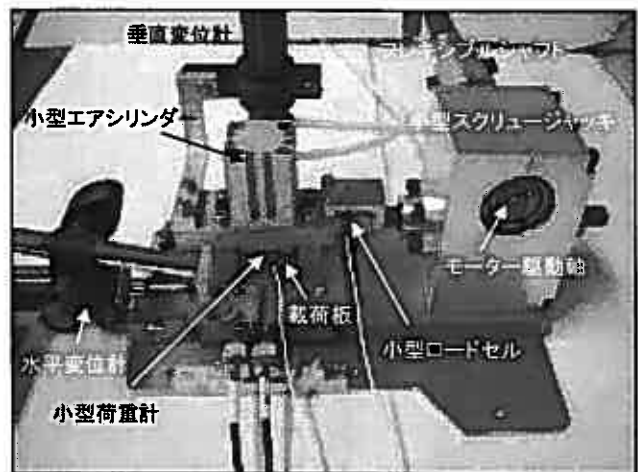


写真2 「表面」観察/分析用小型せん断ユニット

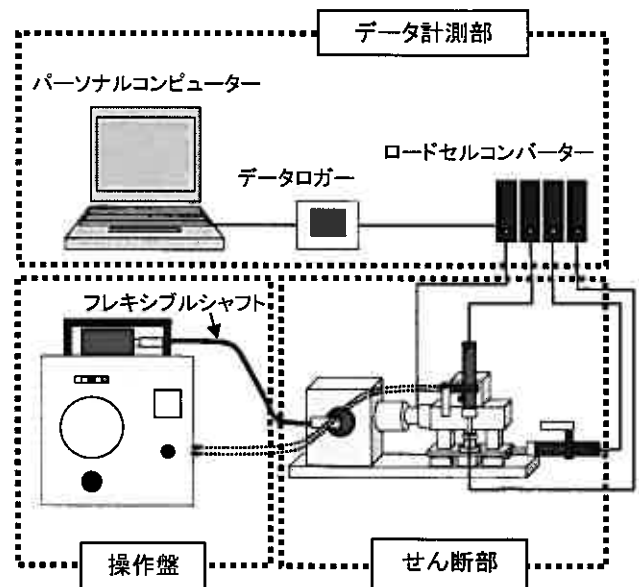


図2 「表面」観察/分析用小型せん断ユニット構成図

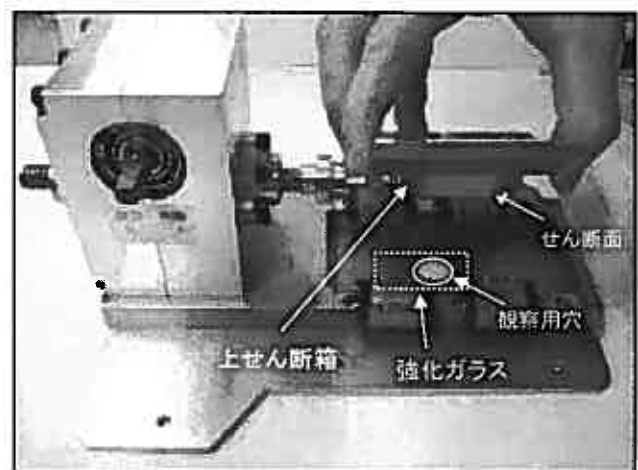
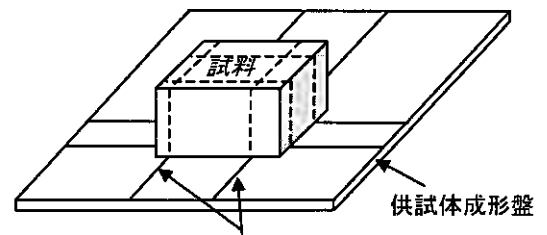


写真3 表面観察/分析部分の構成

- ① 供試体をせん断箱に挿入する。
- ② せん断箱の前面にアクリル板を取り付ける。ステージに強化ガラスを置く(「表面」観察/分析用)。
- ③ 上部のはみ出した試料をワイヤーソーでカットする。
- ④ せん断駆動部にせん断箱を取り付ける。
- ⑤ 垂直力測定用、せん断力測定用(「表面」用)の小型荷重計を取り付ける。
- ⑥ 垂直変位計、水平変位計を取り付ける。
- ⑦ 圧密開始。
- ⑧ 3t法により圧密を打ち切る。
- ⑨ せん断を開始する(試験条件:表1)。
- ⑩ 残留状態に至った時点で、観察、分析を行う。
- ⑪ 試験終了

なお、各種分析機器への取り付けのタイミングは、対象機器により異なる。



この線にあわせてカットする

図3 供試体の成形方法

表1 せん断試験の試験条件

試験条件	圧密定圧条件
せん断速度	0.1 mm/min
せん断変位量	6 mm



① 試料をトリミングする

② 供試体をせん断箱に挿入する

③せん断箱前面にアクリル板を取り付ける



④ ステージに強化ガラスを置く

⑤ はみ出した試料をカットする

⑥ せん断箱を駆動部に取り付ける

写真4 試験手順

4. 繰り返し一面せん断試験

「表面」用小型せん断ユニットを用いて試行的に繰り返し一面せん断試験を行った。供試体には繰り返し NSF 粘土を用いた。試験は圧密定圧条件とし、せん断速度:0.1mm/min, せん断変位量(一方向):6mm, 繰り返し回数:6回, 累積変位量:36mm(6mm×6回)である。図4に圧密結果を示す。図より一次圧密から二次圧密に至る過程が確認できる。3t 到達時間は480000秒(133時間20分)で、我々が普段実施している一面せん断試験に比べると長い。試験終了後、せん断箱から供試体を取り出したところ供試体が乾燥していた。乾燥対策が今後の課題である。なお、圧密曲線の経過時間1000秒付近にみられる0.06mm程度の沈下は、供試体とせん断箱との間に生じた隙間を供試体が埋めたことによるとみられる。

図5にせん断応力-水平変位関係を示す。せん断開始直後

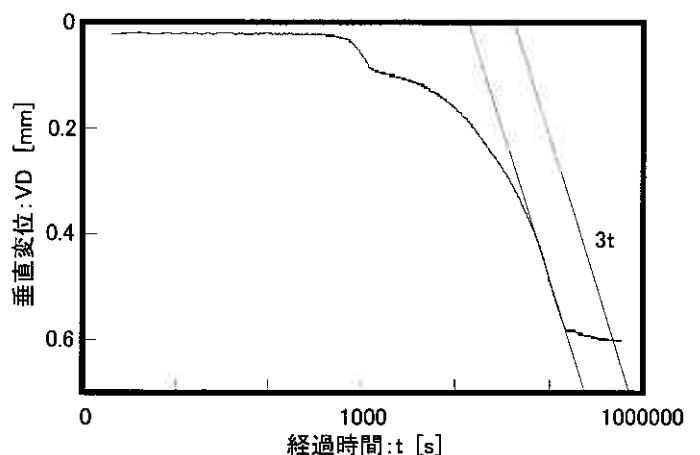


図4 圧密曲線

には 20kPa ほどあったせん断応力が繰り返しせん断により 12kPa～14kPa に収束していることがわかる。「表面」用せん断ユニットにより残留状態にできることが確認された。

5. 今後の予定(分析機器への取り付け)

写真5, 写真6に小型せん断ユニットを顕微 FTIR (フーリエ変換型顕微赤外分光分析装置), CLSM (共焦点レーザー顕微鏡)に取り付けた様子を示す。今後の予定として, 「断面」用ユニットを用いてせん断面に吸着している水の分光学的特性を, 「表面」用ユニットを用いてせん断面とガラスとの接触状態を明らかにする予定である。

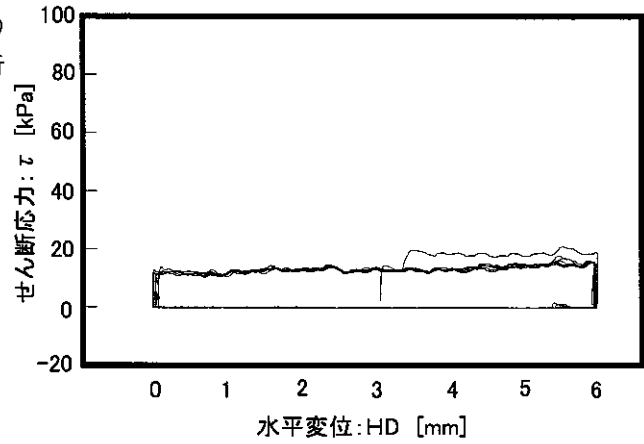


図5 せん断応力[τ]-水平変位[HD]の関係



写真5 FTIR に取り付けした「表面」観察/分析用小型せん断ユニット

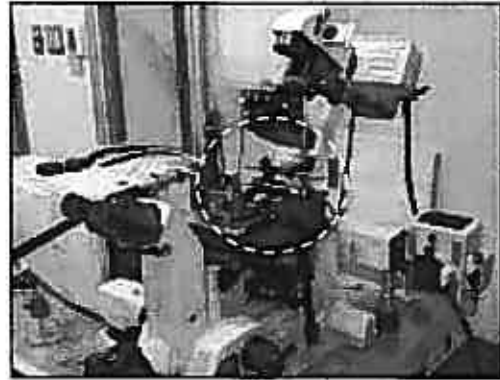


写真6 共焦点レーザー顕微鏡に取り付けた「表面」観察/分析用小型せん断ユニット

参考文献

- 1) 大河原正文・三田地利之: 粘土の残留状態におけるせん断抵抗係数 $\tan \phi' r$ と真実接触面積との関係, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第46号, pp.107-114, 2006
- 2) 大久保幸倫・大河原正文・三田地利之: 粘土鉱物中の水分析 - FTIR および NMR 測定 -, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第46号, pp.115-118, 2006
- 3) 久常雄大・大河原正文・三田地利之: 原子間力顕微鏡による粘土のマイクロ摩擦力測定, 第50回粘土科学討論会講演要旨集, pp.198-199, 2006

北海道における切土法面被害の形態について

寒地土木研究所 ○ 正会員 泉澤 大樹
 " 国際会員 西本 聡

1. まえがき

近年、高規格道路等の大規模切土法面施工が全道的に行われている。一年で行う内の施工規模は大型化する事になり、施工の進捗で現れる岩質、土質、堆積状況が事前調査と大きく異なった場合でも、その年に対策が求められる機会が多くなってきた。同様に、適切な時期に湧水状況の確認作業を行えない場合もあり、切土法面の崩壊につながることもある。

本文では、切土法面の崩壊事例を紹介すると共に、原因について分類を試みた。その中で、湧水と凍上による崩壊のメカニズムについて考察する。

2. 切土法面崩壊の形態

切土法面崩壊の主な原因分類を試みた（図-1）。

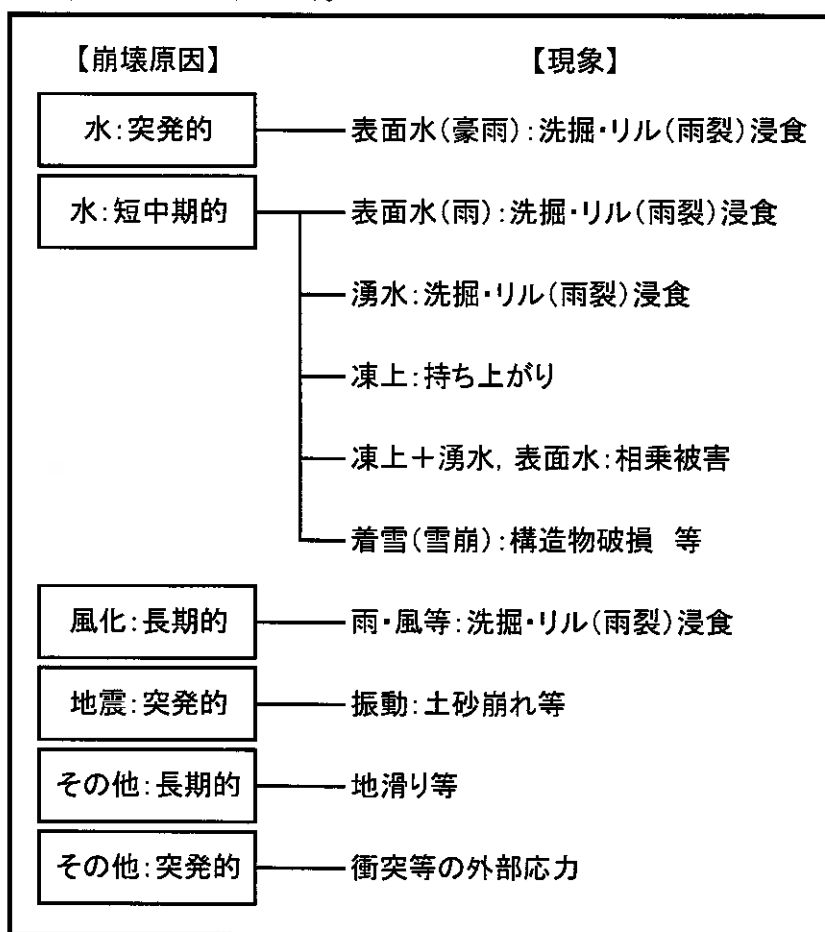


図-1 法面崩壊の主な原因

切土法面崩壊の原因となる要素は、いくつか考えられるが、施工中～完成直後にかけての改築期間を主体とした切土法面崩壊の原因は、「水」であることが多い。湧水や突発的な雨等の表面水による被害は、現場の土木技術者なら一度は経験するであろう事象であるが、その分類やメカニズムについては認知されていないところも多くある。

その中で、水が直接的あるいは間接的に関与している例は多い。切土法面に現れる水の形態として、表面水・湧水（浸透水・地下水）が考えられる。

降雨による表面水被害は、浸食・浸透が考えられる。ここでは、直接被害を受けた事例を上げる。

写真-1は、工事中の突発的な豪雨で、縦排水溝に沿って洗掘を受けた事例である。植生工が未成熟な状態で、表面水の流入が集中したために、縦排水溝の背面に水が回り込んだのが原因と考えられる。

写真-2は、法頭排水溝の未施工区間で、土砂崩れを起こした被災事例である。この写真は、縦断勾配の上部側に当たるが、下部側においても同じように被災している。中間の法頭排水溝の施工区間は安定している事から、法頭排水溝の有効性をうかがうことが出来る。どちらの例も表面水が集中することで大きく崩壊している。



写真-1 被災事例①



写真-2 被災事例②

写真-3, 4は共に、リル（雨裂）浸食と呼ばれる筋状の浸食である。主に、法頭側溝等による表面水対策を行っていない場合に見られる。このような小規模な変状は、直ちに崩壊を引き起こすわけではないが、植生基材吹付工に悪影響を与えることも多く、事前の適切な排水対策が望ましい。

また、無対策のまま、表面水が増水した場合、ガリー浸食に発達する可能性もある。

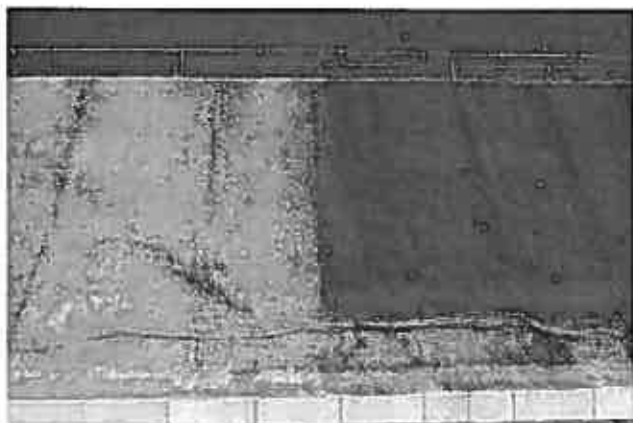


写真-3 被災事例③



写真-4 被災事例④

湧水を分類すると、降雨による浸透水と地下水に分けて考える必要がある。それは、出水形状が近似していても、降雨による増水にタイムラグが発生するためである。一般に、地下水は安定した供給源を維持しており、季節の変動で急速な増減水は起こしにくい。それに対して、浸透水は降雨に大きく影響されるため、豪雨の際には突発的に増水することが考えられる。この二つの水に分けて考えることで、湧水被害を複合的に考察した。

まず、浸透水の被害は、背後地に透水性の高い集水地形（牧草地・耕作地・笹藪など）を持った（写真-5, 6）切土法面に顕著に現れる。一般に集水地形として捉えられる山林地帯は、保水力が高いため、降雨時に表面水と浸透水に分けて考えることが出来る。この場合の浸透水は、前記した地下水の供給源に当たり、ゆっくりと浸透するため、急激な増水とはなりにくい。それに対して、透水性の高い、牧草地・耕作地・笹藪などは、浸透水として降雨を切土法面へと導くことになる。

また、透水性の高い層が厚いと、法頭側溝や遮断排水溝が、機能しなくなる場合もあり、施工時の状況確認が重要である。

通常時には、全く湧水が見られないような切土法面においても、降雨時の集水効果で大量に出水する場合がある。写真-7では、透水層と不透水層の境界面上に、少量の地下水による湧水が認められる程度だが、降雨後の写真-8では、透水層全面に浸透水がにじみ出ているのがわかる。このような事例では、タイムラグがある地下水の増水が加わり、出水が増大あるいは長期におよぶ場合もあり、被害が大規模になることもあるため、十分な注意が必要である。



写真-5 集水地形 (笹)



写真-6 集水地形 (牧草)



写真-7 通常時



写真-8 降雨後

地下水による特徴は、湧水量と土質状況によって全く性状が異なる点にある。表-1に大まかなタイプに形態を分類した。湧水量は、計測が難しいため定量的にまとめるのが難しいが、主に3つの形態に分類した。

タイプA・Bは、湧水として明確な水みちを持つものであり、湧水量によって分類した。タイプCは、透水性の高い土質に見られるものであり、水みちが明確にならないことが特徴といえる。

タイプ	湧水量	直接法面浸食	含水状況	主な被災形態
A	多い	顕著	局部的に高い	洗掘・リル(雨裂)浸食
B	少ない	有り	やや低い	植生吹付流失
C	微少	無し	面的に高い	凍上

表-1 地下水湧水の主な形態

一般に切土法面湧水として認識されているものは、常時湧水のあるタイプAである。洗掘・リル浸食が強いために、暗渠・特殊フトン籠等で処理されることが多い。地層の境界面や岩の亀裂面などに多く見られ、明確な水みちを形成していることから、対策工法を検討し易い(写真-9, 10)。直接被害を及ぼしていくため、早急に対策しなければならない。過去の施工箇所等、近接状況からも容易に推測できる場合は、設計段階からの対応が望ましい。



写真-9 タイプA①



写真-10 タイプA②

タイプBは、湧水量が少なく、工事中に切土面が下がるにつれて、地下水位が低下するものや、出水が無くなる場合もある（写真－11, 12）。しかし、不透水層上を流れているもの等、水みちが絶えていない場合があるため、融雪期や降雨時に浸透水との相乗作用で増水することが多く、未対策であると大きな被害が出ることもある。一度でも湧水を確認した箇所は、暗渠等の対策を検討すべきである。



写真-11 タイプB①



写真-12 タイプB②

タイプCは、見かけ上湧水量も少なく、施工終了時まで外見上は安定して見えるため、ほとんどの場合は対策が施されていないのが実情である（写真－13, 14）。透水性の高い土質において、拡散して湧水が流れているために、このように全面に広がって、にじみ出しているものと思われる。

しかし、常に含水状態であることから、後述する凍上被害を誘発する可能性が非常に高いと考えられる。写真－13, 14が、共に凍上被害を受けていることから、それは裏付けられる。加えて、法面保護工が完了していない状態では、降雨による崩壊を起こしやすいことから、適切な処置が必要であるが、明確な水みちを持たないことから、暗渠は効力を発揮しにくい。現在は、特殊フトン籠による対策が主流であるが、横断水抜きも有効であると思われる。

また、前記した集水地形からの浸透水との相乗作用のある箇所では、特に注意が必要である。



写真-13 タイプC①



写真-14 タイプAC

3. 凍上のメカニズムと対応

北海道に多く見られる融雪期における法面崩壊には、「凍上」が深く関わっていることが多いが、凍上メカニズムは未知の部分が多く、学術的解明は道半ばである。

だが、その原因は次の三要素からなることが知られている。¹⁾すなわち、「温度」「土」「水」である。この全てが同時に揃うことで、初めて凍上は発生するのであり、どれか一つを改善することで、凍上を防ぐことが出来る。道路舗装工における凍上抑制層は、気温の低下により、土中に凍結がおよぶ範囲である凍結深までを非凍上性の材料で置き換える工法であり、「土」の改質に当たる。切土法面では、「土」の改質や気温の低下による「凍結（温度）」を抑制する断熱工法などは採用が難しいため、排水工による「水」を排除するのが適当である。

凍上性を有する土は、土の凍上性判定試験²⁾により判定出来る。凍上性の土は、吸水作用を有し、吸い上げた地下水をアイスレンズとして表層に蓄える。そのため、融雪期の表層付近の凍上領域は、非常に高含水な状態となる（図－2）。

凍上は、冬期に発生するために、土木工事現場で直接目に触れることは少ない。そのため、融雪期の切土法面崩壊は、湧水と融雪水による被害であると考えられがちであるが、凍上が大きく関わっていることが多い。それは、凍上が直接的に大きな変状を引き起こすと共に、融雪期には、融解したアイスレンズが融雪水に加わり、増水すること。そして、アイスレンズが融解した跡の土中には空隙が生まれる。さらに、表層が凍結し、せき止められていた地下水と、高含水状態の表土が、切土法面崩壊の大きな原因となる。

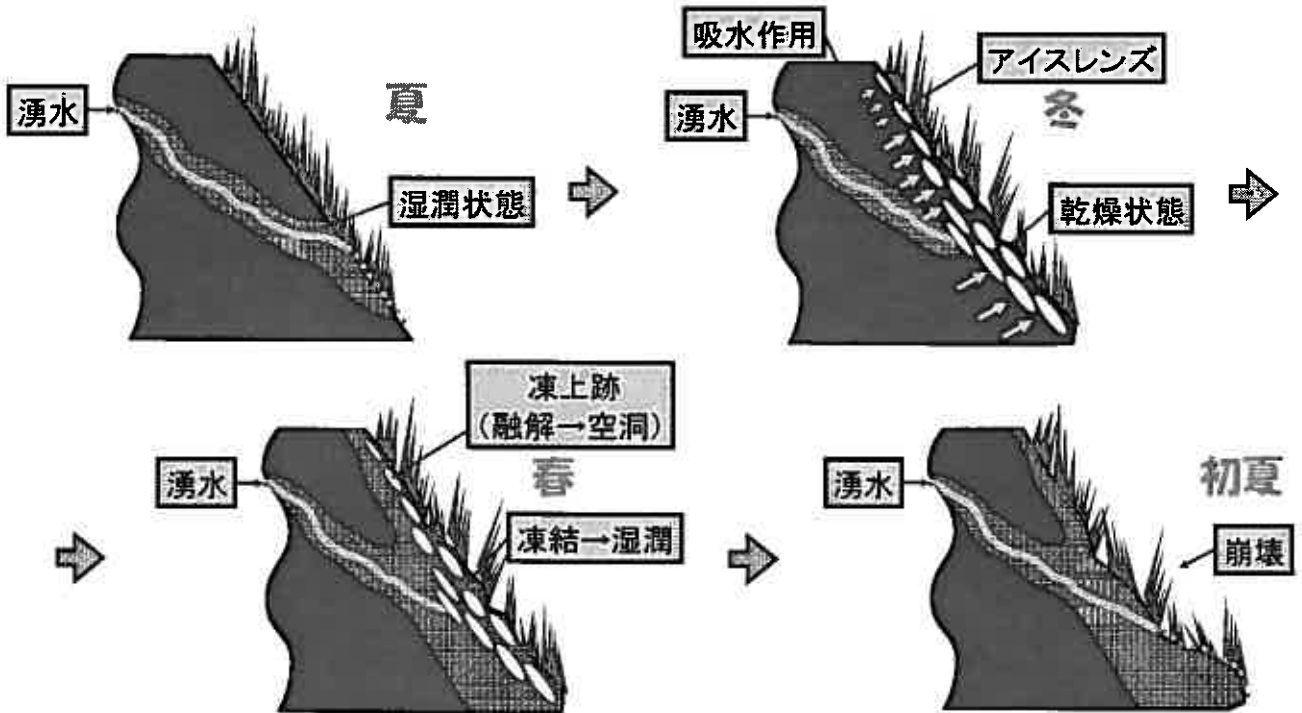


図-2 切土法面の凍上機構

法面小段部は、水が集まりやすい環境にある。暗渠排水処理が未対策であったり、十分に機能していない場合、小段法尻に水が集まることと、表面水がそこに集められるためである。小段部に設置されるコンクリートシールは、表面水の集水に効果的であるが、湧水により凍上を引き起こすことがある（写真-15、16）。³⁾

具体的には、水が凍上の原因であるので、その対策が重要である。湧水対策で切土法面に設置される暗渠工は、タイプA・Bには有効であるが、タイプCには効果が期待できない。また、せっかく集水しても再供給源になる恐れがあるので、状況に応じた排水工法の選定が望まれる。



写真-15 凍上を引き起こす湧水



写真-16 凍上でずれたコンクリートシール

また、不適切な地下水の排水処理と凍上に起因する事例と思われるものを上げる。写真-17は、凍上により持ち上げられた小段排水溝が、融解により変状した事例である。写真-18は、植生基材吹付工がラス金網ごと持ち上げられ、そのまま沈下しないため、背面に空隙が生じ、法頭付近に亀裂が入った事例である。このような亀裂は、放っておくと表面水の流入を招き、法面崩壊を助長することになる。しかし、植生が旺盛な時期には、発見が難しくなるため、春先の早期点検と対策が重要である。



写真-17 凍上でずれた側溝



写真-18 凍上で浮き上がった植生工

5. あとがき

切土法面被害のいくつかの事例紹介と、形態分類を試みたが、多くは水処理が適正に行われていない、あるいは機能していないために発生している事例と考えられる。これは、水や凍上の土木構造物への影響が、適正に評価されていない実態が考えられる。しかし、水処理の重要性は切土法面工の完了後も大きく影響することは、明白である。本論文が、今後の対策を検証する上で、少しでも参考資料になれば幸いである。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路土工－排水工指針－，pp.161-162，1987.
- 2) 地盤工学会：新規制定地盤工学会基準・同解説Ⅶ（2003年度版），50p，2003.
- 3) 外塚信・豊田邦男・水野津与志・佐藤幸久・萬隆：寒冷地における切土のり面小段工の凍上対策に関する検討，地盤工学会 北海道支部技術報告集 第46号，pp.291-296，2006.

芝生保護法面の凍結・融解過程における挙動と凍上被害対策

北見工業大学大学院 ○学生員 楊 明宇
北見工業大学工学部 正会員 芮 大虎
シー・エス・プランニング 正会員 上野邦行
北見工業大学工学部 正会員 鈴木輝之
北見工業大学工学部 正会員 山下 聡

1. はじめに

北海道や東北地方の一部では、冬季間の凍上と春先の融解沈下の繰り返しの影響を受けて道路などにおける法面の崩壊がよく発生する。北海道での調査によると、発生した法面崩壊のうち、40%が凍上・融解沈下に起因して発生していると言われている^{1),2),3)}。このような崩壊は、美観を損ねる程度の小規模なものにとどまらず、人命や道路機能に影響を及ぼすような大規模なものに至ることも少なくない。

法面の被害は、凍上が発生した法面において春先の融解過程で発生するケースが多い。図-1に示すように、法面の凍上では凍結時に法面に対して垂直に立つ霜柱によって押し上げられるが、融解時には重力によって垂直に下がろうとするため、元の位置に戻らず斜面に沿って下方に移動する傾向を示す⁴⁾。この過程で、凍上量が大きく、法面の下方への移動が大きくなると崩壊にいたることになる⁵⁾。一方、凍結融解時に崩壊にまで至らない法面でも、凍上が発生すると表層部の地盤の密度と強度が低下するため、豪雨時に崩壊しやすくなる。豪雨時の法面崩壊は、法面背後地からの表流水や浸透水などが原因となることが多いが、表面崩壊やすべり崩壊などは、凍結・凍上による表面の弛みが潜在的な要因となっているものも多いと考えられる。

以上のように、寒冷地では凍上が法面崩壊の大きな原因の一つになっていることがよく知られているが、実際の法面の凍結・融解挙動を直接とらえて、その対策方法を検討した研究は見られない。そこで、本実験では、凍結・融解過程における芝生保護法面の挙動を実測した⁶⁾。解析では、図-1に示す移動量はその斜面の強さを表す指標になると見なしている。この移動量は、法表面の保護法によって変わることを想定し、法面を保護する被覆材料によって張芝区間、補強張芝区間、種吹付け区間の三つの区間を設置した。本報告は、2004年11月から2006年10月までの2シーズンにわたる地盤の凍結期、融解期の一連の動態観測結果から凍上・融解沈下過程における芝生保護法面の挙動を把握し、法面の崩壊メカニズムについて述べている。

2. 実験法面の概要

試験法面は、北に面した勾配1:1.2(約40°)、法面長さ約9mの盛土法面である。図-2に試験法面の設置概要を示している。試験法面は、法面を保護する被覆材料によって張芝区間、補強張芝区間、種吹付け区間の三つの区間に分けて実験を行った。張芝区間は、一般的な張芝工法による法面で、畑地で育成した芝生を張り付けた区間である。種吹付け区間は、種、肥料、ファイバー、侵食防止材などをスラリー状に混合して法面に吹き付けた区間である。また、張芝の補強材として用いたダイヤプロテクトはポリプロピレン繊維のループを三次元立体構造に織り込んだシートで、主に河川堤防などの芝生の根を補強し、流水による侵食防止を目的として開発されたものである。補強張芝区間の造成では、まず別の平地で目土を行い、その上に張芝をして育成し、芝生の根がダイヤプロテクトに十分に絡み合った状態で圃場から剥ぎ取り、ロール状にして試験法面へ運搬し設置した。

試験法面の全体の幅は9m、法長は3~4mで、各区間の幅は3mとした。隣り合う法面間の熱的な影響を防ぐために、区間仕切りとして厚さ10cmの発泡ポリスチレンの断熱材を用いた。地山の土質は風化部分を含む火山灰質土で、表-1にその性質を示している。

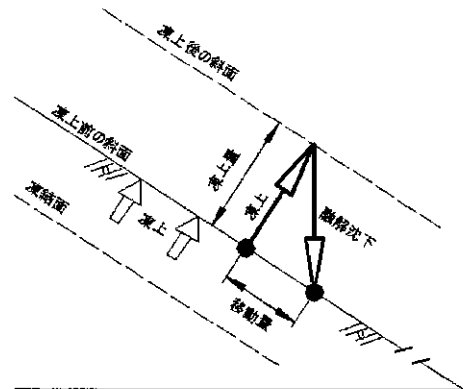


図-1 凍結・融解過程における法面の崩壊

Behavior of sodding slope in freeze-thaw process and countermeasure for frost heaving damage

Mingyu YANG^a, Dahu RU^a, Kuniyuki UENO^b, Teruyuki SUZUKI^a, Satoshi YAMASHITA^a

^aKitami Institute of technology, ^bC S Planning co., ltd

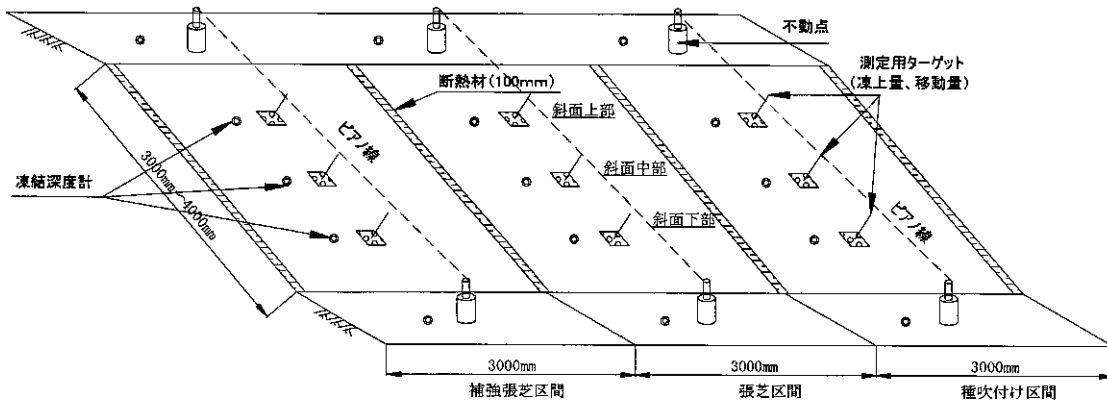


図-2 試験法面の概要

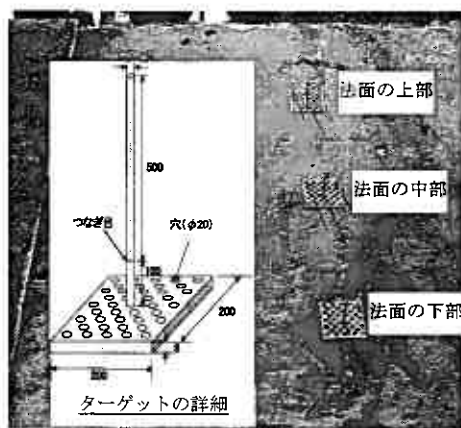


図-3 ターゲットの設置状況

表-1 試験法面基盤土の物性値

土質性状		火山灰質土
土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)		2.51
粒度試験	礫分 (%)	5.0
	砂分 (%)	53.0
	シルト分 (%)	22.0
	粘性分 (%)	5.0
	均等係数 U_c	37.1
曲率係数 U_c		1.7
締固め試験	W_{opt} (%)	29
	ρ_{dmax} (g/cm^3)	1.3
凍上試験	凍上速度 (mm/hour)	0.7

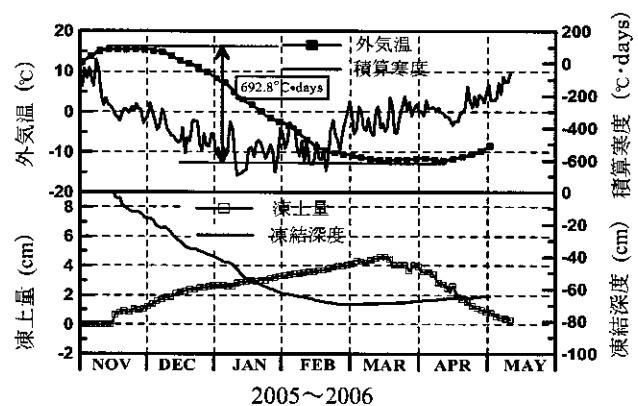
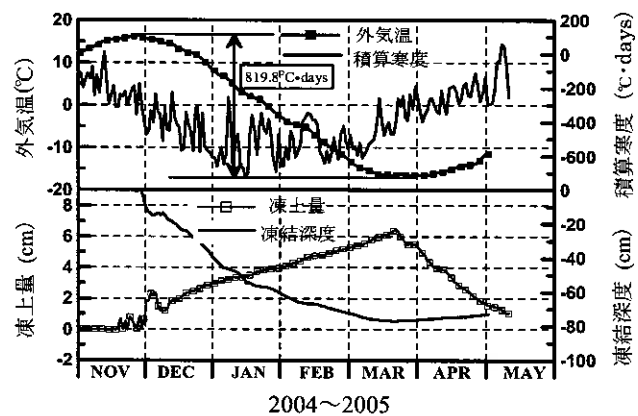


図-4 平坦地における地盤の凍結・凍上

法面の動きは、表面に設置したスチール製のターゲット（図-3）の動きによってとらえた。ターゲットは法面の上部、中部、下部の3カ所で、斜面に垂直方向に設置した。ターゲットの動きは、法肩と法尻に埋設した不動点とその間に張ったピアノ線を基準として測定をした。測定は3~4日に一度の間隔で行った。法面の凍結深さは、メチレンブルー凍結深度計（配置は図-2参照）によって毎日一回測定し、地中温度（深さ0cm、30cm）は、熱伝対温度センサーによって2時間間隔で自動的に記録した。

以上の実験法面の動態観測と平行して、実験シーズン中の地盤凍結状況を把握するために、平坦地の凍上実験フィールドにおいて、外気温、凍結深さおよび凍上量の測定を行った。この凍上実験フィールドは、試験壁から100m程離れた場所に設置され、深さ2mまでを凍上性の火山灰質粘性土と置き換えて造成された均一な平坦地盤である⁷⁾。

3. 観測結果及び考察

3.1 実験シーズン中の平坦地盤の凍結・凍上

平坦地において、2004年11月から2006年4月までの間に計測された気温、凍結深さ及び凍上量の推移をそれぞれ図-4に示す。このデータは試験壁から100m程離れた場所で測定されたものであり、実験シーズンの地盤の凍結状況を反映している。1シーズン目の凍結指数は819.8°C・daysで、2シーズン目は692.8°C・daysであった。地盤の凍結・凍上は11月下旬から一時的に認められ、12月から連続的な凍結侵入と凍上発生が始まっている。この2シーズンの最大凍結深さは3月中旬に記録され、それぞれ76.8cm、69.4cmであった。同時期に地表面凍上量も最大となり、それぞれ6.5cm、4.6cmであった。

法面の各区間中部における地中温度の経時変化を図-5に、凍結深さと凍上量の推移を図-6に示した。地中温度は外気温に対応しているが、その変動幅は外気温に比べて小さくなる。さらに詳細に見ると芝生保護材料の断熱効果の違いによって、地中温度の変化も現れていることが分かる。深さ30cmでの地中温度を見ると、種吹付け区間は、他の区間と比べて温度は低くなっている。芝生の植生状況は、地中温度すなわち凍結状況にも影響することを示している。ちなみに、1シーズン目は法面の芝刈りは行っていないため、張芝と種吹付け区間の植生の違いが現れている。また、2シーズン目は、芝生の植生が揃ったことと、凍結期前に法面の草刈を行っており、地中温度に対する植生法の影響は小さくなっている。

法面の凍結・凍上は12月から始まり、3月中旬に最大になる。ここで、凍結深さと凍上量は、いずれも斜面に垂直方向の値を示している。2シーズンにわたる測定結果から、凍結深さと凍上量は法面を保護する被覆材料の断熱効果の違いによって凍上被害の程度に違いが現れることを示している。

3.2 法面の観測データ

1) 法面凍上量

2004年度および2005年度の各法面の凍上量の推移を図-7に示した。ここで、斜面の垂直方向に設置したスチール製ターゲットの垂直方向の変位量を法面の凍上量としている。

張芝区間と補強張芝区間に比べて種吹き付け区間は早い時期に凍上が始まっており、また2cm程度凍上量が大きくなっていることが分かる。これは種吹き付け区間の芝生の成長が不十分であったため、断熱効果が小さかったことによると考えられる。

図-7によれば、どの区間においても法面上部の凍上量が小さく、法面下部の凍上量が大きくなっていることが分かる。法面下部での含水比が高く、そこでより大きな凍上が発生したと考えられる。また、6月頃で融解による沈下が落ち着いた時点で、1cm程度の残留量が現われており、凍結・融解による表面のゆるみの発生も示唆している。

2) 法面移動量

上記の凍上量と併せてスチール製ターゲットの移動量の測定を行った。図-8に測定によって得られた各法面の移動量の推移を示した。ここで、プラスの値は法面上方への移動、マイナス値は法面の下方に移動したことを示す。各区間の移動量の測定結果から、どの区間でも下部の移動量が上部の移動量より大きくなっているのが分かる。これは、

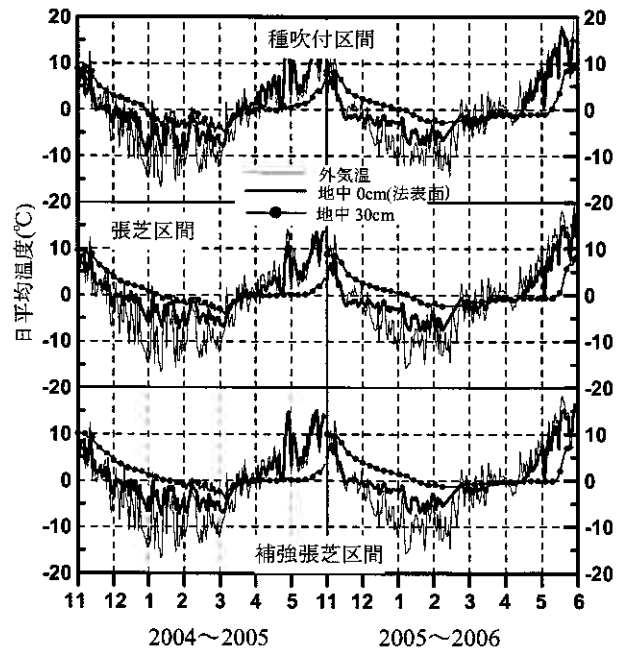


図-5 外気温と地中温度の経時変化

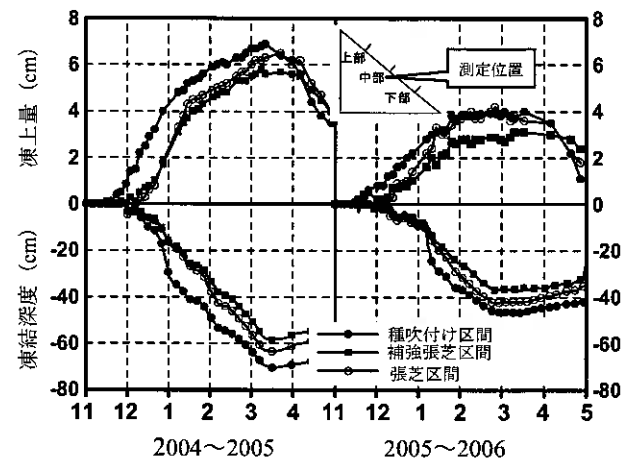


図-6 試験法面地盤の凍結・凍上

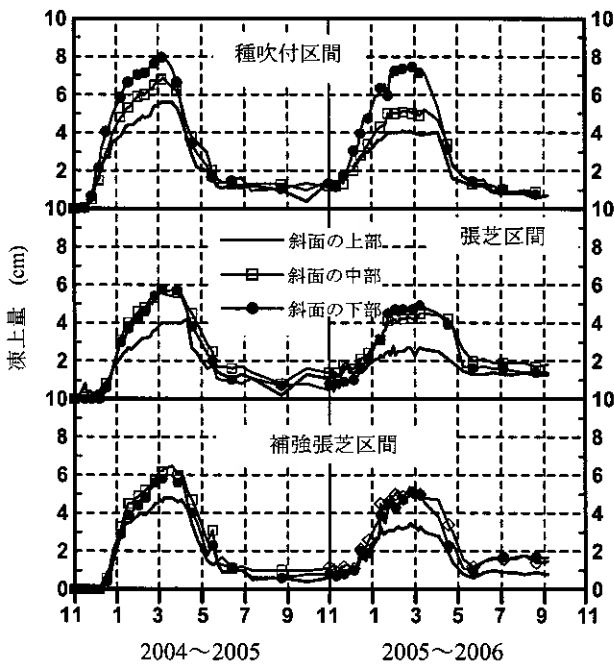


図-7 2シーズンにわたる凍上量の推移

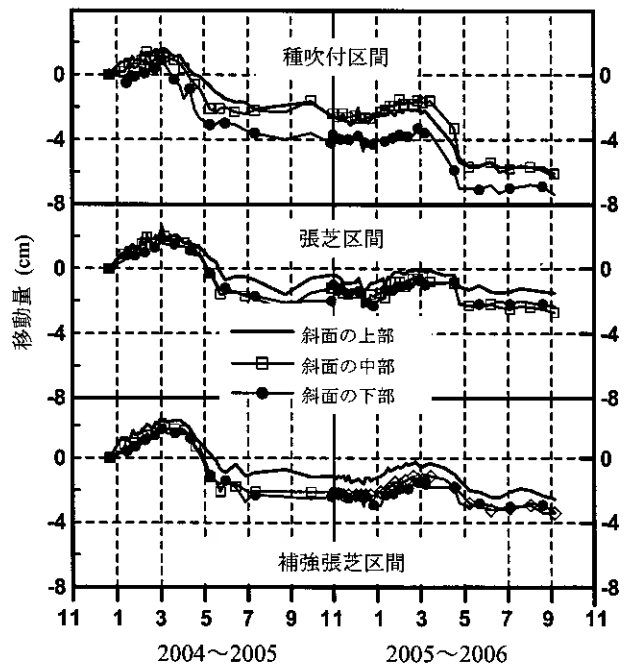


図-8 2シーズンにわたる移動量の推移

図-7の凍上量の大きさに対応したものである。すなわち、凍結により斜面直角方向に上昇し、融解によって鉛直方向に下降するという動きが見られ、その結果、法面の凍上量が大きくなるほど、斜面下方への移動量が大きくなる。一方、どのシーズンでも、凍結期には、ターゲットの移動量がプラス値となり、法面の上方へ移動している。図-1に示す原理では、凍上発生時には移動量が現れないことになる。この点については後述する。

この移動量、とくに融解期の方への移動量は、法面の崩壊に対する強さを表す指標となるはずである。2シーズンにわたる測定結果から、融解期の方への移動は3月上旬から5月下旬にかけて、各法面で認められた。

3.3 考察

寒冷地の法面では、外気温の低下によって地表面から凍結が始まり、徐々に地中へ侵入し、水分条件や土質条件によって法面に対して垂直方向に凍上が起きる。この凍上した地盤は、地表面に垂直上方に移動するが、融解時には重力のために鉛直下方に移動し、結果的には凍結前の位置より斜面下方に移動する。この過程を繰り返すことにより、法面は年々下方への移動が累積する。

法面では、浸食や風化を防止するために植生工や構造物によって表面を保護するが、地形・地質や気象条件、経済性、施工性から最適な工法を選定する必要がある。植生工は、法面に植物を繁茂させることによって法面の表層部を根で固定し、図-1に示す移動量を減少させることができると考えられる。さらに、雨水による浸食の防止、地表面の温度変化の緩和、さらに凍上による表層崩落の抑制が期待され、併せて緑化による景観の向上および環境保全も計られる。実験法面の上、中、下各部における凍結開始直前の含水比の測定結果を図-9に示した。含水比調査は深さ70cmまで10cmの間隔で行った。図-9によれば、深さ40cmまでの地表面部分では、上部、中部、下部の順で含水比が大きくなっていることが分かる。この含水比の違いから、法面の凍上発生が下部の方で大きくなることは容易に想定される。

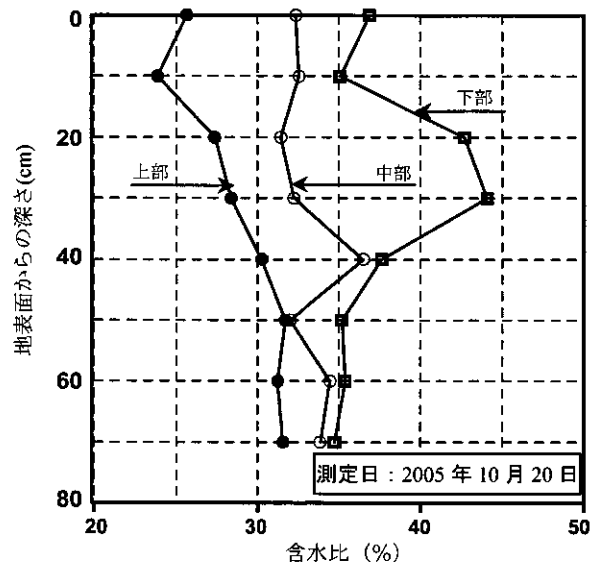


図-9 法面の含水比の分布

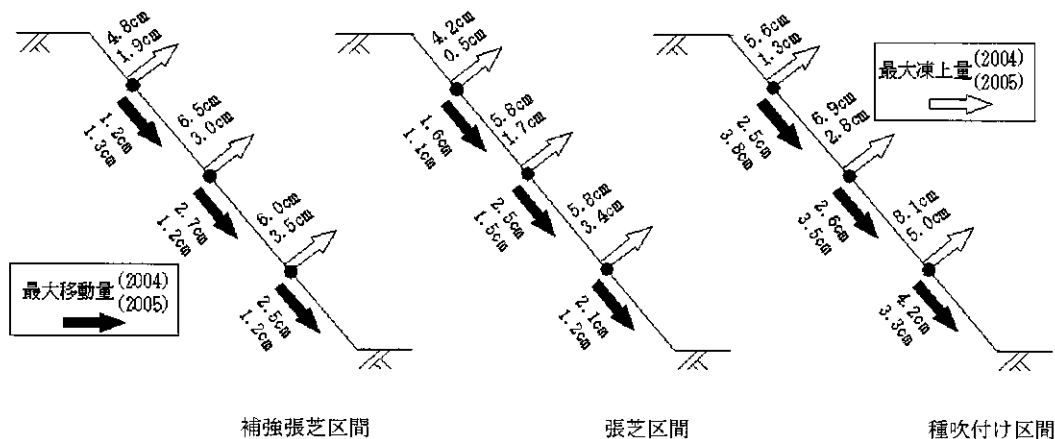


図-10 試験法面各位置における最大凍上量と移動量の実測値

2004年度および2005年度の最大凍上量と最大移動量を図-10に示した。法面の移動量は、最大凍上量と融解沈下時における芝生の根の拘束効果に影響されると考えられる。図-10によれば、三つの区間の中で、種吹付け区間の移動量が他の二つの区間よりも大きいことが分かる。種吹付け区間では、芝生の成育が遅く、更に根が十分に成長しなかったため、芝による断熱効果が小さく、凍結が深く入り、更に融解による移動量も大きくなったものと考えられる。また、補強張芝区間はダイヤプロテクトによって芝の根の強度を補強することによって、融解時の移動量を小さく抑えることを計っている。しかし、植生状況が同じになっていると思われる張芝区間と比較して見た範囲では、ダイヤプロテクトによる補強効果は、移動量には現れていない。しかし、移動量そのものが小さいことと、さらに設置時のダイヤプロテクトの弛みなどを考慮すると、その効果を2シーズンの実測結果だけから評価するのは無理と考えられ、今後測定を継続する予定である。

以上述べてきた本測定で分かった有限法面の凍結・凍上特性を図-11に定性的に示した。この図に示す内容は次のように表される。

- 1) 盛土表面の含水比は相対的に下部で高くなっている。
- 2) 含水比分布の不均一によって、凍上量も不均一になる。本実験の場合は法面下部の凍上量が大きくなる。
- 3) 凍結深さは法面下部で浅く、上部法肩部で深くなる。これは法面形状と含水比分布特性(図-9)の両方の影響によるものと考えられるが、結果的には特に本試験法面のような有限斜面では、法面と凍結面は平行にはならない。

前出の図-8で示したように、凍上変位の方向は法面に垂直方向とはならず、法面の上方に向かう移動量が出ている。また、ここでは法面の融解沈下に伴う下方への移動量を法面の強さの指標としている。この移動量は2シーズンが経過した時点で、張芝区間ではダイヤプロテクトの有無に関係なく、2~3cm程度であるのに対して、種吹付け区間では6~7cm程度の大きさとなっている。張芝は、種吹付け区間に比較して明らかに芝生の生育状況が優れており、凍結期における芝の生育が法面の変位に大きく影響していることが分かる。

4. まとめ

本研究は北見工業大学構内に設置した3種の芝生保護法面において地盤の凍結・融解期における法面の凍結・凍上および融解沈下の観測を実施した。2シーズンにわたる実験から以下のような知見が得られた。

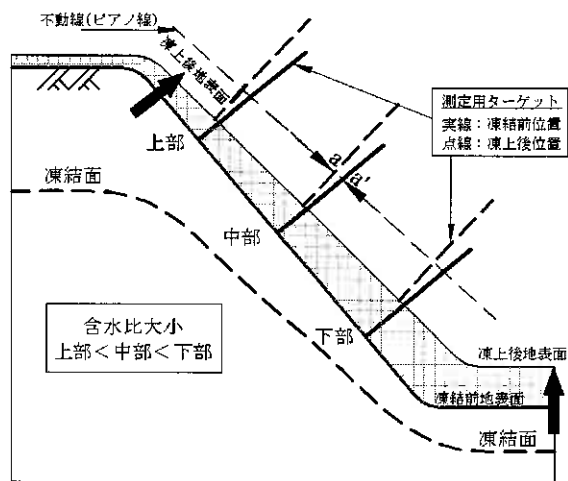


図-11 凍結・融解過程における法面の挙動

- 1) 芝生保護法面で凍上が発生した時の凍上・融解沈下過程における法面の動きが実測された。
- 2) 凍上変位の方向は、法面に垂直とはならず、法面上方への移動成分が現れた。これは有限斜面である法面形状や、法面での含水比分布などに起因することが推測された。
- 3) 融解沈下に伴う法面下方への移動量は、法面の強さの指標となるが、吹付け法面で6～7cm、張芝法面では2～3cmとなり、芝生成育状況に強く関係することが示唆された。
- 4) ダイヤプロテクトによる張芝の補強効果は、本報告で取り挙げた測定の範囲では明瞭には認められなかったが、更なる検討と実験の継続が必要である。

本研究は北見工業大学と三菱化学産資株式会社および網走芝生販売協同組合との共同研究で進められている。多大な協力を願っている両社の関係者に感謝いたします。

参考文献

- 1) 佐々木晴美：寒冷地ののり面保護工，土木技術資料，Vol.22，No.8，pp.18-30，1980.
- 2) 能登繁幸，川西是，根守克己：寒冷地における道路法面の崩壊について，土木試験所月報，No390，pp.9-14，1985.
- 3) 土質工学会：土質基礎工学ライブラリー（23）土の凍結—その理論と実際—（第一回改定版），1994.
- 4) 堀井徹，松岡憲知，松倉公憲：フロストクリープによる斜面物質移動に関する実験，筑波大学水理実験センター報告，No.11，pp.21-27，1987.
- 5) 武田一夫，岡村昭彦，伊藤隆広：寒冷地における法面保護工の開発(1)法面の凍上害とその発生過程，日本緑化学誌，25，pp.1-12，1999.
- 6) 三上登，山田浩，鈴木輝之，苅大虎，上野邦行：連続繊維補強土による法面基盤の耐凍上性、第41回地盤工学研究発表会，pp.1131-1132，2006.
- 7) 櫻田尚志，鈴木輝之，山下聡，平田広昭：同一地盤における長期凍結凍上観測，第38回地盤工学研究発表会，pp.335-336，2003.

寒冷地における凍結・凍上による斜面の問題事例

日特建設(株) 正会員 ○平田 文
日特建設(株) 秋元 康男
日特建設(株) 山崎 裕幸

1. はじめに

斜面崩壊(地すべり)の素因は、主として地形と地質によると考えられている。一般的に切土のり面を計画する時、まず地形的な問題を列挙し、その解決策を取り入れた計画を起案する。次に、現地踏査、調査ボーリング等の報告書から地質的な問題点を抽出し、対応を考える。このように地形と地質の要因を総合的に考え、施工中の斜面(のり面)保護工を考え、切土のり面を完成させる。保護工は、植生工と構造物によるのり面保護工に区分され、目的に応じた工法を採用する。

本報告は、そのような手順で計画・施工され、事前の地形・地質の検討では問題がなかったにもかかわらず斜面崩壊が起きた事例である。崩壊の原因のひとつとして凍上が考えられる。

道路路床では凍上による被害が多く、また、対策として置き換えで凍上抑制層を設け対応している。しかし、斜面(のり面)では凍上が原因で問題が発生する事例の報告は数が少なく、その対応策も決まっていない。今回の報告では、一例として、凍上による斜面崩壊を報告する。

2. 凍結・凍上による斜面(のり面)の問題

凍上による斜面の問題はあまりよくわかっておらず、現状では次の二つに区分される。

- ① 斜面(のり面)が凍結・凍上によって崩壊する事例
- ② 斜面(のり面)に施工した抑止工(アンカー工、鉄筋挿入工)が機能しなくなる事例である。

以下におおのの事例を示す。

① 斜面(のり面)が凍結・凍上によって崩壊する事例

斜面(のり面)が凍結・凍上によって崩壊する事例は過去において相当数あったと推測できる。斜面(のり面)の凍結・凍上は、寒冷地で、積雪の少ない場所では極当然のことであったに違いない。筆者らは斜面(のり面)工事を事業の主体とする会社に所属しているが、斜面(のり面)が崩壊する現象は幾度となく経験している。しかし、凍結・凍上による崩壊が原因であると認識できるようになったのはつい最近である。むしろ推定外の地盤状況が原因で崩壊したと考え、次の対策工を検討するのが常であった。後述で紹介するのは、斜面の地盤が主として泥岩、凝灰岩質砂岩、シルト岩から構成され、地山の地下水位が高く、地表面からも湧水が認められるような斜面である。毎年のように斜面が崩壊し、斜面(のり面)保護工を施工されるが、融雪期になると再び崩壊するのを繰り返していた。斜面(のり面)工事に携わっている者がすぐに思いつく崩壊の原因は高い地下水位と湧水である。しかし、崩壊の原因は厳寒期に凍結・凍上が発生し、春には融解により凍結・凍上境界線より剥離したように崩壊するものであった。

(写真-1)。この地域の気象条件(2005年度)を図-1に示す。



写真-1 崩壊した斜面(のり面)

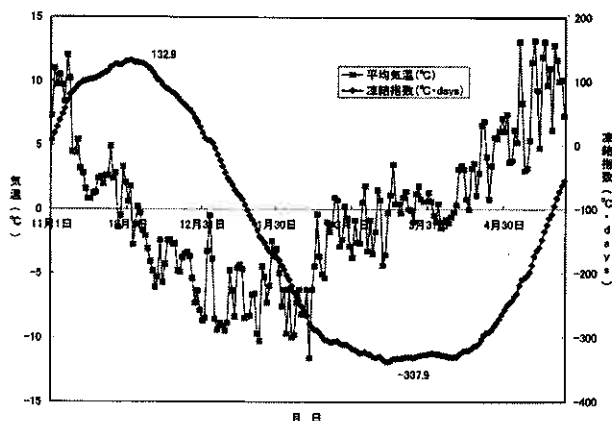


図-1 気象条件

写真-1に示す斜面は、上部が凝灰岩質砂岩であり、下部は泥岩である。下部の泥岩が不透水層となり、上部の凝灰岩質砂岩が凍結・凍上融解現象で剥離したように崩壊している。このような現象が毎年続いている。図-1の気象条件からは、凍結指数は概ね $470^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ で、1日の平均気温は最低で $-12\sim-13^{\circ}\text{C}$ 程度である。剥離したように崩壊した厚さは $40\sim 50\text{cm}$ である。状況としては地中の凍結が始まり、凍上によりり面保護工が浮き上がり機能が低下し、春の融解で崩壊したものと推定される。

② 斜面（のり面）に施工した抑止工（アンカー工、鉄筋挿入工）が機能しなくなる事例

この事例も①と同様あまり明らかになっておらず、僅かに一件の文献¹⁾があるのみである。これも①で取り上げた事例同様、原因は地盤が悪く、崩壊（地すべり）が起き材料の限界応力度を超え材料の切断に至ったか、あるいは定着地盤との限界摩擦応力度を超え材料が突出したという単純な説明がなされるのが常であった。しかし、その後、春になるとアンカー工、鉄筋挿入工の材料が斜面（のり面）から突出する現象が見受けられ、凍結・凍上が原因ではないかと考えられるようになってきた。紹介するのはロックボルトを施工した斜面の例である。鉄筋挿入工は、斜面（のり面）の保護工の吹付砕工を支承構造物として施工したロックボルト（補強鉄筋）で斜面（のり面）の崩壊を防止する工法であるが、先ず厳冬期の凍結・融解により、吹付砕工が持ち上がり、同時に鉄筋も浮き上がる。春の融解時期になっても鉄筋は浮き上がったままの状態であり、抑止工としての機能を果たさない（図-2）。凍結・凍上により、吹付砕工が持ち上がる際に、鉄筋挿入工の補強鉄筋が浮き上がらない場合には、吹付砕工の交点に葉、法砕の変形にともなった応力が集中が主な原因と思われるクラックが発生する（図-3）。どちらも凍結・凍上が主要な原因であると推定されるが、その凍上力は相当なものである。

その時、吹付砕工の背面の地山も凍結融解により剥離状の崩壊をする時もあり、いずれにしてもその後の斜面（のり面）の安定は大きく低下し、斜面（のり面）保護工の機能は果たさない。



図-2 突出した鉄筋挿入工の鉄筋

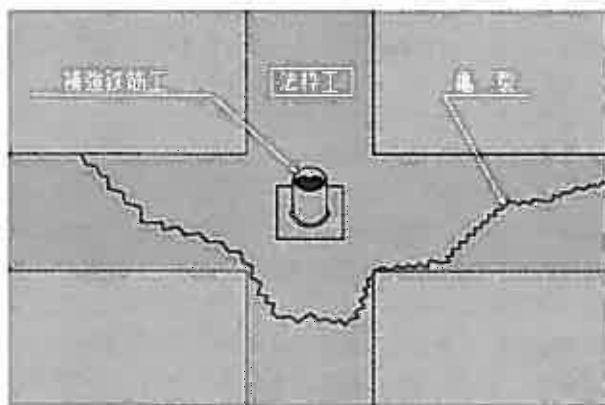


図-3 せん断した吹付砕工の梁

本事例の斜面保護工は、一度完成したが、凍結・融解のため斜面（のり面）が崩壊したので一段グレードを上げて斜面（のり面）保護工を施工し直したものである。一回目の崩壊では地盤が悪いという事が主として考えられ、凍結・凍上の影響という概念は若干あったが通常の斜面（のり面）保護工の考え方で検討したと考えられる。尚、気象条件は図-1と同じ場所なので同様の条件である。図-2に参考として切土のり面の工法のフローを示すが凍結・凍上に関する項目はない。

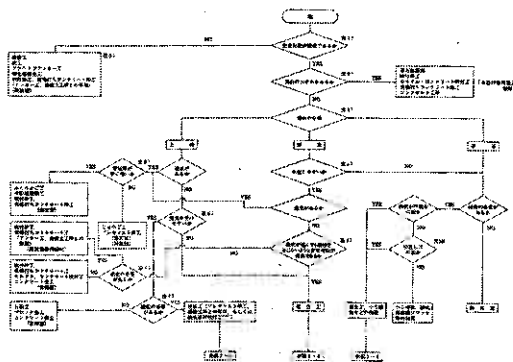


図-4 切土のり面におけるのり面保護工の選定フロー

〔参考文献〕 1) 奈良他：主に凍上作用によって破断したグラウンドアンカーの事例について、第47回土木学会年次学術講演会

1992 2) 道路土工 のり面・斜面安定工指針 社団法人 日本道路協会 1999 3) 秋元康男他：凍上による法面の崩壊例、第20日本自然災害学術講演会 2001

3. まとめ

2005年度～2006年度は全国的に凍上災害という言葉が多く用いられた。しかし、それはあくまでも道路の路床に関してのみである。斜面（のり面）に関しては皆無である。

一般的にいうならば凍結・凍上で斜面（のり面）が崩壊すること自体がよく理解されていないのが現状であり、事前調査の項目にも挙げられていない。

今後この報文のような現象が多く報告され、その対策工が検討され、図-2のフローの中に凍結・凍上という言葉が追加され、斜面（のり面）保護工の選択枝が加わることを望むものである。

凍結を利用した不良土の改良

寒地土木研究所 ○ 正 員 佐藤厚子
 寒地土木研究所 正 員 西本 聡
 北見工業大学 学生員 小倉憲之
 北見工業大学 正 員 鈴木輝之

1. はじめに

河川や湖沼の浚渫工事で発生する土砂は含水比が高く、強度が低いため、そのままの状態では土木材料として使用することができない。近年、環境負荷低減への社会の関心が高くなっていること、廃棄処分できる場所が限られてくることなどから、このような不良な土砂であっても有効利用しなければならない気運にある。

浚渫土砂は、浚渫作業時に河川や湖沼の水と一緒に排出されるため、特に含水比が高い材料である。このため、天日乾燥や強制乾燥などの方法により、十分な強度とするためには時間と費用が大きくなる。また、固化材による改良や寒さを利用した施工技術の紹介¹⁾があるもののあまり実用的ではない。

一方、地盤が凍結する場合、地表面から冷却されることにより土中の水分を上部に吸い上げながら凍結していく²⁾。このとき地盤の下部では水分が上昇することにより、含水比が低下すると予想される。この原理を応用して北海道の冬の寒冷な気候の下で、高含水比の浚渫土砂の含水比を低下させることができれば、かなり低コストな改良が可能となる。

本報告では、室内および屋外で高含水比の浚渫土砂を凍結、融解させる実験を行ったところ、含水比を低下させることができたのでこれを取りまとめた。

2. 実験の原理

冬期間気温が0℃以下になると、図-1に示すように土の中の間隙水が徐々に凍結し未凍結部分から凍結面に水を供給しながらアイスレンズが成長していく。このため、アイスレンズより下の土砂の水分は減少し、非常に低い含水比となる。一方、含水比調整などで自然含水比状態の試料をいったん乾燥してから加水すると、粒径の比較的小さな試料では土粒子の吸水する能力が変化し、もとの状態まで水分を吸収しない。

これらのことから、北海道の冬季の低い気温を利用して、高含水比の土を凍結させてアイスレンズを発生させることにより地盤下部の含水比を低下できる。さらに、春季に気温が上昇しアイスレンズが融解しても水分が土砂に吸収されず、高含水比土の含水比をより効果的に低下させることが期待できる。

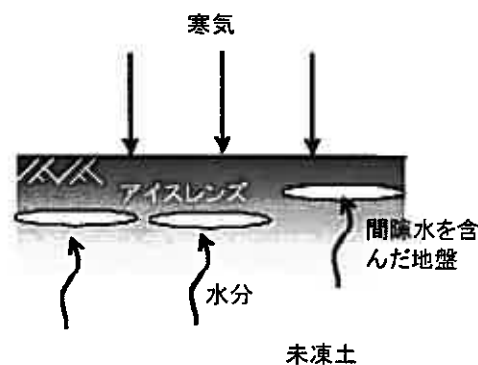


図-1 凍上の原理

3. 堆積している不良土の含水比

図-2に堆積している不良土の含水比の分布として、網走湖の浚渫底泥を貯留した排泥池の含水比の分布を示す。地表面から20cm程度は自然の風乾で含水比の低下が見られるが、これよりも深くなると含水比の低下は見られず、凍結融解を利用した改良が適用できれば、地表面から深い箇所不良土の改良が期待できる。

4. 試験方法

4.1 試験に用いた材料

試験は秋から初冬にかけて網走湖より浚渫され排泥池に沈澱した3種類の細粒土で行い、その基本物性値を表-1に示す。沈澱のための凝集剤は用いていない。いずれも自然含水比が高くコーン指数の測定が不能な軟弱土で高液性限界シルトに分類される。No.1とNo.3は同じ排泥池から採取し、No.2は異なった排泥池から採取した。

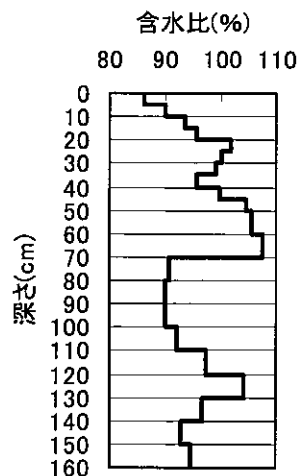


図-2 排泥池にある浚渫土砂の含水比

Application of a Freeze-dry Method for Improving Wet Unsuitable Soil
 Atsuko Sato, Satoshi Nishimoto(Civil Engineering Research Institute for Cold Region)
 Noriyuki Ogura, Teruyuki Suzuki (Kitami Institute of Technology)

表-1 高含水比土の基本物性値性状

網走湖底泥		1	2	3
土粒子密度 $\rho_s(t/m^3)$		2.478	2.260	2.45
自然含水比 $w_n(\%)$		102.85	332.44	81.73
粒度特性	2mm 以上 (%)	0.0	0.0	4.10
	75 $\mu m \sim 2mm$ (%)	0.0	7.6	68.07
	75 μm 以下 (%)	100.0	92.4	27.83
液性限界 $w_L(\%)$		122.0	231.0	121.52
塑性限界 $w_P(\%)$		60.5	105.6	65.78
地盤材料の分類記号		MH	MH	MH
締固め特性	最大乾燥密度 $\rho_{d,max}(t/m^3)$	0.905	-	0.96
	最適含水比 $w_{opt}(\%)$	51.90	-	49
コーン指数 $qc(kN/m^2)$		100	測定不能	測定不能

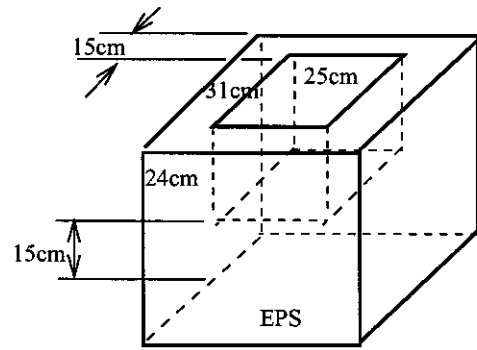


図-3 EPS容器

4.2 室内試験

凍結融解を繰り返すことにより実際に含水比の低下が発生するかを確認するため、No.1の試料を295×235×45mmの容器(以降浅形容器と称する)に入れ凍結融解を繰り返し、各融解後に土の重さを測り含水比を計算した。次に300×400×250mmのコンテナ容器(以降コンテナ容器と称する)と実際の地盤を想定し寒気が上部からしか入らないように、図-3で示すようなEPSで断熱した容器(以降EPS容器と称する)に、No.2の試料を投入し凍結融解を繰り返した。凍結融解ごとにコンテナ容器の底部から試料を採取し含水比を測定した。すべての試験で-20℃で凍結、室温(15～20℃)で融解させた。

4.3 屋外試験

No.3の試料について、図-4に示す屋外土槽に10月下旬に試料を投入し、2005年11月から翌年の融雪期まで、凍上量、凍結深度、外気温、土中温度、土中含水比を計測した。各測定方法と測定間隔を表-2に示す。降雪時には除雪し地表面が常に大気中に現れているようにした。なお、周辺からの水分は土槽の底面から自由に移動できる状態になっている。

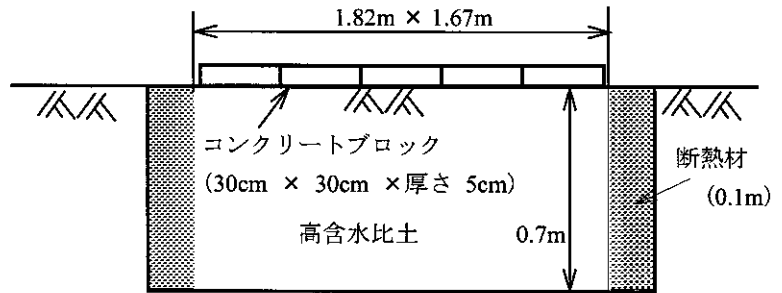


図-4 屋外試験土槽

表-2 屋外試験測定項目と間隔

測定項目	測定方法	測定間隔
凍上量	変位計	2時間
	定規	1日
土中温度	熱電対	5分
外気温		
凍結深度	メチレンブルー計	1日
含水比	ポーリング採取	1か月

5. 試験結果

5.1 室内試験

①凍結・融解後の含水比の変化

浅形容器に入れた試料の含水比の変化を図-5に示す。凍結融解を繰り返すごとに含水比は低下した。凍結により、試料内部の水分が表面に集まる。表面の水が融解して再び凍結するとき、凍結室内の湿度が低いため、試料表面の水分の一部が凍結する前に空气中に蒸発したものと思われる。事前の試験でこの試料は含水比80%で $qc=500kN/m^2$ となることを確認しているが、5回の凍結融解繰り返しでこの強度を確保できる含水比となり凍結を利用した不良土の改良が可能であるといえる。

②土中の水分の上昇確認

コンテナ容器の凍結融解繰り返しによる不良土の状態を写真-1に示す。1回目の凍結(b)では表面に氷ができず表面が隆起し内部に氷が発生したように見受けられた。この

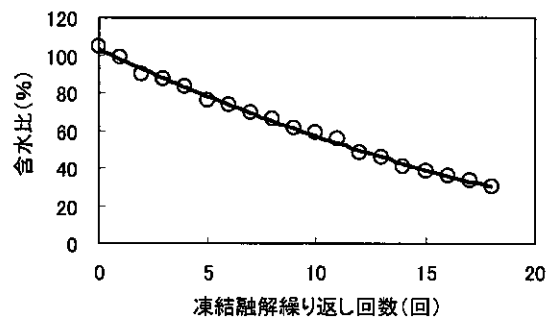


図-5 浅形容器試料の含水比の変化

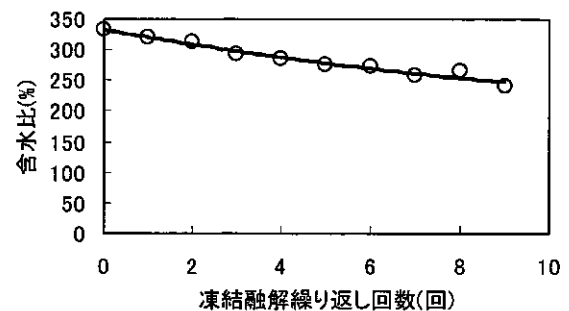


図-6 コンテナ容器試料の含水比の変化

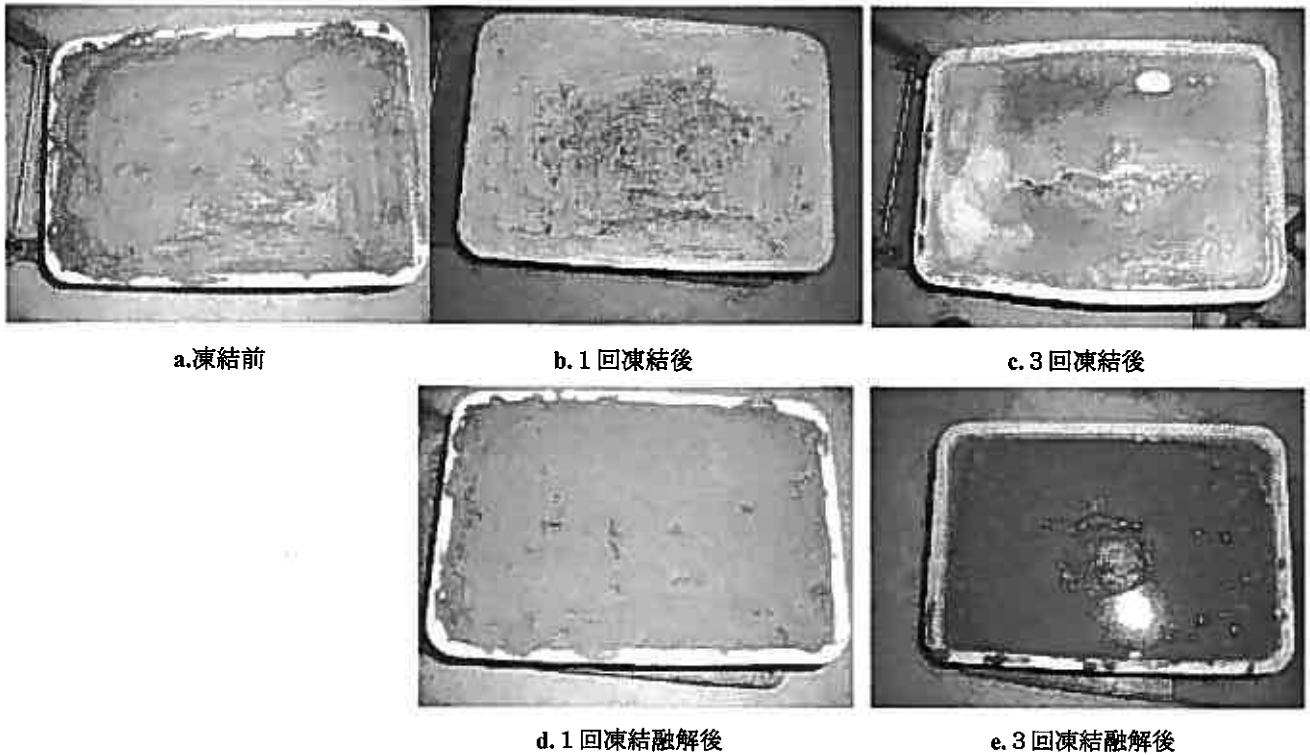


写真-1 コンテナ容器試料の凍結状況

後融解(d)すると凍結前とほぼ同じ状態になった。2回目以降の凍結で表面に氷ができてはじめ、3回目以降の凍結(c)で顕著に厚い氷が表面にできた。融解後(e)は、土表面に厚い水の層ができ、水の上方への移動が認められた。

コンテナ容器の凍結融解後の含水比の変化を図-6に示す。コンテナ容器では10回の凍結融解の繰り返しで約100%の含水比の低下が確認できた。もとの含水比が高いためこの状態では施工可能な状態には至っていないが確実な含水比の低下がみられた。

EPS容器では1回目の凍結融解後に試料の表面の含水比は19.68%となり含水比の大きな低下が見られた。その後は凍結融解を繰り返すごとに土中の水が表面に浮き出てきて、コンテナ容器と同じ状態になった。

5.2 屋外実験

①外気温、地中の温度変化

外気温と地中温度の変化を図-7に示す。地表面は外気温の影響を大きく受け温度の変化が著しい。深度10cmよりも深くなると外気温の影響を受けづらくなり、いったん0℃以下になると本格的な雪融け時期になるまで地中の温度は0℃を越えない。深さ40cm程度までは外気温の変化と同様な温度変化を示し、地中の温度が最低となる時期と外気温が最低となる時期とほぼ等しい。これよりも深い場所では、地中の温度が最低になる時期は外気温が最低になる時期よりも遅れて現れる。また、深さ100cmでは0℃以下になることはなかった。これらのことから深度40cm程度までは外気温の低下にともないこれよりも深い部分の水分移動が生じ、深度40cmよりも深い部分では外気温が上昇傾向の時期でも、さらに下方の水分が上方へ移動すると考えられる。

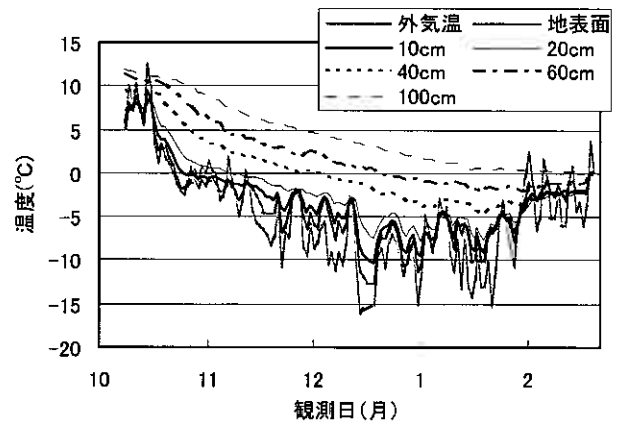


図-7 外気温、地中の温度

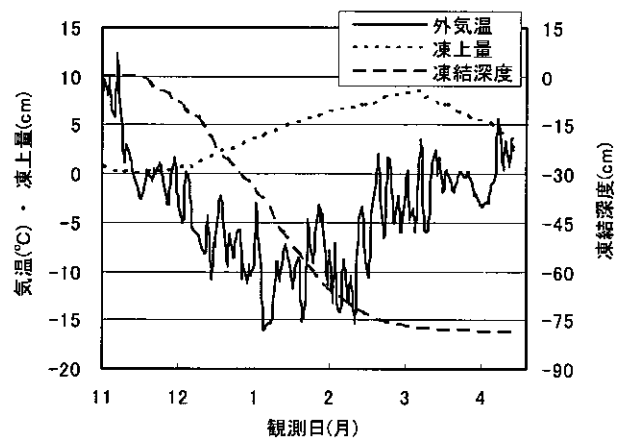


図-8 外気温、凍結深度、土層の凍上量の変化

②外気温、凍上量、凍結深度

外気温、土槽の凍上量、凍結深度を図-8に示す。11月下旬の日平均外気温が0℃を下回るところから凍結深度が深くなり、凍上量が大きくなっている。凍上量は外気温が0℃を上回るところから減少している。外気温が0℃を上回っても凍結深度はしばらく深いままであり、かなり遅い時期まで水分移動があるものと考えられる。

③含水比

土槽の含水比分布の変化を図-9に示す。含水比分布は、凍土ボーリングとシンウォールサンプラーにより12/20、1/31、2/24の3回測定した。12/20の凍結面は、地表面から22.5cmである。12/20では凍結面を境として、それよりも上方では凍結する前の含水比81.7%よりも高くなっており、凍結面よりも下方では含水比が低くなっている。特に凍結面の直下では20%近く含水比が低下し、凍結により未凍結部分からの大きな水分移動があることをはっきりと確認できる。未凍結部分の含水比は凍結面から下方に向かうに従い徐々に大きくなっており、深度65cmくらいまで、含水比の低下が見られた。すなわち凍結面より下方40cm程度は改良効果が期待できるといえる。凍結部分の含水比は凍結面から10cmまでは大きな変化はないが、地表面は高い含水比であった。このとき地表面に氷が見られた箇所もあった。

1/31では、凍結面は地表面から60cmである。凍結部分の含水比は12/20測定時の含水比よりも高くなっており、12/20測定時の地表面から60cmのときの含水比が約75%であり、凍結部でこれよりも高い含水比となっていた。1/31でも12/20と同様に凍結面付近で急激な含水比の低下がみられ未凍結部分からの水分移動があったものと考えられる。凍結部分の含水比の増加の傾向は12/20測定時とほぼ同じ傾向にある。

2/24は土槽の下方に凍結面がある。2/24の測定では1/31よりも凍結面より上の含水比が高くなっている。これは土槽の底部から自由に水分移動できたため、ここからの水分移動により全体としてもの含水比よりも高くなったものと考えられる。

以上の3回の含水比の測定結果より、凍結面を境として凍結部分に未凍結部分からの水分が移動したことが確認できた。特に凍結面直下の含水比低下が著しく、凍結による不良土の改良の可能性が確認できた。

6. まとめ

これまでの試験結果より次のことがわかった。

- ①凍結を利用して不良土の改良が可能である。
- ②凍結深が深くなっていく途中であっても未凍結部分からの水分移動がある。
- ③凍結面直下での含水比低下が著しい。
- ④凍結面から40cm程度下方までの未凍結土の改良ができる。

7. おわりに

本検討の結果凍結融解による不良土改良の可能性が明らかになった。より効果的に含水比を低下する目的で、現在、雨水や土槽底部からの水分供給のない状態で凍結実験を行っている。今後、さらに検討を重ね凍結による水分移動特性を明らかにするとともにこの工法の実用化に向けたことを考える。

なお、最後になりましたが実験でお手伝いいただいた北見工業大学平田技官、学生の千葉章世さんには記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土谷富士夫、伊藤謙、了戒公利：土の凍結と地盤工学、7. 寒さ利用による地盤凍結、土と基礎 Vol51.No.9、pp39-45、2003.9
- 2) 土質工学会：土の凍結—その理論と実際—、p5、1994.6

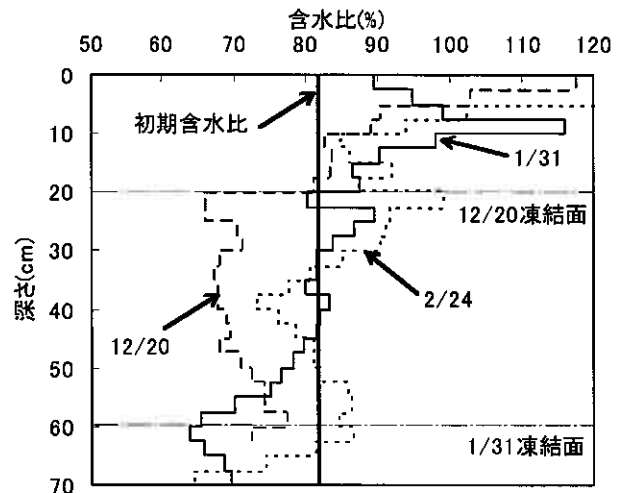


図-9 土層の含水比の変化

ジオテキスタイルフィルターの垂直方向通水性能に及ぼす目詰まりの影響

室蘭工業大学大学院 ○学生会員 佐藤織絵
室蘭工業大学工学部 正会員 木幡行宏
室蘭工業大学大学院 学生会員 島谷文卓
三井化学産資株式会社 正会員 弘中淳一・平井貴雄

1. 研究背景と目的

近年、種々の土木工事のうち、地盤に関する補強改良工事やトンネル工事にジオテキスタイルが広く用いられるようになってきた。

ジオテキスタイルを機能により分類すると、①性状の異なる土層を分離させ、土粒子の相互混入を防止する『分離材』、②土中水の移動による土粒子の流出を抑制し、水のみを通過させる『ろ過材』、③盛土や地盤内の余剰水を集水し、排水させる『排水材』、④引張り及び摩擦特性により土構造物の強度を向上させる『補強材』、⑤構造物の部位、遮水シートの損傷を防ぐ『保護材』の5つの機能に分類され、様々な建設現場において用いられている。

上記の5つの機能のうち、①～③に関する既往の研究として、図-1に示すように、ジオテキスタイルを、盛土内の浸透水や盛土基礎の軟弱な粘性土層からの圧密排水を流下させて盛土外に流出させる面内（水平）方向排水材として使用した場合における通水性能の検討がよく行われている。そこで、主に問題とされるのが①土粒子の浸入・捕捉に伴うジオテキスタイルの目詰まり、②盛土荷重によって作用する拘束圧、などの要因による通水性能の低下である^{1)~4)}。

一方、図-2に示すように、排水層への土砂の浸入を防止するため、暗渠排水溝の周囲に、垂直方向の『ろ過・分離材』としてジオテキスタイルを敷設した場合に、ジオテキスタイルの面内方向と垂直方向の通水性能は相互に関連することが知られており⁵⁾、面内方向と同様に垂直方向の通水においてもジオテキスタイルに目詰まりが発生し、通水性能や分離機能が低下することが予想される。

上記の通水性能の低下の原因の一つである目詰まりの現象は2つの要因が挙げられる⁶⁾。すなわち、図-3 (a) に示す、ジオテキスタイルの繊維構造内に土粒子が浸入する場合と、図-3 (b) に示す、ジオテキスタイルの直上部に土粒子の細粒分が貯留されて発生する場合である。前者は、未解明の部分が多いものの、本来のジオテキスタイルの性質に大きく依存する現象であろう。また、ジオテキスタイルをろ過・分離材として使用する上で、ジオテキスタイルの通水性能を長期的に維持するために、目詰まり現象のメカニズムを解明し、適切な対処方法を提示する必要がある。そこで、本研究では、使用するジオテキスタイルの種類や地盤条件による透水係数の変化に着目して、原地盤を想定した種々の地盤材料に対して、目詰まり現象が生じにくい適切なジオテキスタイルの種類（厚さ・開孔径など）を検討することを目的とした。本実験では定水位透水試験を行い、ジオテキスタイルの垂直方向通水性能及び目詰まり特性を実験的に把握し、経過時間に対する透水量（透水係数）、目詰まり量、単位体積目詰まり量^{7,8)}、見かけの開孔径に着目し検討する。

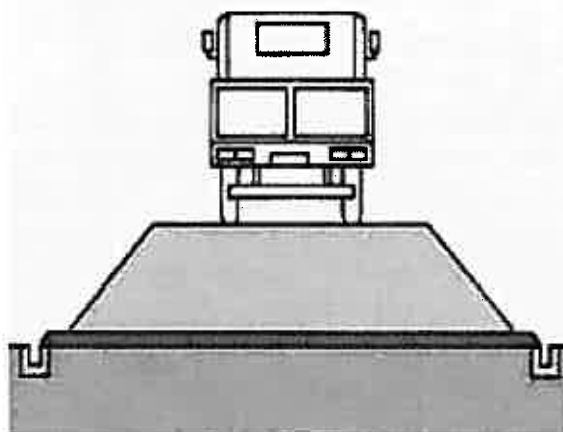


図-1 盛土・軟弱地盤の排水

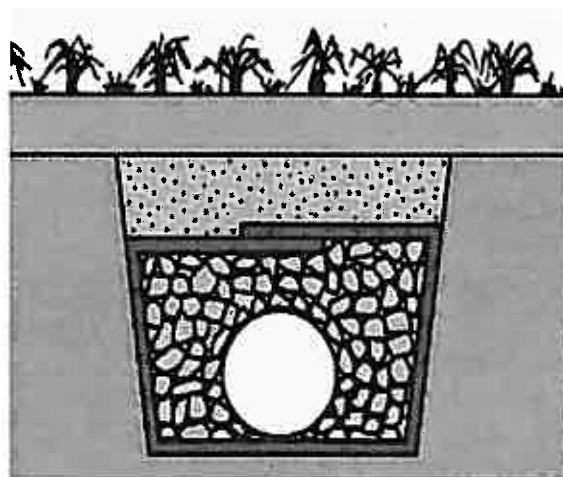
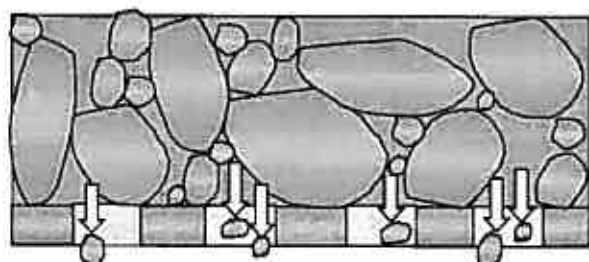
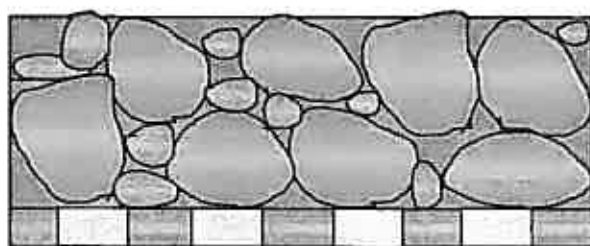


図-2 グランドの排水・分離



(a) 土粒子がジオテキスタイル内に浸入する場合



(b) 土粒子がジオテキスタイルの直上部に貯留する場合

図-3 目詰まり要因の概念図

2. 試料及びジオテキスタイルフィルター

2.1 試料

本研究に使用した試料は、原位置から採取した、関東ローム、愛鷹ローム、および市販の甲州産安山岩砕石であり、各々の粒径加積曲線を図-4に、これらの物理的性質を表-1及び表-2に示す。ここで、図中に示す O_{95} は、ジオテキスタイル供試体を通してガラスビーズの粒径加積曲線より通過率95%に対応するガラスビーズ径であり、一般に、見かけの開孔径と呼ばれている。

2.2 ジオテキスタイルフィルター

本実験で使用したジオテキスタイル（不織布）は、ポリプロピレン樹脂を原料とし、スパンボンド法により製造された連続長繊維不織布であり、物性値を表-3に示す。内部の空隙率が大きいので、高い透水性を持っている。本実験では、GTX-S14、GTX-S40、GTX-D80の3種類のジオテキスタイルを使用した。Sは1層構造を、Dは2層構造を示し、14、40、80は目付に基づいた。GTX-S14、GTX-S40は1層構造のジオテキスタイルでフィルター層のみから成り、GTX-D80は2層構造のジオテキスタイルで、フィルター層とプロテクション層から成っている。フィルター層は細径フィラメントで構成されていて、開孔径が小さいために細粒分の浸入を防ぎ、目詰まりを抑える機能があるとされている。一方、プロテクション層は太径フィラメントで構成されていて開孔径が大きいので目詰まりが生じず、さらに、敷設による損傷を防ぐ機能があるとされている。

3. 試験装置および試験方法

3.1 試験装置

本研究で用いた試験装置は、図-5に示した定水位透水試験装置であり、上部モールド（内径150mm、高さ150mm）、下部モールド（内径150mm、高さ100mm）から成る。以下に供試体作製方法及び試験方法を示す。

3.2 供試体作製方法

試験装置の上部モールドに甲州産安山岩砕石（以下、礫と呼ぶ）層を、下部モールドに試料土層を作製し、その間にジオテキスタイルを挟めた。

(1) 下部モールドの試料土層の作製方法

定水位透水試験装置の底盤のポーラスメタル上に濾紙を載せる。濾紙は水で濡らし、ポーラスメタルの間隙は水で満

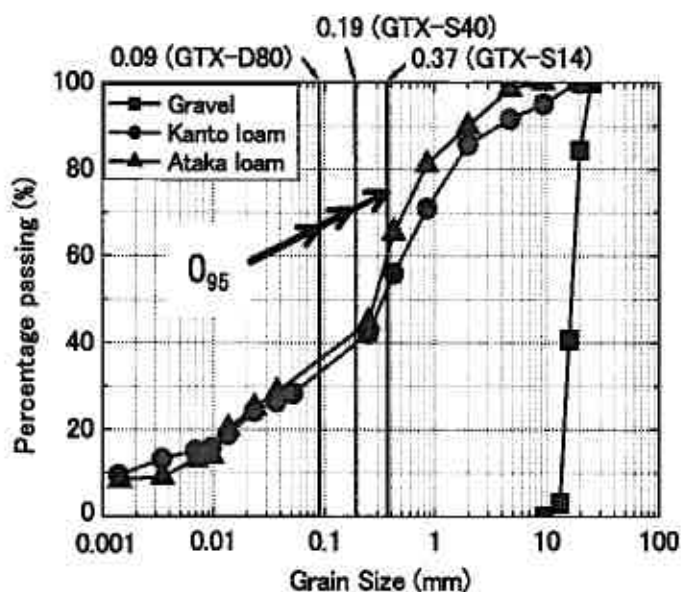


図-4 粒径加積曲線

表-1 試料の物理的特性

モールド		下部モールド	
試料		愛鷹ローム	関東ローム
土粒子密度	ρ_s (g/cm ³)	2.7	2.74
液性限界	w_L (%)	65.5	105.25
塑性限界	w_p (%)	51.97	68.04
塑性指数	I_p	13.53	37.21
最適含水比	w_{opt} (%)	48.05	38
締固め試験(B-a法)による			
最大乾燥密度	ρ_{dmax} (g/cm ³)	0.98	1.17
湿潤密度	ρ_t (g/cm ³)	1.57	1.636
Gradation	D_{50} (mm)	0.29	0.34
	U_c	97.37	340
細粒分 (%)	$\{<75\mu m\}$	34.48	31.5

たして、空気を追い出す。次に、締固め試験(B-a 法)に則つて、2.5 kg のランマーを用い、1 層の締固め回数を 55 回として 3 層の締固めを行った。なお、供試体の作製にあたっては、最適含水比と最大乾燥密度を、関東ロームは $w_{opt} = 38\%$ 、 $\rho_{dmax} = 1.17 \text{ g/cm}^3$ 、愛鷹ロームは $w_{opt} = 48.05\%$ 、 $\rho_{dmax} = 0.98 \text{ g/cm}^3$ とすることを目標に締固めを行った。

(2) 上部モールドの礫層の作製方法

下部モールドの試料土層を作製後、下部モールド上に外径 175 mm にカットしたジオテキスタイルを置き、その上に上部モールドを設置する。その際、上部・下部モールドとジオテキスタイルはリングガイドで固定して漏水を防止する。なお、ジオテキスタイルに通水の偏りが無いように、あらかじめジオテキスタイルを水浸し (24 hr 以上)、湿潤状態で使用した。ジオテキスタイル設置後、礫が密になるように、供試体作製条件である $\rho_d = 1.487 \text{ g/cm}^3$ を目標としてハンマーで上部モールドに振動を与えながら礫を充填させた。

3. 3 試験方法

定水位透水試験は、脱気水を透水試験装置の下端から給水し供試体に通水させ、上端から排水する方法で行った。その際、試験に要する時間を短縮するために、動水勾配は現場で想定される値 ($i=0.1\sim 1.0$) より大きい $i=4$ に設定し、試験開始後に所定の経過時間ごとに流量を計測した。本研究では、土質種類とジオテキスタイルの種類による目詰まり特性の比較・検討を目的としていることから、その全体的傾向に動水勾配の影響は少ないと考えて実験を行った。定水位透水試験終了後、試験装置からジオテキスタイルを取り出し、水を張った容器の中で片面 3 回ずつ軽く濯ぎ、表面に付いた砂や土を取り除く。ジオテキスタイルを自然乾燥させた後、ジオテキスタイルの質量を計測し、目詰まり量を求める。

本研究では『目詰まり量』を以下のように定義した。

『目詰まり量』 = 『試験後のジオテキスタイルの質量』 - 『試験前のジオテキスタイルの質量』 $\cdot (1)$

4. 試験結果と考察

4. 1 定水位透水試験

本研究では、種々の土に対して実施した定水位透水試験による装置全体にわたる透水係数の変化を 168 時間と 720 時間に設定して求めた。図-6 は愛鷹ローム、図-7 は関東ロームの透水係数と経過時間の関係である。なお、試験時間を 2 パターン設定した理由は、試験期間が目詰まり量にどのように影響を与えるかを検討するためである。また、透水係数の低下の要因として、ジオテキスタイルの目詰まり量だけでなく、試料土層の透水性の低下も報告されていることから⁶⁾、本研究では目詰まり現象が試料土層、ジオテキスタイル、礫層にわたる全体の透水係数 k の減少傾向として現れると考えた。

図-6 に示す愛鷹ロームの場合には、試験開始時点から透水係数の値は GTX-S14、GTX-S40、GTX-D80 のいずれもほぼ同程度の値を示している。

図-7 に示す関東ロームの場合には、透水開始から 450 時間までは、全てのジオテキスタイルの k が上昇傾向を示し

表-2 試料の物理的特性

モールド	上部モールド	
試料	甲州産安山岩碎石	
土粒子密度 $\rho_s (\text{g/cm}^3)$	2.75	
乾燥密度 $\rho_d (\text{g/cm}^3)$	最大密度 1.54 最小密度 1.083	
最適含水比 $w_{opt} (\%)$	-	
締固め試験(B-a 法)による最大乾燥密度 $\rho_{dmax} (\text{g/cm}^3)$	-	
Gradation	$D_{50} (\text{mm})$	16.7
	U_c	1.32
細粒分 $(\%) \{ \leq 75 \mu\text{m} \}$	0	
本実験の供試体密度 $\rho_d (\text{g/cm}^3)$	1.487	

表-3 ジオテキスタイルの物性値

ジオテキスタイルの種類	GTX-S14	GTX-S40	GTX-D80
目付け (g/m^2)	140	400	800
厚さ (mm)	1.5	4	6.5
見かけの開孔径 (mm)	0.37	0.19	0.09
透水係数 (cm/sec)	垂直	1×10^{-1}	1×10^{-1}
	水平	1×10^{-0}	1×10^{-0}

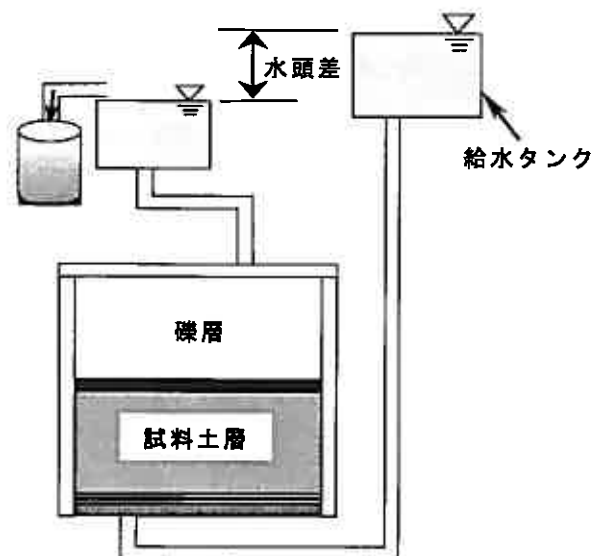


図-5 定水位透水試験装置

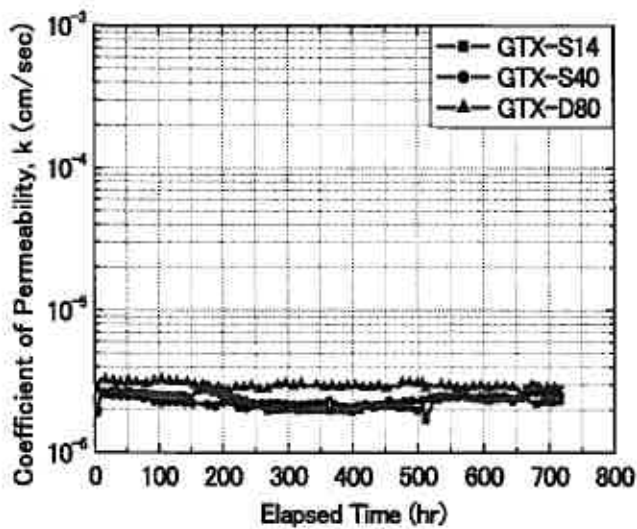


図-6 透水係数-経過時間の関係 (愛鷹ローム)

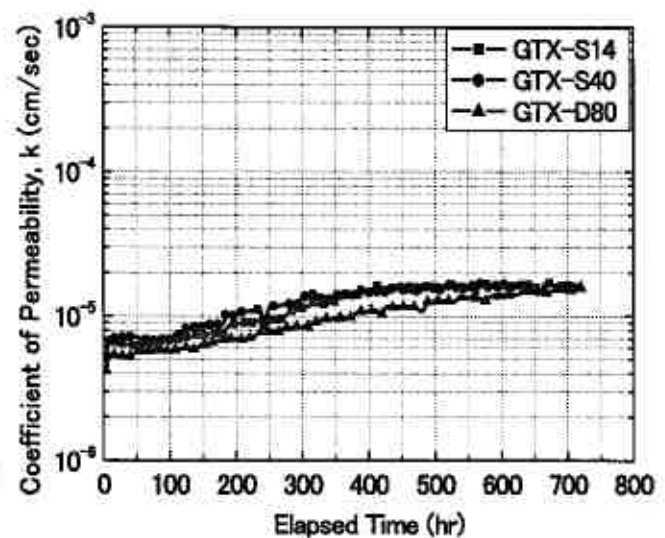


図-7 透水係数-経過時間の関係 (関東ローム)

ている。これは、関東ロームに含まれる結合水の排出によるものと思われる。すなわち、本研究ではモールド内の試料を締固めて供試体を作製したので、関東ロームは乱されていることになる。したがって、関東ロームの物理的特性から考えると、もともと土粒子構造内に保持されている水が自由に排出される状態になり、結果として、透水試験開始による脱気水の浸入により自由水が排出されたと考えられる。450時間以降はGTX-S14が 1.65×10^{-5} cm/sec、GTX-S40が 1.63×10^{-5} cm/sec、GTX-D80が 1.58×10^{-5} cm/secの値に収束する傾向にある。

4. 2 目詰まり量

図-6と図-7より、試験期間中、愛鷹ロームと関東ロームの透水係数は、全てのジオテキスタイルで同様の傾向を示しており、また、ほぼ一定の値を示していることから、目詰まり現象が生じたのかどうか判断出来ない。すなわち、これらの結果からは、種々の土質に適するジオテキスタイルの評価は出来ないと考えた。そこで、定水位透水試験後のジオテキスタイルを取り出した後、乾燥させたジオテキスタイルを計測して目詰まり量を算出し、著者らが提案する単位体積目詰まり量によって考察する⁷⁾。単位体積目詰まり量とは、ジオテキスタイルの圧縮量がわずかであると仮定して無視することにより、各々のジオテキスタイルの製品仕様を示される厚さを用いて、目詰まり量をジオテキスタイルの体積で割って求めたものである。

168時間と720時間で行った定水位透水試験後の各ジオテキスタイルの目詰まり量、単位体積目詰まり量を表-4と表-5に、試料土層に含まれるジオテキスタイルの開孔径以下の粒径に対する試料土層の質量と通過質量百分率を表-6に示す。また、表-4~6に基づいて、図-8と図-9に各ジオテキスタイルにおける単位体積目詰まり量と開孔径以下の試料土の質量の関係を示す。

表-4より、168時間での単位体積目詰まり量は、いずれの試料においてもGTX-S14>GTX-S40>GTX-D80である。また、表-5より、720時間での単位体積目詰まり量は、関東ロームでGTX-S14>GTX-S40>GTX-D80、愛鷹ロームでGTX-S14>GTX-D80>GTX-S40となった。

表-4 目詰まり量及び単位体積目詰まり量 (168時間)

	ジオテキスタイルの種類	試験前の質量 (g)	試験後の質量 (g)	目詰まり量 (g)	単位体積目詰まり量 (g/cm ³)
関東ローム	GTX-S14	3.84	4.66	0.82	0.0227
	GTX-S40	10.30	11.06	0.76	0.0079
	GTX-D80	20.92	21.29	0.37	0.0024
愛鷹ローム	GTX-S14	3.49	4.18	0.69	0.0191
	GTX-S40	11.14	12.23	1.09	0.0113
	GTX-D80	17.20	17.42	0.22	0.0014

表-5 目詰まり量及び単位体積目詰まり量 (720時間)

	ジオテキスタイルの種類	試験前の質量 (g)	試験後の質量 (g)	目詰まり量 (g)	単位体積目詰まり量 (g/cm ³)
関東ローム	GTX-S14	3.28	4.11	0.83	0.0230
	GTX-S40	10.51	11.90	1.39	0.0144
	GTX-D80	18.30	19.18	0.88	0.00564
愛鷹ローム	GTX-S14	4.11	6.27	2.16	0.06
	GTX-S40	10.83	12.53	1.7	0.0177
	GTX-D80	19.39	22.50	3.11	0.0199

表-6 開孔径以下の試料土の質量

	関東ローム	愛鷹ローム
	質量 (g)	質量 (g)
GTX-S14	1473.69	1580.62
GTX-S40	1184.73	1247.86
GTX-D80	953.56	1026.05

これらの関係を図-8と図-9で見ると、ジオテキスタイルの見かけの開孔径が大きくなるほど、開孔径以下の粒径の質量百分率が増加することに起因して、関東ロームは、単位体積目詰まり量が単調増加傾向にある。一方、愛鷹ロームは168時間(図-8)の場合、関東ロームと同様の傾向にあるが、720時間(図-9)では、GTX-S40の単位体積目詰まり量が最も小さく、単位体積目詰まり量-開孔径以下の試料土の質量の関係は、V字型を示している。図-8、9において、ジオテキスタイルごとに単位体積目詰まり量を比較すると、GTX-S14の場合は、愛鷹ロームの720時間(0.06 g/cm³)が168時間(0.0191 g/cm³)の3倍程度の量であるが、関東ロームでは経過時間に関わらず同程度の量である。一方、GTX-S40の場合は、経過時間及び土質種類に関わらずほぼ同程度の量である。また、GTX-D80の場合は、愛鷹ロームの720時間(0.0199 g/cm³)が168時間(0.0014 g/cm³)の14倍程度の単位体積目詰まり量を示しているが、GTX-S14と同様に、関東ロームは経過時間に関わらず同程度の量である。これらの現象は以下のように考えられる。

一般に、ジオテキスタイルの目詰まりは、見かけの開孔径が大きく、ある程度の土粒子がジオテキスタイルを通過することで土粒子がジオテキスタイル内に捕捉され発生する。本研究の試験結果から、GTX-S14の単位体積目詰まり量が他のジオテキスタイルに比べて大きいのは、本研究で用いたジオテキスタイルのうち、見かけの開孔径が最も大きいものがGTX-S14であるからと考えられる。また、図-8と図-9を比べると、愛鷹ロームにおいてGTX-S14は、経過時間が大きくなると単位体積目詰まり量が増加している。これは、GTX-S14の厚さが薄いため、一旦、土粒子が捕捉されると土粒子の通り道が徐々に減少し、さらなる土粒子の捕捉現象が生じ、経過時間の増加につれて単位体積目詰まり量が増加したと推察される。この現象は、見かけの開孔径が最も小さいGTX-D80において

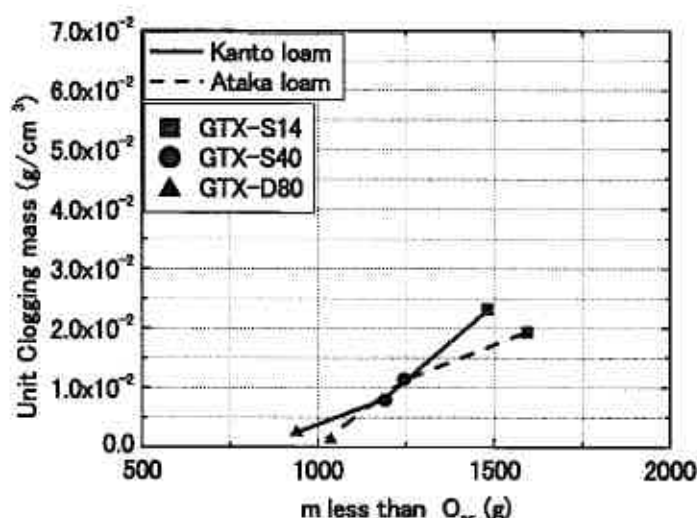


図-8 単位体積目詰まり量-開孔径以下の試料土の質量の関係 (168時間)

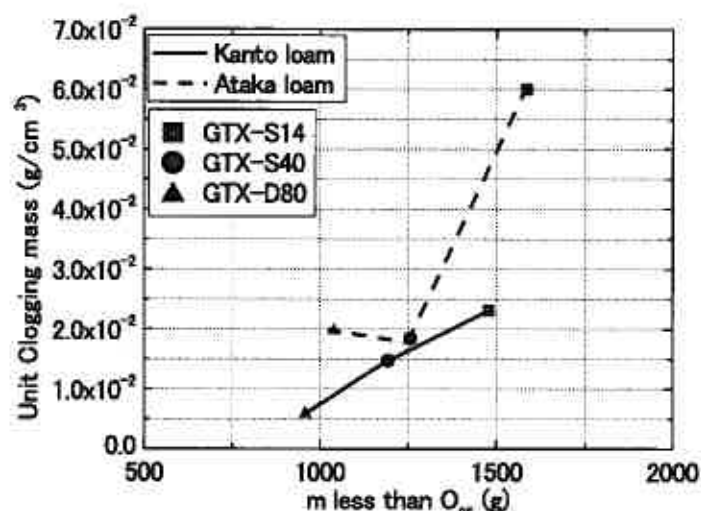


図-9 単位体積目詰まり量-開孔径以下の試料土の質量の関係 (720時間)

も見られる。GTX-D80 は二層構造であることから、経過時間の増加に伴う単位体積目詰まり量の増加は、厚さが薄いフィルター層での目詰まりが促進されたからであると推察される。一方、GTX-S40 について愛鷹ローム、関東ロームのどちらの場合においても、経過時間の増加による単位体積目詰まり量の違いは見られなかったことから、この場合には土粒子が捕捉されたとしても、ある程度の通り道が確保される状況になっていたことが推察される。

以上より、本研究の範囲内では、GTX-S40 は、愛鷹ローム、関東ローム、どちらの土質にも適したジオテキスタイルであると言える。また、関東ロームに限っては、いずれのジオテキスタイルにおいても経過時間の増加による単位体積目詰まり量の増加が見られなかったことから、どのジオテキスタイルの使用にも問題はないが、この場合には単位体積目詰まり量が最も小さい GTX-D80 が最も適していると考えられる。

5. まとめ

種々の地盤材料に対する垂直方向通水性能を検討するために一連の定水位透水試験を実施した結果、以下の知見が得られた。

- 1) 本研究では、厚さが薄く見かけの開孔径が比較的大きいジオテキスタイルの単位体積目詰まり量が大きくなる傾向が見られた。
- 2) 本研究内では、GTX-S40 は、愛鷹ローム、関東ローム、どちらの土質にも適したジオテキスタイルであると考えられる。
- 3) 関東ロームは、いずれのジオテキスタイルにおいても経過時間の増加による単位体積目詰まり量の増加が見られなかったことから、どのジオテキスタイルの使用にも問題はないが、単位体積目詰まり量が最も小さい GTX-D80 が最も適していると考えられる。

参考文献

- 1) 宮田喜壽, 木暮敬二, 谷澤芳郎, 落合英俊: 目詰まり不織布の通水性能に関する実験的考察, 土木学会論文集, No. 596/III-43, pp. 123-130, 1988.6.
- 2) 林英雄, 森麟: 盛土中に敷設するジオテキスタイル排水材の目詰まりによる透水性低下の予測に関する研究, 土木学会論文集, No. 510/IV-26, pp. 57-67, 1995.3.
- 3) 林英雄, 森麟: 地山から流出する土粒子による不織布排水材の目詰まり量と排水性に関する実験的研究, 第 28 回土質工学研究発表会, pp. 2437-2440, 1993.6.
- 4) 山田貴史, 伊藤秀行, 片岡昌裕, 浅田貢: 不織布の面内方向透水性能の低減に関する実験, 第 32 回地盤工学研究発表会, pp. 2027-2028, 1997.7.
- 5) 巻内勝彦, 峯岸邦夫, 塩野真康, 増田貴之: ジオドレーンシート・盛土複合体における水理特性, 国際ジオシンセティックス学会日本支部, ジオシンセティックス論文集, 第 17 巻, pp. 173-176, 2002.12.
- 6) 西形達郎, 岩崎高明, 須長誠, 新井克彦: 「ジオテキスタイルの水理特性試験方法」について, ジオテキスタイル試験方法に関するシンポジウム発表論文集, pp. 9-16, 1994.6.
- 7) 木幡行宏, 田中雅史, 佐藤織絵: ジオテキスタイルフィルターの目詰まりによる透水性低下に関する実験的研究, 第 40 回地盤工学研究発表会, pp. 1949-1950, 2005.
- 8) 木幡行宏, 佐藤織絵, 島谷文卓, 弘中淳市, 平井貴雄: 種々の土質を用いた透水試験によるジオテキスタイルフィルターの目詰まり特性, 国際ジオシンセティックス学会日本支部, ジオシンセティックス論文集, 第 21 巻, pp. 327-332, 2006.12.

連続繊維補強土の品質管理に関する研究

北見工業大学工学部 ○ 正会員 堀 智仁
北見工業大学工学部 正会員 山下 聡
日特建設 正会員 山田 浩
日特建設 正会員 三上 登
北見工業大学工学部 正会員 鈴木 輝之

1. はじめに

従来ののり面安定化対策工法は、モルタル吹付工やのり砕工、積みブロック工等、目的に応じてコンクリート構造物が多く用いられてきた。しかし、それらのコンクリートを多用した対策工は、景観上周辺の自然と調和しないため、国立公園や国定公園など、景勝地での施工には不向きである。それに対して、連続繊維補強土のような繊維を用いた土木構造物によるのり面には、植生が全面に生育し、周辺環境との調和が図れ、生態系にも優しい緑化のり面となる。繊維の混合目的は、土質材料に一定量の繊維を均等に混合することで、繊維と土質材料との摩擦や拘束力によって、擬似的な粘着力を付与し、せん断強度や降伏ひずみを増大させることにある。

連続繊維補強土工法は、施工の際に砂と繊維の割合を砂 1.0m³あたり繊維 3.3kg として¹⁾、吹き付ける量を管理している。しかし、施工者や施工箇所によって砂と繊維の割合にばらつきがあると考えられる。したがって、造成された連続繊維補強土のせん断強度、繊維の混入率、繊維の配向性の確認など、現場で実施可能な品質管理手法の確立が必要である。しかしながら、連続繊維補強土は砂と繊維が複雑に絡み合っているため、通常のサンプリング方法では繊維を切ることができず、試料を採取することは困難である。そこで本研究では、施工現場で容易に試料を採取するために、ドライアイスを用いて採取箇所を凍結させて試料を採取することを試みた。また、採取した試料に対して三軸試験を行い、連続繊維補強土の利点を検証し、繊維の混入が試験結果に与える影響を調べた。

2. 連続繊維補強土工の概要

連続繊維補強土工の施工概念図を図-1 に示している²⁾。連続繊維補強土の施工に使用する機械は、砂を供給するシステムと連続繊維を供給するシステムで構成されており、連続繊維は、繊維の供給装置（スレッドフィーダー）に格納された糸巻から、高圧水を利用して噴射ノズル（エジェクター）から噴射される。また、砂は高圧空気によって繊維の噴射先まで搬送し、繊維と直接噴射・混合される。繊維の混合量は、一般に砂の乾燥重量に対して 3.3kg/m³ が標準である。施工中はこの混合量が供給管理装置によって定期的にチェックされ、品質の確認を行っている。

3. 試験概要

細粒分の少ない砂や礫質土を採取する方法として凍結サンプリング法がある。凍結サンプリング法は、原位置で地盤を凍結し、その状態で試料を採取するものである。地盤を凍結させる冷媒として、液体窒素を直接用いる方法、冷凍機で塩化カルシウムを冷却して用いる方法などがある。しかしながら、いずれも設備が大がかりで準備に時間がかかることや、費用が高いという問題がある。さらに、連続繊維補強土工は主として急傾斜の斜面に施工されるため、従来の方法では現実的に不可能であると考えられる。

本研究では、簡易的に地表面を凍結させる方法として、ドライアイスを用いた地盤の凍結方法を採用した。地盤の凍結実験は北見工業大学内においてドライアイスによる凍結の効果を検証した後、2005年10月と11月に弟子屈町の河川沿いの自然斜面に設けた試験ヤードで、地盤の凍結実験および試料のサンプリングを行った。また、2006年10月に、同様の試験を支笏湖畔に面した自然斜面でも行っている。

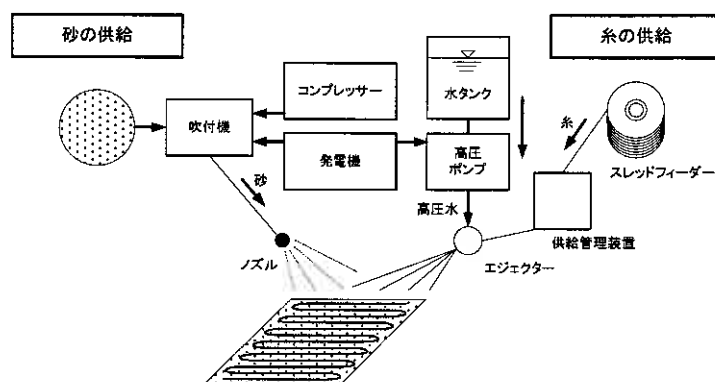


図-1 施工概念図

A study of quality control method for continuous fiber reinforced sand.

Tomohito HORI, Satoshi YAMASHITA, Teruyuki SUZUKI (Kitami Institute of Technology)
Hiroschi YAMADA, Noboru MIKAMI (NITTO CONSTRUCTION CO., LTD.)

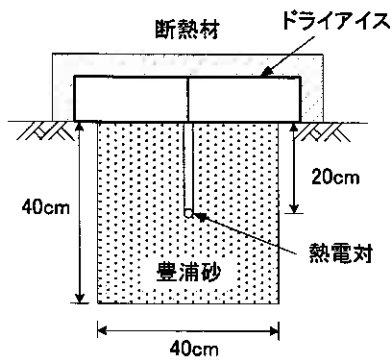


図-2 地盤凍結実験 1 断面図

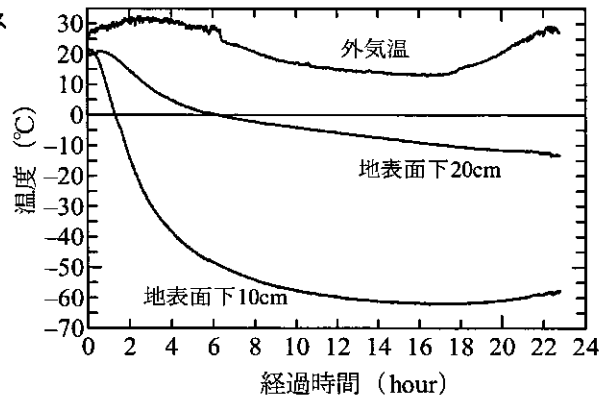


図-3 温度の経時変化

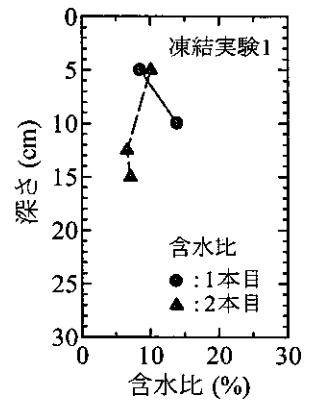


図-4 試料の含水比

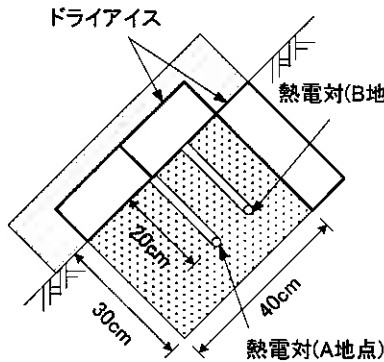


図-5 地盤凍結実験 2 断面図

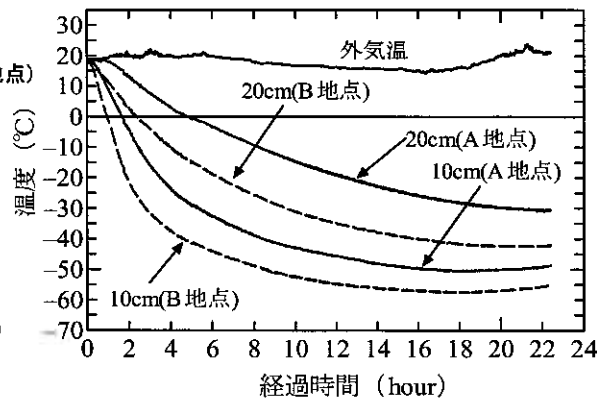


図-6 温度の経時変化

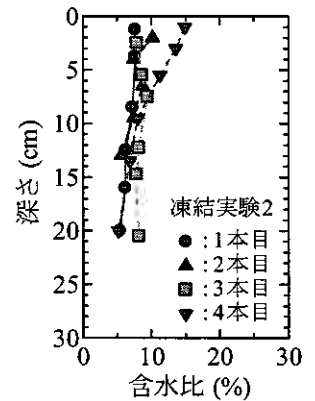


図-7 試料の含水比

試料のサンプリングは排気量 50cc の 2 サイクルエンジンを備えたロータリー式のサンプラーによって行った。サンプリングした試料は室内で圧密排水三軸圧縮試験 (CD 試験) を行い、試験後、繊維の混入量を調べた。

4. 地盤凍結実験および試料のサンプリング

4.1 北見工業大学学内での凍結実験

ドライアイスによる地盤の凍結の効果を検証するために、2005 年 7 月中旬に北見工業大学内の実験フィールドで地盤凍結実験を行った。試験の概略図を図-2 に示す。地盤凍結実験 1 では、現場の土を豊浦砂 (縦 40cm × 横 40cm × 深さ 40cm) で置換して、水を十分含ませた後に、ドライアイス (25cm × 25cm × 10cm, 4 枚) を設置した。外気を遮断するために、ドライアイスの上に断熱材の蓋をかぶせて、さらにその上をシートで覆い、直射日光が当たらないようにした。外気温と地中温度 (地表面下 10cm, 20cm) は熱電対によって測定した。なお、ドライアイスは午前 11 時に設置し、試料のサンプリングは翌日の午前 10 時から行った。図-3 は、地表面下 10cm および 20cm, 外気温の経時変化を示したものである。図より、地表面下 20cm の地点が 0°C になったのは、試験開始から 6 時間 15 分後であった。この日の最高気温は 32.6°C であるため、夏場でも十分に地盤を凍結することが可能であることがわかった。次に、サンプラーによって試料の採取を行った結果、試料は 1, 2 分で採取することができた。しかし、亀裂が多く、綺麗な試料を採取することはできなかった。この原因として、水分の移動による、含水比の低下が考えられる。図-4 は採取した試料の含水比を測定した結果である。図より、深くなるに従い含水比が低くなっている。また、図-3 の温度のグラフから、地表面下 10cm と 20cm の温度差は約 50°C であることがわかる。このことから、凍結面が停滞して温度勾配が急になり、水分が移動したことによって地盤が凍上し、含水比が低くなったと考えられる。以上のことから、



写真-1 サンプリングした試料 (1 本目)

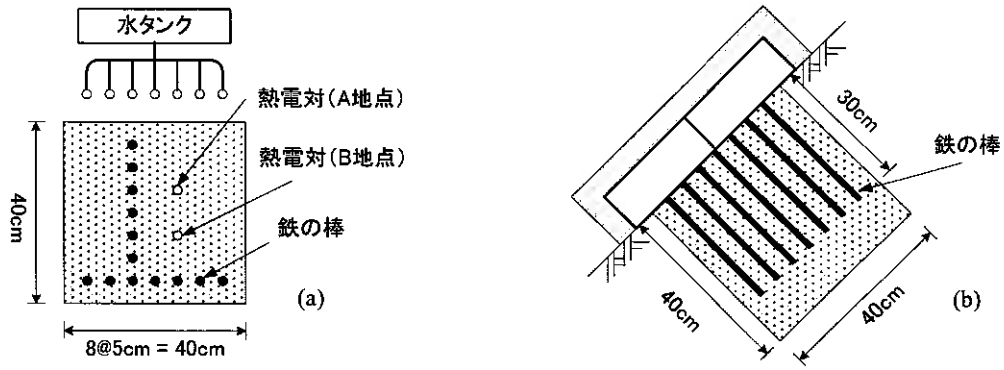


図-8 地盤凍結実験3 (a)平面図 (b)断面図

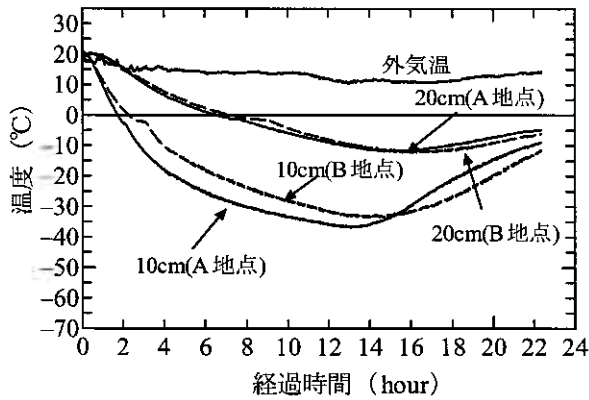


図-9 温度の経時変化

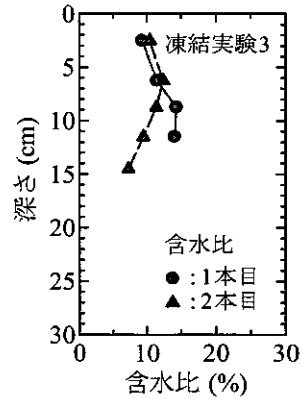


図-10 試料の含水比

ドライアイスを用いて、地盤を凍結させることが可能であることが明らかになった。しかしながら、地表面が凍上現象によってやや膨張していたため、効率的に地盤を凍結させる工夫が必要であることがわかった。

凍結実験1の結果をふまえて、凍結実験2では、スムーズに地盤を凍結させるためにドライアイス(20cm×20cm×10cm, 4枚 20cm×25cm×10cm, 2枚)を2方向に設置して、2方向から凍結させる試験を行った。さらに、連続繊維補強土は主に急斜面に施工されるため、実際の現場を想定して、図-5に示すような傾斜角約45°の斜面において、前回と同様に豊浦砂で置換して地盤凍結実験を行った。温度の測定は、図に示すように、中心の温度(A地点)と、その点とドライアイスの中間(B地点)の地中温度を測定した。図-6は地中温度の結果を示したものである。図より、A地点の地表面下20cmは、試験開始後4時間50分で0°Cになっており、凍結実験1に比べると約1時間30分早く凍結している。このことから、2方向からドライアイスで地盤を凍結させる方法は有効であることがわかる。また、地表面下10cmと20cmの温度の結果を比較すると、図-3に示した、前回の結果に比べ温度の差は少なく、凍上現象による地盤の膨張はなかったため、スムーズに地盤が凍結したと考えられる。しかしながら、サンプラーで試料を採取した結果、写真-1のように供試体は複数に折れたり、崩れたりしていた。図-7は、採取した4本の試料の含水比を示したものである。図より、前回の試験と同様に、深くなるに従い含水比が低くなっていることがわかる。以上のことから、ドライアイスを2方向に設置する方法は有効であることが確認できた。しかし、ドライアイスを設置する際に現場を大きく乱すことから、さらなる工夫が必要であると考えられる。また、ドライアイスを設置する際に、水分を十分に供給する必要があることがわかった。

現場を乱さずに効率的に地盤を凍結させる方法として、地盤凍結実験3では、熱伝導率の良い鋼鉄の棒(直径9mm, 長さ30cm)を図-8のように5cm間隔で設置した。また、継続的に水分を供給するために、貯水タンクから一定の流量で水を流して凍結実験を行った。図-9に示す温度変化の図から、試験開始後6時間30分後に地表面下20cmが0°Cになっている。以前に行った試験とはセンサーの位置が違うことや、水を供給して凍結実験を行っているため、一概に比較することはできないが、水が供給されているにもかかわらず、地盤凍結実験1とほぼ同じ時間で地表面下20cmの温度が0°Cになっているため、鉄の棒を設置する方法は有効であると言える。次に、試料のサンプリングを行い、含水比を求めた結果を図-10に示している。ここで、1本目のサンプリングは斜面の上側で行い、2本目は斜面の下側で行っている。図より、斜面の上側から採取した1本目の含水比は深くなるに従い含水比が高く、水の供給の効果がみられる。それに対して、斜面の下側で採取した2本目の試料はやや含水比が低いものの、前回に比べると含水比が高くなっており、水の供給の効果が得られていると言える。

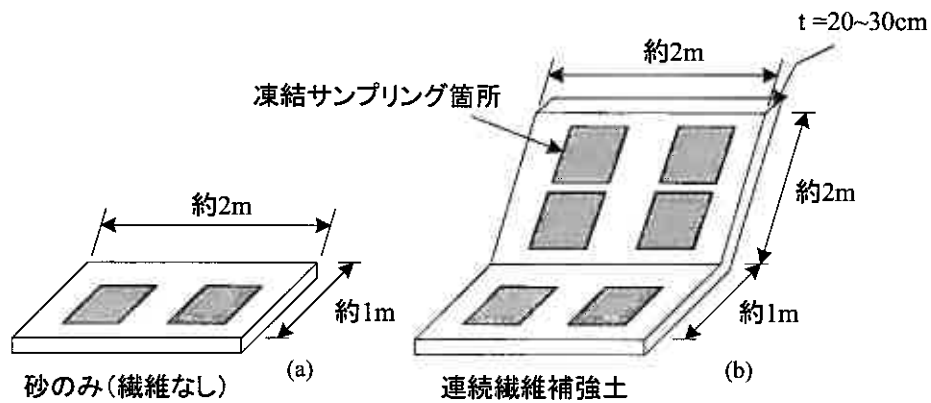


図-11 凍結サンプリング試験ヤード概要図 (a)砂のみ(繊維なし) (b)連続繊維補強土

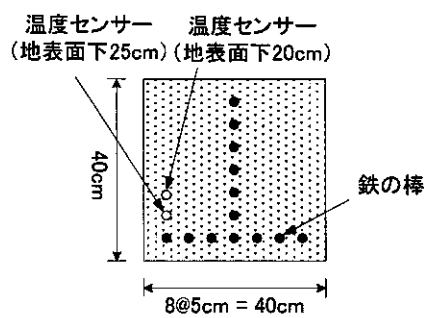


図-12 弟子屈での地盤凍結実験

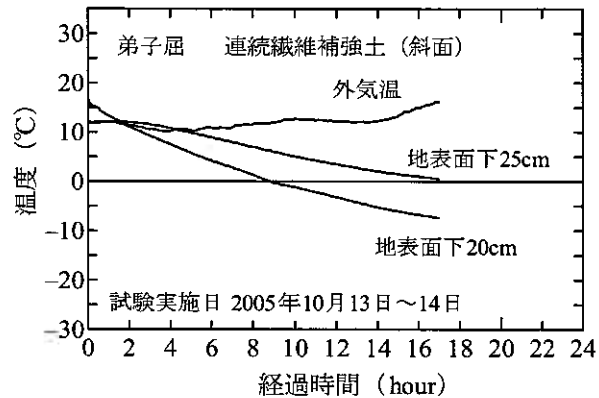


図-13 地中温度の経時変化

以上のことから、現場で地盤を凍結させる場合には水を十分に供給する必要があることと、熱伝導率の良い鉄の棒を設置して、少なくとも7時間以上放置することによって、地盤を凍結させることが可能であることがわかった。

4.2 弟子屈町での凍結実験

北見工業大学内で行った地盤凍結実験から、ドライアイスの有効性が確認できたため、弟子屈町内の河川沿いの自然斜面に設けた試験ヤードにおいて、地盤凍結実験と試料のサンプリングを行った。現場の概略図を図-11に示している。弟子屈の実験では、実務で行うことを想定し、ドライアイス (20cm×20cm×10cm, 4枚) をタ方に設置して、翌朝、試料のサンプリングを行った。

試験ヤードは、図-11(a)に示した砂のみを吹き付けた繊維の混入していない区間と、図-11(b)に示す連続繊維補強土(平面および斜面)の2区間である。凍結実験の概要を図-12示した。学内での実験と同様に熱伝導率の良い鉄の棒を設置し、温度の測定については、温度センサーで測定し、データロガーでデータを記録した。地中の温度は地表面下20cmと25cmの温度を測定している。

図-13は地中温度の経時変化を示したものである。図より、地表面下20cmは8時間50分で0℃になっている。実際の連続繊維補強土の厚さは20～30cmであるため、ドライアイスによる地盤の凍結は可能であることがわかる。次に、サンプラーによる試料の採取は、学内での実験では2～3分で試料を採取することができたが、弟子屈でのサンプリングは1本採取するのに約30分時間を要した。全部で3本の試料を採取したが、全て作業時間が長時間にわたったため、試料は摩擦熱で痩せ細り、乱れの少ない試料をサンプリングすることはできなかった。この原因として、現場の砂質土の粒径は粗く、ボーリングビットが摩耗し、サンプリングが困難であったことが挙げられる。試料の粒度分布を図-14に

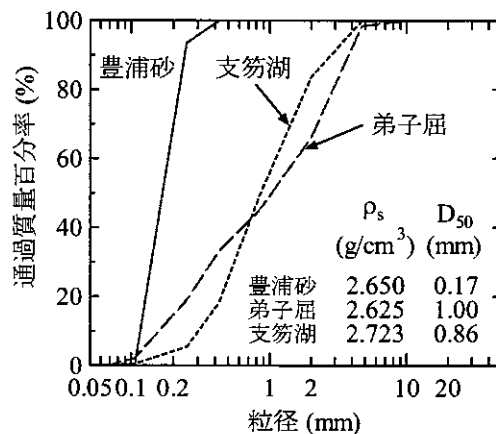


図-14 試料の粒度分布

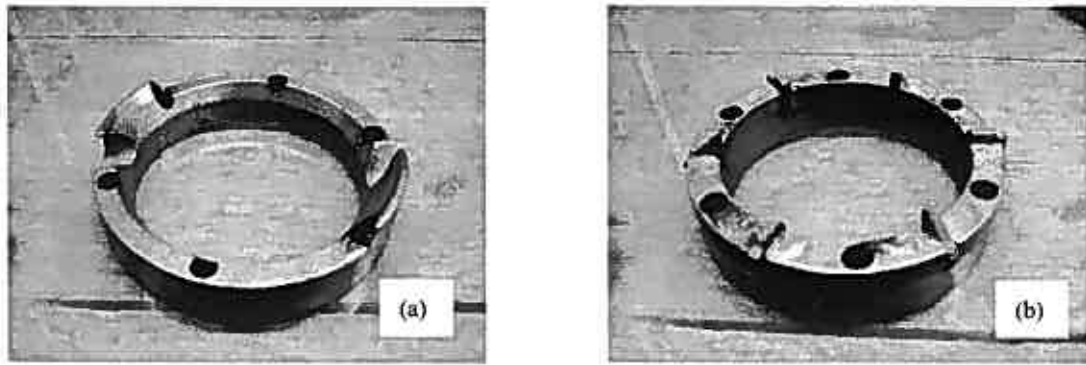


写真-2 ポーリングビットの改良 (a)改良前 (b)改良後

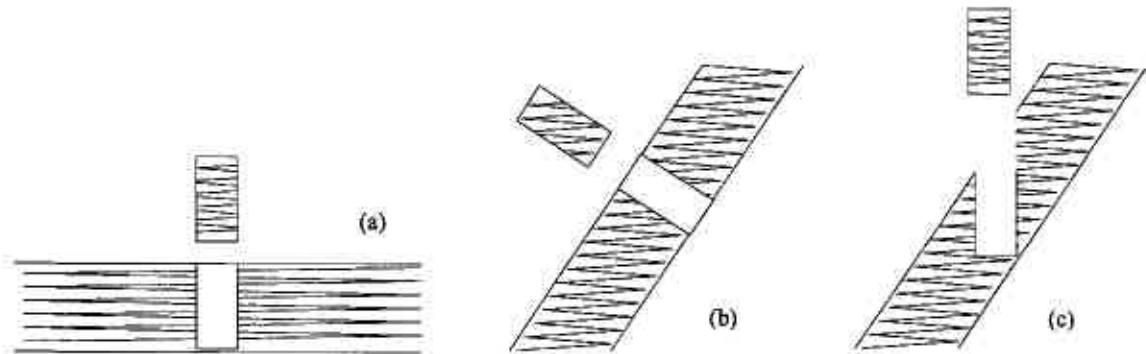


図-15 試料の採取方法 (a)平面 (b)斜面 A (c)斜面 B

示した。図のように弟子屈試料は粒径が大きく、平均粒径は1mmであり、2mm以上の礫が約40%含まれていることがわかる。以上の結果をふまえて、サンプラーのポーリングのビットを改良した。

これまでのビットの刃先は写真-2(a)に示す形状をしており、それを写真-2(b)のように改良した。刃先が摩耗しないよう超硬合金に換えて、再度、弟子屈の試験ヤードで凍結サンプリングを行った。この際、数多くのサンプルを採取するために、凍結を促進するための鋼鉄の棒を使用しなかった。

新しいビットで試料を採取した結果、前回使用した写真-2(a)のビットでは1本の試料を採取するのに約30分を要したが、改良したビットでは5分から6分で採取することが可能となり、刃先の摩耗はなかった。しかし、繊維が多く入っている部分で折れたサンプルがいくつかあった。

以上のことから、ビットの改良によって、作業時間が大幅に短縮され、折れたサンプルはいくつかあったが、室内試験に必要な試料を採取することが可能となった。また、凍結促進のために設置した鋼鉄の棒を設置しなくても、ドライアイスのみで十分地盤を凍結させることが可能であることがわかった。

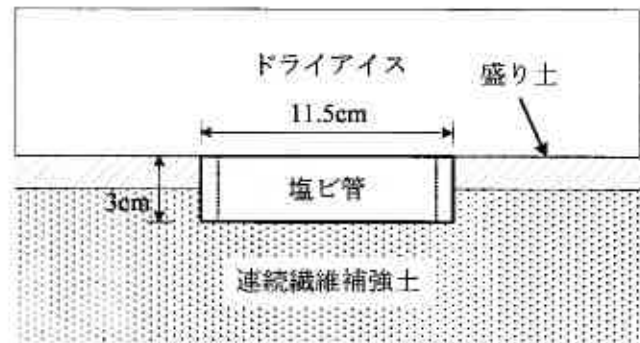


図-16 塩ビ管の設置

4.3 支笏湖畔での凍結実験

支笏湖畔の自然斜面に作製した弟子屈と同じ形状をした試験ヤードで地盤凍結実験および試料のサンプリングを行った。支笏湖の現場では、繊維の配向性が試験結果に及ぼす影響を調べるために、斜面に対して垂直に採取する方法(斜面 A)と、鉛直方向に採取する方法(斜面 B)で試料のサンプリングを行った。図-15に試料の採取方法を示した。

支笏湖の凍結実験では、地盤を凍結する際に、ポーリング時の機械のぶれを防ぐ目的で塩ビ管をあらかじめ設置している。概要図を図-16に示した。塩ビ管は外径11.5cm、長さ3cmである。図のように塩ビ管を設置した後、盛り土をして、水を十分含ませた後に、ドライアイス(25cm×25cm×7cm、4枚)を設置している。

図-17は地表面下20cmの地中温度の経時変化を示したものである。図より、平面は7時間40分、斜面 Aは11時間15分、斜面 Bは6時間50分で凍結しており、2面からドライアイスで凍結させた、斜面 Bが一番早く凍結している。

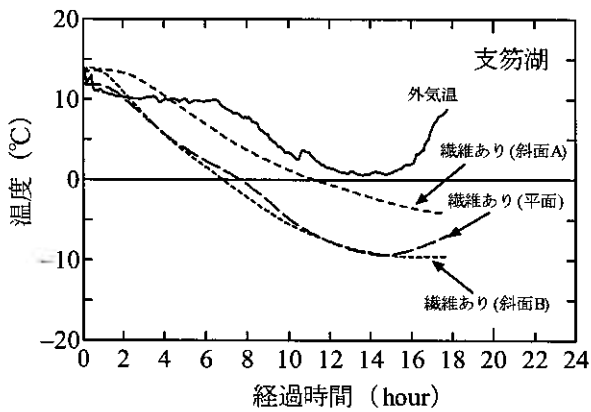


図-17 地表面下 20cm の温度の経時変化



写真-3 塩ビ管の設置とサンプリングの様子

また、斜面 A が凍結するのに 11 時間以上かかった理由として、塩ビ管の周りに盛り土をしているため、ドライアイスと地表面が密着しておらず、凍結に時間がかかったと考えられる。写真-3 は、塩ビ管の設置とサンプリングの様子を示したものである。

支笏湖でのサンプリングは、ボーリングビットの改良の効果で、試料のサンプリングにかかる時間は 5 分から 10 分程度で行うことができた。しかしながら、掘削時のサンプラーの機械のぶれや、機械自体のトルクが小さいため、試料によっては、サンプリングに時間がかかり、摩擦熱で痩せ細っているものや、ブレによる供試体の亀裂等、綺麗なサンプリング試料を採取することは困難であった。今後の課題として、ボーリング機械の固定、トルクの改善、ボーリングビットのさらなる改良が必要である。

5. 三軸試験結果

5.1 せん断強度の検証

図-18 および図-19 は、排水条件で行った三軸圧縮試験の結果を示したものである。図中には、繊維のない区間から採取した試料の結果と、繊維の混入している区間の平面から採取した試料および斜面に対して垂直に採取した試料（斜面 A）の結果を示している。図より、繊維の有無により結果は異なり、弟子屈試料の有効拘束圧 98kPa を除く全ての結果で、繊維が入っている試料の強度が高いことがわかる。また、繊維の入っている供試体の強度を比較すると、斜面に対して垂直に採取した試料に比べ、平面から採取した試料の強度が高いため、繊維の配向性が試験結果に影響を及ぼしていることが考えられる。

図-20 は、繊維の混入量を示したものである。図中の基準値 0.2% というのは、砂と繊維の割合を砂 1.0m³ あたり繊維 3.3kg としたときの値である。算出方法は以下の通りである。

$$\text{基準値(\%)} = \frac{\text{繊維 } 3.3 \times 10^3 (\text{g})}{\text{砂 } 1.0 \times 10^6 (\text{cm}^3)} \div \text{供試体の平均乾燥密度 } \rho_{\text{dave}} (\text{g/cm}^3) \times 100 \quad \dots (1)$$

上式によって求めた弟子屈試料と支笏湖試料の基準値はそれぞれ、0.188%と 0.190%であるため、両試料の基準値を 0.2%としている。弟子屈試料と支笏湖試料の結果を比較すると、弟子屈試料は基準値よりも繊維の混入量が少ないのに対して、支笏湖試料ではそのほとんどが基準値よりも混入量が多いことがわかる。弟子屈試料の結果を示した図では、サンプリング中に折れてしまい、三軸試験をすることができない小さな供試体の繊維混入量（×印）も示している。これを見ると三軸試験に使用した供試体よりも繊維の混入率が高いことがわかる。これは、弟子屈供試体は繊維がやや不均質であったため、繊維の多く混入しているところで供試体は折れてしまい、三軸供試体の繊維の混入率は低く、それに対して、小さい試料では繊維の混入量が多くなったと考えられる。しかしながら、繊維の混入率が低い供試体であっても、十分に繊維の効果が現れていると言える。

5.2 降伏ひずみの検証

連続繊維補強土の長所の一つに、降伏ひずみの増大がある。図-21 はそれを検証したものである。図-21(a)に示した弟子屈試料の結果では、49kPa と 196kPa は繊維の混入している試料の降伏ひずみは大きい。また、図-21(b)に示した支笏湖試料の結果についても、49kPa では繊維の混入している試料の降伏ひずみは大きい。両試料とも低い拘束圧では、繊維の影響によって降伏ひずみが大きくなっていることがわかる。実地盤では拘束圧が低いため、繊維の効果によって、降伏ひずみは増大すると考えられる。

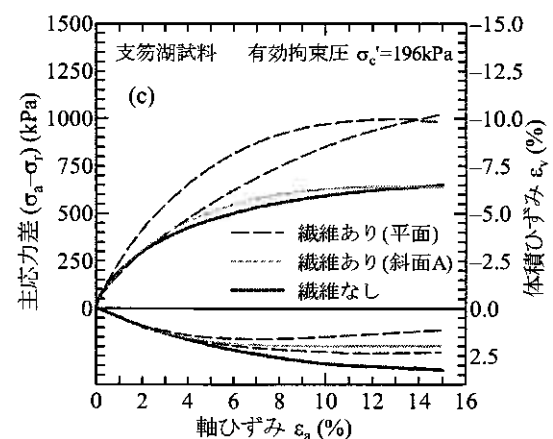
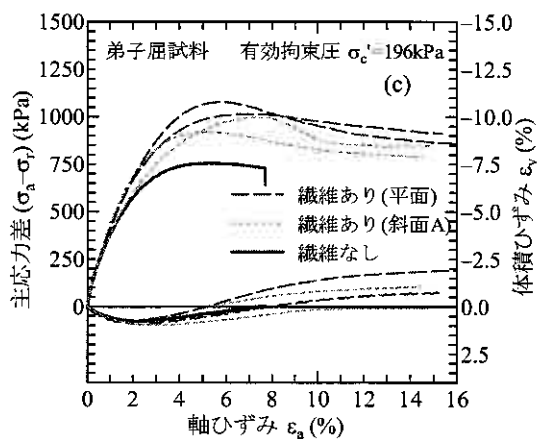
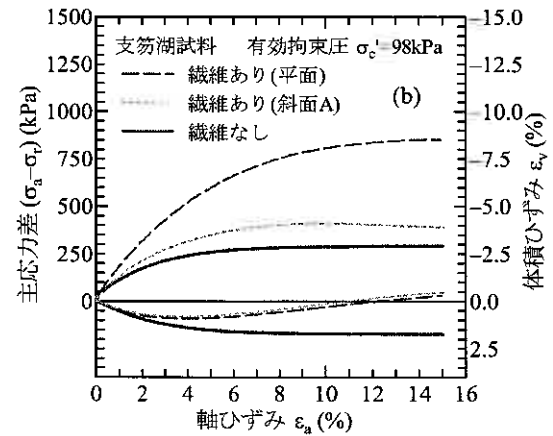
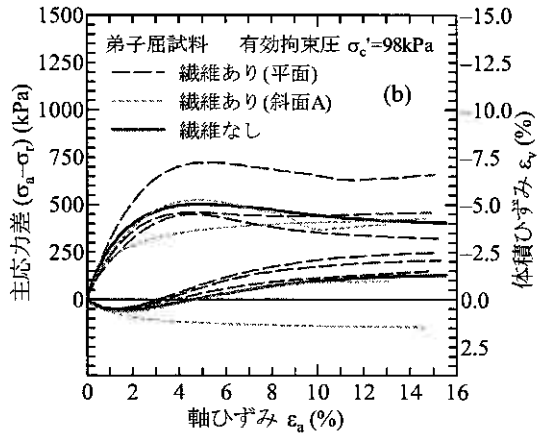
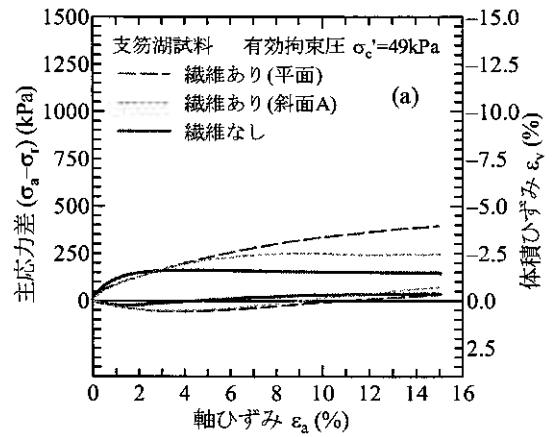
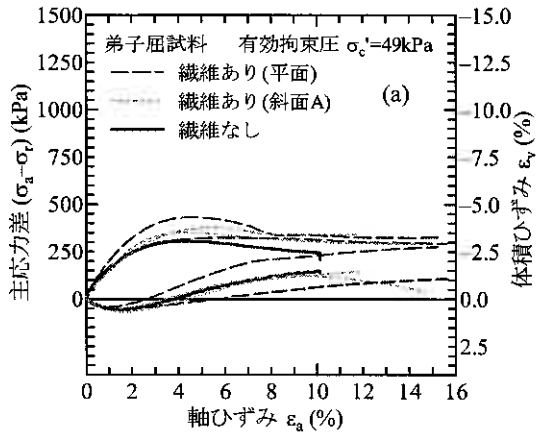


図-18 弟子屈試料の応力-ひずみ図
(a)49kPa (b)98kPa (c)196kPa

図-19 支笏湖試料の応力-ひずみ図
(a)49kPa (b)98kPa (c)196kPa

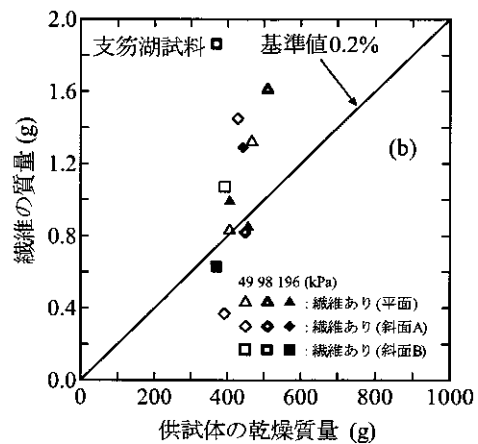
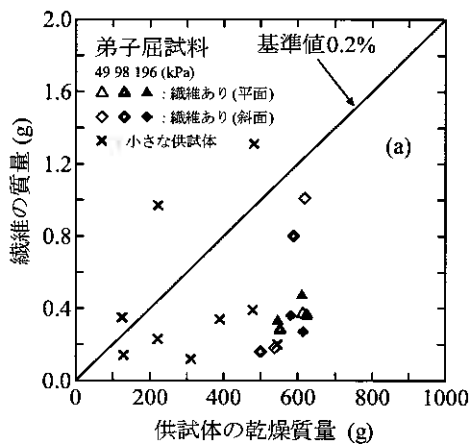


図-20 繊維の混入量 (a)弟子屈 (b)支笏湖

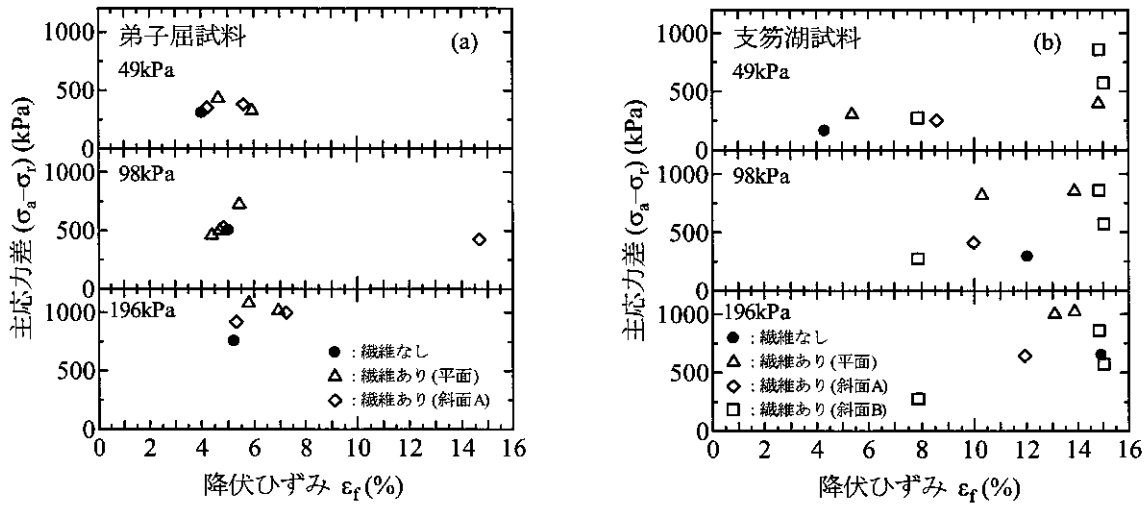


図-21 主応力差と降伏ひずみの関係 (a)弟子屈 (b)支笏湖

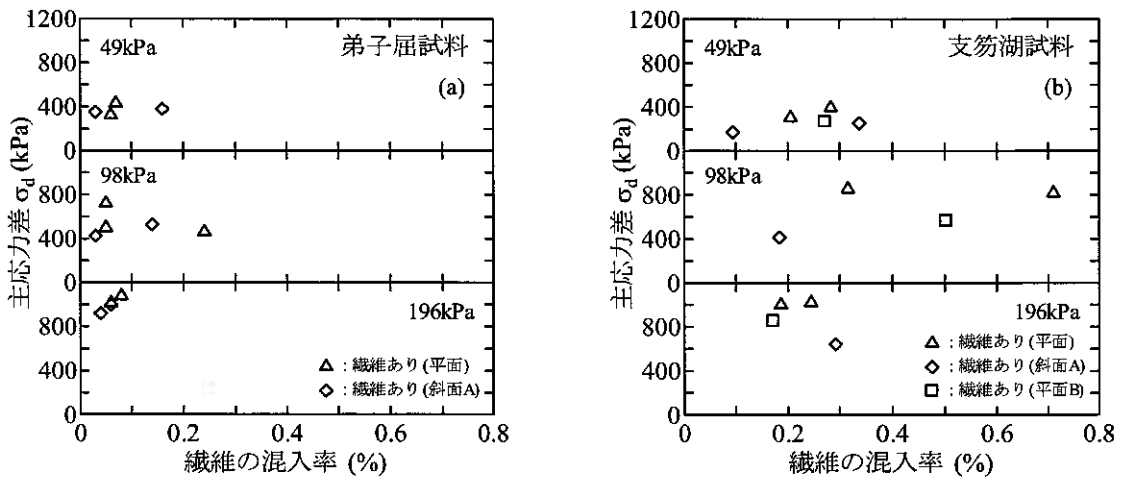


図-22 繊維の混入率と主応力差の関係 (a)弟子屈 (b)支笏湖

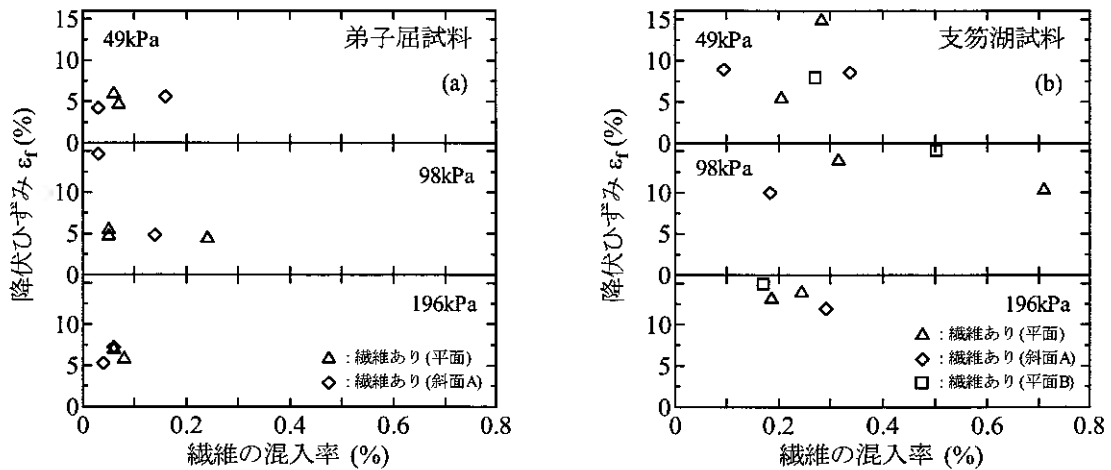


図-23 繊維の混入率と降伏ひずみの関係 (a)弟子屈 (b)支笏湖

5.3 繊維混入率が試験結果に及ぼす影響

繊維の混入率が主応力差と降伏ひずみに与える影響を調べたものを、図-22 および図-23 にそれぞれ示した。繊維の混入率と主応力差との関係を示した図-22 では、各応力で比較すると、多少ばらつきはあるものの、両試料とも混入率の増加に伴い、主応力差も大きくなっている。一方、繊維の混入率と降伏ひずみの関係を示した図-23 では、先程と同様に試験結果にばらつきはあるが、繊維の混入率と降伏ひずみには相関関係があることがわかる。以上のことから、繊維の混入率が大きい場合、せん断強度と降伏ひずみが大きくなることが明らかになった。

5.4 擬似粘着力付与の検証

連続繊維補強土には擬似粘着力の付与の効果がある。本稿では、地盤工学会の土質試験の方法と解説に掲載されている、圧縮強さと圧縮応力から粘着力を求めた³⁾。この方法は、縦軸に圧縮強さ、横軸に圧密応力をプロットし、最小二乗法によって直線近似する。その直線の勾配 m_0 と縦軸切片 f_0 を求めて、次式で ϕ_d および c_d を求めるものである。求めた ϕ_d および c_d を表-1 および表-2 に示した。

$$\phi_d = \sin^{-1}(m_0 / (2 + m_0)) \quad \dots (2)$$

$$c_d = f_0 / \sqrt{1 + m_0} \quad \dots (3)$$

弟子屈試料の結果では、繊維の混入している試料の内部摩擦角は大きい。しかし、粘着力については繊維のない方が大きな値となっている。これは、弟子屈試料は繊維の混入率が低いためであると考えられる。それに対して、支笏湖試料の結果では、繊維の有無による内部摩擦角に大きな差はないものの、粘着力は繊維の影響によって大きくなっていることがわかる。このことから、繊維の混入量が施工基準を満たしている場合、擬似的な粘着力が付与されることがわかった。

5.5 繊維の配向性が試験結果に及ぼす影響

繊維の配向性が試験結果に与える影響を調べるために、斜面に対して垂直に採取した試料（斜面 A）と鉛直方向に採取した試料（試料 B）の結果を比較したものを図-24 に示した。図より、有効拘束圧 49kPa では、試験結果に差は見られない。しかし、有効拘束圧 98kPa と 196kPa では、斜面 A に比べ斜面 B のせん断強度が大きい。すなわち、繊維が斜め方向に入っているものに比べ、水平に繊維が入っている方がせん断強度が大きい結果であった。これは、せん断が進行する際に繊維の方向とほぼ平行にせん断帯が形成され、それによって繊維の効果が小さくなり、結果的に強度が小さくなったことが考えられる。写真-4 は、斜面 A の三軸試験後の供試体を半分に分割したものである。写真を見てわかるとおり、繊維が斜めに入っていることがわかる。

表-1 弟子屈試料の ϕ_d と c_d

弟子屈試料	m_0	f_0	ϕ_d (°)	c_d (kPa)
繊維なし	2.9918	179.69	36.82	44.97
繊維あり(平面)	4.6208	129.80	44.26	27.37
繊維あり(斜面A)	4.1618	124.62	42.49	27.43

表-2 支笏湖試料の ϕ_d と c_d

支笏湖試料	m_0	f_0	ϕ_d (°)	c_d (kPa)
繊維なし	3.3564	-14.22	38.80	-3.41
繊維あり(平面)	4.1113	262.80	42.28	58.12
繊維あり(斜面A)	3.2326	32.70	38.15	7.95
繊維あり(斜面B)	3.8188	127.74	41.02	29.10

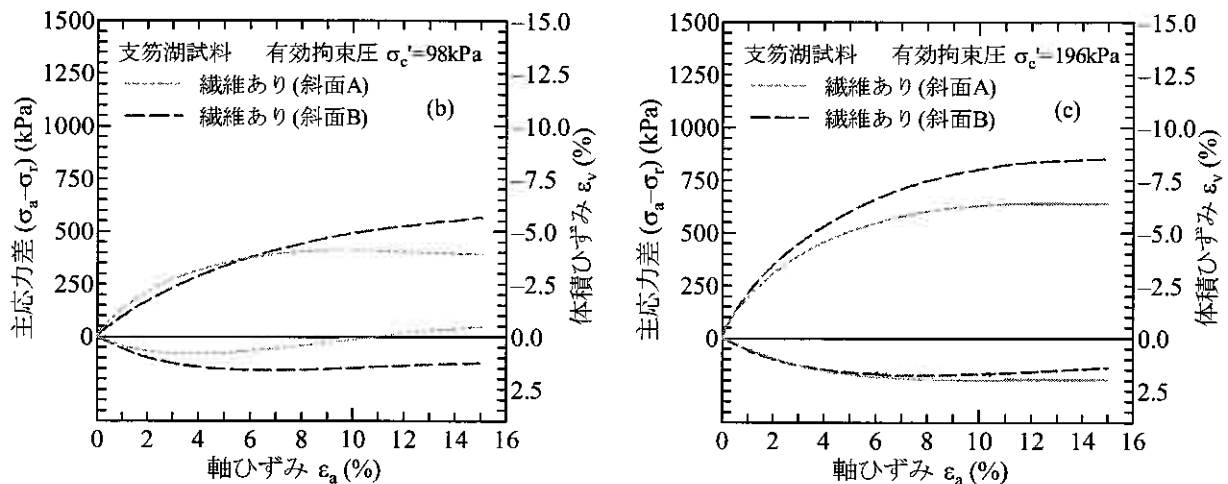


図-24 繊維の混入率と主応力差の関係
(a)49kPa (b)98kPa (c)196kPa

以上のことから、繊維の配向性が試験結果に影響を及ぼすことが明らかになった。

6. 結論

- (1) 北見工業大学学内および現場で行った試験結果より、ドライアイスを用いて地盤を凍結させる方法は有効であることがわかった。また、地盤が凍結するためには12時間放置する必要がある。
- (2) ローター式のサンプラーによって試料を採取した結果、作業時間の遅延や機械のぶれによって、試料の痩せ細りや亀裂が生じた。これは、ハンドボーリングの機械を固定していないことや、トルクが小さいこと、ボーリングビットの改良が必要であるという問題がある。今後、乱れの少ないサンプリングをするためには、これらの課題の検討が必要である。
- (3) 室内での三軸試験の結果から、繊維の混入により、せん断強度および降伏ひずみの増大、擬似粘着力の付与の効果を確認することができた。また、繊維の配向性が試験結果に及ぼすことが明らかになった。
- (4) ドライアイスを用いて地盤を凍結させることで、試料を採取することが可能になり、三軸試験や繊維の混入量および配向性の確認をすることができる。以上のことから、ドライアイスを用いた連続繊維補強土の品質管理手法の確立は可能であると考えられる。

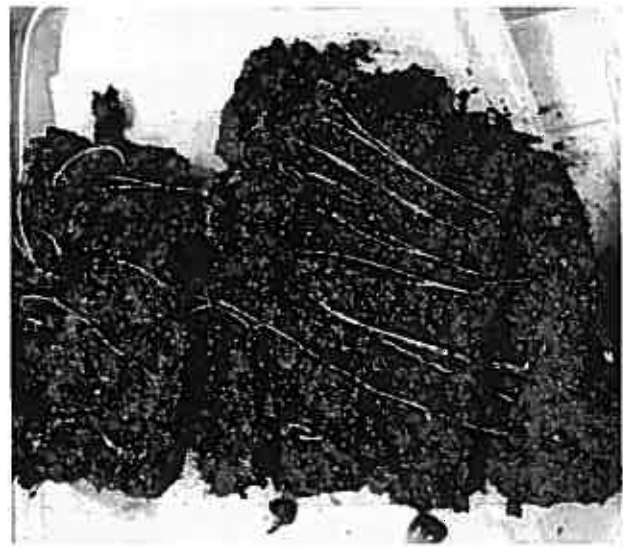


写真4 斜面Aの繊維の方向性

謝辞

本研究を進めるにあたり、佐藤伸一君（北見工業大学4年）の協力を得た。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) ジオファイバー協会.: ジオファイバー工法 設計・施工の手引き (第5版), 2004.
- 2) ジオファイバー研究会: ジオファイバー工法 —連続繊維補強土を用いた複合補強土工法—
- 3) 地盤工学会: 土質試験の方法と解説 (第一回改訂版), pp.490, 2000.

セメント安定処理土のせん断波速度に関する研究

北海道大学大学院 工学研究科 学生員 ○小林慎之介
 北海道大学大学院 工学研究科 正会員 田中 洋行
 北海道大学工学部 土木工学科 高瀬 匡人

1. はじめに

港湾などの浚渫工事において、大量の軟弱な浚渫土が発生し土砂処分場や埋立地に投入されている。しかし、最近では処分地の確保が困難となり、土砂の処分が大きな社会問題となっている。一方、港湾や海上空港の建設では大量の土砂が必要となり、浚渫土を積極的にリサイクル材料として活用することが期待されている。このような背景から、浚渫土に固化材を混合して性状を改善し、埋立材や裏埋材として有効に活用する目的で、セメント安定処理工法の開発が進められている。

しかし、実際の施工では配合を決定するのが非常に困難で、セメントの混入量が過小な場合、改良土が分離し現場周辺水域の水質の汚濁や改良土自体の強度不足が生じる。逆に、混入量が過剰な場合には、施工時のワーカビリティが不足し施工が困難になる恐れがある。

セメント安定処理土の強度特性をせん断波速度によって把握する施工管理が注目されている。本研究では、簡単で非破壊試験であるベンダーエレメントを用いてセメント安定処理土に対してせん断波速度測定試験を行い、せん断波速度(V_s)による強度特性の推測の可能性を検討する。また、実際の現場でワーカビリティの推測に用いられているフロー試験を行い、フロー値と含水比、アッターベルグ限界との相関を検討した。

2. 試験方法

2.1 配合条件

本研究で行った配合条件を表-1 に示す。ここでセメント量は試料の乾燥質量に対する質量パーセントである。また、表中の記号は図-4 から図-6 の記号を表している。

表-1 配合条件

セメント量 (%)	目標初期含水比(%)	養生方法	記号
5	55	湿潤	●
10	60		▲
	65		■
	70		▼
20	60		◆
	70	▶	
5	60	乾燥	□
	70		▽

2.2 供試体作成方法

本研究でせん断波速度測定試験および一軸圧縮試験に用いた試料は、藤森粘土($w_L=51.2\%$, $w_P=26.3\%$)¹⁾である。供試体作成は、まず目標初期含水比になるように蒸留水を試料に加えミキサーで攪拌した。その後、普通ポルトランドセメントを加え5分間混合した後、型枠に充填した。型枠に充填する際に突固め棒と振動機を用いて、供試体内に空隙が生じないようにした。本論文における養生期間とは、型枠に充填し始めた時からの経過時間としている。

2.3 養生方法

本研究では、供試体を常温の大気中で養生する(乾燥養生)方法と水を約 5cm 張った養生箱の中で養生する(湿潤養生)方法の二つの方法で養生を行った。なお、養生温度は 20℃であった。

2.4 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験は地盤工学会基準²⁾に伴い、直径 50mm、高さ 100mm の供試体を用いて、軸ひずみ速度 1%/min の下で最終ひずみ 15%まで供試体を圧縮した。



図-1 せん断波速度測定試験

2.5 せん断波速度測定試験

本研究ではセメント混合土の V_s を測定するためにベンダーエレメント(以後 BE)を用いた。BE は、 piezoceramics を 2 枚貼り付けた板を片持梁状にしたものである (Shirley and Hampton³⁾)。 piezoceramics は電圧を加えると変形し、逆に変形させると電圧を生じる。BE はこの特性を利用して土供試体内を伝播するせん断波の伝播速度を測定することができる。本研究では、下端に受信側 BE を装着した試験容器(直径 50mm)に供試体高さが 100mm となるように充填し、その上端に送信側 BE を貫入した(図-1 参照)。なお、 V_s は、以下の式によって求められる。

$$V_s = \frac{\Delta s}{\Delta t}$$

ここで、 Δs はせん断波の伝播距離であり、本研究では送・受信 BE の先端間距離(tip-to-tip)としている。 Δt はせん断波の伝播時間であり、受信波の最初の電圧変化点をせん断波到達点とした(start-to-start)⁴⁾。

2.6 フロー試験

セメント処理土のワーカビリティを検討するためにフロー試験(JIS R 5201)が行われている⁵⁾。試料を直径 80mm、高さ 80mm の底のないモールドに上端まで詰めて垂直に引き上げる簡単な試験である。フロー値はモールドを引き上げた後の広がった試料の直径である。フロー値が大きな試料ほど流動性に優れているといえる。

今回は、NSF-clay($w_L=60.15\%$, $w_P=35.69\%$)⁶⁾、藤森粘土($w_L=51.2\%$, $w_P=26.3\%$)および東京湾で採取された粘性土($w_L=103.8\%$, $w_P=33.6\%$)を用いてそれぞれフロー試験を行い含水比とフロー値の関係を調べた。

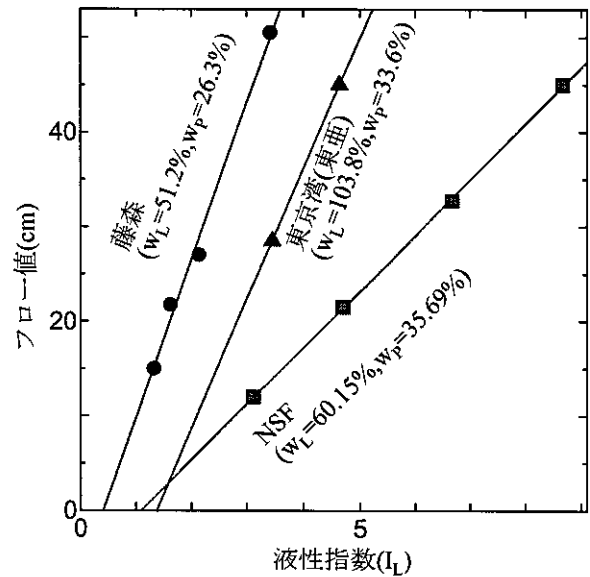


図-2 液性指数とフロー値の関係

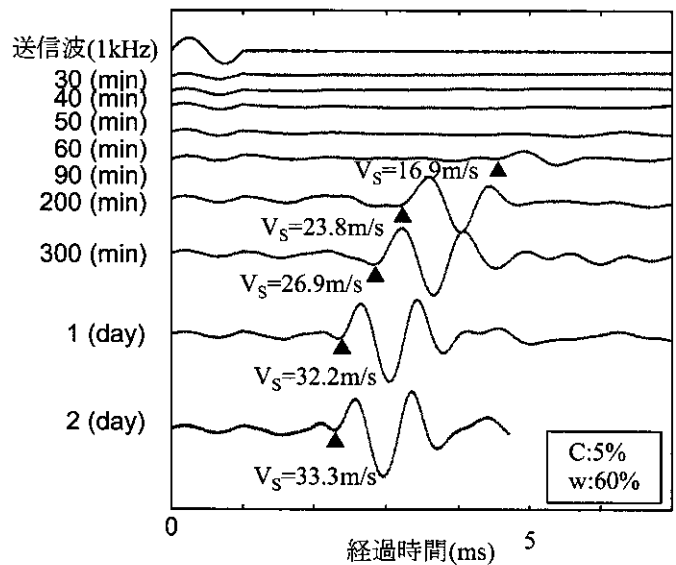


図-3 養生期間の違いにおける受信波形の変化

3. 試験結果と考察

3.1 フロー試験

図-2 にフロー試験の結果を示す。なお、横軸は、それぞれの試料でアッターベルグ限界が異なるため液性指数(I_L)を用いて整理した。この結果、図に示すように、 I_L が大きくなるほどフロー値が大きくなる傾向があり、その関係はほぼ直線で表すことができる。しかし、各試料のフロー値は I_L によって一義的に表すことができない。すなわち、フロー値とアッターベルグ限界の間には、明確な関係は認められない。

3.2 養生期間と受信波形

図-3 は、せん断波速度測定試験結果の一例として目標初期含水比 60%、セメント量 5% で練り混ぜ、乾燥養生を行った時の養生期間による受信波形の変化を示したものである。なお送信波は 1kHz のサイン波を用いた。練混ぜ後 60 分間までは、図に示すようにせん断波は到達せず、90 分後に初めてせん断波が観測された。液体はせん断波を伝播しないので、練混ぜ後約 90 分で試料が液体から固体に変化したと考えられる。さらに時間が経過するにつれ、せん断波到達点(図中▲)が左側にシフトし、受信されるせん断波の振幅が大きくなっていることがわかる。これは時間経過に伴うセメントの水和反応によって、強度が増加したためと考えられる。

3.3 養生期間とせん断波速度

図-4(a)に養生日数と V_s の関係を示す。なお、養生日数は対数をとっている。図より、養生日数とともに V_s が増加しているのがわかる。さらに強度発現を見るために V_s を養生7日目の $V_s(V_{s7days})$ で除して正規化したものを図-4(b)に示す。図より、おおむね右上がりの関係が得られている。しかし、正規化しても配合条件が異なる供試体に対して統一的な関係を見出すことはできなかった。すなわち、配合条件によって強度発現の割合が異なると考えられる。

3.4 せん断波速度と一軸圧縮強度

図-5に V_s と一軸圧縮試験によって求められた q_u との関係を示す。 V_s 、 q_u ともに測定された値の範囲が広いので、両軸とも対数で整理している。セメント処理していない粘性土の不攪乱試料で得られた関係も“×”の印で示している。セメント処理土および不攪乱試料とも、全体として右上がりの関係が得られており、 q_u の増加によって V_s も増加するのがわかる。また、養生方法の違いによる影響は見られなかった。しかし、セメント処理土のほうが不攪乱試料よりも、同程度の q_u に対して V_s が大きくなっている傾向もみられる。しかし、データの数はまだ少ないため、今後配合条件や異なる粘土試料を実施する必要がある。

3.5 変形係数とせん断弾性係数

図-6に一軸圧縮試験で得られた変形係数(E_{50})とせん断波速度測定試験で得られたせん断弾性係数(G)の関係を示す。なお、 G は次式で表される。

$$G = \rho_t V_s^2$$

ここで ρ_t は供試体の湿潤密度、 V_s はせん断波速度測定試験で得られたせん断波速度である。

ここでも、図-5と同様に粘性土の不攪乱試料から得られた結果もプロットしている。また、両軸とも対数で整理している。BEと一軸圧縮試験から得られた変形係数が同じであると、等方弾性体の E と G の関係より(ポアソン比 $\nu=0.5$ とすると) $E=3G$ となるはずである。しかし、図に示すように E_{50} は $3G$ よりかなり小さい。この原因として、 V_s より求めた G は微小なひずみレベルにおける変形係数であるのに対して E_{50} は数%程度のひずみレベルで求められた係数であることが考えられる。また、供試体端面の不陸(ベッディングエラー)による影響も大きいと考えられる。この関係においても、養生方法による影響は見られなかった。しかし、図-5と同様にデータの数不足しているため今後データの蓄積が必要である。これからこの関係を検討していく上で、特に E_{50} が 10MPa 以上の強度の大きな試料のデータが必要である。

4. 結論

セメント安定処理土を対象として、フロー試験、せん断波速度測定試験および一軸圧縮試験をおこなった。本実験によ

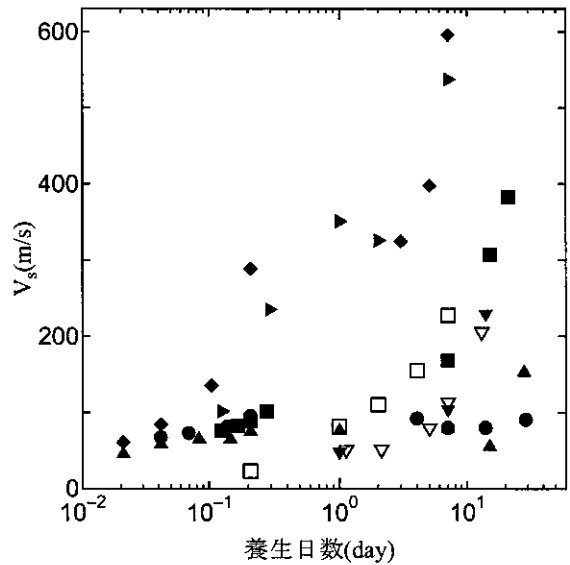


図-4(a) 養生日数と V_s の関係

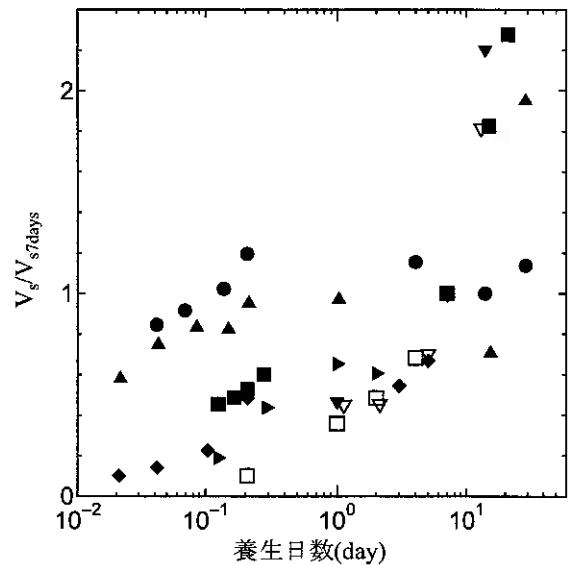


図-4(b) 養生日数と V_s/V_{s7days} の関係

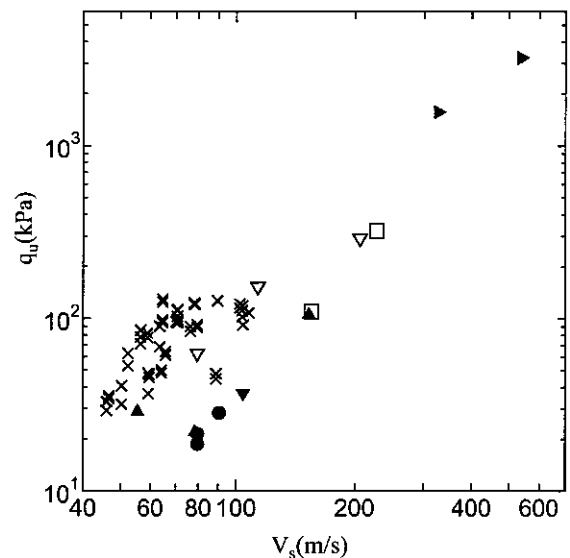


図-5 V_s - q_u 関係

り以下の結論を得た。

- (1) 3種類の異なった試料を用いてフロー試験を行った。 I_L の増加によってフロー値は直線的に増加するが、これらの関係は試料によって異なった。
- (2) セメント練混ぜ後、せん断波速度はセメントの水和反応により時間の経過とともに増加し、受信波の到達も明確になる。
- (3) 配合条件によって時間経過に伴うせん断波速度の増加の割合は異なる。
- (4) V_s と q_u の関係は比例関係にある。
- (5) 一軸圧縮試験から得られた E_{50} はせん断波速度測定試験から得られた G よりかなり小さい。
- (6) 養生方法による V_s - q_u および E_{50} - G の関係に大きな差異は見られなかった。

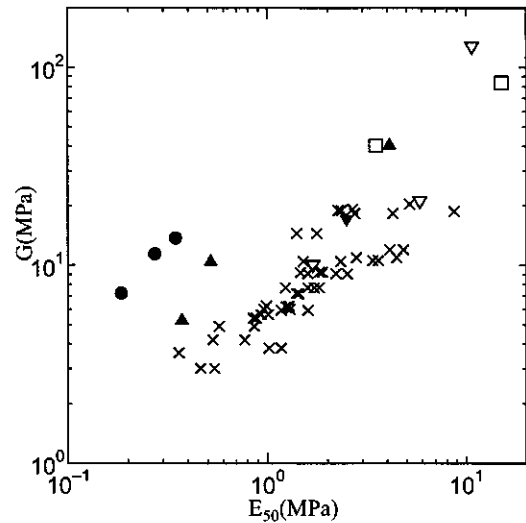


図-6 E_{50} - G 関係

【参考文献】

- 1) 嘉門雅史・乾徹・東海林寛:セメント固化を用いた軟弱地盤改良における地盤環境影響の実験検討, 京都大学防災研究所年報, 第48号B, 2005
- 2) 土質試験の方法と解説—第一回改訂版—, 地盤工学会, pp.430-440
- 3) Shirley, D. J. and Hampton, L. D. Shear-wave measurements in laboratory sediments, Journal of Acoustical Society of America, Vol.63, No.2, pp.607-613, 1977.
- 4) 川口貴之・三田地利之・澁谷啓・佐野信房:室内ベンダーエレメント試験によるせん断弾性係数 G の評価, 土木学会論文集, No.694/III-57, pp.195-207,2001
- 5) 管中混合固化処理工法技術マニュアル, 沿岸開発技術センター, pp.19
- 6) 加藤勇一:広範囲なひずみレベルにおける繊維混合流動化処理土の変形特性に関する研究, 修士論文, 室蘭工業大学, 2006

土槽境界面の剛性が引抜き試験結果に及ぼす影響について

苫小牧高専 国際会員 中村 努
 苫小牧高専専攻科 ○学生会員 桑島 知香
 苫小牧高専 正会員 吉澤 耿介

1. はじめに

ジオグリッドを用いた補強土構造物を安全かつ経済的に設計するためには、土とジオグリッド間の摩擦特性を正確に知る必要がある。土とジオグリッドの摩擦特性を室内で評価するための手段として一面せん断試験と引抜き試験が知られている。これらの摩擦特性試験方法についてはわが国では1994年に土質工学会（現地盤工学会）より基準案¹⁾が示された。しかしこれらの試験法はいまだ基準化には至っておらず、摩擦特性試験は多くの機関によってこの基準案を参考に行われている。また、この基準案の許容範囲内の試験であってもその方法はさまざまであり、試験結果から得られる摩擦特性値は再現性があるとはいいがたい。一方、実際の補強土の設計においては、ジオグリッドが引抜けないようにすべり面より奥に十分な定着長を取る必要があり、その算定には摩擦特性試験から得られた摩擦特性値を用いるべきである。しかし摩擦特性試験装置は他の土質試験に比べて広く普及していないことに加え、上述したように摩擦特性試験から得られた摩擦特性値の信頼性が得られていないこともあり、実際には土自体の強度定数に補正係数を乗じたものを用いているのが現状である²⁾。

以上のような背景から、土とジオグリッドの摩擦特性試験に及ぼす諸要因を明らかにすると同時に、ジオグリッドの土中変形挙動を把握し設計に取り入れることは重要であると考え、筆者らは摩擦特性試験結果に影響を及ぼす諸要因を明らかにすることを目的とし、引抜き試験および一面せん断試験を実施してきた。今回は特に引抜き試験に着目し、試験土槽境界面（前壁および底面）の剛性が試験結果に与える影響を明らかにした。また、本研究で実施した予備実験から得られた結果についても検討を行った。

2. 引抜き試験方法

本研究で用いた引抜き試験装置の概略を図-1に示す。土槽のサイズは250×500×200mmであり、引抜き口の大きさは用いるジオグリッドの厚さによって0～8mmの間で任意に設定できる³⁾。本研究では引抜き口の大きさを4mm（ジオグリッドの厚さの約2倍）とした。また、引抜き試験土槽境界面の剛性が試験結果に及ぼす影響を明らかにするために、2種類の剛性の異なる素材（ゴム板、スポンジ）を土槽前壁および底面に貼り付けて試験を実施し、既存の鉄製の素材を用いた場合の試験結果との比較を行った。ジオグリッドを土槽中央に敷設して約125mmおきに接点8ヶ所（引抜き口3ヶ所、土槽外1ヶ所を含む）にピアノ線を固定し、土槽後方に取り出して変位を計測する。ピアノ線はシンプレッ

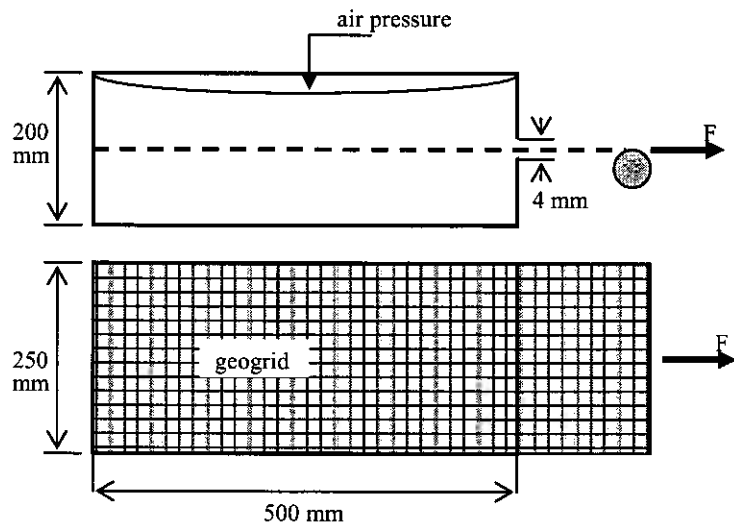


図-1 引抜き試験装置概略図



写真-1 円形クランプ

The influence of the stiffness of boundary surface on the results of soil-geogrid pull-out test. Tsutomu NAKAMURA (Tomakomai National College of Technology), Chika KUWASHIMA (Tomakomai National College of Technology), Kohsuke YOSHIZAWA (Tomakomai National College of Technology)

表-1 ジオグリッドの物性

引張強度 (kN/m)	厚さ (mm)	目合い(mm)		変形係数 (kN/m)
		縦	横	
60.0	2	25	25	511

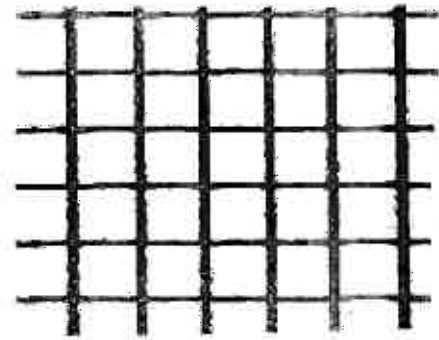


図-2 ジオグリッドの形状

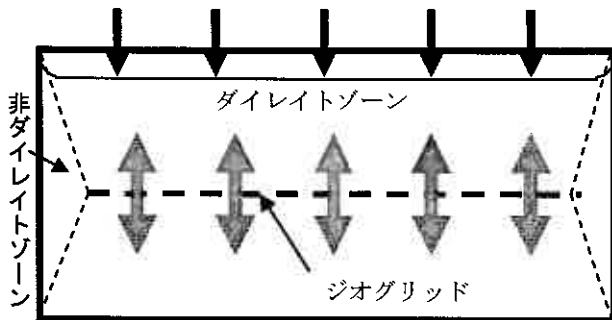


図-3 ダイレイトゾーンと非ダイレイトゾーンの影響

クチューブの中を通し、土との摩擦が生じないようにしてある。上方からラバーメンブレン製のプレッシャーバッグを介して空気圧によって垂直応力を載荷し(25, 49, 74 kPa), 土槽前方の引抜き口から取り出したジオグリッドの円形クランプの部分(写真-1)で1mm/minの変位速度で引抜いた。本実験で用いたジオグリッドはポリエステルを心材とするジオグリッドで、物性は表-1に、形状を図-2に示す。土試料は乾燥した豊浦砂を用い、多重ふるい空中落下法によって $Dr=80\%$ となるように試験装置内中央の高さに設置したジオグリッドの上に堆積させた。

3. 予備実験

本研究で一連の引抜き試験を実施するにあたり、より再現性の高い試験方法を決定するために、ジオグリッドの敷設幅および引抜きに伴うダイレイタンスによる影響について事前に検討した。以下にその詳細を述べる。

3.1 ジオグリッド敷設幅の影響

敷設幅に関する研究はこれまでも多くの報告がなされ^{4),5),6)}, 引抜き試験を行う際にジオグリッドの敷設幅を引抜き土槽よりも狭くした場合、図-3に示すようにダイレイトゾーンと非ダイレイトゾーンの影響により、引抜き強度を過大評価してしまうことが知られている。このことから、地盤工学会基準案¹⁾では引抜き試験によって強度定数を求める際には全面敷設が推奨されている。

しかし、ジオグリッドはその形状から正確な単位幅あたりよりもむしろ目合いの数(または縦リブの数)によりジオグリッド供試体の強度や引抜き挙動が大きく異なると考えられる。ジオグリッドの目合いの大きさはその製品によってさまざまであり、目合いの数により決定した敷設幅が必ずしも引抜き土槽の幅に一致するとは限らない。また、ジオグリッドの幅を試験土槽と同じにした場合には試験準備および引抜き中にジオグリッドが土槽壁面と接触し、土槽壁面に貼り付けたメンブレンに傷が付くことがあり、試験結果に影響を及ぼすことも考えられる。そこで敷設幅 B (図-4)を約250 mm(9列, 全面敷設)と目合いを1列減らした約225 mm(8列)で実験を実施し、引抜き試験結果に及ぼす影響につ

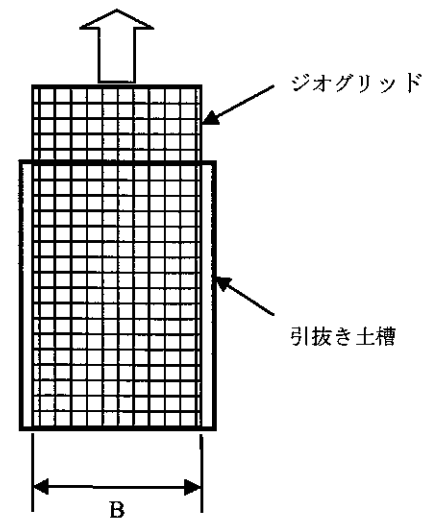


図-4 ジオグリッドの敷設幅

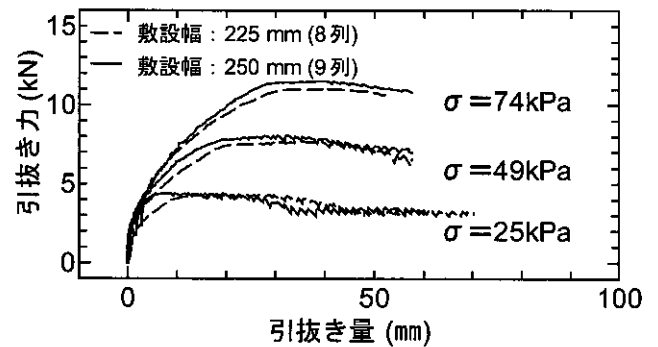


図-5 敷設幅の影響

いて調べた。

図-5 は、敷設幅を上述の二種類に変えて実施した引抜き試験結果から得られた引抜き力と引抜き量の関係を示したものである。図より、全面敷設（9列）よりも敷設幅を狭くした（8列）ほうが土とジオグリッドの接触面積が小さくなるために、どの垂直応力の場合でも引抜き力は小さな値を示す。次に土とジオグリッドの接触面積の影響を取り除くために土とジオグリッド間に働くせん断応力と垂直応力の関係を図-6に示す。ここで、せん断応力（ τ ）はピーク時の引抜き力（ F ）をそのときのジオグリッドの敷設面積の2倍で割った値である。この図より、敷設幅を狭くした（8列）ほうが図-3に示すようなダイレイトゾーンと非ダイレイトゾーン間の摩擦の影響により内部摩擦角 ϕ が大きく得られ、結果としてジオグリッドの引抜き性能を過大評価してしまうことが分かった。

以上の結果から、ジオグリッド供試体の目合い1列(25mm)の違いでも引抜き試験結果から得られる強度定数は大きく異なり、本研究では敷設幅を250mm(9列)に固定して引抜き試験を実施した。

3.2 プレッシャーバッグの厚さの影響

前節で述べたように土中のジオグリッドに張力がかかり引抜かれる際にジオグリッドの上下の土は体積変化を生じる。引抜き試験を行う場合、その体積変化が拘束されると過剰な垂直応力が生じ引抜き力が増加してしまう。図-7は本研究で用いた引抜き試験装置の概略図である。本研究で使用している試験装置は土層上部からプレッシャーバッグを介して垂直応力を载荷するものである。プレッシャーバッグの厚さが小さい場合には上述したように土試料の膨張を拘束してしまうことが考えられる。そこで本研究では試験土槽内上面の砂を掘る深さを変えることにより、プレッシャーバッグの厚さを所定の厚さに変えることによって、引抜き試験結果に及ぼす影響を調べた。

図-8は垂直応力 $\sigma=25\text{ kPa}$ で、掘り深さを $h=5, 10, 15, 20\text{ mm}$ に変えて実験を行った結果である。図-5より、 $h=5\text{ mm}$ では引抜けに至るまでの引抜き量は他の h が異なる試験結果と変わらないが、引抜き力が非常に大きくなっていることがわかる。これは掘り深さを $h=5\text{ mm}$ で行うとダイレイトゾーンにより砂がプレッシャーバッグを押し上げ、引抜き土槽上蓋と接触し砂の膨張を拘束することにより過剰な垂直応力が発生したためだと考えられる。 $h=10\text{ mm}$ の場合も、引抜けるまでは $h=15\text{ mm}$ と 20 mm で大差はないが、引抜き後に更に引抜き力が増大していることから、 $h=5\text{ mm}$ の場合と同様に過剰な垂直応力が発生していると考えられる。

$h=15\text{ mm}$ と 20 mm を比較すると、引抜き量に大差がなく、引抜け挙動がほぼ同じであることから、 15 mm 以上掘ればダイレイトゾーンによる過剰な垂直応力の発生はないものと考えられる。以上のことから、本研究で実施した引抜き試験では砂試料上面を 15 mm 以上掘ることとした。

4. 試験結果と考察

4.1 土槽前壁の素材剛性の影響

一般的に引抜き試験は剛な土槽の中に詰めた土試料中に敷設したジオグリッドを引抜く試験であるが、実際の補強土構造物内では剛な面で覆われている状況で引抜き現象が生じているわけではない。土槽前壁の表面粗度により引抜き試

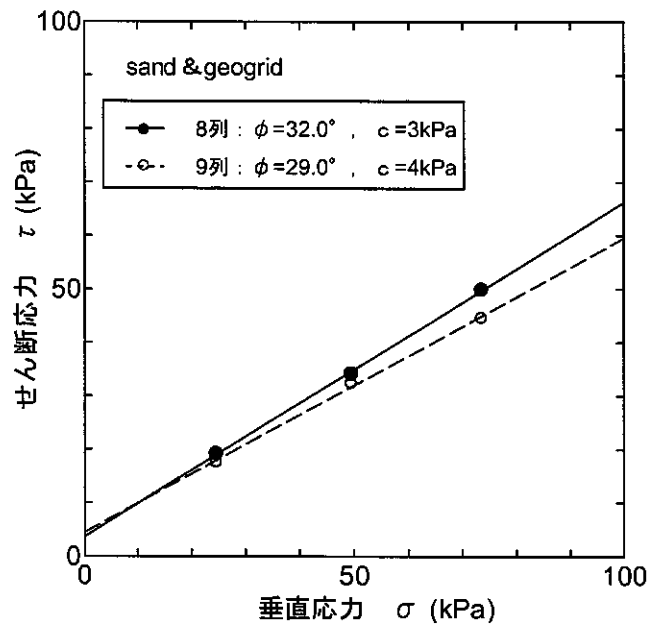


図-6 敷設幅の影響

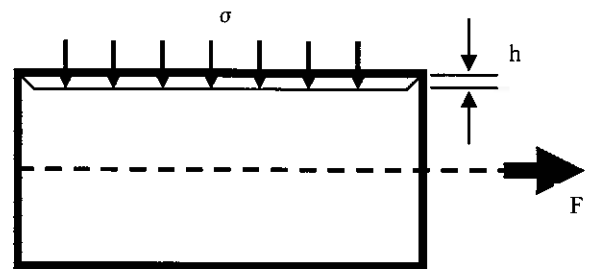


図-7 プレッシャーバッグの厚さ

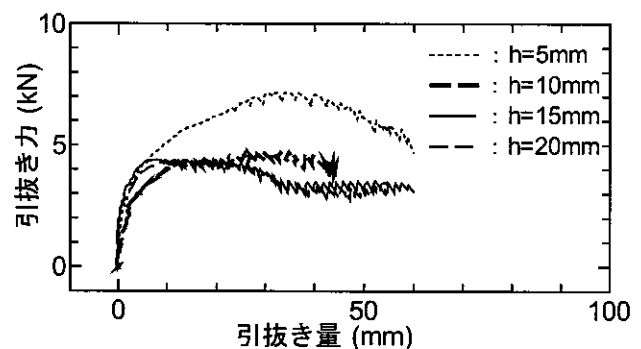


図-8 プレッシャーバッグの厚さの影響

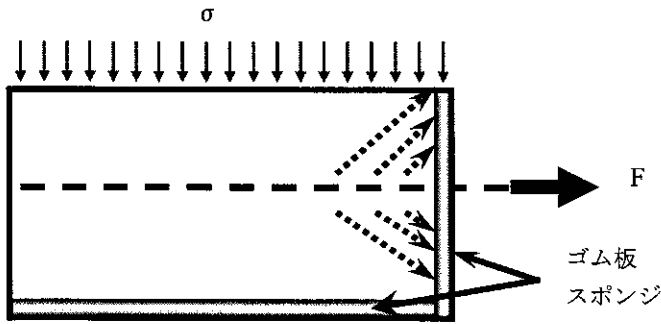


図-9 土槽前壁により生じるアーチ作用

験結果に及ぼす影響について Palmeira らは数種類の素材を用いて引抜き試験を実施し、引抜き土槽前壁に摩擦の大きな素材を用いるほど引抜き抵抗が増加することを明らかにした⁷⁾。

本研究では図-9 に示すような、引抜き土槽前壁が存在することにより生じるアーチ作用が引抜き試験結果に及ぼす影響について明らかにするために、板状のスポンジ（厚さ 10 mm）とゴム板（厚さ 5 mm）土槽前壁に貼り付け引抜き試験を実施した。なお、すべての素材に摩擦低減のためグリースとメンブレンを貼りつけて実験を行った。

前壁の素材を三種類に変えて行った試験から得られる引抜き力と引抜き量の関係を図-10 に示す。また、同じ試験から得られたピークの引抜き力から算出したせん断応力と垂直応力の関係を図-11 に示す。図-10 より土槽前壁を鉄およびゴム板を用いた試験結果を比較するとほぼ同程度の引抜き強度を示した。図-11 から鉄とゴム板から得られる強度定数には差異がみられなかった。次に鉄壁およびゴム壁とスポンジ壁を用いた試験結果を比較すると、垂直応力が大きくなるほど引抜き強度の差が大きくなり、スポンジ壁の引抜け曲線が右側に推移している。これは前壁に剛性の小さい素材を用いた場合、引抜き時に発生する前壁方向への土圧により前壁が圧縮されることによって引抜き初期からアーチ骨格構造が形成されにくく、過剰な引抜き抵抗が生じなかったためと考えられる。また図-11 よりスポンジ壁の場合他の二つと比べても内部摩擦角 ϕ が小さく得られた。

図-12, 13 は一軸圧縮試験装置を用いて実施した、今回使用したゴム板およびスポンジの圧縮試験から得られた応力-ひずみ関係を示したものである。図-12 よりゴム板の応力-ひずみ関係から 20 kPa（ひずみ: 2.5%）程度から急に剛性が増加していることが分かる。豊浦砂の静止土圧係数 K_0 値を 0.3 と仮定すると垂直応力の載荷により垂直応力が高い試験 ($\sigma = 74$ kPa) では引抜き前にはそれ以上圧縮できない状態になっていることが分かる。逆に垂直応力が低い状態 ($\sigma = 25$ kPa) では引抜き力が発生し、前壁にかかる土圧が増加した場合わずかにではあるが圧縮する余裕がある。しかし引抜きが進みさらに前壁に作用する土圧が増加する

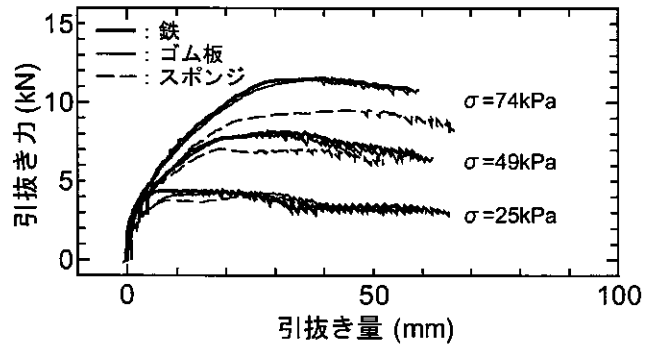


図-10 前壁の剛性の影響

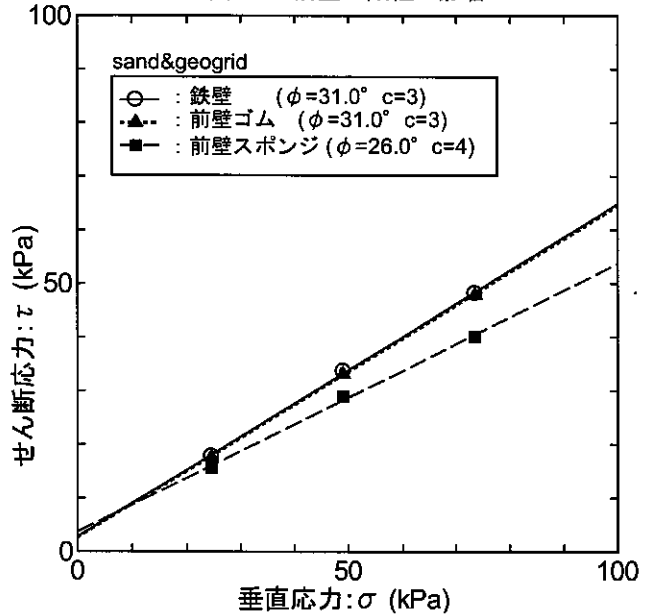


図-11 前壁の剛性の影響

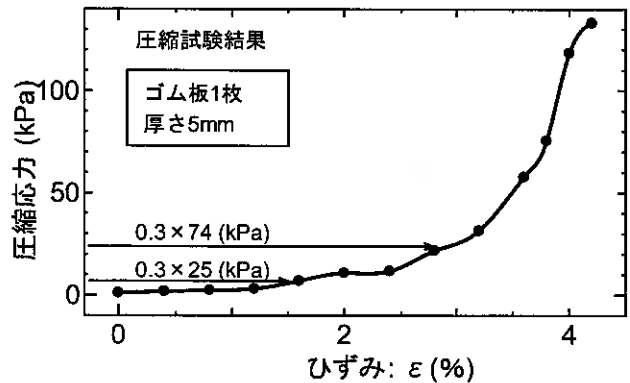


図-12 圧縮試験結果 (ゴム板)

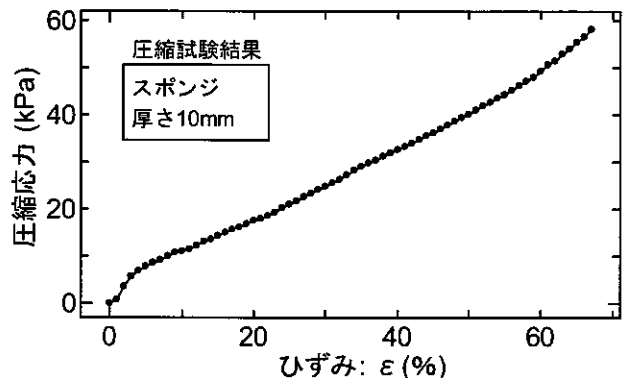


図-13 圧縮試験結果 (スポンジ)

と、ゴム壁はそれ以上圧縮することが出来ずに鉄壁と同様の傾向を示すと思われる。このような理由から図-10 でゴム壁の引抜き試験結果の中で $\sigma = 25 \text{ kPa}$ にて実施したケースのみが鉄よりも右側にプロットされスポンジ壁と同様の挙動を示したと考えられる。一方スポンジの応力-ひずみ関係(図-13)は広い範囲で弾性的であり圧縮量も大きな為、引抜き初期から残留状態に至るまで鉄壁と比べて引抜き力が小さく、アーチ作用が緩和されたと考えられる。

これらのことから、前壁の素材剛性が大きいものほど、また垂直応力が大きいほどアーチ作用による影響を受けることがわかる。以上のことから、実現場で生じる引抜き現象を引抜き試験で再現する際には、対象とする実現場の地盤材料の剛性を考慮し引抜き土槽前壁の素材を選択する必要がある。

4.2 土槽底壁の素材剛性の影響

引抜き試験のような広い面へ均一に垂直応力を載荷する際には、プレッシャーバッグがよく用いられる。柔軟な素材により空気圧等によって垂直応力を載荷できる為、土試料の変形に対しても載荷面は追従し、簡単に定圧試験を実施することが出来る。林らは、一般的な引抜き試験のように上面からプレッシャーバッグによって垂直応力を載荷し、土槽底面は剛な素材の場合、土試料の上下の拘束条件が異なるためジオグリッドの上下の土では異なる挙動を示すことを明らかにした⁸⁾。本来であれば引抜き土槽底面および上面の境界条件の影響を無視できるほど土槽の高さを大きくとればよいが、試験が大掛かりになり、また周面摩擦の影響も無視できなくなる。そこで本研究では、試験土槽底面の剛性の違いが試験結果に及ぼす影響について、底面に素材剛性の異なる素材を用いて引抜き試験を実施した。用いた素材は土槽前壁と同様に鉄、ゴム板、スポンジの3種類を使用し、前壁の素材は鉄とした。

底面の素材を三種類に変えて行った引抜き試験から得られた引抜き力と引抜き量の関係を図-14 に示す。図より底面の素材が剛であるほど大きな引抜き力が得られ、その傾向は垂直応力が大きくなるほど顕著に現れた。また、同じ試験から得られたピーク時の引抜き力から算定したせん断応力と垂直応力の関係を図-15) に示す。図より底面の素材をゴム板とスポンジを用いた試験から得られた内部摩擦角 ϕ は同じ大きさであり、ゴム板を用いた方がわずかに粘着力が大きくなった。またこれらの内部摩擦角と比較して、底板に鉄を用いた場合は ϕ が大きくなっている。図-12, 13 より、垂直応力 (25, 49, 74 kPa) 載荷時にはすでに、ゴム板はある程度圧縮され剛性が急激に大きくなる領域に達しているが、少しの変形が許されるだけであってもジオグリッドが引抜かれる際に生じるダイレイタンスーの拘束を緩和するには十分であり、スポンジのような大きな変形と同様の効果があることが分かった。

以上の結果より試験装置底面が剛な素材である場合、引抜きに伴うダイレイタンスーによる土の膨張が拘束されることにより過剰な垂直応力が発生しジオグリッドの引抜き力を過大に評価される恐れがあるため、対象とする現場条件を考慮し適切な底面の素材を選択する必要がある。

本研究では密な乾燥砂を用いて引抜き試験を実施したが、実際に盛土材として用いるような土質材料では圧縮性が大きくなる。このような材料を用いた場合、土槽前壁で問題となるアーチ作用や底板によるダイレイタンスーの拘束条件の影響は少なくなることも考えられる。一方横リブが厚いジオグリッドを用いた場合や碎石等を補強土構造物の材料として用いる場合などは逆にこれらの影響が大きくなる可能性も考えられる。今後各種補強材および地盤材料に対する、試験データの蓄積が必要であると考えられる。

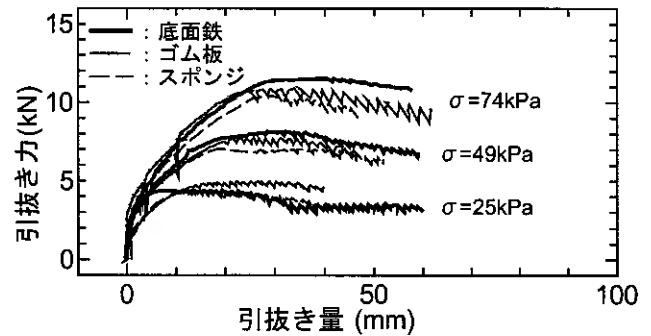


図-14 土槽底面の剛性の影響

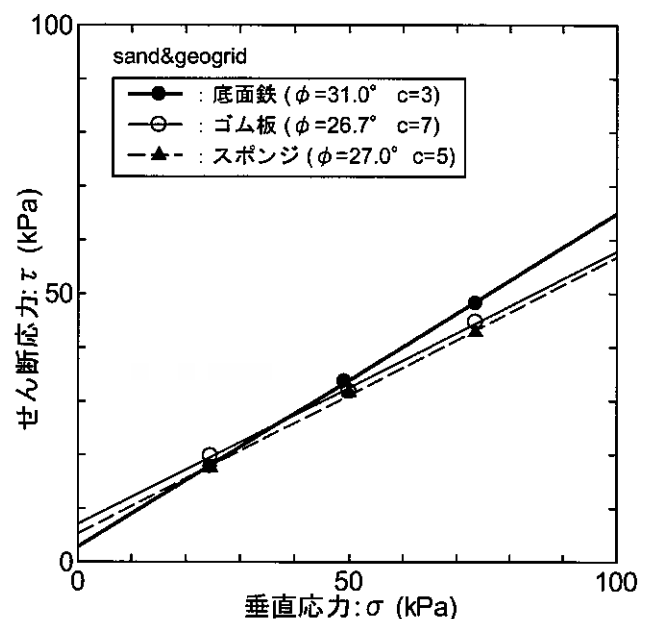


図-15 土槽底面の剛性の影響

5. まとめ

本研究の予備実験としてジオグリッドの敷設幅およびプレッシャーバッグの厚さを変えて一連の引抜き試験を行った結果、以下の知見を得た。

- 1) 引抜き試験を行う際、ジオグリッド供試体の目合い1列(25 mm)の違いでも引抜き試験結果から得られる強度定数は大きく異なり、極力全面敷設に近い形で実験を行う必要がある。
- 2) 密な乾燥豊浦砂を用いた引抜き試験ではプレッシャーバッグの厚さを15 mm以上とればダイレイタンスーによる過剰な垂直応力の発生はないと考えられる。

引抜き土槽境界面の剛性が引抜き試験結果に及ぼす影響を明らかにするために、土槽前壁および底板を3種類の素材(鉄、ゴム板、スポンジ)に変えて実施した引抜き試験結果から以下の結論が得られた。

- 3) 前壁の素材剛性が大きいものほど、また垂直応力が大きいほどアーチ作用による影響を受け、ジオグリッドの引抜き強度を過大に評価してしまう可能性がある。
- 4) 試験装置底面が剛な素材である場合、引抜きに伴うダイレイタンスーによる土の膨張が拘束されることにより過剰な垂直応力が発生しジオグリッドの引抜き力を過大に評価される恐れがある。
- 5) 引抜き試験によって土とジオグリッド間の強度定数を求める際、試験土槽前壁および底板には対象とする現場条件を考慮し適切な素材を選択する必要がある。

謝辞

本研究に関する引抜き試験実施にあたり、阿部貴仁君、岩田雄太郎君(苫小牧工業高等専門学校17年度卒業研究生)に協力を得た。ここに記して謝意を表します。

[参考文献]

- 1) 土質工学会基準案:土とジオテキスタイルの摩擦特性試験方法, JSF T941-199X, 土と基礎, Vol.42, No.1, pp.93-102, 1994.
- 2) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会:ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル(改訂版), 2000.
- 3) Nakamura, T., Mitachi, T. and Ikeura, I. : Estimating method for the in-soil deformation behavior of geogrid based on the results of direct box shear test, Soils and Foundations, Vol.43, No.1, pp.47-57, 2003.
- 4) 中村努, 三田地利之, 松永英也:土とジオグリッドの摩擦抵抗機構とその試験方法について, ジオテキスタイル試験方法に関するシンポジウム発表論文集, pp.31-36, 1994.
- 5) 高橋悟, 今泉繁良, 横山幸満, 坪井正行:ジオメンブレンの引抜き試験に与える敷設幅の影響, 第9回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集, pp.78-85, 1994.
- 6) Hayashi, S., Alfaro, M.C. and Watamabe, K. : Dilatancy effect of granular soil on pullout resistance of strip reinforcement, Proceeding of the International Symposium on Earth Reinforcement, Kyushu, Japan, Vol.1, pp.39-44, 1996.
- 7) Palmeira, E.M. and Milligan, G.W.E. : Scale and other factors affecting the results of pull-out tests of grids buried in sand. Geotechnique, Vol.39, No.3, pp.511-524, 1989.
- 8) 林雄介, 井沢淳, 石濱吉郎, 桑野二郎, 高橋章浩:ジオグリッドの引抜き特性に及ぼす粒子径の影響, ジオシンセティックス論文集第17巻, pp.153-158, 2002.

微生物活性化材による地盤改良の設計法 (第1報)

苫小牧高専 正会員 吉澤 耿介
苫小牧高専 ○ 学生会員 長谷川沙織
苫小牧高専 国際会員 中村 努

1. 研究の背景及び目的

近年特に高まってきている地球環境保全という社会の要求のもと、土壤汚染関連についての法規制の流れとともに、土木工事では環境配慮型・無公害の技術が地盤改良についても必要とされてきている。この時代のニーズに合致するものとして誕生したのが、微生物を活性化させ、その働きにより土中の水分を排出し、軟弱地盤の強度増加を図れるという原理を利用した無公害型の地盤改良材を用いた地盤改良工法である。微生物活性化材は、その全ての成分が食品及び食品添加物より構成されており、無害の自然にやさしい地盤改良材である。現在、この微生物活性化材を用いる地盤改良は道路・土地造成工事、構造物基礎工事などの土木工事で採用されはじめている。しかし現在のところ、微生物活性化材の添加量決定は、現場での試験施工により配合を決定して実施工をしている段階であり、計画段階での配合は決められない状況にあること、改良効果の原理として言われている微生物の活性化による土粒子に付着している吸着水の排水効果が未確認であることなど、工法としての完成度はまだまだ未完成である。

そこで、本研究では未解明の一項目であるところの計画・設計段階で微生物活性化材の仕様を決定することが出来るように、土の自然含水比と微生物活性化材による強度増加との関係から微生物活性化材の添加量を決定する設計法を確立することを最終目的とし、第一段階として突き固め方法、養生日数、添加量と土の強度との関係を明らかにしていく。

2. 微生物活性化材について

ここでは、微生物活性化材による地盤改良工法として説明に用いている概要を示す。¹⁾

2-1 化学成分

微生物活性化材は顆粒状、または液体で用いる。化学成分はクエン酸・ブドウ糖・サトウキビ糖・リンゴ酸・塩化ナトリウムより構成されており、これらの全ての成分が、食品及び食品添加物として使用されているものである。

2-2 使用方法

土の含水比が高い場合は粉末で使用し、含水比が低い場合は水に溶かして使用されている。

2-3 適性含水比における標準使用量

適正含水比とはいわゆる最適含水比近辺の意味で用いられている。現況工事での目標強度及び標準使用量は以下のとおりである。

- ・目標強度：ローム粘性土は転圧後の CBR=15%程度(48~72h 養生後)、
砂質土は転圧後~CBR=60%程度(48~72h 養生後)
- ・標準使用量：ローム粘性土は $0.02 \sim 0.04 \text{ \%}/\text{m}^2/\text{cm}$ ($=2 \sim 4 \text{ \%}/\text{m}^3$),
砂質土は $0.01 \sim 0.1 \text{ \%}/\text{m}^2/\text{cm}$ ($=1 \sim 10 \text{ \%}/\text{m}^3$)

2-4 微生物活性化材の働き

通常、軟弱な土は図-1のように粗土粒子間は粘土等の細土粒子の鎖でつながれて沢山の隙間が出来ており、隙間には空気と水分が鎖を守るように絡みついている。このエアークッションに守られた鎖は、通常の転圧では断ち切ることが出来ない。従って、転圧しても粒子間の隙間は小さくならない上、空気が土粒子間から離脱させることも出来ず、いくら転圧しても密な状態にはならず、水分の逃げ道もないままである。

この様な地盤が安定する(水道ができ、土粒子間の隙・空気が少なくなる)にはその土中に生息する好気性のバクテリアが時間をかけて空気を消化し、嫌気性のバクテリアの生息範囲となるまで時間がかかり、10年以上の歳月が必要と言われている。また、通常の土は、綿網構造により空気と水分が鎖を守るように絡みついている。これは転圧のみでは断ち切ることが出来ず、いくら転圧しても密度が上らず固くならない。このような性質をもった土に微生物活性化材を散布攪拌することで、粗い土粒子・細かい土粒子・微細な粘土・腐植有機質等の一つ一つに対し微生物活性化材が付着コーティングし、鎖が断ち切れ、最小の隙間で全ての土粒子が結合出来る準備が完了する。この段階で転圧を実施することにより、締め固めにおいて弊害となる空気と水分の余剰分が排出される。また、土中においては好気性・嫌気性バクテリア

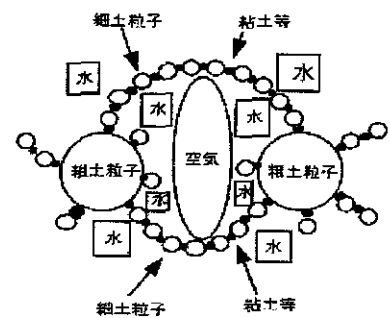


図-1 一般の土の構造

Design method for the soil improvement using activation material of microorganism. Kosuke YOSHIZAWA & Tsutomu NAKAMURA (Tomakomai National College of Technology), Saori HASEGAWA (Tomakomai National College of Technology Environmental Systems Engineering Course)

が2万倍以上に増殖し、土中にある空気を消化して好気性バクテリアが死滅し、土粒子は再配列で蜜になり、嫌気性バクテリアが全体を埋め尽くし、土粒子同士を結合させて土の強度が増加する。この段階では、微生物活性化材はこれら微生物の栄養源として使われ、消滅し、土中には固化に必要な大量の微生物のみが残る(図-2参照)。

地盤改良特性としては、土が地山特性を持ち、透水性も地山と同等で変化せず、粘り強い性能を持ち、微生物活性化材の添加によって増殖した微生物は減少することなく増殖し、増殖した微生物は改良層から下へ移動し改良を続ける。

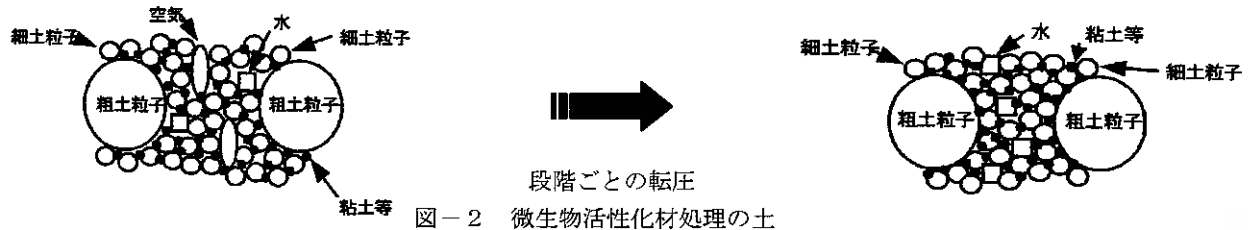


図-2 微生物活性化材処理の土

つまり、微生物活性化材による地盤改良の強度発現の原理は次のとおりと考えている。

- ・微生物活性化材による土粒子コーティングによる一時的な電化構造の破壊による締固め効果促進とコーティングされた土粒子同士の付着力の増大
- ・微生物活性化材による好・嫌気性微生物の活性化による土中空気層の減少による締固め効果と微生物の付着による網目状繁殖に起因する固結性能

2-5 特徴

微生物活性化材は全ての成分が食品・食品添加物からなり、人畜無害で土壌を汚染しない。微生物活性化材による改良土は、再掘削後、土として利用できる。改良土は弱酸性土となり、雑草の育成は抑制するが既存の植生を脅かすことはない。

2-6 微生物活性化材有用菌培養液

改良土の早期安定化を実現する為に今年開発された菌液で、成分は土着菌で空気中でも空気がなくても生息できる培養した菌であり、活性化材の適用土質(より水分の多い土)も拡大できる。使用方法は、微生物活性化材を混合または散布した土のPHが3~4程度の時点で混合もしくは散布する。

3. 試験

3-1 土試料及び試験方法

試験では、バクテリアが存在する試料土として、市販の園芸用の黒土を用いて、純黒土試料と微生物活性化材を添加した黒土試料および微生物活性化材と培養菌液を添加した黒土試料を用いる。それぞれについて、設定した条件下での一軸圧縮強度を求めるために、突き固め試験用のモールドを使用して供試体を作成後、設定したそれぞれの養生日数の間、一定温度で室内養生し、それぞれについて一軸圧縮試験を行なう。

黒土は、そのままでは多くの団粒が含まれているため、5mmふるいにかけて本研究では用いる。期間が長いこと、また、1セットの試験毎にモールドで締め固め・養生する関係上、大量にふるい分けをして黒土を使用するために事前に想定して準備した黒土では足らなくなった関係で2種類の黒土を用いている。この2種類の黒土の粒度に差異があるかを確認するために粒土試験を行なっている。それらを黒土①と黒土②と呼ぶ。供試体用の黒土のふるい分け試験結果を表-1に、粒径加積曲線を図-3に示す。

一軸圧縮試験は純黒土と微生物活性化材を添加した黒土と微生物活性化材と菌液を添加した黒土の供試体のそれぞれ

表-1 ふるい分け試験結果

粒径 (mm)	加積残留質量(g)		通過質量百分率(%)	
	黒土①	黒土②	黒土①	黒土②
2	0	0	100.000	100.000
0.85	394.95	206.17	50.349	79.420
0.425	655.76	446.98	17.561	55.381
0.25	733.71	688.08	7.762	31.314
0.106	767.34	882.96	3.534	11.861
0.075	784.07	977.59	1.431	2.415

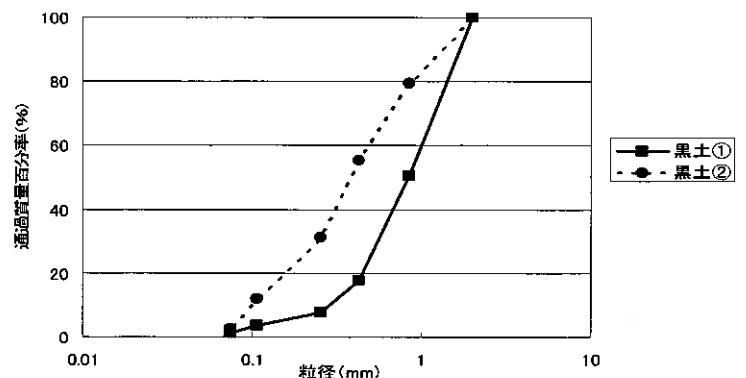


図-3 粒径加積曲線

3本を1セットとして、突き固め回数、添加量、突き固めてからの養生期間を各種組み合わせたケースについて一軸圧縮試験を行い、各々の条件下における一軸圧縮強さから微生物活性化材添加の効果について明らかにしていく。

3-2 供試体の種類

試験用の供試体は次のものを用いる。

1. 使用する土試料：黒土①，黒土②
2. 突き固め回数：3層突き固め（各層10回，15回）
3. 添加量：突き固め回数10回の供試体では0.5kg/m³，1.5kg/m³，3.0kg/m³，4.0kg/m³，10.0kg/m³，突き固め回数15回の供試体では0.5kg/m³，1.5kg/m³，3.5kg/m³
4. 養生日数：基本養生日数は3，7，14，21日で一軸圧縮試験により一軸圧縮強度を求める。突き固め回数10回で微生物活性化材添加量3.0kg/m³の長期養生供試体の日数は7，14，42，49日，また，突き固め回数10回で微生物活性化材添加量10.0kg/m³の養生日数は29日である。なお，培養菌液を添加した供試体については，今回はまず効果の確認ということで，突き固め回数を各層10回，微生物活性化材の添加量を1.5，3.0kg/m³，養生日数を7，14日

3-3 突き固め試験

通常の土木工事では、強度、支持力、透水性などの改善を目的として、土の締め固めが行われる。この状況と同レベルの締め固めになっている土試料を作成する為に突き固め試験は、モールド内に土試料を入れて、ランマーを規定の高さから繰り返し落下させて、締め固めを行う。ここで言う突き固め試験は一軸圧縮試験を行うための供試体作製を言い、モールド(内径：10cm，容量：1000cm³)とランマー(質量：2.5kg，落下高：30cm)を用いて、締め固め試験と同様に、1層の突き固め回数10回と15回の2ケースについてそれぞれ3層突き固めて供試体を作成する。

3-4 一軸圧縮試験

本試験ではモールドで養生した直径10cmの試料を一軸圧縮試験用の供試体として直径5.0cm，高さ9.0～12.5cmに整形する。

4. 一軸圧縮試験結果

突き固め試験の各シリーズ別の試験結果について述べる。

4-1 突き固め回数15回のシリーズ

突き固め回数15回で養生後の試料について、一軸圧縮試験した結果を図-4にまとめて示す。同図からわかる様に、

- ① 微生物活性化材を添加した供試体，添加しない供試体ともに養生日数が長くなるほど一軸圧縮強度が大きくなっている。
- ② 添加量0.5kg/m³のシリーズでは，微生物活性化材を添加していない供試体の一軸圧縮強度が一番大きいという結果になっている。
- ③ 微生物活性化材添加量の多少による一軸圧縮強度の差異は，同図を見てもわかるとおり，添加量が多ければ強度増加が大きくなるという傾向は見られない。

4-2 突き固め回数10回のシリーズ

突き固め回数10回で養生後の試料について、一軸圧縮試験した結果を図-5にまとめて示す。同図からわかる様に、

- ① 養生期間が長くなると一軸圧縮強度も大きくなっている。
- ② 全体的に見ると，微生物活性化材の添加量が増えるほど，添加無の供試体と比較して一軸圧縮強度が大きくなる傾向が見られる。
- ③ 一軸圧縮強度の増加に寄与する微生物活性化材の添加量と間には，添加量が多ければそれ

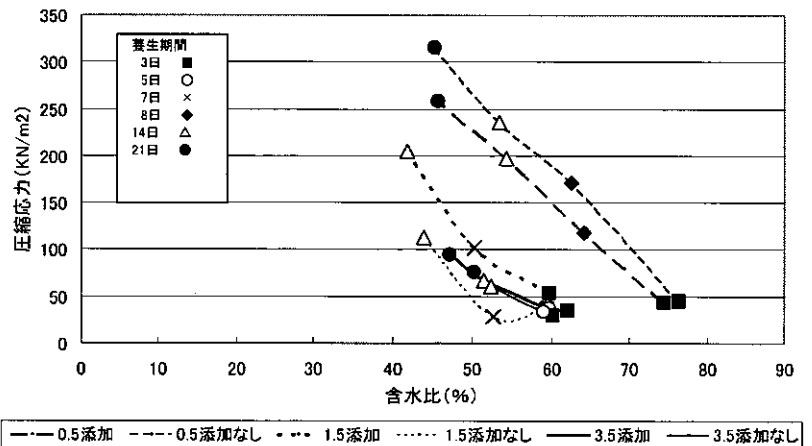


図-4 15回突き固めによる圧縮応力と含水比の関係

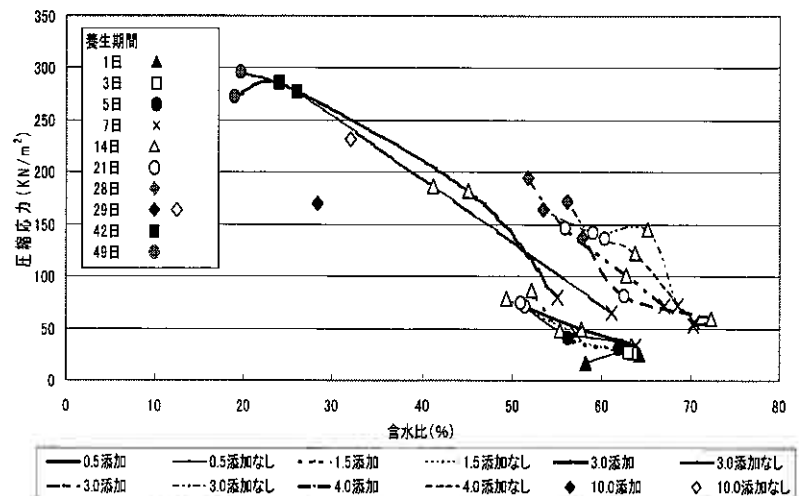


図-5 10回突き固めによる圧縮応力と含水比の関係

に伴い土の強度が増加するという関係にはなく、微生物活性化材の添加量による強度増加には限度がある結果になっている。

4-3 活性化材有用菌培養液使用の供試体を含めた突き固め回数 10 回のシリーズ

突き固め回数 10 回で微生物活性化材有用菌培養液を添加した供試体も含めて養生した後の試料について、一軸圧縮試験した結果を図-6 にまとめて示す。同図からわかる様に、突き固め回数 10 回の培養液添加では両方の添加量において「添加あり」と「活性化材+培養液」の線形の傾きがほぼ同じである。また、活性化材・培養液の排水および強度増加の効果はそれぞれ確認できるが、活性化材 1.5% のシリーズでは添加なしの圧縮強度の方が大きくなっている。

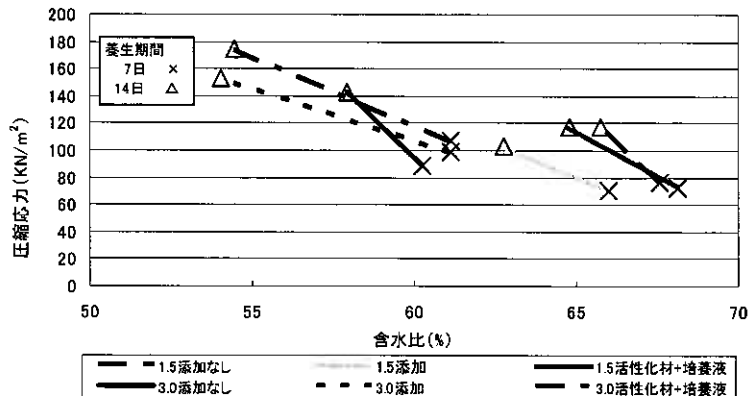


図-6 10 回突き固めによる圧縮応力と含水比の関係
(培養液添加試料を含む)

5. 考察

各シリーズ別に試験結果から明らかになったことをまとめると次のとおりである。

5-1 突き固め回数 15 回のシリーズ試験結果について

1. 微生物活性化材の添加量が少ないと添加無しとの差はあまり見られない。
2. しかし逆に添加量が多すぎても添加量 10.0kg/m³ の一軸圧縮試験の結果を見ると分かるように、添加量増加の効果は発現することができない。従って、妥当な添加量は 1.5kg/m³ 付近であることが考えられる。
3. 微生物活性化材添加有り無しで、あまり一軸圧縮強度差が確認できない原因として突き固め回数 15 回というのが転圧しすぎであったことも考えられる。

なお、突き固め回数 15 回のシリーズの実験では年間の温度変化がかなりあったこと、実験室の室内は冬期には暖房が入り乾燥が促され、夏期には雨などの影響で室内の湿度が上昇することなど含水比の管理が難しい条件下であったなどの影響も考えられる。従って、次に実施する 10 回突き固めシリーズでは室内が一年中常温に保たれている実験室を供試体の養生場所とし、温度変化による含水比変化を抑えることにした。

5-2 突き固め回数 10 回のシリーズ試験結果について

1. 微生物活性化材の添加量が多いと微生物活性化材の効果は確認できるが、最適添加量は 3.0~10.0 kg/m³ の範囲内であると考えられる。
2. 突き固め回数を 10 回にしたことにより、突き固め回数 15 回では確認出来なかった含水比 60% 以下の応力増加を確認することができ、突き固め過ぎは微生物活性化材の効果低減に関与していることが考えられる。

5-3 活性化材有用菌培養液使用の供試体を含めた突き固め回数 10 回のシリーズ試験結果について

微生物活性化材に有用菌培養液を添加することでより強度増加に寄与することが確認できたので、今後試験を重ねてデータを蓄積し、さらに性能を明らかにしていく。

6. まとめ

実用化されて数年前から現場で採用され始めている微生物活性化材を用いた地盤改良工法の設計法を確立するための基礎的データを得るために実施した一軸圧縮試験結果を中心に、今回の報告は整理して示したが、試験結果及び考察に述べているように、活性化材添加量と強度との間の明確な関係は現状ではまだつかめていないのが現状である。その大きな要因の一つに今まで実施してきた室内での養生が考えられる。従って、今後は野外での試験を計画しており、地盤中での自然養生を実施し、データを集め関係を明らかにしていく予定である。この工法の採用現場では、現在のところ試験施工による支持力試験で効果を確認して実施工しているが、一軸圧縮強度との関係を明らかにして、広い範囲に適用できる地盤改良へ発展させたい。また、強度発現のメカニズムについてもさらに解明していく予定である。最後に、本研究を進めるにあたっては、本工法の開発者である大崎建設(株)から微生物活性化材を提供していただいた。

参考文献

- 1) http://www.osaki-c.co.jp/gaiyou/arufa_00.shtml

覆土による重金属汚染対策に関する現場実験

(独) 土木研究所寒地土木研究所 ○正会員 田本 修一
 (独) 土木研究所寒地土木研究所 正会員 伊東 佳彦
 (独) 土木研究所寒地土木研究所 国際会員 日下部 祐基
 北海道大学大学院工学研究科 正会員 五十嵐 敏文
 北海道大学大学院工学研究科 渡邊 歩
 北海道開発局 旭川開発建設部 青木 卓也

1. はじめに

重金属、揮発性有機化合物等による土壤汚染が顕在化してきたことを背景として、平成 15 年 2 月に人為的活動による土壤汚染を対象に「土壤汚染対策法」が施行された。また、これを受けて平成 15 年 7 月に自然的原因の重金属による土壤汚染も対象とした「建設工事で遭遇する地盤汚染対応マニュアル（暫定版）」¹⁾ が発刊された。しかし、後者は基本的に前者に準拠しており、より実態に即した評価、対策手法の確立が急務となっている。

北海道における海成の堆積岩や熱水変質の影響を受けた火山岩等一般的に見られる地質においても、環境基準を超過して有害重金属が溶出したり、酸性水が流出したりする事例が確認されている。これらは、適切な処理を施して汚染の拡散を防止する必要があるが、道路建設事業における処理方法としてシート等による遮水対策などが主体となっているが、工事費増高の一因となっている。

砒素などの重金属類は土壤への吸着効果が大きいので、現地発生土を用いて汚染土を覆土や敷土によってある一定の厚さだけ包み込むことによって、降雨による水の浸透（酸素の侵入）が抑制され、溶出水中の重金属は固相である敷土へ吸着され、溶出濃度の低減が期待される。本実験では、砒素が溶出する岩石を用いて、現地発生土等の覆土による砒素の溶出抑制効果を検討するため、北海道開発局旭川開発建設部管内一般国道 450 号旭川紋別自動車道上川町中越地区において、覆土による重金属汚染対策工法に関する現場実験の中間成果について報告するものである。

2. 実験方法

2-1 試料

覆土による重金属汚染対策工法に関する現場実験で使用した試料は、砒素を含有する掘削ずり（粘板岩）と覆土材料として現場周辺で採取された床堀土及び購入土である。各試料の粒径加積曲線を図-1 に、物理特性を表-1 に示す。覆土材料に使用した床堀土は、細粒分含有率 $F_c=47.4\%$ で地盤材料の分類では粘性土質砂である。購入土は、細粒分含有率 $F_c=21.6\%$ で地盤材料の分類では粘性土質礫質砂である。砒素を含有する掘削ずりの鉱物学的、化学的性状を明らかにするため、X 線粉末回折及び蛍光 X 線分析を行った。その結果を表-2、3 に示す。X 線粉末回折結果より、酸性水の中和に寄与する方解石、主要粘土鉱物としてカオリナイトがそれぞれ検出された。蛍光 X 線分析結果から砒素の含有量は、 10.5mg/kg 検出され、砒素の土壤含有量基準値 150mg/kg の 7% 程度であった。

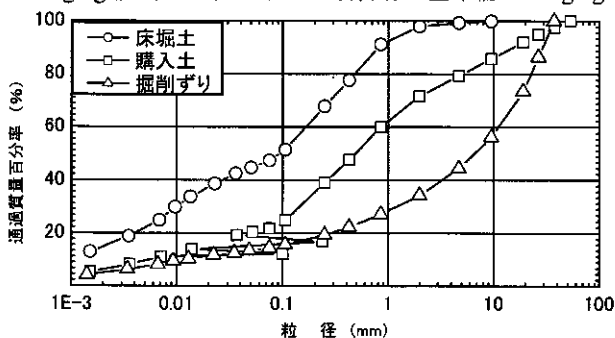


図-1 各試料の粒径加積曲線

表-2 掘削ずりの X 線粉末回折結果

試料	確認された鉱物
掘削ずり (粘板岩)	石英、正長石、曹長石、緑泥石、白雲母、方解石、カオリナイト

表-1 各試料の物理特性

試料名	床堀土	購入土	掘削ずり (粘板岩)
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.649	2.615	2.731
平均粒径 $D_{50}(\text{mm})$	0.0939	0.488	6.64
均等係数 U_c	164.4	150.4	917.4
細粒分含有率 $F_c(\%)$	47.4	21.6	14.3
地盤材料の分類	SCs	SCsG	GS-Cs
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(\text{g/cm}^3)^*$	1.196	1.638	2.131
最適含水比 $w_{opt}(\%)$	40.1	20.3	8.8

*突固めによる締固め試験(B-c法)による。

表-3 掘削ずりの蛍光 X 線分析結果

試料	砒素含有率 (粘板岩)
砒素 (mg/kg)	10.5
硫黄 (wt.%)	0.27
Fe_2O_3 (wt.%)	5.43
Al_2O_3 (wt.%)	12.1
CaO (wt.%)	1.59

In situ experiments on the function of covering soil against arsenic-bearing muck disposal

Shuichi TAMOTO, Yoshihiko ITO, Yuki KUSAKABE (Civil Engineering Research Institute for Cold Region, PWRI),

Toshifumi IGARASHI, Ayumu WATANABE (Hokkaido University), Takuya AOKI (Hokkaido Development Bureau, MLIT)

2-2 長期振とうによる溶出試験

掘削ずりからの砒素溶出量を調べるため、バッチ式溶出試験を行った。粉碎岩石試料に対し、バッチ法に基づき岩石試料と脱イオン水を固液比 1:10 で混合し溶出試験を行った。溶出操作は、振とう機を用いて約 120rpm の速度で行い、溶出期間は 6 時間、1 日、7 日及び 28 日間行った。溶出試験後、懸濁液の pH を測定し、0.45 μm ノンブレンフィルターで固液分離を行い、検液とした。砒素の分析方法は、水素化合物発生 ICP-AES 法である。

2-3 現場実験

図-2 に盛土形状を、表-4 に実験ケース一覧をそれぞれ示す。図-2 に示すように 13~16.8 m 四方で高さ 2.5~3.0 m 程度の盛土を複数の異なる材料で覆土することによって合計 4 基築造した。覆土材料として表-4 に示すように、ケース 1 では覆土のない状態、ケース 2 は床堀土（粘性土）、ケース 3 では比較的細粒分の多い購入土、ケース 4 ではケース 3 で用いた購入土に酸素消費材としてウッドチップを 3% 混入させそれぞれ実験に供した。各実験ケースは覆土材料を変化させ設定した。実験に用いた計測器の設置位置について図-3 に示す。盛土内のモニタリングは、TDR による土中水分量（体積含水率）、熱電対による地温、ガルバニ式酸素濃度計による間隙気相中の酸素濃度を測定項目とし、各計測機器は全ケースに対して盛土天端から 0.5m、1.5m の深度で埋設した。実験期間中の盛土内間隙水を分析するため、計測機器と同深度において土壤溶液採取器を全ケースに設置し、また、盛土底部からの浸出水を採水するため、集水容器を設置した。間隙水の採水方法は、土壤溶液採取器から負圧吸引により採水した。間隙水の分析項目は、砒素、カルシウム、マグネシウム、ナトリウム、カリウム、塩化物イオン、硫酸イオン、ケイ素、鉄及びアルミニウムである。砒素の分析方法は、水素化合物発生 ICP-AES 法で、その他の元素は ICP-AES 法で分析した。

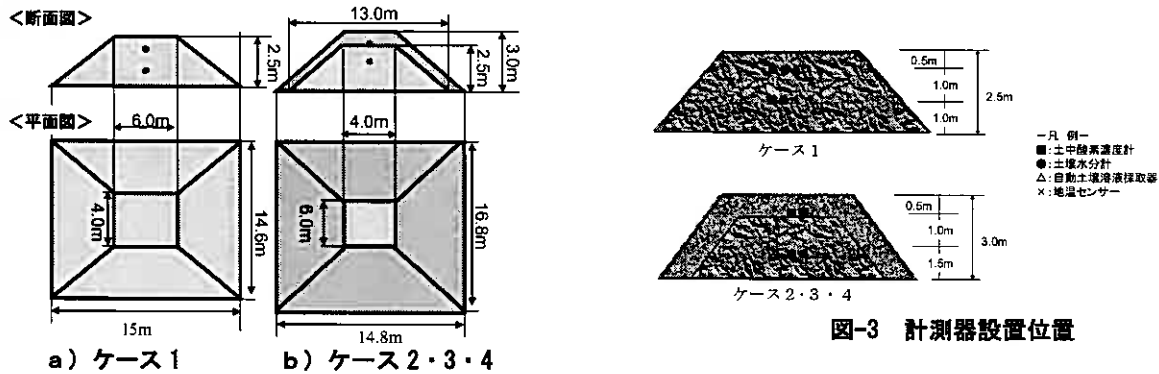


図-2 盛土形状

表-4 実験ケース一覧

ケース	1	2	3	4
路体材料	掘削ずり(粘板岩)	掘削ずり(粘板岩)	掘削ずり(粘板岩)	掘削ずり(粘板岩)
覆土材料	-	床堀土	購入土	購入土 + 3%ウッドチップ
路体乾燥密度	1.990g/cm ³	1.990g/cm ³	1.990g/cm ³	1.990g/cm ³
覆土乾燥密度	-	1.190g/cm ³	1.524g/cm ³	1.435g/cm ³
路体透水係数k	3.22 × 10 ⁻²	3.22 × 10 ⁻²	3.22 × 10 ⁻²	3.22 × 10 ⁻²
覆土透水係数k	-	2.11 × 10 ⁻⁴	9.06 × 10 ⁻⁴	7.63 × 10 ⁻⁴

3. 実験結果

3-1 溶出試験結果

溶出試験結果を図-4 に示す。振とう条件が違うため、公定法との直接比較はできないが、この図よりろ液の pH が 8.2 ~ 8.3 の弱アルカリ性を示し、砒素の溶出量は公定法で定められる 6 時間振とう後で 0.011mg/L を示した。また溶出日数が増加するほど砒素の溶出量が増加し、最大で 0.065mg/L を示した。

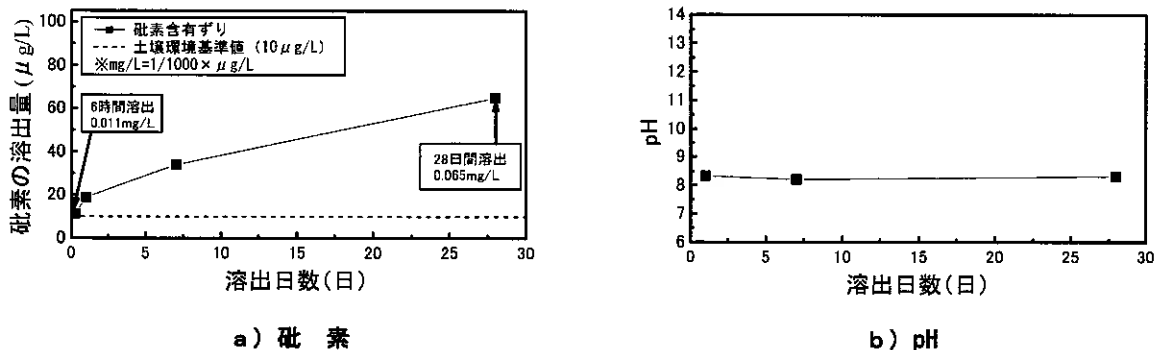


図-4 溶出試験結果

3-2 現場実験結果

1) 体積含水率、酸素濃度、地温

盛土内における体積含水率、間隙気相中の酸素濃度、地温の観測結果を図-5に、観測期間中の雨量データを図-6にそれぞれ示す。なお、雨量データについては、一般国道39号上川町に設置されている道路テレメータによる雨量年報から抜粋した。これらの図より地温の推移を見ると、各ケースとも4月中旬頃までは、5℃前後でほぼ一定であるが、それ以降は、外気温と連動するようになる。これは、4月中旬頃までは、盛土表面に残雪があり、雪による断熱効果が大きかったためと考える。体積含水率について8月の大雨後、ケース3、4では上部(覆土部分)が上昇し30%を超えるが、無対策のケース1では、下部の水分率が上昇して30%を超えており、表-4に示すとおり路体の透水係数が高いため、雨水が速やかに浸透していることがわかる。酸素濃度については、融雪と同時にケース1の上部を除く7点で濃度が減少している。降雨の影響は、降水量の多かった8月以降に各ケースとも濃度が増加している。これは、融雪水による還元環境への移行、雨水による酸素の供給という、同じ水の供給でも雰囲気を与える影響が異なることが推定される。無対策のケース1と比較して、ケース2~4とも酸素濃度が低くなっており、透水係数の相対的に小さい覆土により、ずり中への酸素侵入を抑制していることが読み取れる。特に、 $k=2 \times 10^{-4}$ 程度の覆土により、酸素濃度は無雪期の4月中旬~10月下旬を通して0~10%と低く抑えられており、覆土による酸素侵入抑制効果が大きいことがわかる。また、ケース3と4を比較すると、ケース4の方が上下部ともに濃度が高く、当初、酸素消費材としてのウッドチップの効果を想定していたが、試験期間内では十分な酸素が消費されなかった。

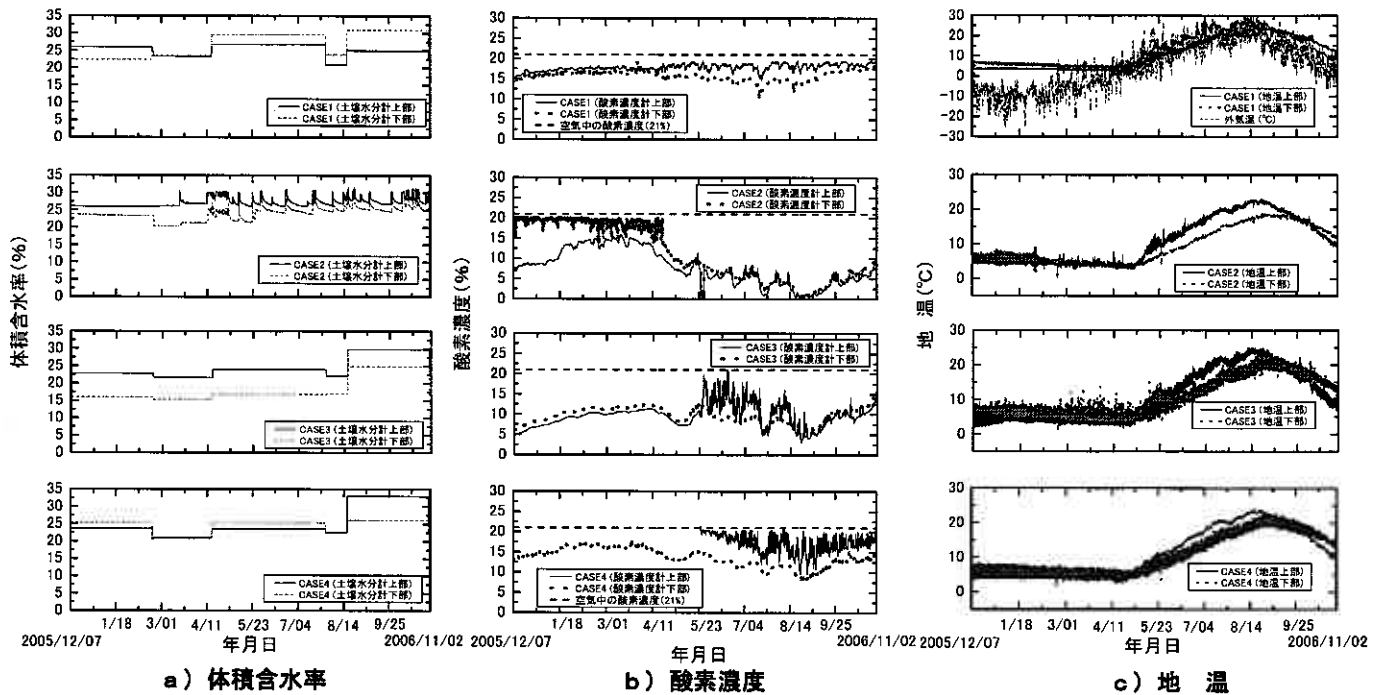


図-5 モニタリング観測結果

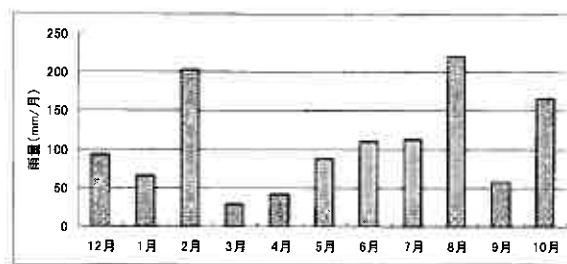


図-6 道路テレメータ(上川)による雨量データ

2) 浸出水の溶出量

砒素の溶出量およびpHと採水日の関係を図-7に示す。この図より、ケース1では、ずり内部のpHは10.3~11.1のアルカリ性を示し、砒素が溶出しやすいpHとなった。深さ50cmにおいて溶出量は0.005~0.015mg/Lの間を推移し、深さ150cmでは0.020~0.025mg/Lと溶出量はいずれも基準値を超えていた。しかし、浸出水では、8月18日を除いて0.003mg/L以下と小さいものであった。これは、常時、浸出水が地表水との混合により砒素が希釈されているためと考えられる。また、8月18日は前日からの雨量が115mmを記録しており、大雨後に盛土中を速やかに浸透した溶出水が基準値を超えて流出したものと考える。

以上のことから、本層の掘削ずりについてはケース1の無対策はもちろんのこと、ケース2、ケース4のような覆土等をした場合も砒素の溶出量が基準値を超える時期があることから、同対策法のみにより砒素の流出拡散を抑制することは困難であるとする。そのため、敷土外側での漏洩濃度が基準値以下になるように現地周辺粘性土などを用いて重金属移行抑止層（吸着層）を設ける等の追加対策が必要となるものとする。また、覆土ずり内部の水質データ数が少ないため、各ケースの詳細な評価にはデータの蓄積が必要であるが、覆土を施すことにより、ずり内部の酸素濃度の増減で砒素の溶出濃度をある程度限定できる可能性があるものとする。

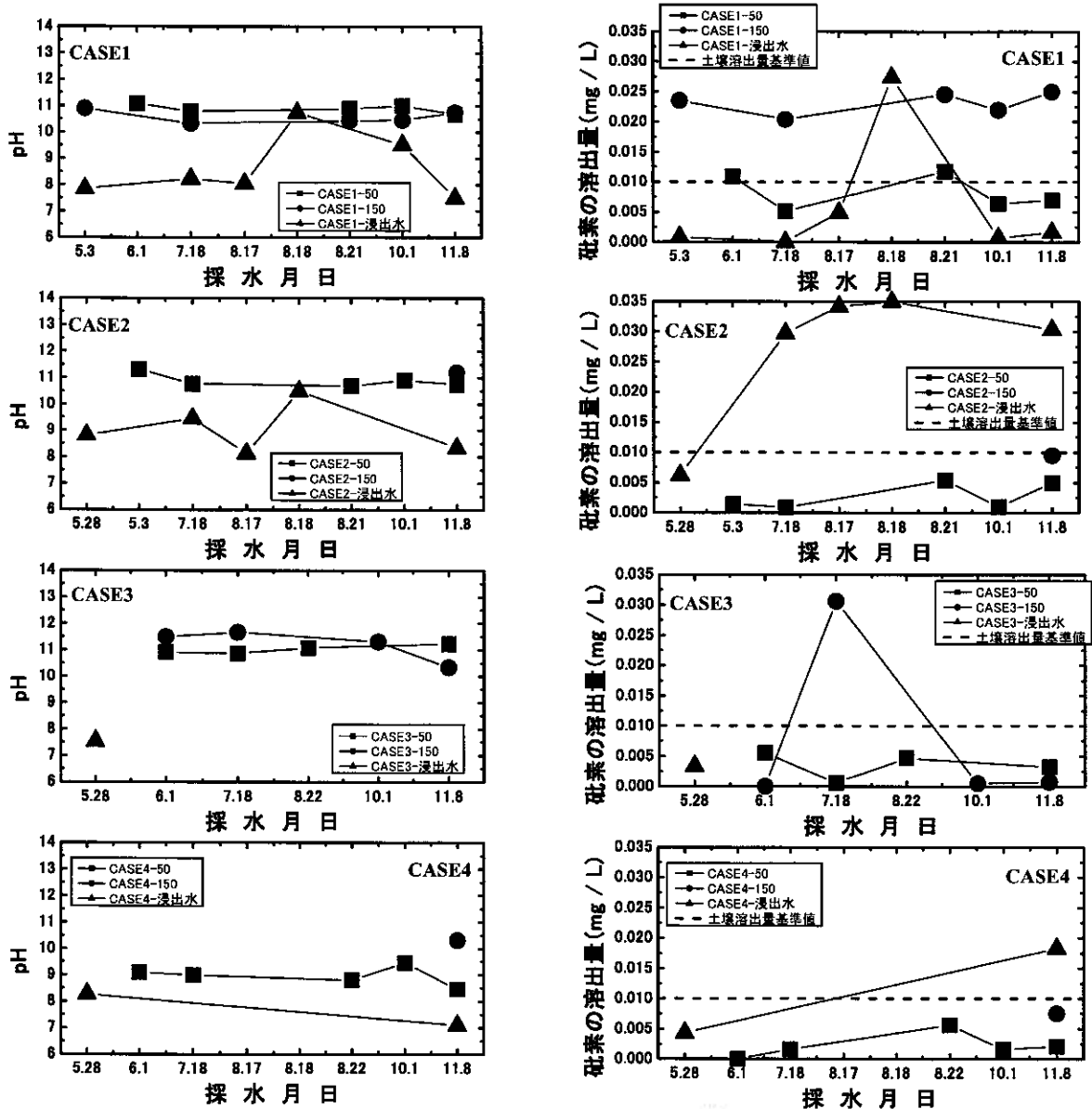


図-7 探水日と pH 及び砒素溶出量の関係

4. おわりに

覆土による重金属汚染対策に関する現場実験を行った結果、以下のことが明らかとなった。

- ・長期振とうによる溶出試験の結果、溶出日数が増加するほど砒素の溶出量が増加する。
- ・覆土のみによる対策では砒素の流出拡散を抑制できないため、吸着層などの重金属移行抑止層を設ける必要がある。
- ・ただし、覆土を施すことにより、ずり内部の酸素濃度の増減で砒素の溶出濃度をある程度限定できる可能性がある。

今後の課題として、融雪期の盛土内水の水質分析、モニタリングの継続及び水分量と酸素濃度の検討を行い、覆土による重金属汚染対策工法に関する仕様を明確化していく予定である。

なお、本実験は北海道大学、(独) 土木研究所寒地土木研究所の共同研究「自然由来の重金属による汚染岩石の地盤汚染対策工に関する研究」で行われたものである。

ここで、本実験にご協力頂いた関係各位に謝意を表す。

<参考文献>

- 1) (独) 土木研究所：建設工事で遭遇する地盤汚染対応マニュアル（暫定版）、土木研究所資料第 3903 号 2003.7.

重金属汚染土の合理的な不溶化処理と力学特性

北海道大学大学院 ○国際会員 横浜 勝司
(株) 協和環境サービス 白山 興道
北海道大学大学院 学生会員 中野 文裕
(株) 協和環境サービス 渡邊 雅直
北海道大学大学院 国際会員 三浦 清一

1. はじめに

土壌から特定有害物質に指定されている重金属の溶出を防ぐために、合理的な封じ込め工法や、重金属不溶化の手法が開発されている^{1), 2)}。その1つとして、現在ではセメントや石灰等による有害な重金属の不溶化が図られることが多い。しかし、用いた処理材によっては不溶化の対象以外の重金属の溶出についても検討する必要があることが指摘されている。今後は有害物質処理の需要の増加、処理後の土の保管場所の確保の問題等を解決するために、合理的な有害物質の処理法の開発が望まれる。本研究では、有害な重金属の不溶化の処理後、その処理土を建設材料として再利用させるための手法を開発することを目的としている。特に鉛の溶出量が溶出量基準値を超過している試料に着目し、不溶化処理後の鉛の溶出特性およびその物理的・力学的特性を調べた。

2. AQ2 および対象土の特徴

写真-1 は重金属吸着剤 (以降 AQ2 と称する) を示している。AQ2 は土中に含まれる重金属イオンをイオン結合により抱合し重金属の水酸化合物 (鉛の場合は $Pb(OH)_2$) を生成させることで、重金属を溶出させない特徴を持つ。さらに、AQ2 に含まれるシリカ SiO_2 や酸化アルミニウム Al_2O_3 の非結晶物質による針状結晶化に伴って、土中に含まれる重金属類をさらに固定化させる効果を有する。

次に、AQ2 の鉛に関する不溶化の特性を調べるための試料として、本研究では試料 No.1 (初期の鉛溶出量が $0.02mg/l$) および No.2 (初期の鉛溶出量が $0.319mg/l$) を用いた。試料 No.1, No.2 および AQ2 の粒径加積曲線を図-1 に示す。試料 No.1 および No.2 はいずれも礫分を多く含む土である。一方 AQ2 は、最大粒径が $0.85mm$ 、細粒分含有量 F_c が約 34% という微細な粒子である。

写真-2(a) および (b) は、それぞれ試料 No.2 (含水比 $w=39\%$) における AQ2 混合前および混合後の状態を示している。写真-2(a) より、含水比 39% の試料は液体状を呈していることが見られる。写真-2(b) は、AQ2 を混合した直後の状況を示している。ここで、混合した AQ2 の質量は試料 No.2 の湿潤質量の 5% (乾燥質量比で 5.8% 相当) である。この際、試料が液状から塑性を示す状態に変化したことが確認された。これより AQ2 を混合させることで起こる水和反応は、鉛を不溶化させると同時に試料の状態を変えて施工性を高める役割を持つことも期待できる。

次に、AQ2 の鉛に対する不溶化の効果を調べるために、図-2 は鉛溶出量 (mg/l) と AQ2 混合後の経過日数の関係を示している。ここでは試料 No.1 に関しては AQ2 の質量 M_{AQ2} と試料の乾燥質量 M_s との比、 M_{AQ2}/M_s (以降、混合比と称する) を 6.6%, 9.3%, 12.0% の 3 ケースに、試料 No.2 に関しては M_{AQ2}/M_s を 5.8% に設定している。なお、溶出量は JIS-K-0102-54.3 に基づいて測定している。図より、AQ2 混合後、1 日経過時点で溶出量が $0.005mg/l$ 未満になり (図中では便宜的に $0.005mg/l$ にプロットしている)、その後 3 日経過まで土壌対策汚染法の溶出量基準である $0.01mg/l$ を超える結果は見られなかった。以上のことから、AQ2 を用いると土中に含まれる鉛を簡易に不溶化することが可能といえる。

3. AQ2 混合後の土の状態変化

試料 No.1 および No.2 に AQ2 を混合させた際の状態変化を調べるために、図-3(a) および (b) は AQ2 混合直後からの時間と含水比の関係を示し



写真-1: 重金属吸着剤(AQ2)

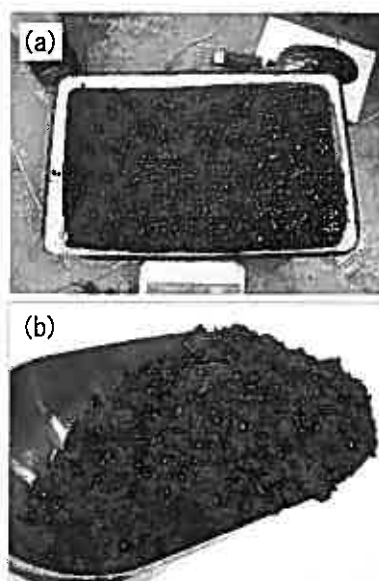


写真-2: AQ2 の混合状況,
(a) 試料 No.2 (含水比 39%)
(b) 混合後

Reasonable remediation method of soil contaminated by heavy metal and its mechanical characteristics : Shoji YOKOHAMA, Fumihito NAKANO, Seiichi MIURA (Hokkaido Univ.), Kodo SHIRAYAMA, Masanao WATANABE(Kyowa Environment Service Co.,Ltd)

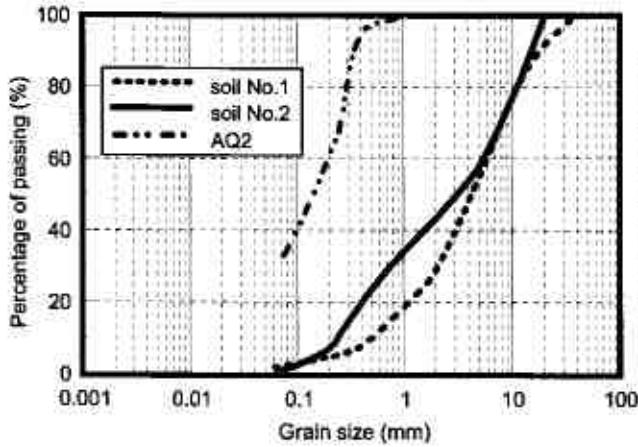


図-1：粒径加積曲線

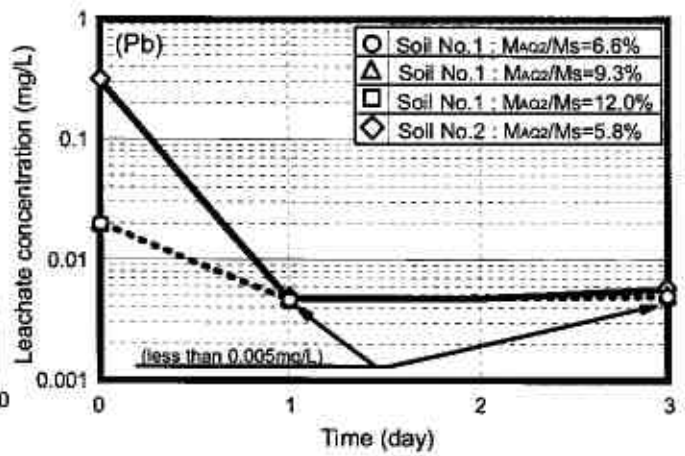


図-2：溶出量(鉛)測定結果

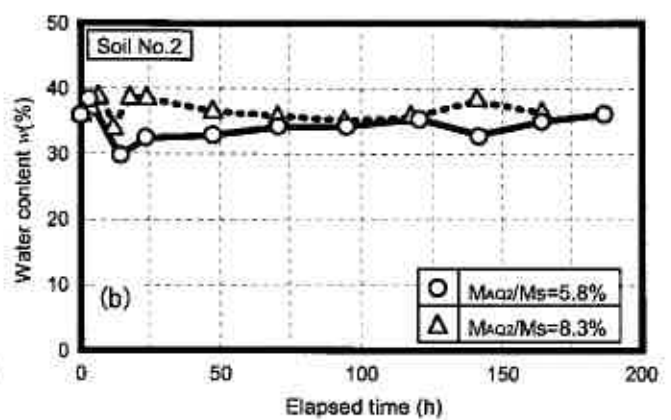
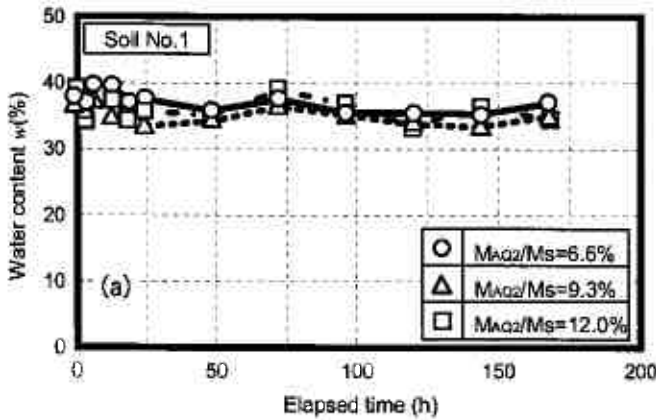


図-3：含水比の変化，(a) 試料 No.1，(b) 試料 No.2

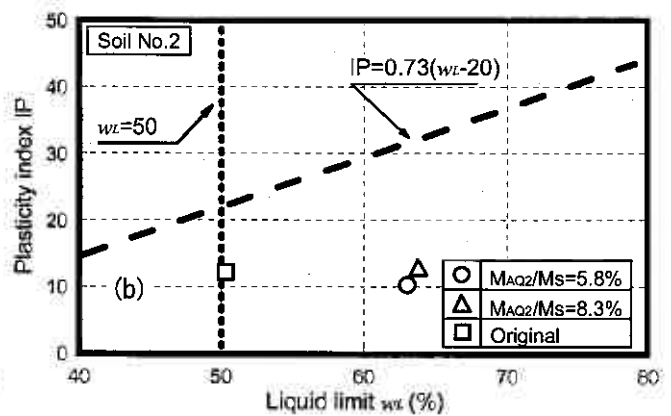
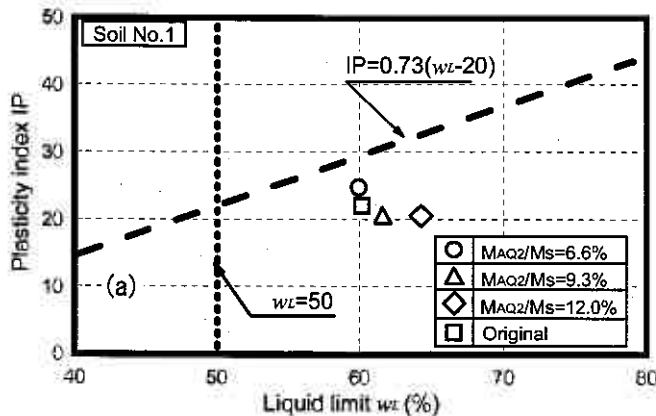


図-4：コンシステンシー限界の変化，(a) 試料 No.1，(b) 試料 No.2

ている。これらの図より、今回の試験条件では AQ2 混合後 24 時間以内では僅かに含水比が変動しているが、全体的には大きな変化が見られていない。つまり、今回の AQ2 混合比 M_{AQ2}/M_s の範囲では、鉛の水和反応が試料の含水状態に大きな影響を与えないことが確認された。

次に AQ2 による試料中の細粒分の状態変化について調べる。図-4(a)および(b)は試料 No.1 および No.2 の粒径 0.425mm 以下の試料を用いたコンシステンシー限界試験の結果を塑性指数 IP と液性限界 w_L の関係として示している。この試験では AQ2 混合後 28 日以上経過させたものを用いた。図より、AQ2 の混合比 M_{AQ2}/M_s が高くなるにつれて、液性限界が増加する傾向が見られた。塑性指数 IP に関しては、試料 No.1 では 5% 程度の減少、No.2 に関しては顕著な変化がない結果となった。つまり AQ2 を混合させた場合、試料の液性限界と塑性限界が増加している挙動を示すことが明らかにされた。これは前述の写真-2 で示した状態変化の要因の 1 つと考えられる。

4. 締固め特性

AQ2 を混合したことによる締固め特性の変化を調べるために、図-5(a)および(b)はそれぞれ、試料 No.1 および No.2 での所定の AQ2 混合比での締固め曲線を示している。No.1 (a) 図参照)では最大乾燥密度 ρ_{dmax} および最適含水比 w_{opt} の

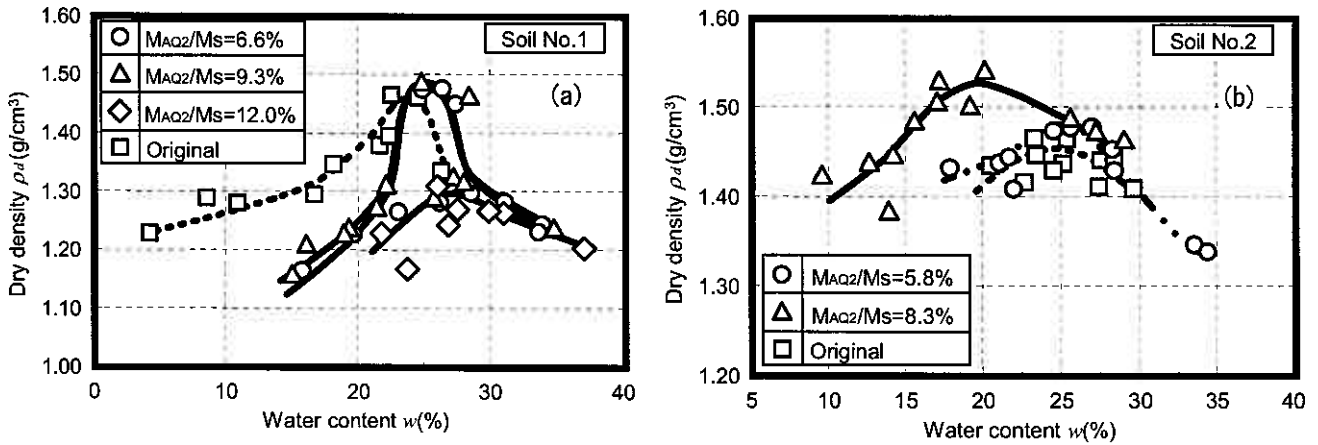


図-5：締固め特性，(a) 試料 No.1，(b) 試料 No.2

顕著な変化は確認されていない。これは、試料の粒径加積曲線（図-1）で見られるように、No.1 については粒径 2mm 以上の礫分の含有率が高く細粒分含有量 0.9%と小さいため、AQ2 の水和反応による細粒分の状態変化による締固め特性への影響度が低いと推察される。一方、No.2 に関しては AQ2 を混合させると僅かな最大乾燥密度の増加が見られた（図-5(b)）。この事実より、対象とする試料の粒度組成に注意する必要があるが、AQ2 を用いた鉛不溶化作業によって、試料の締固め特性を悪化させることは無いと判断できる。

5. 強度特性

次に、各試料の強度特性を調べるために、図-6(a)，(b)は試料 No.1 および No.2 による一軸圧縮試験から得られた圧縮応力-軸ひずみ関係を示している。なお、供試体は内径 70mm のシンウォールサンプラーに詰めた試料を所定の乾燥密度になるように突固めて作成している。载荷は軸ひずみが 1 分間に 0.5%発生する速度で実施した。図より、AQ2 の混合比が高いケースでは、一軸圧縮強度 q_u や応力-ひずみ曲線の初期勾配が高くなる傾向にあることが確認できる。つまり、AQ2 を用いると鉛の不溶化の効果に加えて、強度および変形特性のような力学特性の改善に貢献が期待できるといえる。

さらに、一軸圧縮強度におよぼす AQ2 混合比の影響を調べるために、図-7(a)および(b)は供試体の乾燥密度 ρ_d と一軸圧縮強度 q_u の関係を示している。試料 No.1 では、いずれの乾燥密度においても AQ2 混合後の q_u が高いことが確認された(図-7(a))。さらに AQ2 の混合比 M_{AQ2}/M_S が高いほど、強度が増加する傾向が見られる。一方、図-7(b)で示す試料 No.2 に関しては、 $M_{AQ2}/M_S=5.8\%$ では q_u の増加傾向が明確に見られていない。しかし $M_{AQ2}/M_S=8.3\%$ では、一軸圧縮強度が他に比べて明確に高くなっていることが確認された。以上の結果より、AQ2 を混合させることに起因する一軸圧縮強度の低下が見られないことから、鉛不溶化処理後の土の建設材料としての利用性は高いといえる。

6. AQ2 による透水係数の変化挙動

本研究では、AQ2 混合前後の土の透水性の変化を調べるために、一連の透水試験を実施した。図-8 は用いた透水試験装置を示している。この装置は通常の三軸試験装置と同様の機構を有し、作成された供試体に対して CO_2 および脱気水供給による飽和作業が可能となっている。本試験ではゴムメンブレンで覆われた直径 100mm、高さ約 200mm の円筒形供試体を用いた。試験装置のキャップおよびペダスタルには全面にポーラスストーンが設置されている。試験時には目詰まりを防ぐために、ろ紙を敷いて供試体を作成した。ここで供試体とメンブレンを密着させるために 19.6kPa の側圧を供試体に载荷している。その後 CO_2 および脱気水の供給を経て 196kPa のバックプレッシャーを与えた。その後所定の圧力による等方圧密を行い、透水試験を実施した。

透水試験は、供試体上下端部より接続されている 2 本のビューレットを用いて実施されている。供試体上部に接続されているビューレット（上流側）から供試体下部方向に透水させ、その透水量と透水時間を測定することで透水係数を求めた。供試体内の透水速度が過大になるのを防ぐため、透水前の水頭差を 10cm（導水勾配で約 0.5 相当）に設定している。

本研究では、AQ2 の有無が透水係数に与える影響を調べるために、豊浦砂および豊浦砂と AQ2 を混合した試料(以降、豊浦 AQ2 試料とする)の透水係数を明示している。いずれも供試体は試料を自由落下させて作成した。なお、AQ2 の混合比 $M_{AQ2}/M_S=5\%$ とした。図-9 は得られた透水係数を間隙比係数 $e_c^3/(1+e_c)^3$ で除した値で正規化した数値を示している。ここで e_c は圧密後の供試体の間隙比である。これより、AQ2 が混合された試料の $k/\{e_c^3/(1+e_c)\}$ は、豊浦砂の値より 1 オーダー程度小さいことがわかる。なお豊浦 AQ2 試料では、脱気水通水およびバックプレッシャー载荷を 48 時間継続したが、間隙圧係数 B 値が 0.85 程度（試験後の飽和度で約 96%）であり、完全に飽和させることが困難であった。今回のケースでは、AQ2 の混合量が豊浦砂の乾燥質量の 5%と極めて少ないため、AQ2 と土中水との化学的反応によって透水性の変化が見られたものと推察される。

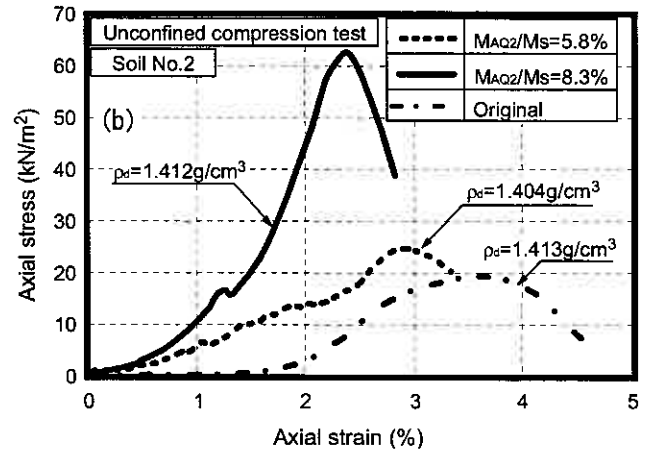
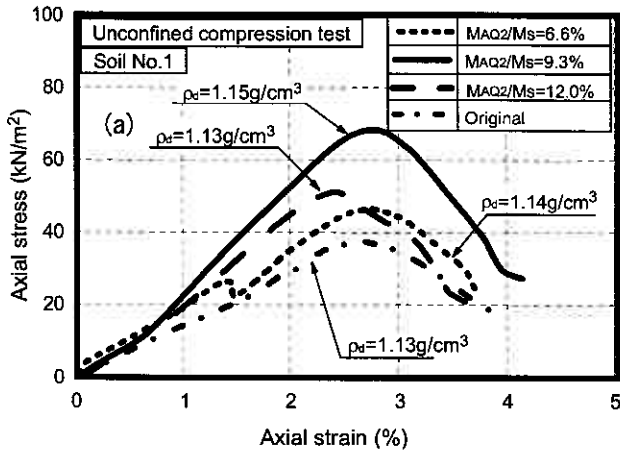


図-6：一軸圧縮試験(応力-ひずみ関係)，(a) 試料 No.1，(b) 試料 No.2

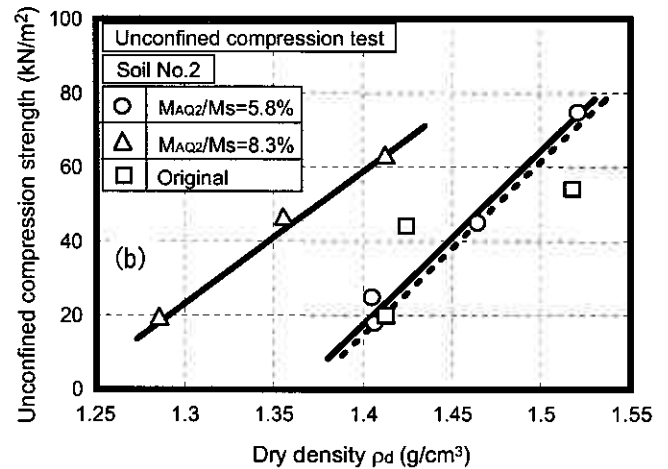
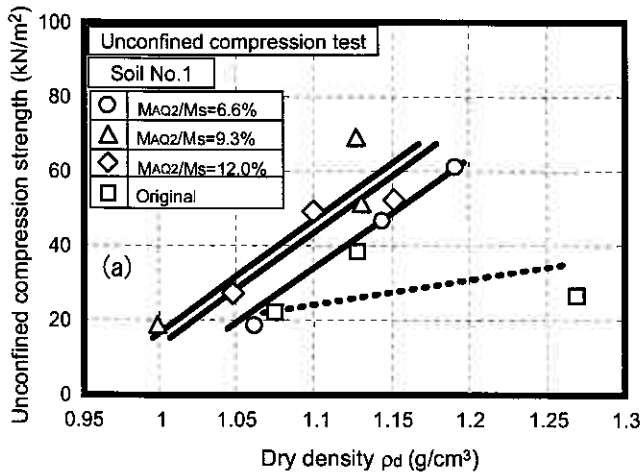


図-7：一軸圧縮強度特性，(a) 試料 No.1，(b) 試料 No.2

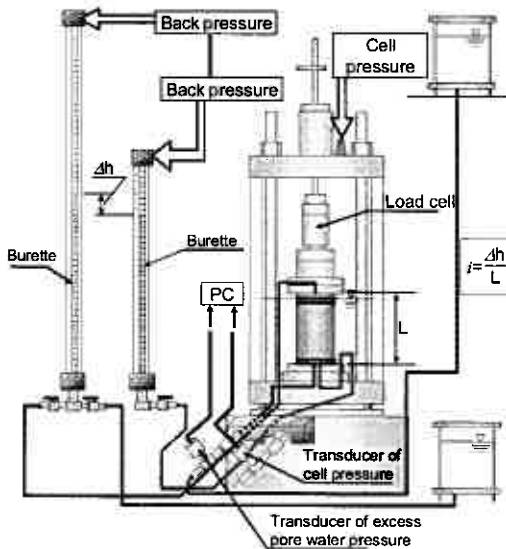


図-8：透水試験装置

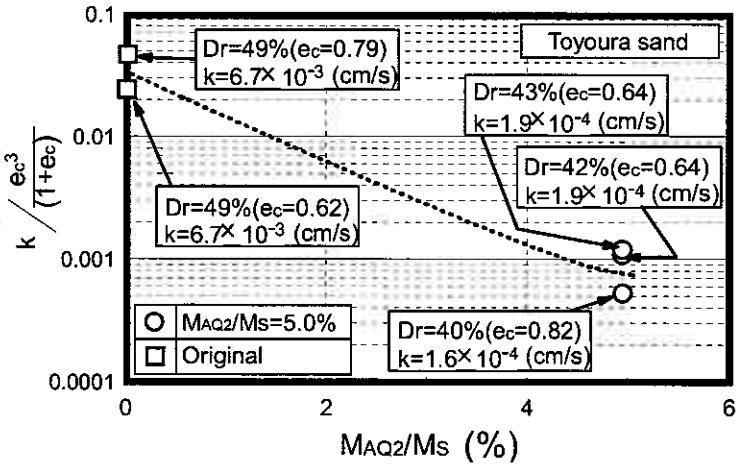


図-9：透水試験結果 (豊浦砂，豊浦 A2Q2 試料)

7. 結論

一連の試験より得られた結論は以下のようである。

- (1) 重金属吸着剤(AQ2)を用いると，水和反応による重金属固定化のメカニズムにより鉛の不溶化の効果が期待される。
- (2) AQ2を混合した場合には一軸圧縮強度は増加するが透水係数は顕著に低下する傾向が認められた。

参考文献：1) 植松ら：廃石膏ボードを利用したヒ素不溶化処理の研究 (その2) -不溶化における土壌粒子の影響-，地盤工学研究発表会発表講演集，Vol.41，pp.2369-2370，2006。2) 大嶺ら：電気浸透と磁気力を活用した重金属汚染土の浄化技術に関する基礎的考察，地盤工学研究発表会発表講演集，Vol.41，pp.2379-2380，2006。3) Taylor, D.W. : Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley & Sons, pp.110-111, 1948。

バイカル湖における表層型メタンハイドレート賦存地盤の工学的特性

北見工業大学大学院 ○ 学生員 片岡沙都紀
 北見工業大学工学部 正会員 山下 聡
 北見工業大学工学部 南 尚嗣
 清水建設株式会社 正会員 西尾 伸也
 清水建設株式会社 正会員 安部 透
 応用地質株式会社 正会員 横山 幸也
 山口大学工学部 正会員 兵動 正幸
 Limnological Institute, SB RAS Mikhail Grachev

1. はじめに

バイカル湖はロシアの南側、モンゴルとの国境近くに位置する湖であり、その湖底堆積物中には以前よりメタンハイドレートの存在が確認されている。バイカル湖のガスハイドレートは、その多くが湖底下数 m の表層に存在している。このような表層に存在するガスハイドレートは、深層に存在するもの比べてハイドレートの採取が容易であり、経費も安価に抑えることができるため、エネルギー資源の将来性としても高い可能性を持っている。しかし表層型ハイドレートの性状や堆積地盤に関する研究例は深層型ハイドレートに関する研究^{1), 2)}に比べてまだ限られている。そこで本研究では、2005、2006年にバイカル湖表層より採取した堆積土による現地船上試験及び物理試験を実施し、バイカル湖表層型ハイドレート賦存地盤の工学的特徴について検討を行った。

2. ガスハイドレートの概要

2.1 ガスハイドレートとその分布

ガスハイドレートは、水分子が作る球形状のかごの中に、ガス分子が取り込まれた構造をした包接水和物のことであり、このとき取り込まれるガスがメタンガスとき、メタンハイドレートと呼ばれる。メタンハイドレートは一見すると氷や雪によく似ているので区別は難しいが、その中には大気中に存在するメタンガスの160~170倍の体積が保持できる。

メタンハイドレートの相平衡曲線を図1に示す。これは横軸に温度、縦軸に圧力を取り、メタンハイドレートが安定に存在できる境界を示したものである。この曲線の左上側がメタンハイドレートの安定領域となる。図より、メタンハイドレートは例えば274K (1°C) で約2.4MPa (240気圧)以上だと安定に存在することがわかる。このようにメタンハイドレートは低温、高圧下で安定であるため、地球上での存在領域は永久凍土域、および水深約250m以深の海底、湖底堆積物中に限られてくる。

地球上に分布しているメタンハイドレートの存在量推定には音波探査などが使用されている。海底、湖底下でガスハイドレートが存在する場合、図2に示すように地温勾配の関係上、ある深さを超えるとガスハイドレートが生成できないので、ガスハイドレート層の下にはフリーガス層が存在している。よってこの境界には良い音響反射面ができ、BSR (Bottom Simulating Reflector : 海底擬似反射面) として検出される。

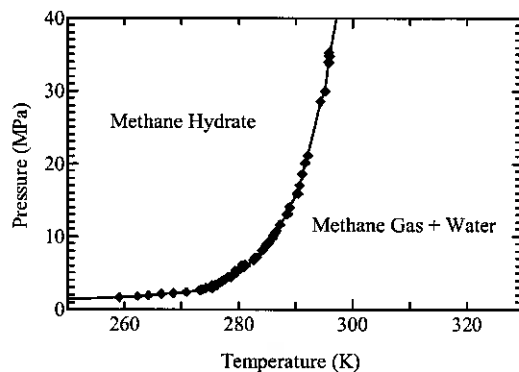


図1 メタンハイドレートの平衡曲線

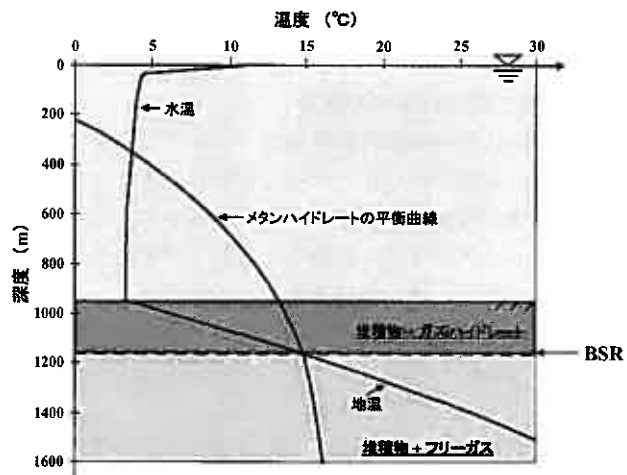


図2 湖水域での地温勾配と BSR との関係

Geotechnical Characteristics of the Shallower Gas Hydrate-Bearing sediments in the Lake Baikal
 Satsuki KATAOKA, Satoshi YAMASHITA, Hirotsugu MINAMI (Kitami Institute of Technology), Shin'ya NISHIO, Toru ABE
 (Shimizu Corporation), Tatsuya YOKOYAMA (OYO Corporation), Masayuki HYODO (Yamaguchi University) and Mikhail Grachev (LIN)

2.2 現在行われているガスハイドレート調査

日本近海の南海トラフではBSR深度（海底下約250m以深）上部にガスハイドレートが確認されている³⁾。南海トラフや奥尻沖などで存在しているガスハイドレートはその存在深度より、深層型ハイドレートと呼ばれている。深層型ハイドレートは多くが砂層中の間隙に存在している孔隙充填型であり、ガスハイドレート自体が微小のため目視観察が難しい。カナダ・マッケンジーデルタなどで確認されているガスハイドレートもこの深層型ハイドレートであり、現在あらゆるところで研究が進められてきているが、深層型ハイドレート試料の採取には特殊調査船による深層ボーリング等の高度な技術を導入する必要があるため、調査に莫大な費用がかかる。

一方、北海道の北に広がるオホーツク海やロシア・バイカル湖でもガスハイドレート調査が行われており、両地域とも海底、湖底下数mからガスハイドレートが採取されている⁴⁾。これらのガスハイドレートはその存在状況から表層型ハイドレートと呼ばれている。表層型ハイドレートは深層型とは異なり、多くが粘土層中に塊状や層状に存在しており、実際にガスハイドレートの目視観察も可能である。

メタンハイドレートは現在、石油に代わる次世代のエネルギーとして注目されている資源である。一方、メタンガスは同量の二酸化炭素の21倍もの温室効果をもつガスであることから、メタンハイドレートをエネルギーとして活用していくためには、メタンハイドレートを分解する際のガスの遺漏によって環境に影響を与えないよう、十分配慮した開発を行っていく必要がある。また今後ガスハイドレート開発を行っていく上で、表層型ハイドレートは深層型に比べ、試料採取の簡便さから低費用で多くの実試料の採取が可能である。しかしガスハイドレートの生成過程や存在形状などさまざまな面で深層型ハイドレートと異なるため、表層型ハイドレート賦存地盤の物理、化学的および工学的な研究を進めていく必要がある。

3. ロシア・バイカル湖における調査概要

3.1 バイカル湖の概要⁵⁾

バイカル湖を図3に示す。バイカル湖は北緯51°27'から55°46'、東経103°42'から109°58'の間に位置する。南北の長さ680km、東西の幅40~50km（最大80km）である。最大水深は1643mであり、世界一の水深をもつ湖である。またその湖底堆積物の構造は、アカデミシャンリッジ及びセレンガ川河口域のデルタ地帯を境に3つの湖盆（北湖盆、中央湖盆、南湖盆）に区分されている。湖底の堆積が開始した時期もアカデミシャンリッジを境に異なり、北湖盆で約3400万年前（堆積層の厚さ：約7000m）、中央、南湖盆では約5300万年前（堆積層の厚さ：約7500m）となっている。

3.2 バイカル湖でのこれまでの調査

バイカル湖の湖底堆積物試料の採取は1979年より、ロシア・陸水学研究所が主体となって行われてきた。その後1989年から実施されてきた国際バイカルドリリングプロジェクトでは、採取した試料でバイカル湖の地質調査や周辺域の環境変動などが研究されてきた⁶⁾。1997年の調査の際に採取した試料では、湖底下121mと161mの位置にバイカル湖では初となる深層型ハイドレートも採取されている⁷⁾。

バイカル湖で初めて表層型ハイドレートが採取されたのは2000年で、南湖盆地で採取された。それ以後、この領域を中心に、表層型のメタンハイドレート採取を主とした湖底堆積物試料の採取が行われてきた。しかし、これまでの調査の中心はガスハイドレートの物性に関する研究であり、地盤工学的な立場からの研究は今回の調査以前はほとんど行われていなかった。

3.3 試料の採取

2005、2006年にロシア、日本、ベルギーの3カ国が共同で実施したバイカル湖調査では、ロシア・陸水学研究所の所有する調査船「Vereshcagin号」を使用した。コアの採取領域は中央湖盆に位置するKukuy K2領域、および南湖盆に位

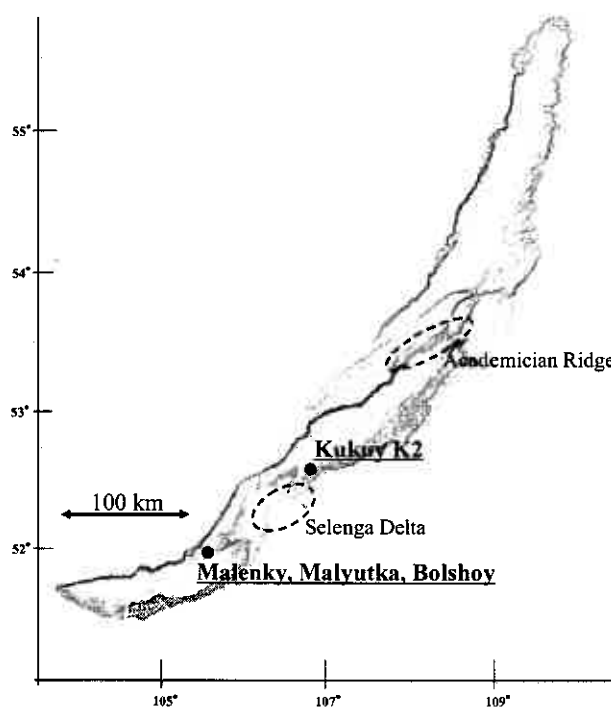


図3 バイカル湖

置する Bolshoy, Malenky, Malyutka 領域で行った。図 3 内 (●印) に両領域の場所を示す。

バイカル湖におけるガスハイドレートは、泥火山および湖底面からメタンガスや水の湧出 (以後メタンガス・フレアと記す) が見られる湖底地盤表層に多く存在することが知られている。よって本調査では、ガスハイドレート含有地盤からコアを採取するために、まずサイドスキャンソナーで湖底表面の探査を行い、泥火山の位置を特定したのちに図 4 に示すようなサイズミックプロファイルを得た。その後、船内に取り付けてあるエコーサウンダーを使用して、観察されるメタンガス・フレアの探査を行った。メタンガス・フレアの確認ができた場所において、重力式コアサンプラー (内径 12.5cm) を用いて表層型ハイドレートおよび表層堆積物の採取を行った。コアサンプラーには、長さ 5m、総重量約 700kg のものと、湖底温度が測定できるプローブをコアラー側面に取り付けた、長さ 3.5m、総重量約 650kg の 2 種類を使用した。またこのコアサンプラーはどちらも二重管式になっており、内部には塩化ビニル製の円柱パイプ (直径 10cm) が入っている。表 1 に両領域で採取されたコアの本数を示す。両領域合わせて 2005 年では 19 本、2006 年では 32 本のコア採取を行った。そのうちガスハイドレートが観察されたコアは 2005 年で 8 本、2006 年で 6 本である。本文ではこのうち、Kukuy K2 領域 6 本 (ガスハイドレート含有コア 4 本、リファレンスコア 1 本、円柱コア 1 本)、Bolshoy, Malenky, Malyutka 領域 6 本 (ガスハイドレート含有コア 3 本、リファレンスコア 1 本、円柱コア 2 本) の計 12 本の採取コアの試験結果について述べる。これらの試料に関する水深、およびコア長については表 2 に示す。

2006 年の調査では、ガスハイドレート含有地盤との比較対象として、同領域内でメタンガス・フレアが観察されなかった地盤より、リファレンスコアの採取を行った。図 4 中に Kukuy K2 領域で採取された 06-K2 GC.5 (ガスハイドレート含有コア) と 06-K2-R GC.12 (リファレンスコア) の位置関係を◇、●マークで示す。この領域において 06-K2 GC.5 と 06-K2-R GC.12 を採取した地盤は、直線距離で約 1.7km 離れている。

コア採取後は調査船実験室内で直ちに 1m ごとに切断したのち、深さ方向に半割にしてガスハイドレートの観察および各種船上試験を行った。観察されたガスハイドレートの詳細については、5.1 で示す。また室内試験を行うために採取したコアに関しては、試料採取後約 2m の円柱パイプを立てた状態で約 1 日置き、内部のガス抜きを行ったのちに上下面にパラフィンを流し入れて内部を固定し、輸送した。

4. 試験概要

試料採取直後に、船上で行った試験の概要を以下に示す。また各々の試験を行なった位置を図 5 に示す。

1) 土壌硬度計によるコーン貫入抵抗の測定

使用した小型の山中式土壌硬度計⁸⁾を写真 1 に示す。コーン部分の直径 9mm、長さ 20mm、先端角 25°で、バネ強度

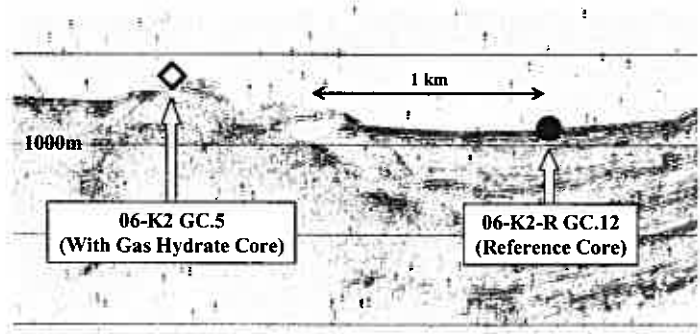


図 4 Kukuy K2 領域でのサイズミックプロファイル

表 1 2005, 2006 年で採取したコアの本数

2005年 採取コア			Central Basin		South Basin		Total
			Kukuy K2	Bolshoy	Malenky		
Water Depth (about)			900-1000 m	1380-1400 m	1360-1380 m		
Gravity Core (5m length)	Half	With Gas Hydrate	1	2	2		7
		Without Gas Hydrate	-	2	-		
	Hole	Without Gas Hydrate	-	2	-		2
Gravity Core (3.5m length with Thermo Probes)	Half	With Gas Hydrate	2	-	1		6
		Without Gas Hydrate	2	1	-		
	Hole	Without Gas Hydrate	3	-	1		4
Total			8	7	4		19

2006年 採取コア			Central Basin		South Basin		Total
			Kukuy K2	Bolshoy	Malenky	Malyutka	
Water Depth (about)			900-1000 m	1380-1400 m	1360-1380 m	1340-1360 m	
Gravity Core (5m length)	Half	With Gas Hydrate	3	-	-	1	7
		Without Gas Hydrate	1	-	-	-	
	Hole	Reference	1	-	1	-	2
Gravity Core (3m length with Thermo Probes)	Half	With Gas Hydrate	1	-	1	-	18
		Without Gas Hydrate	12	3	-	1	
	Hole	Reference	-	-	-	-	2
Total			22	3	3	4	32

表 2 本文に使用したコアの詳細

Area	Year	Core Name	Water Depth (m)	Core Length (cm)	Gas hydrate Depth (cm)
Kukuy K2	2005	05-K2 GC.1	930.0	135	97 ~
		05-K2 GC.6	938.0	252	225 ~
		05-K2-H GC.3*	940.0	225	-
	2006	06-K2 GC.5	908.4	272	241 ~
		06-K2 GC.22	908.4	300	282 ~
		06-K2-R GC.12*	986.9	318	-
Bolshoy, Malenky, Malyutka	2005	05-Malen GC.1	1370.0	126	117 ~
		05-Malen GC.2	1375.0	180	100 ~
		05-Bol-H GC.2*	1342.0	148	-
		05-Bol-H GC.6*	1357.0	320	-
	2006	06-Malyu GC.1	1346.3	217	123 ~ 147
		06-Malen-R GC.1*	1374.8	280	-

* - H: Hole Core, -R: Reference Core

が 1N/10mm である。鉛直方向に 2 分したコアの切断面に 10cm 間隔 (図 5 内に●で示す) で、写真 2 のように硬度計を貫入させてそのときの貫入深を測定し、コーン貫入抵抗 q_c を求めた。

2) ベーンせん断試験

直径 10mm、高さ 20mm のベーンブレードを、小型のトルクドライバーに取り付けて試験を行った。トルクドライバーは試料の硬さに応じて、トルクの測定範囲が $0.5 \times 10^{-2} \sim 5 \times 10^{-2} \text{ N} \cdot \text{m}$ と、 $0.5 \times 10^{-2} \sim 5 \times 10^{-2} \text{ N} \cdot \text{m}$ の 2 種類を用いた。貫入試験と同様、コアの切断面に 10cm 間隔 (図 5 内に▲で示す) で、写真 3 に示すようにブレードを貫入してトルクドライバーを回転させ、このとき得られた最大トルク値よりベーンのせん断強度 τ を求めた。

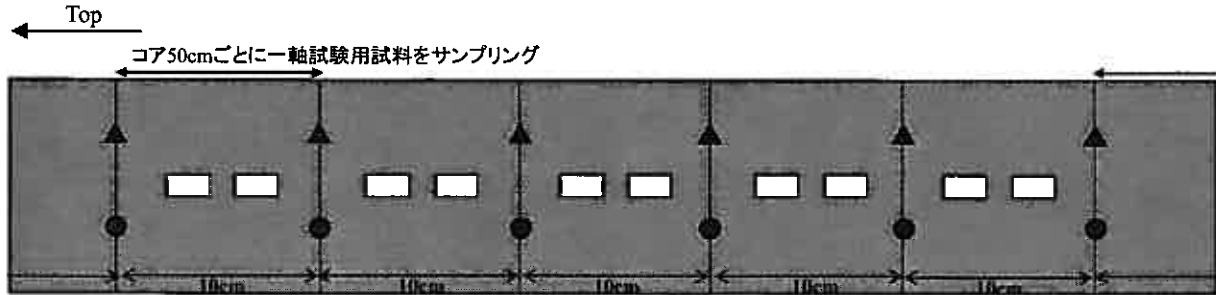


図 5 半割コア断面での船上試験位置 (模式図)

- ▲ : Vane Shear Test
- : Penetration Test
- : Bender Element Test

3) ベンダーエレメント (BE) によるせん断波速度の測定

図 6 に船上で行った BE 試験の設置方法を示す。まずコアの切断面に対して水平方向に 10cm 間隔 (図 5 内に□で示す) で BE を押し込み、せん断波の到達時間 (Δt) 及び BE 間距離 (L) から、せん断波速度 (V_s-1) を算出した (図 6-(a))。また 50cm 間隔で採取する一軸圧縮試験用試料に対しては、さらに上下方向にもせん断波速度 (V_s-2) を算出した (図 6-(b))。各々のせん断波速度を測定するために必要な L は、 V_s-1 では BE の中心間距離とし、 V_s-2 では BE の先端間距離とした。

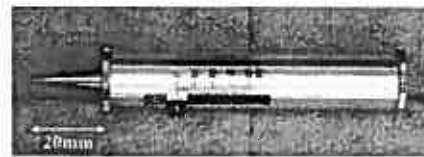


写真 1 土壌硬度計



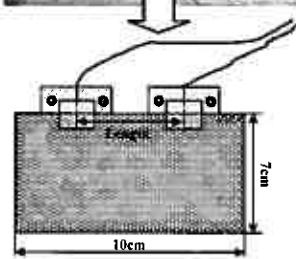
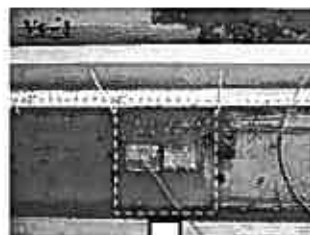
写真 2 コーン貫入抵抗の測定



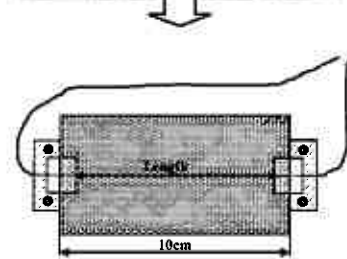
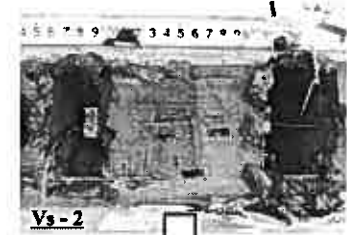
写真 3 ベーンせん断試験

4) 一軸圧縮試験

手動式荷重装置を用いて、採取した直後の試料で一軸圧縮試験を行った。深度方向に 50cm 間隔で一軸供試体用試料を採り出し、直径 35mm、高さ 60mm に整形した供試体をひずみ速度 10mm/min で荷重させて一軸圧縮強度 q_u を求めた。また、室内試験用に輸送した円柱コア 3 本 (05-K2-H GC.3, 05-Bol-H GC.2,6) に対しても、船上で行ったものと同様の条件で一軸圧縮試験を行った。



(a)



(b)

図 6 BE 設置位置

5. 試験結果および考察

5.1 採取コア観察と粒度試験結果

図 7 に Kukuy K2 領域で採取したコア (05-K2 GC.1,6, 06-K2 GC.5,22, 06-K2-R GC.12), 図 8 に Bolshoy, Malenky,

Malyutka 領域で採取したコア（05-Malen GC.1, 06-Malyu GC.1, 06-Malen-R GC.1）の土質柱状図を示す。また土質柱状図内に示した 4-a,b,c は、コア内部で観察されたガスハイドレート写真 4-a,b,c に一致している。

中央湖盆に位置する Kukuy K2 領域で採取した試料において、ガスハイドレートが観察されたコアはほとんどが粘土で構成されており、深度方向での土層変化は見られなかった。この領域のリファレンス地盤から採取したコアでは、湖底下 65cm と 200cm の深さで粘土質シルト層が見られたものの、メタンガス・フレアが存在している地盤と同じく粘土層が主であり、土層変化はほとんど見られなかった。次に南湖盆に位置する Bolshoy, Malenky, Malyutka 領域では、コア観察を行った 3 本とも細砂を含む層が見られた。またこの領域のリファレンス地盤より採取したコアではさらに、50cm

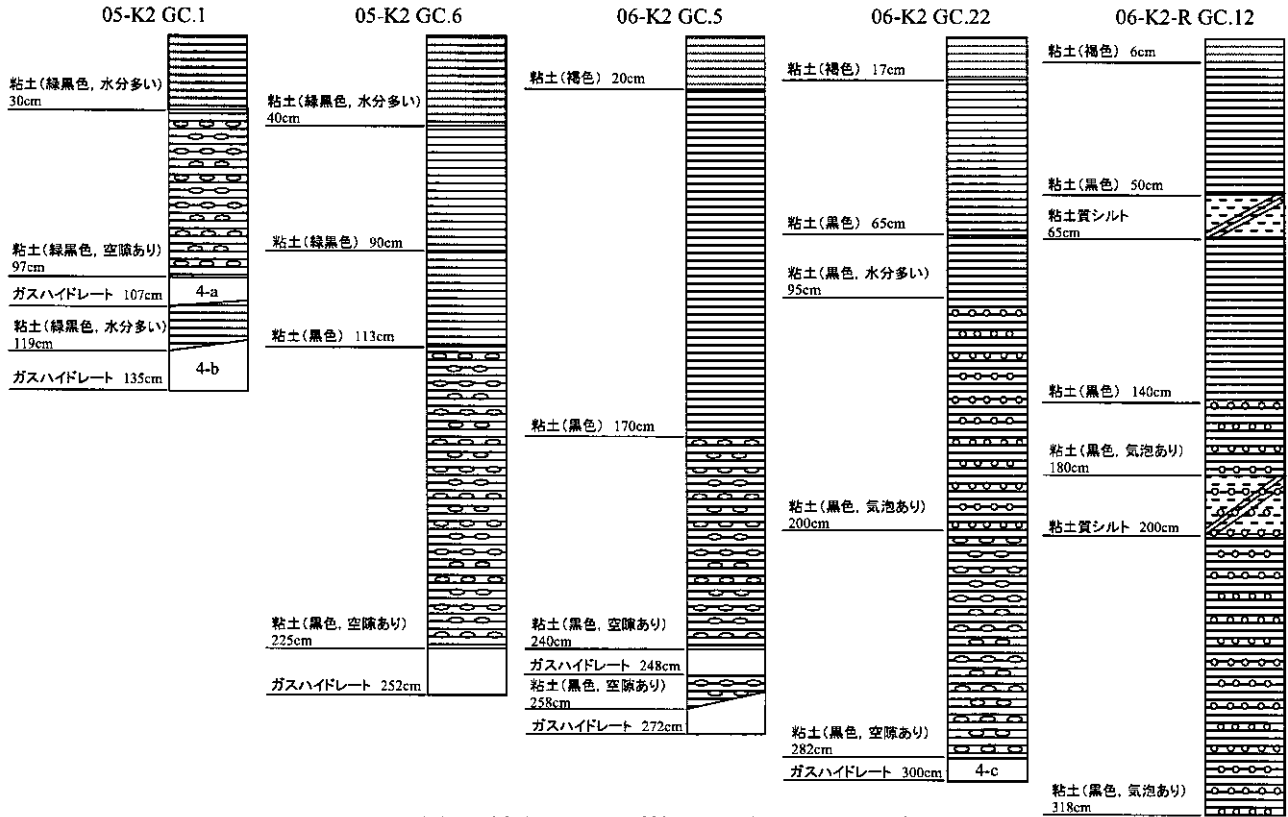


図 7 採取コアの地質柱状図 (Kukuy K2 領域)

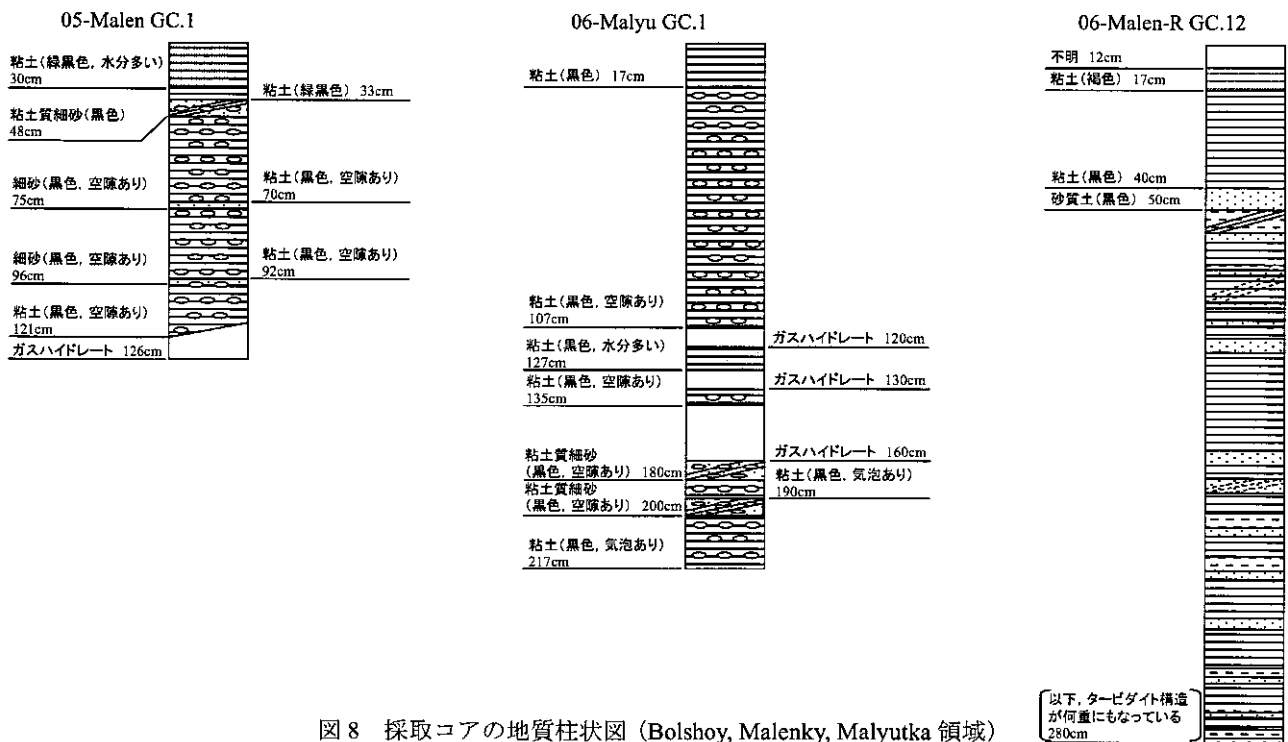


図 8 採取コアの地質柱状図 (Bolshoy, Malenky, Malyutka 領域)

以深より200cm以上にわたってタービダイトの互層構造が確認できた。

ここで、コア観察で確認できたガスハイドレートはすべて粘土層に存在していた。その形状は写真4-a,b,cに示すように塊状、層状、粒状のものや、写真4-dのような鉛直方向に板状に存在しているものなどさまざまであった。また写真4-a,bのように、同一コア内で深度方向に形状の異なるガスハイドレートも観察された。コア内で観察されたガスハイドレートはいずれも、前述したように深層型ハイドレートの形状とは異なるものであった。

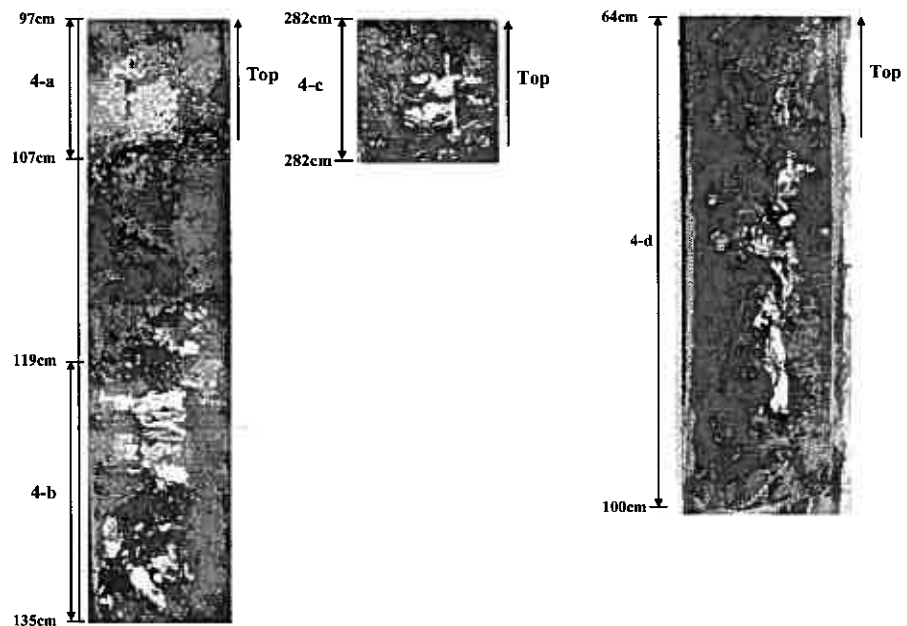


写真4 観察されたガスハイドレート（白い部分）

両領域ともガスハイドレートが存在していたコアでは、ガスハイドレート存在深度より50~100cm上方で1~5mm程度の空隙が多く見られている（図中○で示す）。またKukuy K2領域ではコア観察を行っている段階で切断面に気泡が出てきているものもあった（図中○で示す）。これらはコア引き上げによる応力解放や、溶存ガスの気化、さらには昇温、減圧によってコア内の微小なガスハイドレートが分解し、気化したメタンガスで空隙が生じたものと考えられる。

図9には2006年に両領域で採取した試料の粘土分割合（実線）と細粒分割合（破線）を深度ごとに示したものである。なお図中[A]がKukuy K2領域、[B]がBolshoy, Malenky, Malyutka領域である。

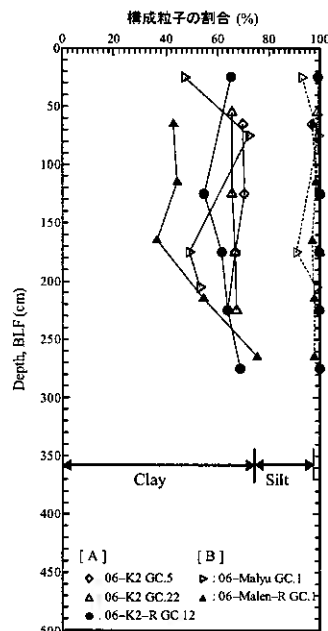


図9 構成粒子の割合

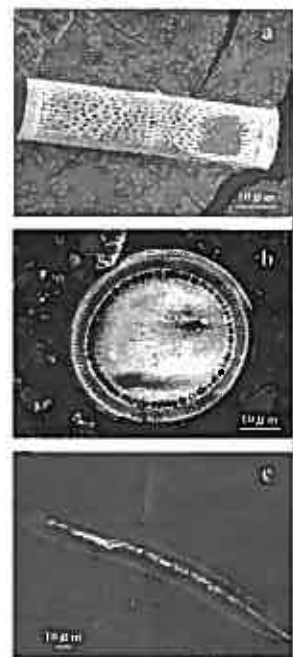


写真5 電子顕微鏡観察

両領域とも、どの深度に対しても全体の90%以上が細粒分で占められていた。またKukuy K2領域において、メタンガス・フレア

が存在している地盤から採取した試料では、粘土分が65~75%含まれていた。今回粒度試験に使用した試料は、ガスハイドレートが存在していた深度よりも上部の試料である。この試料深度での温度、圧力を図1の平衡曲線で考えたときに共にガスハイドレートの安定領域を満たしているので、この部分にもガスハイドレートが存在する可能性が考えられる。しかし土粒子のつくる間隙径が小さくなるとガスハイドレートの核生成に影響を及ぼすことが知られており⁹⁾、この粘土分の多さが、コア上部にガスハイドレートが存在していなかったことに関係しているのではないと思われる。

また粘土分の含有割合を見ると、今回の粒度試験結果ではほとんどの深度において、Kukuy K2領域よりBolshoy, Malenky, Malyutka領域のほうが粗い粒子で構成されているという結果が出た。ここでBolshoy, Malenky, Malyutka領域から採取した試料を電子顕微鏡で観察してみたところ、最大径0.05~0.1mmの大きさの珪藻が観察された（写真5-a,b,c）。バイカル湖の南湖盆では中央湖盆より堆積物内に珪藻が多く存在していることが知られており¹⁰⁾、これらが沈降分析による粒度試験では径の大きい粒子として結果に影響を及ぼしたのではないかと考えられる。

5.2 物理試験および船上試験結果

図 10,11 には、両領域から採取したコアの各種試験結果 ((a) 含水比, (b) 液性, 塑性限界, (c) 土粒子密度, (d) コーン貫入抵抗, (e) ペンセン断強度, (f) セン断波速度, (g) 一軸圧縮強度) を深度方向にプロットしたものである。なおここで記載しているせん断波速度は、深度方向の測定点が多い V_{s-1} を示した。

含水比 w (図 10,11 (a)) は、両領域とも湖底下約 150cm まではばらつきが見られるが、それ以深ではどれも $w=40\sim 70\%$ で安定している。液性限界 w_L 、塑性限界 w_p (図 10,11 (b)) および土粒子密度 ρ_s (図 10,11 (c)) では、ガスハイドレートの存在有無やコアの深度に関係なく、どちらの領域も $w_L=50\%$ 以上、 $w_p=30\sim 40\%$ 、 $\rho_s=2.6\sim 2.8\text{g/cm}^3$ という結果を得た。ただし Bolshoy, Malenky, Malyutka 領域のリファレンスコアである 06-Malen-R GC.1 (▲) では、深度 65cm で $\rho_s=2.933\text{g/cm}^3$ と高い値になっている。このコアの土質柱状図 (図 8) を見ると、タービダイトの互層構造がいくつも観察された。また他の試料に比べて黒色で比重の大きいトロイライト鉱物 ($\text{FeS}\cdot\text{H}_2\text{O}$, 比重 4.9) が多く含まれており、これらのことが結果に影響を与えていることも考えられる。なおこの鉱物は嫌気性生物の活動によって生成されることが知られているが、なぜこの部分に多く存在していたのかという点については、現時点ではわかっていない。今後は強熱減量による有機物割合や電子顕微鏡による粒子の観察、あるいは XRD を用いた堆積物内部の鉱物組成を調べていくなど、より詳細な検討を行っていく必要がある。

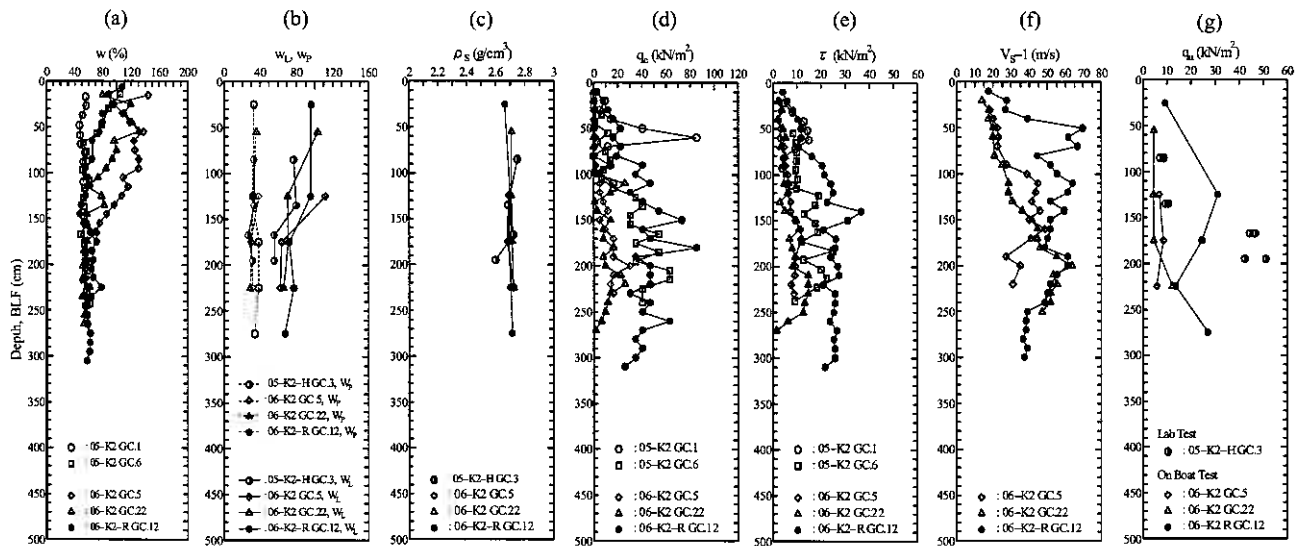


図 10 各種試験結果 (Kukuy K2 領域)

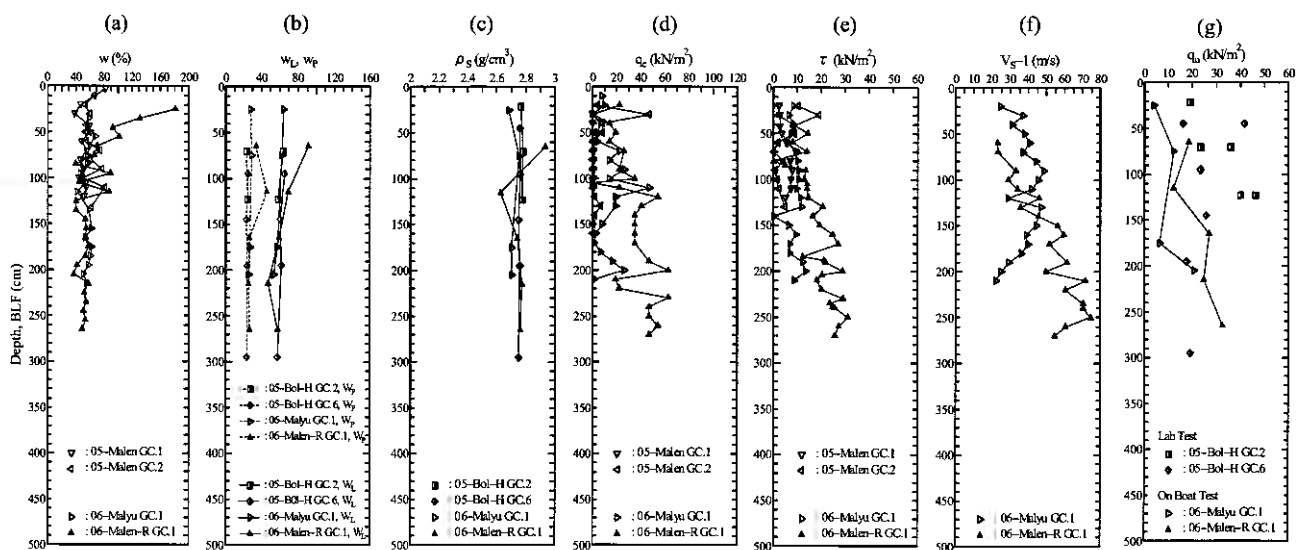


図 11 各種試験結果 (Bolshoy, Malenky, Malyutka 領域)

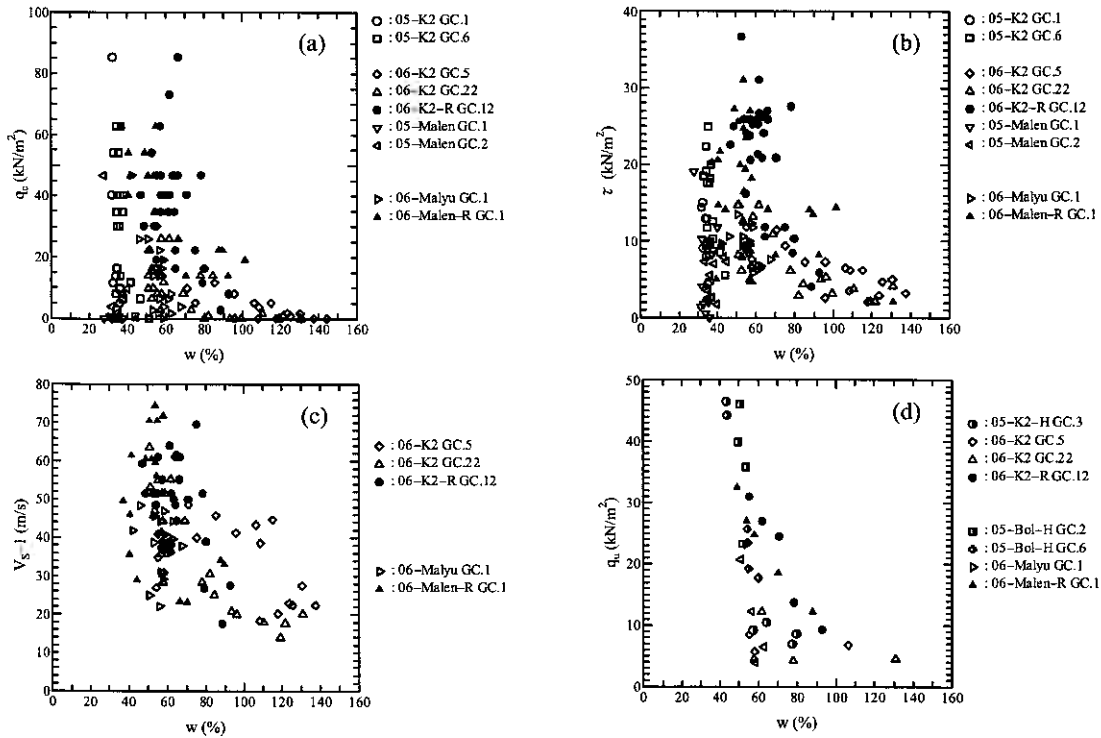


図 12 含水比と (a) 貫入抵抗, (b) ベーンせん断強度, (c) せん断波速度, (d) 一軸圧縮強度との関係

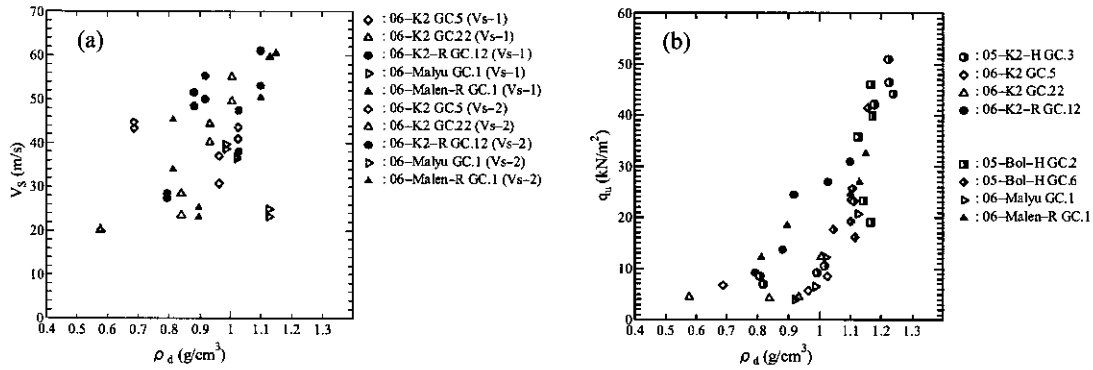


図 13 乾燥密度と (a) せん断波速度, (b) 一軸圧縮強度との関係

コーン貫入抵抗 q_c (図 10,11 (d)), ベーンせん断強度 τ (図 10,11 (e)), せん断波速度 V_s (図 10,11 (f)) および一軸圧縮強度 q_u (図 10,11 (g)) を見ると、両領域ともリファレンスコア (06-K2-R GC.12 (●), 06-Malen-R GC.1 (▲)) では堆積深度が深くなるにつれてどの試験値も増加しているのに対し、ガスハイドレートが存在していたコアでは深度に関係なく一様に低い試験値を示すという結果が得られた。ここで、図 12-(a)-(d)に各々の試験値と含水比の関係を示す。図より、両領域ともリファレンスコア (黒塗りマーク) では含水比の高低に試験値が対応している傾向が見られるのに対し、ガスハイドレートが含まれていたコア (白抜きマーク) では含水比の高低には関係なく試験値が一様に低い値を示しており、含水比との相関性が見られない。ガスハイドレートが存在している地盤ではメタンガス・フレアが確認されていることから、含水比との相関性が見られない原因として、湖底堆積層下部より湧出しているガスや水が地盤を攪乱しているのではないかと考えた。そこで土の締め具合の指標として用いられる乾燥密度 ρ_d とせん断波速度 $V_{s-1,2}$ 、一軸圧縮強度 q_u との関係を図 13-(a),(b)に示した。これより ρ_d と $V_{s-1,2}$ 、 q_u には多少のパラつきがあるものの、ガスハイドレートが存在していたコア (白抜きマーク) は ρ_d が低い値を示している。よって試験値が低く出たのは地盤から湧出しているガスや水による堆積構造の攪乱が関係しているものと考えられる。

またこの土の締め具合は、コア採取時にも起因していると考えられる。土質柱状図でも示したが、ガスハイドレートが存在していたコアでは、コア切断面に空隙や気泡が多く見られている。これより、コア引き上げの際の応力解放と昇温や減圧による微小なガスハイドレートの分解、あるいはコア内部の溶存ガスがガス化したことなどが原因で、コア内に生じた多くの空隙が強度やせん断波の低下に関係しているものと考えられる。

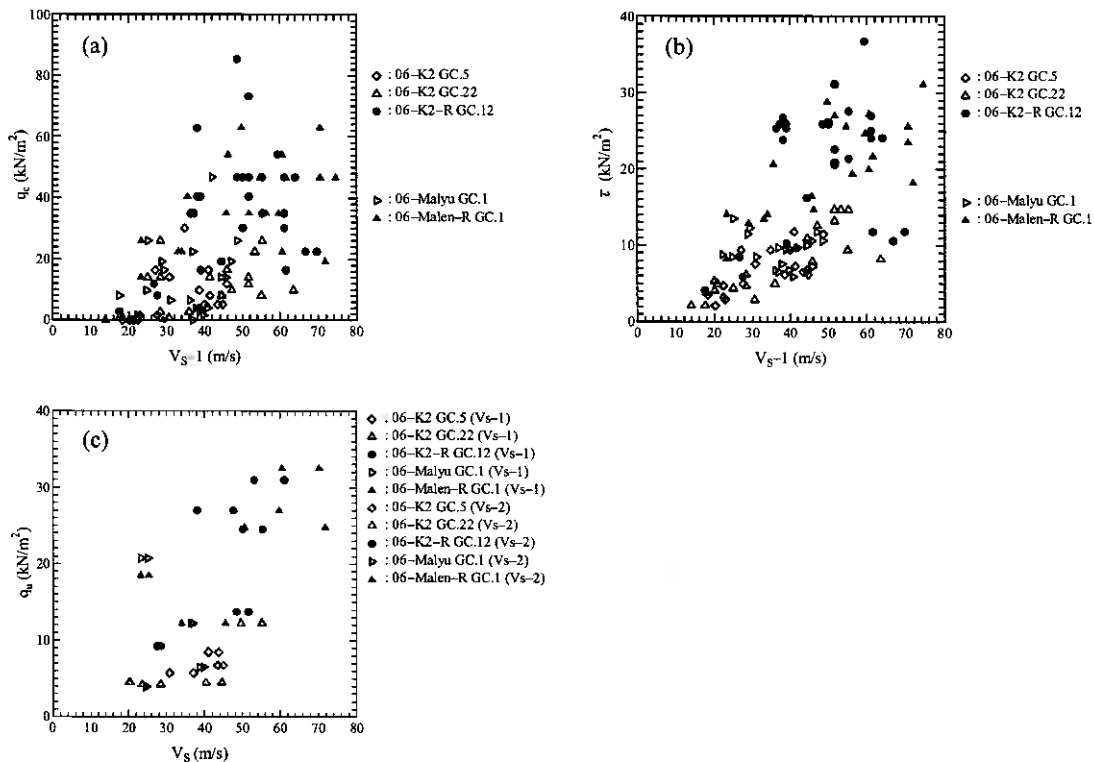


図 14 せん断波速度と (a) 貫入抵抗, (b) ベーンせん断強度, (c) 一軸圧縮強度との関係

なお図 10,11 (g)を見ると, 同じメタンガス・フレア存在地盤から採取した試料でも, 円柱試料として持ち帰ったコア 3 本 (05-K2-H GC.3 (●), 05-Bol-H GC.2 (■), 05-Bol-H GC.6 (◆)) に関しては, 一部高い強度を示しているところがある。これらの試料は図 12-(b)を見ると, ρ_d がガス・フレアの地点から採取したコア (◇, △, ▽) の ρ_d は低くなっているのに対して, 持ち帰ったコアの ρ_d はやや高くなっている。この原因として, サンプルを移動する際の作業過程でコア内の土の自重によって圧密され, 強度が増したのではないかと考えられる。

図 14-(a)~(c)にはせん断波速度と各々の強度 (q_c , τ , q_u) との関係を示した。これより多少の誤差は見られるものの, せん断波速度と各強度との間に相関性が見られるといえる。ただし今回の BE 試験は船上で行なっている試験であり, 船のゆれやコア引き上げ時のウィンチの振動などのさまざまな外的要因によって波形を読み取る精度が低かった。よって, 今後は船上でも精度の高い BE 試験が行なえるように更なる改良を加える必要がある。

6. 結論

2005, 2006 年にバイカル湖で行った表層型ハイドレート賦存地盤の調査および試料採取において, コア観察, 船上試験, 物理試験を行った。その結果をまとめると以下ようになる。

- (1) 泥火山やメタンガス・フレアの存在している地盤の表層 (100~300cm) で, ガスハイドレートを含むコアが採取された。コア内に観察できたガスハイドレートの形状は塊状, 層状, 粒状, 板状であり, 深層型ハイドレートの形状とは異なるものであった。
- (2) ガスハイドレートが観察されたコアでは, ガスハイドレートが存在していた深度より上部で 1~5mm 程度の空隙が多く見られた。
- (3) 物理試験結果より, 含水比, 土粒子密度, 液性, 塑性試験結果はガスハイドレートの存在有無に関係なく, $w=40\sim 70\%$, $w_L=50\%$ 以上, $w_p=30\sim 40\%$, $\rho_s=2.6\sim 2.8\text{g/cm}^3$ となり, 粒度試験結果では細粒分割率が 90% 以上となった。一方で Bolshoy, Malenky, Malyutka 領域では珪藻の割合が多いことによる粒度試験への影響があると考えられる。
- (4) 各強度試験値 (コーン貫入抵抗, ベーンせん断抵抗, 一軸圧縮強度) およびベンダーエレメント試験より求めたせん断波速度から, ガスハイドレートが存在しているコアでは堆積深度および含水比に関係なく一様に低い値を示した。これはガスハイドレートが存在している地盤では, 下部からのメタンガス・フレアによる地盤の攪乱や, コア引き上げ時における溶存ガスのガス化や昇温, 減圧による微小なガスハイドレートの分解などが影響しているものと考えられる。

今後は、ガスハイドレート賦存地盤の強度低下原因として考察した応力解放や堆積構造の攪乱の影響を、室内実験で再現することでより詳細に検討していく予定である。

謝辞：本研究において、ロシア・陸水学研究所 Oleg Khlystov 氏、ベルギー・ゲント大学 Jeffery Poort 氏、北見工業大学 Alexey Krylov 氏、山口大学吉川直孝氏、宮北志野さんには現地調査、船上試験でのご協力をいただいた。また、試料採取後の物理試験では、北見工業大学4年名波敬太君にご協力をいただいた。記して敬意を表します。

なお、本研究は文部科学省科学研究費（基盤研究（B）：18360222）の補助を受けたものである。

参考文献

- 1) Clayton, C. R. I., Priest, J. A. and Best, A. I. : The effects of disseminated methane hydrate on the dynamic stiffness and damping of a sand, *Geotechnique*, No.6, pp.423-434, 2005.
- 2) Masayuki, H., Yukio, N., Norimasa, Y. and Toshiro, E. : Basic research on the mechanical behavior of methane hydrate-sediments mixture, *Soils and Foundations*, Vol.45, No.1, pp.75-85, 2005.
- 3) Uchida, T., Lu, H. and Tomaru, H. : Subsurface occurrence of natural gas hydrate in the Nankai trough area, *Resource Geology*, Vol.54, No.1, pp.35-44, 2004.
- 4) Shoji, H. et. al. : Hydrate-bearing structures in the sea of Okhotsk, *EOS, Transactions, American Geophysical Union*, Vol.86, No.40, pp.13-18, 2005.
- 5) 藤井昭二：2. バイカル湖とその自然環境の変遷, 井上源喜・柏谷健二・箕浦幸治編「地球環境変動の科学：バイカル湖ドリリングプロジェクト」, 古今書院, pp.21-42, 1998.
- 6) Kenji, K., Shinya, O., Hiroaki, T., Hideo, S. and Takayoshi, K. : Long-term late Cenozoic global environmental changes inferred from lake Baikal sediments, *Long Continental Records from Lake Baikal*, Springer, pp.3-20, 2003.
- 7) Kuzmin, M. I., Karabanov, E. B., Prokopenko, A. A., Gelety, V. F., Antipin, V. S., Williams, D. F. and Gvozdkov, A. N. : Sedimentation processes and new age constraints on rifting stages in Lake Baikal, *Int J Earth Sci*, No.88, pp.183-192, 2000.
- 8) 山中金次郎, 松尾憲一：土壌硬度に関する研究（第1報）, *日本土壌肥科学雑誌*, Vol.33, No.7, pp.343-347, 1962.
- 9) Turner, D. J., Cherry, R. S. and Sloan, E. D. : Sensitivity of methane hydrate phase equilibria to sediment pore size, *Fluid Phase Equilibria*, No.228-229, pp.505-510, 2005.
- 10) 箕浦幸治, 星野耕一：8. 生物情報による堆積環境の復元, 井上源喜・柏谷健二・箕浦幸治編「地球環境変動の科学：バイカル湖ドリリングプロジェクト」, 古今書院, pp.196, 1998.

平成17年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告

選考委員

委員長	三浦 清一	北海道大学大学院工学研究科教授
委員	神谷 光彦	北海道工業大学工学部教授
〃	坂本 容	北海道電力(株) 土木部次長
〃	武田 覚	(株)ドーコン 地質部長
〃	西川 純一	(独)北海道開発土木研究所構造部長
〃	吉野 伸一	北海道旅客鉄道(株) 工務部長

選考経過

(1)地盤工学会北海道支部賞

平成18年3月17日 支部事務局において、支部賞授与規定により審議した結果、次の2編を授賞論文として選考した。

論文名 連続体・不連続体解析による粒状構造物の挙動解析法の提案
著者 石川 達也

論文名 苫小牧液状化アレーで観測された2003年十勝沖地震の地震動の特徴
著者 西本 聡

(2)地盤工学会北海道支部賞(学生部門)

平成18年3月17日 支部事務局において、支部賞授与規定により審議した結果、次の4氏の発表について、北海道支部賞(学生部門)を授与することとした。

氏名 三ツ川文彦
発表論文 数値解析による粘土地盤中の中間砂層が圧密に及ぼす影響

氏名 川合 正浩
発表論文 降雨による斜面崩壊機構の解明とその影響因子に関する模型実験

氏名 杉山 圭大
発表論文 多重リングせん断試験機による碎石の繰返し変形挙動予測

氏名 畢 春菴
発表論文 実地盤の熱伝導率に関する研究

論文名 連続体・不連続体解析による粒状構造物の挙動解析法の提案
著者 石川達也
受賞者 同上

選考理由

我が国の在来線線路の約90%を占めるバラスト軌道で生じる軌道破壊現象の解明は、軌道構造の大部分が現在の形態を維持すると考えられることから、今後も鉄道工学における主要な研究課題の一つである。従来、鉄道線路施設の効率的な維持管理を行うために、軌道破壊現象の予測手法の研究が行われており、その一環として軌道や路盤を対象とした変形・沈下挙動検討のための構造解析手法が提案されてきた。しかし、これらの解析手法の多くは、粗粒な碎石の集合体であるバラスト道床全体をマクロな構造体として扱うバネ・ダッシュポッド・質点系モデルであり、軌道破壊現象の主因と考えられるバラスト道床の力学挙動を充分考慮したものではない。

本研究は、バラスト道床の力学挙動を地盤工学の観点から考慮した鉄道線路の構造解析手法の構築を目的として、粒状構造物の挙動解析に対する各種数値解析手法の適用性について検討したものである。本論文の特徴は、従来簡易な実験式として表現されてきたバラスト道床の力学挙動を、その構成材である道床碎石の力学特性と関連づけて検討し、数理モデル化したことにある。粒状地盤材料の力学挙動のモデル化方法を分類すると、一般に、連続体近似を導入して解く連続体構成モデルと、離散体として直接解く不連続体モデルに大別されるが、本論文では、前者のアプローチとして有限要素法を、後者のアプローチとして不連続変形法をそれぞれ選択し、2つの異なった視点からバラスト道床の変形挙動解析に対する離散化解析手法の適用性について基礎的な検討を行っている。その結果、室内要素試験結果から得られた礫材の累積ひずみ特性を考慮した有限要素法、および礫材の実粒子形状を模擬した要素を用いた不連続体解析法を確立し、従来の構造解析手法では十分な検討が行えなかったバラスト道床の力学挙動に対する軌道構造各部材の形状効果や、粒子形状・粒子間空隙等の材料特性の影響を評価可能なバラスト軌道の変形挙動解析法を提案した。

以上のように、本論文は、粒状構造物の変形挙動予測に対する室内要素試験結果の応用方法あるいは不連続体解析における構成粒子のモデル化方法に起因する解析精度の向上方法に関して重要な知見を提供するとともに、鉄道線路施設のメンテナンスコストの低減に貢献しており、地盤工学の発展に寄与するところが大きい。

よって、著者は地盤工学会北海道支部賞を授与される資格があるものと認める。

論文名 苫小牧液状化アレーで観測された 2003 年十勝沖地震の地震動の特徴

著者 西本 聡 三輪 滋 池田 隆明

受賞者 西本 聡

選考理由

2003 年 9 月 26 日に発生した 2003 年十勝沖地震は、十勝地方を中心に河川堤防や道路、橋梁、また住宅などに大きな被害をもたらした。地震被害を詳細に分析するには欠かせない地震観測記録について、近年、急速に地震観測体制が整備されつつあり、数多くの地震動記録が得られた。また、地中の地震動記録も含めて、地震計を集中的に配置し特定の構造物や地盤の挙動を観測する鉛直アレー観測についても記録が得られている。しかし、これに加えて、間隙水圧計を同時に配置し、液状化の影響を捉える液状化アレー観測は、観測事例がそれほど多くはなく、過剰間隙水圧が地盤挙動に影響を及ぼすほど大きく上昇した記録を観測した事例は少ない。

北海道開発土木研究所では、苫小牧東部の 2 地点の軟弱地盤において、砂層・火山灰層の液状化特性の把握、道路盛土の液状化対策効果の確認、道路盛土の地震時挙動の検討などを目的として地盤と道路盛土の液状化アレー観測を 1990 年より実施している。2004 年までに 1993 年釧路沖地震の際の水圧が上昇した記録など 17 地震の良好な記録を観測し、様々な角度から、分析検討を行ってきた。2003 年十勝沖地震では、有効拘束圧の 0.27 程度まで上昇した過剰間隙水圧の記録と 120cm/s^2 を超える加速度記録が観測された。これは当該観測点で得たもっとも大きな加速度記録である。

本論文では、十勝沖地震本震および余震で獲得した地震動記録と過去の記録の分析により、表層地盤の非線形増幅特性、間隙水圧上昇特性、記録に含まれるやや長周期地震動の特徴などが検討されている。その結果、地震動レベルの増大にしたがい、表層地盤のせん断ひずみの増大や過剰間隙水圧の上昇によりせん断剛性が低下し表層地盤の 1 次固有振動数は小さな地震動に比べて 80%程度にまで低下したこと、地中に対する地表の振幅比が低下したことなど表層地盤の非線形増幅特性が明らかにされた。また、加速度時刻歴や加速度応答スペクトルから、5 秒から 8 秒にかけてのやや長周期成分が卓越していることが確認された。この周期帯でのスペクトルは地中・地表ともほとんど一致していることから、やや長周期成分の卓越は表層地盤の増幅ではなく、これより深い地盤構造に起因して励起された地震動によるものであると推測された。さらに他の機関の強震観測網による地震動記録を検証することにより、苫小牧近傍の観測点では同様のやや長周期地震動が卓越し、震源から苫小牧に至る区間では卓越が見られないことが明確にされた。したがって、このような長周期地震動の卓越は、苫小牧観測点が位置する勇払平野の深い地盤構造で励起された地震動の影響と考えられるが、特に勇払平野に限られることなく、深い堆積地盤構造を持つ平野部では重要な課題であることを指摘している。

以上のように、本論文は表層地盤の地震時挙動を検討する場合の地盤に生じる非線形性の重要性、やや長周期地震動の励起について深い地盤構造を考慮する必要性を提起し、地盤耐震工学に関する重要な知見を提供していることから、地盤工学の発展に寄与するところが大きい。

よって、著者は地盤工学会北海道支部賞を授与される資格があるものと認める。

本書刊行に際して広告掲載協賛者ご芳名録

目 次

(五十音順)

株式会社 JSP	1
三菱化学産資 株式会社	2
株式会社 イーエス総合研究所	3
基礎地盤コンサルタンツ 株式会社	3
株式会社 ダイヤコンサルタント	4
株式会社 竹中土木	4
株式会社 ドーコン	5
株式会社 早水組	5
株式会社 北開水工コンサルタント	6
益村測量設計 株式会社	6

EPS軽量盛土工法の新時代「ウォールブロック工法」

H鋼+壁面材が不要！ 軽量モルタル壁面材が一体化したEPSブロックです！

■工期の短縮！

ウォールブロックはEPSブロックと壁面材(軽量モルタル)を一体化した製品です。

- ・ 床付け基面が完成すれば、壁面部はウォールブロック、背面は一般的なEPSブロックを積み重ねるだけで擁壁を構築できます(※1)。
- ・ H鋼建込み、壁面材取付けが不要です。このため、工期の大幅短縮につながります。《事例1 参照》
(※1)床版コンクリートは従来工法と同じく必要になります。

■狭小地・用地制限箇所での施工に！

H鋼の建込みが不要です。重機の進入が困難な、狭小地、急傾斜地など施工スペースに制限がある箇所での施工性に優れます。

■NETISに登録された工法です！

国土交通省新技術情報提供システム(NETIS)に登録済みです。
(登録番号: QS-040024-A)

■「狭小スペースでの施工事例」《事例2 参照》

前面は河川、背面は現道と家屋が隣接する箇所での採用されました。

- ・ 背面の安定確保とEPSの自立性を生かし、背面切土は最小限で済みました。
→ 現道規制、隣接家屋の移転が不要
- ・ 基面構築と河川HWLを考慮してコンクリート基礎採用。
→ 前面が河川という限られたスペースで施工を実施

■「立体交差部での施工事例」《事例3 参照》

一部供用中の立体交差部橋梁アプローチ部で採用されました。

- ・ 型枠不要、重機不要なため、現況側道部の交通規制を行わず、施工が可能。 → 渋滞要因などの回避
- ・ ウォールブロックを積み上げるだけなので、工期の短縮が可能。
→ 総工費の削減、早期に供用開始可能

柔で剛を制す「三層構造緩衝システム」

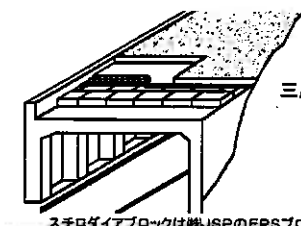
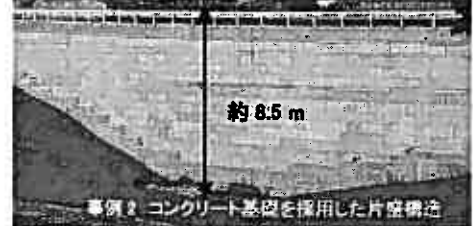
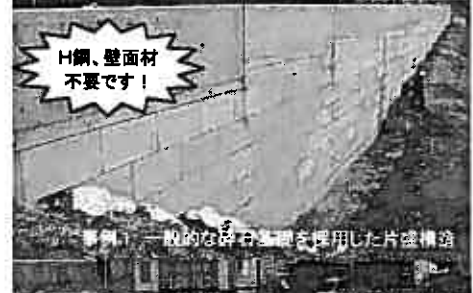
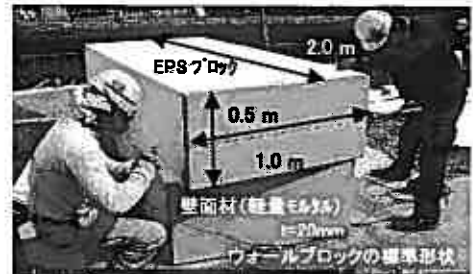
砂・コンクリート版・EPSの三層構造で落石による衝撃を緩和

■落石の衝撃緩和に理想的な三層構造！

三層構造緩衝システムは、落石覆道上部に「砂・コンクリート版・EPS」を併用積層し、落石による衝撃を緩和する構造です。三層構造を採用することで、EPSの必要量を少なくすることができる経済的な構造です。

■落石対策便覧に紹介されている工法

落石対策便覧(P283)にて三層緩衝構造として紹介されています。



三層構造緩衝システムの例

砂	50cm
RC床版	20cm
スチロダイアブロック	50cm

スチロダイアブロックは株式会社JSPのEPSブロックの製品名称です



■お問い合わせ・資料の請求は・・・

株式会社 JSP

JSP

本社 建材土木資材カンパニー

〒100-0005

東京都千代田区丸の内3-4-2 新日石ビル

Tel 03-6212-6364 Fax 03-6212-6369

http://www.co-jsp.co.jp/doboku/

～高性能発泡樹脂で豊かな社会に貢献するJSP～

札幌営業所

〒060-0003

北海道札幌市中央区北三条西1-1 サンメモリアビル

Tel 011-231-2681 Fax 011-231-7850

ジオグリッドの機能をさらに拡充する
急勾配盛土補強工法……

Tensar
FROM NETLON®

テンサー・EX工法

テンサー・EX工法は、盛土の安定〔ジオグリッド：テンサー〕と法面の保護・緑化〔鋼製擁壁：EXパネル〕が一体化された、急勾配盛土の合理的な工法です。従来の工法の種々の問題点を解決し、省力化に寄与いたします。



他、三菱化学の土木資材

あらゆる場所で土壌を守る
土壌浸食防止ブロックマット

ゴビマット

EPS土木工法用ブロック

スチロポールブロック

面排水吸出防止材

ダイヤベース

三菱化学産資株式会社
土木資材事業部

北海道支店 〒060-0807 札幌市北区北七条西四丁目3番1号 新北海道ビル
TEL. 011-746-6195(代表) FAX. 011-746-7427

名古屋支店 〒450-0002 名古屋市中村区名駅三丁目28番12号 名古屋ビル
TEL. 052-565-3825(代表) FAX. 052-565-3835

九州支店 〒812-0011 福岡市博多区博多駅前二丁目19番24号 大博センタービル
TEL. 092-432-0105(代表) FAX. 092-432-0125

本社 〒100-0005 東京都千代田区丸の内一丁目8番2号 第一鉄鋼ビル6F
TEL. 03-5293-6614~6 FAX. 03-5293-9467

大阪支店 〒541-1144 大阪市中央区伏見町四丁目1番1号 大阪明治生命館
TEL. 06-6204-8472 FAX. 06-6204-8475

総合建設コンサルタント

ISO9001:14001 認証

環境調査

家屋調査

地質調査

騒音・振動調査

アスベスト含有分析

土木設計

水質・土壌分析

コンクリート診断

施工管理

建設コンサルタント業・地質調査業・測量業・計量証明事業
一級建築士事務所・土壌汚染状況調査指定機関・補償コンサルタント業



株式
会社

イーエス総合研究所

(旧社名：株式会社北日本ソイル総合研究所 ES:Environment Survey)

本社／札幌市東区中沼西5条1丁目8-1 電話(011)791-1651番 FAX(011)791-5241番
函館支店／北斗市東前76-55 電話(0138)77-7131番 FAX(0138)77-7126番
帯広支店／河東郡音更町木野大通東14丁目 電話(0155)31-8933番 FAX(0155)31-8593番
北見支店／北見市端野町端野2-11 電話(0157)56-3576番 FAX(0157)56-3578番
道北支店／深川市音江町2丁目12-16 電話(0164)26-3222番 FAX(0164)26-3223番
釧路支店／釧路郡釧路町中央3丁目16 電話(0154)40-5522番 FAX(0154)40-5525番
苫小牧支店／苫小牧市沼ノ端920-95 電話(0144)52-5501番 FAX(0144)52-5505番
伊達出張所／伊達市舟岡町304-16 電話(0142)25-7711番 FAX(0142)25-7712番

北海道内の地盤調査会社の草分けとして、試錐・サンプリング技術などの

様々な分野で社会に貢献してきました。

北海道で45年



基礎地盤コンサルタンツ株式会社

代表取締役社長 小林 精二

北海道支社長 齊藤 和夫
支社

〒003-0807 札幌市白石区菊水7条2丁目7番1号SEビル

TEL 011-822-4171 FAX 011-822-4727

函館事務所 TEL 0138-55-8709

苫小牧事務所 TEL 0144-57-5956

<http://www.kiso.co.jp/>



ISO 9000
BCJ-QS-0124



R019

- 【業務内容】
1. 道路・橋梁・トンネル・その他構造物の計画・設計
 2. 土質・地質・地すべりの調査解析
 3. GIS構築および数値解析



株式会社ダイヤコンサルタント

執行役員 北海道支社長 長谷川 達也

本 社 〒101-0032 東京都千代田区岩本町1丁目7番4号（東急岩本町ビル）

TEL 03(5835)1711 FAX 03(5835)1712

北海道支社 〒001-0010 札幌市北区北10条西2丁目13番地2

TEL 011(729)2701(代表) FAX 011(729)2687(総務・営業)

より良い環境の創造



TAKENAKA

竹中土木

取締役社長 竹 中 康 一

北海道支店長 井 口 洋 二

本 社 東京都江東区新砂1丁目1-1 TEL:03-6810-6200

北海道支店 札幌市中央区大通西4丁目1 TEL:011-241-6428



Docon

— 総合建設コンサルタント —

株式会社ドーコン

代表取締役社長 柳川 捷夫

本 社

〒004-8585 札幌市厚別区厚別中央1条5丁目4番1号 TEL.011-801-1500 FAX.011-801-1600
<http://www.docon.jp>



株式会社 早水組

取 締 役 社 長 早 水 均

本 社 / 網走市潮見1丁目356番地2 TEL(0152)43-4551
支 社 / 札幌市豊平区西岡2条1丁目2-6 第3早水ビル TEL(011)853-6551



株式会社 北開水工コンサルタント

代表取締役社長 山 口 甲

本 社／河東郡音更町共栄台西 11 丁目 1 番地
☎ (0155) 31-6171 番 FAX (0155) 31-6214
支 店／札幌・旭川・網走・釧路・留萌



ISO 9001 : 2000 認証登録 (本社)

ISO14001: 2004 認証登録 (本社)

益村測量設計 株式会社

道路，河川，港湾，農業用施設及び開発行為に関する調査・測量・
設計，物件調査，GIS 及び土木施工管理

代表取締役 益 村 公 人

本 社：〒093-0046 網走市新町 1 丁目 7 番 14 号 TEL0152-44-7335 FAX0152-43-3379

E-mail : masumura@masumura.co.jp , <http://www.masumura.co.jp/>

札幌営業所：〒007-0834 札幌市東区北 34 条東 28 丁目 7-11 TEL 011-781-7335 FAX 011-784-1605

道央営業所：〒068-0822 岩見沢市日の出 1 丁目 2-15 TEL 0126-32-0158 FAX 0126-32-0158

道北営業所：〒070-0875 旭川市春光 5 条 3 丁目 9-37 TEL 0166-54-1068 FAX 0166-54-1068